



LABORATÓRIO NACIONAL  
DE ENGENHARIA CIVIL

# ABORDAGENS DE RISCOS EM BARRAGENS DE ATERRO

**Maria de Lurdes Pimenta Baptista**

Bolseira, LNEC

LISBOA • 2009

Tese elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil em 2008 para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa

**TESES E PROGRAMAS  
DE INVESTIGAÇÃO**

**PIMENTA, Lurdes**

Engenheira Civil, Mestre em Mecânica dos Solos, Doutora em Engenharia Civil  
Departamento de Geotecnia

Teses e Programas de Investigação LNEC é uma colecção editorial do Laboratório Nacional de Engenharia Civil destinada a divulgar os trabalhos de investigação realizados no LNEC e de que resultaram Teses apresentadas em concurso para Investigador Auxiliar do LNEC, Teses de Doutoramento apresentadas em Universidades portuguesas e estrangeiras, e Programas de Investigação apresentados em concurso para obtenção do título de Habilitação para o Exercício das Funções de Coordenação Científica.

**Editado na mesma colecção:**

- TPI 54 VISEU, Teresa — *Segurança dos vales a jusante de barragens. Metodologias de apoio à gestão do risco. (2008)*
- TPI 55 VIEGAS, João C. — *Utilização de ventilação de impulso em parques de estacionamento cobertos. (2008)*
- TPI 56 CALDEIRA, Laura M. M. Saraiva — *Análises de risco em geotecnia. Aplicação a barragens de aterro. (2008)*
- TPI 57 MOTA, Rogério — *Metodologias de prospecção geofísica aplicadas a problemas ambientais e geotécnicos. Aplicação conjunta de métodos eléctricos e sísmicos. (2008)*
- TPI 58 VEIGA, Maria do Rosário — *Conservação e reparação de revestimentos de paredes de edifícios antigos. Métodos e materiais. (2009)*

Esta publicação inclui CD com anexos

Copyright © LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I.P.  
Divisão de Divulgação Científica e Técnica  
AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA  
e-e: livraria@lnec.pt  
www.lnec.pt

Editor: LNEC

Colecção: Teses e Programas de Investigação LNEC

Série: TPI 59

1.ª edição: 2009

Tiragem: 100 exemplares

Descritores: Barragem de aterro / Risco accidental / Segurança de barragens / Avaliação do risco / Tese / PT

Descriptors: Embankment dam / Accidental risk / Dams safety / Risk assessment / Thesis / PT

CDU 627.824.3.046(043)(469)

ISBN 978-972-49-2179-2

## RESUMO

### **Abordagens de Riscos em Barragens de Aterro**

O presente trabalho constitui uma reflexão sobre abordagens de riscos no domínio das barragens de aterro e procura contribuir para a compreensão e para o desenvolvimento de metodologias e métodos de apoio à implementação da *Gestão de Riscos* e, em particular, da *Avaliação de Riscos*, com vista à sua utilização sustentada.

Abordam-se, inicialmente, factores relativos às barragens com interesse para a avaliação das suas vulnerabilidades e identificam-se os seus estados limite. Caracteriza-se o parque de barragens de aterro em exploração em Portugal.

Em seguida, procede-se à apresentação e adaptação da metodologia geral de *Gestão de Riscos* e da terminologia afim e tratam-se as suas principais actividades, com particular destaque para a *Análise de Riscos* e para a *Apreciação de Riscos*. Propõem-se critérios de apreciação de riscos para as barragens de aterro portuguesas.

Posteriormente, caracterizam-se métodos de análise preliminar de riscos de portefólios de barragens e propõe-se um novo método baseado em índices, que se aplica a 36 barragens portuguesas em exploração.

Finalmente, apresentam-se e adaptam-se métodos de análises de riscos qualitativas e quantitativas para aplicação a barragens. Dá-se enfoque aos objectivos, domínios de aplicação, princípios e procedimentos de aplicação e às suas principais vantagens e limitações, procedendo-se a aplicações ilustrativas.





## ABSTRACT

### **Risk Approaches in Embankment Dams**

The present work addresses the risk approaches in the field of embankment dams and aims at contributing to understanding and developing methodologies and methods, in support to the implementation of *Risk Management* and, in particular, *Risk Assessment*, intended for their sustainable use.

Initially, the factors related to embankment dams are considered, with particular emphasis on the evaluation of their vulnerabilities, and their limit states are identified. Furthermore, the set of embankment dams operating in Portugal is characterised.

Subsequently, the general methodology for *Risk Management* and like terminology is presented and adapted and its main activities are addressed, with particular emphasis on *Risk Analysis* and *Risk Evaluation*. Criteria for risk evaluation of Portuguese embankment dams are proposed.

Afterwards, the preliminary risk analysis methods of dam portfolios in operation are characterised. A new method on the basis of risk indexes is proposed, which is applied to 36 Portuguese dams in operation.

Lastly, the methods for carrying out both qualitative and quantitative risk analyses of dams are presented and adapted. The following aspects are particularly emphasised: objectives, scopes, principles and application procedures, as well as their main advantages and constraints. Illustrative applications are also presented.



# ÍNDICES

## ÍNDICE DO TEXTO

### PARTE I

<b>1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....</b>	<b>1</b>
1.1 - ESCOLHA DO TEMA E DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO.....	1
1.2 - OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	3
1.3 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	4
<b>2 - ALGUNS ASPECTOS HISTÓRICOS SOBRE A ORIGEM E A EVOLUÇÃO DAS BARRAGENS DE ATERRO ....</b>	<b>7</b>
<b>3 - RISCO E SEGURANÇA. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES GERAIS.....</b>	<b>21</b>

### PARTE II

<b>4 - BARRAGENS DE ATERRO .....</b>	<b>29</b>
4.1 - INTRODUÇÃO .....	29
4.2 - ALGUNS DADOS GERAIS SOBRE BARRAGENS.....	30
4.3 - CONDICIONANTES DA CONCEPÇÃO E DA FIABILIDADE.....	35
4.3.1 - Considerações gerais .....	35
4.3.2 - Condicionantes locais e ambientais.....	37
4.3.2.1 - Condicionantes topográficas .....	37
4.3.2.2 - Condicionantes geológico-geotécnicas .....	37
4.3.2.3 - Condicionantes sismológicas.....	41
4.3.2.4 - Condicionantes hidrológicas.....	42
4.3.2.5 - Condicionantes ambientais.....	43
4.3.3 - Materiais de construção e técnicas de colocação e controlo.....	43
4.3.4 - Concepção estrutural .....	50
4.3.4.1 - Considerações prévias.....	50
4.3.4.2 - Perfil longitudinal do vale.....	50
4.3.4.3 - Planta .....	51
4.3.4.4 - Perfil tipo .....	52
4.3.4.4.1 - Considerações prévias.....	52
4.3.4.4.2 - Zonamento dos aterros .....	53
4.3.4.4.3 - Geometria exterior .....	59
4.3.4.4.4 - Protecção dos paramentos exteriores e do coroamento .....	61
4.3.5 - Órgãos hidráulicos anexos.....	61
4.4 - ROTURA E ESTADOS LIMITE .....	62
4.4.1 - Registos históricos.....	62
4.4.2 - Tipologia de estados limite.....	79
4.4.2.1 - Considerações iniciais.....	79
4.4.2.2 - Estados limite de utilização .....	81
4.4.2.3 - Estados limite últimos.....	83
4.4.3 - Prevenção, detecção e correcção de estados limite.....	88
4.5 - BARRAGENS DE ATERRO PORTUGUESAS.....	91
4.5.1 - Caracterização geral.....	91
4.5.2 - Caracterização por época de construção.....	99
4.5.3 - Disposições regulamentares e normativas e entidades afins ao projecto, construção e exploração.....	113
4.5.4 - Registos históricos e estados limite reconhecidos.....	115

4.6 - CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	130
<b>5 - GESTÃO DE RISCOS.....</b>	<b>133</b>
5.1 - INTRODUÇÃO .....	133
5.2 - METODOLOGIA GERAL E TERMINOLOGIA.....	135
5.3 - ANÁLISE DE RISCOS .....	146
5.3.1 - Considerações iniciais .....	146
5.3.2 - Objectivos e tipos de análises .....	147
5.3.3 - Identificação dos modos de rotura.....	156
5.3.3.1 - Considerações prévias.....	156
5.3.3.2 - Decomposição do sistema e dos subsistemas .....	156
5.3.3.3 - Acontecimentos iniciadores.....	158
5.3.3.4 - Modos de rotura.....	163
5.3.4 - Avaliação dos modos de rotura .....	170
5.3.4.1 - Considerações prévias.....	170
5.3.4.2 - Incertezas.....	170
5.3.4.3 - Probabilidade.....	172
5.3.4.4 - Métodos para estimativa das probabilidades.....	176
5.3.4.4.1 - Julgamento de engenharia .....	176
5.3.4.4.2 - Estimativas estatísticas com base em dados históricos .....	180
5.3.4.4.3 - Análises de fiabilidade.....	181
5.3.5 - Identificação e avaliação de consequências.....	183
5.3.6 - Estimativa do risco.....	190
5.4 - APRECIÇÃO DE RISCOS .....	192
5.4.1 - Considerações iniciais .....	192
5.4.2 - Percepção e atitude perante o risco .....	193
5.4.3 - Risco individual.....	199
5.4.4 - Risco societal .....	204
5.4.4.1 - Significado do risco societal .....	204
5.4.4.2 - Representação do risco societal.....	207
5.4.4.3 - Critérios de apreciação do risco societal.....	210
5.4.4.3.1- Indústrias e infraestruturas perigosas .....	210
5.4.4.3.2 - Barragens.....	220
5.4.5 - Proposta de critérios de apreciação de riscos.....	232
5.5 - CONTROLO DE RISCOS .....	237
5.5.1 - Considerações iniciais .....	237
5.5.2 - Decisão .....	237
5.5.3 - Mitigação.....	241
5.5.4 - Prevenção .....	242
5.5.5 - Detecção.....	243
5.5.6 - Planeamento de emergência.....	243
5.5.7 - Revisão .....	244
5.5.8 - Comunicação.....	244
5.6 - O PANORAMA INTERNACIONAL .....	245
5.7 - CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	253
<b>6 - MÉTODOS DE ANÁLISE PRELIMINAR DE RISCOS DE PORTEFÓLIOS DE BARRAGENS.....</b>	<b>257</b>
6.1 - INTRODUÇÃO .....	257
6.2 - OBJECTIVOS E DOMÍNIO DE APLICAÇÃO .....	258
6.3 - PRINCÍPIOS E PROCEDIMENTOS DE APLICAÇÃO.....	259
6.4 - ÍNDICE GLOBAL DE RISCO.....	260

6.4.1 - Descrição geral.....	260
6.4.2 - Historial de utilização em Portugal.....	263
6.4.3 - Resultados de uma aplicação prática do índice global de risco modificado.....	266
6.4.4 - Considerações finais.....	284
6.5 - ÍNDICE DE LAFITTE.....	285
6.5.1 - Descrição geral.....	285
6.5.2 - Resultados de uma aplicação prática.....	291
6.6 - <i>RISK BASED PROFILING SYSTEM</i> .....	291
6.6.1 - Descrição geral.....	291
6.6.2 - Apreciação geral do método.....	305
6.6.3 - Considerações finais.....	310
6.7 - PROPOSTA DE UM NOVO MÉTODO DE ÍNDICES.....	312
6.7.1 - Considerações iniciais.....	312
6.7.2 - Descrição geral.....	312
6.7.3 - Aplicação às barragens do grupo de controlo.....	341
6.7.4 - Revisão de critérios propostos.....	356
6.8 - CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	358
<b>7 - MÉTODOS DE ANÁLISE DE RISCOS DE BARRAGENS.....</b>	<b>359</b>
7.1 - INTRODUÇÃO.....	359
7.2 - DIAGRAMAS DE LOCALIZAÇÃO, CAUSA E INDICADORES DE FALHAS.....	360
7.2.1 - Considerações iniciais.....	360
7.2.2 - Objectivos e domínio de aplicação.....	361
7.2.3 - Princípios e procedimentos de aplicação.....	361
7.2.4 - Resultados de um exemplo ilustrativo de aplicação.....	366
7.2.5 - Vantagens e limitações.....	382
7.2.6 - Proposta de alterações.....	383
7.2.7 - Considerações finais.....	389
7.3 - REGISTOS DE RISCOS.....	390
7.3.1 - Considerações iniciais.....	390
7.3.2 - Objectivos e domínio de aplicação.....	390
7.3.3 - Princípios e procedimentos de aplicação.....	391
7.3.4 - Exemplo ilustrativo de aplicação.....	393
7.3.5 - Vantagens e limitações.....	408
7.4 - ANÁLISE DOS PERIGOS E DA OPERACIONALIDADE.....	411
7.4.1 - Considerações iniciais.....	411
7.4.2 - Objectivos e domínio de aplicação.....	411
7.4.3 - Princípios e procedimentos de aplicação.....	412
7.4.4 - Exemplo ilustrativo de aplicação.....	414
7.4.5 - Vantagens e limitações.....	435
7.5 - ANÁLISE DO MODO E EFEITO DAS FALHAS.....	436
7.5.1 - Considerações iniciais.....	436
7.5.2 - Objectivos e domínio de aplicação.....	437
7.5.3 - Princípios e procedimentos de aplicação.....	438
7.5.4 - Exemplo ilustrativo de aplicação.....	440
7.5.5 - Vantagens e limitações.....	449
7.6 - ANÁLISE DE ÁRVORE DE EVENTOS.....	450
7.6.1 - Considerações iniciais.....	450
7.6.2 - Objectivos e domínio de aplicação.....	451
7.6.3 - Princípios e procedimentos de aplicação.....	451
7.6.4 - Diagramas de influência.....	456

7.6.5 - Interpretação das árvores de eventos.....	457
7.6.6 - Exemplo ilustrativo de aplicação.....	458
7.6.6.1 - Considerações gerais.....	458
7.6.6.2 - Construção do diagrama de influência.....	458
7.6.6.3 - Construção das árvores de eventos.....	462
7.6.6.4 - Quantificação da probabilidade de rotura por perda de estabilidade global do talude de jusante.....	467
7.6.6.5 - Interpretação das árvores de eventos.....	474
7.6.7 - Vantagens e limitações.....	479
7.7 - ANÁLISE DE ÁRVORE DE FALHAS.....	480
7.7.1 - Considerações iniciais.....	480
7.7.2 - Objectivos e domínio de aplicação.....	481
7.7.3 - Princípios e procedimentos de aplicação.....	481
7.7.4 - Interpretação das árvores de falhas.....	485
7.7.5 - Exemplo ilustrativo de aplicação.....	488
7.7.6 - Vantagens e limitações.....	500
7.8 - CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	501
<b>PARTE III</b>	
<b>8 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>503</b>
8.1 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	503
8.2 - DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	511
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>513</b>
<b>ÍNDICE DOS ANEXOS</b>	
ANEXO 1 - QUADROS ANEXOS AO CAPÍTULO 4.....	537
ANEXO 2 - QUADROS ANEXOS AO CAPÍTULO 6.....	573

## ÍNDICE DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2

- Fig. 2.1 – Perfis tipo de barragens romanas (Quintela et al., 1987).
- Fig. 2.2 – Algumas barragens americanas construídas no século XIX (Schnitter, 1994).
- Fig. 2.3 – Alguns marcos históricos da actual engenharia de barragens de aterro (informação compilada a partir de Schnitter, 1994, e de Mineiro, 1978).
- Fig. 2.4 – Evolução da construção de barragens de grande altura, na segunda metade do século XX (Schnitter, 1994).
- Fig. 2.5 – Perfis tipo de algumas das barragens mais altas do mundo (Schnitter, 1994).
- Fig. 2.6 – Rotura de barragens com mais de 15 m de altura (Schnitter, 1994).

### CAPÍTULO 3

- Fig. 3.1 – Perspectivas de uma sociedade orientada para a segurança (a) e duma sociedade orientada para o risco (b) (adaptado de Rettemeier et al., 2002).

### CAPÍTULO 4

- Fig. 4.1 – Evolução do número de barragens no mundo de acordo com os registos da CIGB (CIGB, 1988).
- Fig. 4.2 – Número de grandes barragens de alguns países da Europa (GTLB, 2001).
- Fig. 4.3 – Idade média das grandes barragens de alguns países da Europa (GTLB, 2001).
- Fig. 4.4 – Altura das grandes barragens de alguns países da Europa (GTLB, 2001).
- Fig. 4.5 – Tipo de soluções de grandes barragens de alguns países da Europa (GTLB, 2001).
- Fig. 4.6 – Relações corda-altura de vales de implantação de barragens de terra e de enrocamento.
- Fig. 4.7 – Exemplos de barragens de aterro portuguesas e relações corda-altura dos respectivos vales (fotografias do *site* da CNPGB, [http://cnpgb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal](http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal)).
- Fig. 4.8 – Curvas granulométricas típicas de solos (A), de misturas de solo-enrocamento (B) e de enrocamentos (C) e respectivas estruturas dos materiais (Maranha das Neves, 1993).
- Fig. 4.9 – Fusos granulométricos típicos de solos residuais dos xistos e dos granitos usados em barragens portuguesas (Maranha das Neves, 1991).
- Fig. 4.10 – Fusos granulométricos de solos de núcleos de barragens que sofreram erosão interna (Sherard, 1979, citado em Maranhã das Neves, 1991).
- Fig. 4.11 – Barragem do Beliche, implantada segundo um eixo curvo. Planta e fotografia do *site* da CNPGB ([http://cnpgb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal](http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal)).
- Fig. 4.12 – Sistemas filtrantes e drenantes em barragens homogéneas.
- Fig. 4.13 – Posicionamento do filtro chaminé em barragens homogéneas.
- Fig. 4.14 – Classificação das deteriorações associadas ao corpo de barragens de aterro e respectivas fundações (CIGB, 1983).
- Fig. 4.15 – Subsistemas de barragens de aterro afectados por deteriorações (Silveira, 1990)
- Fig. 4.16 – Distribuição dos 82 casos de rotura registados em barragens de aterro (Silveira, 1990)
- Fig. 4.17 – Distribuição, por tipo de ocorrência, dos modos de rotura (e/ou causas) dos 36 casos registados, associados ao corpo da barragem de aterro e ao conjunto corpo da barragem de aterro-fundação (Silveira, 1990)
- Fig. 4.18 – Frequência de rotura (Silveira, 1990).
- Fig. 4.19 – Vulnerabilidades das barragens de aterro a modos de rotura por materialização de erosão interna.

## Índices

- Fig. 4.20 – Vulnerabilidades das barragens de aterro a modos de rotura por materialização de erosão externa por galgamento.
- Fig. 4.21 – Vulnerabilidades das barragens de aterro a modos de rotura por materialização da perda de estabilidade global interessando o maciço de jusante.
- Fig. 4.22 – Ilustração de alguns modos de materialização dos estados limite últimos ELU405, ELU407 e ELU408.
- Fig. 4.23 – Número acumulado de barragens de terra e de enrocamento portuguesas *versus* ano de construção.
- Fig. 4.24 – Folga normal e folga mínima em barragens de terra e de enrocamento portuguesas.
- Fig. 4.25 – Caudal de ponta de cheia afluyente (T=1000 anos) em função da área da bacia hidrográfica de barragens de terra e de enrocamento portuguesas.
- Fig. 4.26 – Distribuição das barragens de terra e de enrocamento portuguesas por subtipos, distinguindo-se os respectivos sistemas filtrantes e impermeabilizantes.
- Fig. 4.27 – Distribuição por tipo dos descarregadores de cheias das barragens de terra e de enrocamento portuguesas, distinguindo-se as respectivas soleiras.
- Fig. 4.28 – Perfil tipo da barragem de Pego do Altar.
- Fig. 4.29 – Perfil tipo da barragem de Vale do Gaio.
- Fig. 4.30 – Perfil tipo da barragem de Campilhas.
- Fig. 4.31 – Perfil tipo da barragem do Arade: a) solução inicial (JAOHA, 1937) e b) solução construída.
- Fig. 4.32 – Perfil tipo da barragem do Maranhão: a) solução inicial (JAOHA, 1937) e b) solução construída.
- Fig. 4.33 – Arranjo geral da barragem de Pego do Altar.
- Fig. 4.34 – Perfil tipo da barragem de Santa Clara.
- Fig. 4.35 – Perfil tipo da barragem de Fonte Serne.
- Fig. 4.36 – Perfil tipo da barragem do Alvito.
- Fig. 4.37 – Perfil tipo da barragem do Azibo.
- Fig. 4.38 – Perfil tipo da barragem da Meimoa.
- Fig. 4.39 – Perfil tipo da barragem do Beliche.
- Fig. 4.40 – Perfil tipo da barragem de Alijó.
- Fig. 4.41 – Perfil tipo da barragem do Sabugal.
- Fig. 4.42 – Perfil tipo da barragem dos Minutos.
- Fig. 4.43 – Perfil tipo da barragem da Marateca.
- Fig. 4.44 – Perfil tipo da barragem de S. Domingos.
- Fig. 4.45 – Perfil tipo da barragem da Apartadura.
- Fig. 4.46 – Perfil tipo da barragem de Odeleite.
- Fig. 4.47 – Arranjo geral da barragem dos Minutos.
- Fig. 4.48 – Barragem dos Minutos. Resultados dos estudos de tensões-deformações (Vazquez, 2002).
- Fig. 4.49 – Barragem dos Minutos. Fotografias da fase de construção (Agosto de 2001).

## CAPÍTULO 5

- Fig. 5.1 – Actividades fundamentais da gestão de riscos.
- Fig. 5.2 – Principais etapas das actividades da gestão de riscos.
- Fig. 5.3 – Exemplo de sistemas e subsistemas no domínio das barragens.



- Fig. 5.4 – Principais objectivos que, à data, determinam a realização de análises de riscos.
- Fig. 5.5 – Decomposição ilustrativa dos sistemas *albufeira* e *barragem*.
- Fig. 5.6 – Decomposição ilustrativa do subsistema *corpo da barragem*.
- Fig. 5.7 – Exemplo de decomposição do estado limite último erosão interna.
- Fig. 5.8 – Representação esquemática do perfil tipo da barragem de terra do exemplo da Figura 5.9.
- Fig. 5.9 – Exemplo de um modo de rotura do corpo de uma barragem de terra homogénea por erosão interna.
- Fig. 5.10 – Representação esquemática do perfil tipo da barragem de terra dos exemplos das Figuras 5.11 e 5.12.
- Fig. 5.11 – Exemplo de um modo de rotura do corpo de uma barragem de terra zonada iniciado por um erro de construção, afectando localmente a função drenante do filtro chaminé.
- Fig. 5.12 – Exemplo de um modo de rotura do corpo de uma barragem de terra zonada iniciado por um erro de construção, afectando localmente a função filtrante do filtro chaminé.
- Fig. 5.13 – Exemplo de sequências possíveis de ligação entre o acontecimento iniciador *segregação dos materiais do filtro chaminé comprometendo localmente a sua função drenante* e estados limite últimos afins.
- Fig. 5.14 – Incertezas associadas às análises de riscos (adaptado de Hartford et Baecher, 2004).
- Fig. 5.15 – Escolas de inferência estatística (Hartford et Baecher, 2004).
- Fig. 5.16 – Espaço da amostra (S) e acontecimentos A e B.
- Fig. 5.17 – Representação da função de desempenho e da função de densidade de probabilidade conjunta de R e E (Caldeira, 2005).
- Fig. 5.18 – Alguns factores associados à percepção e à atitude perante o risco.
- Fig. 5.19 – Algumas imagens da diversidade individual.
- Fig. 5.20 – O indivíduo e a sua inserção sócio-cultural. O mesmo país, realidades distintas: (a) e (b).
- Fig. 5.21 – Resultados do estudo de Flynn et al. (1994).
- Fig. 5.22 – Comparação entre níveis de riscos (Chicken, 1975, citado em ANCOLD, 1994).
- Fig. 5.23 – Esquema de princípio utilizado para a definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco (HSE, 2001).
- Fig. 5.24 – Critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco individual (HSE, 2001).
- Fig. 5.25 – Representação esquemática de isolinhas de igual risco individual para diferentes fontes de perigo (Jonkman et al., 2002).
- Fig. 5.26 – Risco individual de acordo com TAW (1985) e Bohnenblust (1998).
- Fig. 5.27 – Representação fN do exemplo apresentado no Quadro 5.16.
- Fig. 5.28 – Representação FN do exemplo apresentado no Quadro 5.16, para as classes de fatalidades indicadas no Quadro 5.17.
- Fig. 5.29 – Exemplo de uma matriz de riscos.
- Fig. 5.30 – Critérios de risco societal de Groningen (1978), citado em Ball e Floyd (1998).
- Fig. 5.31 – Critérios de risco societal (Reino Unido/1991).
- Fig. 5.32 – Critérios de risco societal para instalações perigosas (Hong Kong/1993).
- Fig. 5.33 – Critérios de risco societal (Holanda/1996).
- Fig. 5.34 – Diagrama fN com a indicação da materialização de riscos de algumas actividades (Bea, 1990, citado em Faber, 2001).
- Fig. 5.35 – Matriz de riscos (Scottish Executive, 2006).

## Índices

- Fig. 5.36 – Matriz de riscos (Norsk Hydro ASA e DNV, 2003).
- Fig. 5.37 – Critérios de risco societal (ANCOLD, 1994 e 1998).
- Fig. 5.38 – Critérios de risco societal (ANCOLD, 1998 e 2003).
- Fig. 5.39 – Critérios de risco societal. Proposta do USBR, citada em Rissler (2002).
- Fig. 5.40 – Critérios de risco societal  $fN$  e  $FN$ , de acordo com a proposta do USBR, citada em Rissler (2002), e sobreposição de alguns valores de risco individual.
- Fig. 5.41 – Critérios de risco societal  $fN$  (USBR, 1997 e 2003a).
- Fig. 5.42 – Critérios de risco societal  $fN$  do USBR (1997, 2003a), curvas  $FN$  correspondentes e alguns valores de risco individual.
- Fig. 5.43 – Proposta de critérios de risco societal  $fN$  para as barragens alemãs (Rettemeier et al., 2000).
- Fig. 5.44 – Pares (F,N) para algumas barragens do Reino Unido (Brown e Root, 2002).
- Fig. 5.45 – Critério de risco societal da África do Sul. Pares de valores perdas económicas e financeiras-probabilidade anual de fatalidades por hora de exposição (Oosthuizen et Elges, 1998).
- Fig. 5.46 – Matriz de riscos utilizada pela Melbourne Water & Port of Melbourne Corporation (Hartley, 2004).
- Fig. 5.47 – Matriz de riscos utilizada pela Robertson GeoConsultants Inc. (Robertson et Shaw, 2003).
- Fig. 5.48 – Critérios de risco societal. Proposta.
- Fig. 5.49 – Matriz de riscos. Proposta.

## CAPÍTULO 6

- Fig. 6.1 – Organograma de aplicação do índice global de risco.
- Fig. 6.2 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_1$  a  $\alpha_5$  (relativos ao índice E): i) CO – barragens do grupo de controlo; ii) TB - total das barragens.
- Fig. 6.3 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_6$  a  $\alpha_9$  (relativos ao índice F): i) CO – barragens do grupo de controlo; ii) TB - total das barragens.
- Fig. 6.4 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_{10}$  e  $\alpha_{11}$  (relativos ao índice R) : i) CO – barragens do grupo de controlo; ii) TB - total das barragens.
- Fig. 6.5 – Organograma de aplicação do índice de risco de Laffite.
- Fig. 6.6 – Índice de colapso para a situação de carregamento 3. Cálculo do factor de resposta BSIS.
- Fig. 6.7 – Cálculo do coeficiente  $F_4$ , associado à perda potencial de vidas.
- Fig. 6.8 – Cálculo do factor de alcance para severidade moderada e baixa da cheia (FASmod e FASbaixo).
- Fig. 6.9 – Classificação qualitativa do tempo de aviso e alerta.
- Fig. 6.10 – Organograma de aplicação do RBPS.
- Fig. 6.11 – Organograma de apoio ao cálculo dos índices de risco e de controlo do risco propostos.
- Fig. 6.12 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_1$  a  $\alpha_6$  (relativos ao índice parcial PI1).
- Fig. 6.13 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_7$  a  $\alpha_9$  (relativos ao índice parcial PI2).
- Fig. 6.14 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_{10}$  a  $\alpha_{13}$  (relativos ao índice parcial PI3).
- Fig. 6.15 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_{14}$  a  $\alpha_{16}$  (relativos ao índice de controlo IC).

## CAPÍTULO 7

- Fig. 7.1 – Parte de um diagrama LCI para barragens de aterro (Pimenta et al., 2005, adaptado de Hughes et al., 2000).
- Fig. 7.2 – Organograma de aplicação do método LCI.
- Fig. 7.3 – Rotura da ensecadeira da Odelouca: (a) caudal máximo, (b) tempo de chegada do caudal máximo e (c) cotas de água máximas, em função da distância à ensecadeira (Brito et al., 2005).
- Fig. 7.4 – Perfil tipo da barragem e da ensecadeira de Odelouca (adaptado de COBA, 2000).
- Fig. 7.5 – Fusos granulométricos dos materiais do núcleo e dos maciços estabilizadores (COBA, 2000).
- Fig. 7.6 – Resultados do controlo de compactação dos materiais do núcleo da ensecadeira até à cota (51) (COBA, 2004a).
- Fig. 7.7 – Diagrama LCI para a ensecadeira de Odelouca.
- Fig. 7.8 – Diagrama SEI para a ensecadeira de Odelouca.
- Fig. 7.9 – Planta geral da barragem do Iraí (Vazquez, 2002).
- Fig. 7.10 – Perfil longitudinal geológico-geotécnico pelo eixo da barragem do Iraí (Vazquez, 2002).
- Fig. 7.11 – Perfis transversais tipo do corpo da barragem do Iraí (adaptado de COBA, 1996).
- Fig. 7.12 – Organograma de aplicação do método *Registo e Criticalidade de Riscos* ao caso de estudo.
- Fig. 7.13 – Representação esquemática do método HAZOP (adaptado de IT-Knowledge Company, 2004).
- Fig. 7.14 – Arranjo geral da barragem de Monte da Rocha e perfis tipo (adaptado de Pimenta e Silva Gomes, 2000).
- Fig. 7.15 – Dispositivos de observação da barragem de Monte da Rocha. Planta (adaptado de Pimenta e Silva Gomes, 2000).
- Fig. 7.16 – Dispositivos de observação da barragem de Monte da Rocha. Perfis transversais (adaptado de Pimenta e Silva Gomes, 2000).
- Fig. 7.17 – Organograma de aplicação do método HAZOP ao caso de estudo.
- Fig. 7.18 – Curva guia e intervalos de variação estabelecidos para os deslocamentos da marca superficial M13.
- Fig. 7.19 – Curva guia, intervalos de variação estabelecidos e deslocamentos registados na marca superficial M13.
- Fig. 7.20 – Variação do nível de água na albufeira (NAA) e assentamentos nas marcas do perfil transversal P1 (M25, M13 e M4).
- Fig. 7.21 – Assentamento medido nas marcas localizadas no alinhamento de jusante do coroamento (vale principal): a) em Agosto de 1997 e b) em Junho de 2005.
- Fig. 7.22 – Curva guia e intervalos de variação estabelecidos para a marca superficial M13 para uma altura de aterro equivalente igual a 48 m e deslocamentos registados.
- Fig. 7.23 – Identificação da parcela do assentamento da marca superficial M13 que poderá corresponder a colapso por molhagem sobreposta às curvas da Figura 7.19.
- Fig. 7.24 – Aplicação ilustrativa do método FMECA. Decomposição hierárquica dos sistemas e subsistemas.
- Fig. 7.25 – Organograma de aplicação do método FMECA ao caso de estudo.
- Fig. 7.26 – Exemplo ilustrativo de uma árvore lógica condicionando o início de uma árvore de eventos (adaptado de Hardford e Baecher, 2004).
- Fig. 7.27 – Exemplo ilustrativo de uma árvore de eventos de visualização de probabilidades conjuntas de variáveis aleatórias (adaptado de Hardford e Baecher, 2004).
- Fig. 7.28 – Representação esquemática de uma árvore de eventos geral (adaptado de Hardford e Baecher, 2004).
- Fig. 7.29 – Representação dos principais símbolos utilizados na construção de diagramas de influência.
- Fig. 7.30 – Exemplo ilustrativo de uma árvore de eventos quantitativa (adaptado de Hardford e Baecher, 2004).

## Índices

- Fig. 7.31 – Diagrama de influência da ensecadeira de Odelouca.
- Fig. 7.32 – Hidrograma da cheia com T=10 anos (COBA, 2000a).
- Fig. 7.33 – Resultados do amortecimento das cheias com T= 50 anos (COBA, 2000a) e com T= 10 anos.
- Fig. 7.34 – Árvore de eventos da ensecadeira de Odelouca. Situação 1.
- Fig. 7.35 – Árvore de eventos da ensecadeira de Odelouca. Situações 2 e 3.
- Fig. 7.36 – Árvore de eventos da ensecadeira de Odelouca. Situação 4.
- Fig. 7.37 – Representação esquemática da simulação efectuada.
- Fig. 7.38 – Probabilidade de rotura em função do índice de fiabilidade para uma distribuição normal do coeficiente de segurança (Christian et al., 1994).
- Fig. 7.39 – Superfície de escorregamento objecto de análise pelo método de Monte Carlo. Cálculo 1.
- Fig. 7.40 – Resultados da aplicação do método de Monte Carlo: (a) – função densidade de probabilidade e (b) – função de distribuição da probabilidade de rotura e da fiabilidade. Cálculo 1.
- Fig. 7.41 – Superfície de escorregamento objecto de análise pelo método de Monte Carlo. Cálculo 2.
- Fig. 7.42 – Resultados da aplicação do método de Monte Carlo: (a) – função densidade de probabilidade e (b) – função de distribuição da probabilidade de rotura e da fiabilidade. Cálculo 2.
- Fig. 7.43 – Representação no gráfico FN dos riscos da ensecadeira de Odelouca associados à libertação do volume armazenado.
- Fig. 7.44 – Árvore de falhas esquemática.
- Fig. 7.45 – Árvore de falhas da ensecadeira de Odelouca.

## ÍNDICE DE QUADROS

### CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 – Barragens construídas A.C.. Algumas características fundamentais (compilado a partir de Schnitter, 1994).

Quadro 2.2 – Características de algumas barragens Medievais e Pós-medievais anteriores à Revolução Industrial (compilado a partir de Schnitter, 1994).

### CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 – Roturas de Barragens no século XX (Veiga Pinto e Faria, 2001).

### CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Repartição das barragens por intervalos de alturas (CIGB, 1988).

Quadro 4.2 – Repartição das barragens por tipo de solução (CIGB, 1988).

Quadro 4.3 – Repartição das barragens por intervalos de alturas, para cada tipo de solução (CIGB, 1988).

Quadro 4.4 – Repartição das barragens por tipo de solução, para cada intervalo de alturas (CIGB, 1988).

Quadro 4.5 – Critério para definição de filtros (USBR, 1987).

Quadro 4.6 – Algumas vantagens e desvantagens de diferentes concepções estruturais do núcleo.

Quadro 4.7 – Distribuição das barragens com deteriorações, por tipo de barragem (CIGB, 1983).

Quadro 4.8 – Frequência de rotura (Silveira, 1990).

Quadro 4.9 – Frequência anual média de rotura (Baecher et al., 1980, citados em Viseu, 2006).

Quadro 4.10 – Frequência anual média de rotura por tipo de barragem (Hirschbberg et al., 1996, citados em Viseu, 2006).

Quadro 4.11 – Frequência de rotura em barragens de aterro (CIGB, 1997) e frequência anual de rotura estimada.

Quadro 4.12 – Dados estatísticos sobre as barragens de aterro construídas até 1983, excluindo as barragens da China e as barragens do Japão anteriores a 1930 (Foster et al., 2000).

Quadro 4.13 – Frequência média de rotura de barragens de aterro construídas antes e depois de 1950 (Foster et al., 2000).

Quadro 4.14 – Frequência média e frequência média anual de rotura por erosão interna do aterro, por tipos de barragens de aterro (Foster et al., 2000).

Quadro 4.15 – Frequência média e frequência média anual de rotura e de acidentes por perda de estabilidade global do maciço de jusante (Foster et al., 2000).

Quadro 4.16 – Frequência média e frequência média anual de rotura e de acidentes por perda de estabilidade global do maciço de montante (Foster et al., 2000).

Quadro 4.17 – Factores que influenciam a frequência de rotura por erosão interna do corpo da barragem (Foster et al., 2000).

Quadro 4.18 – Factores que influenciam a frequência de rotura e de acidentes por perda de estabilidade global do maciço de jusante (Foster et al., 2000).

Quadro 4.19 – Estados limite de utilização de barragens de aterro.

Quadro 4.20 – Estados limite últimos de barragens de aterro.

Quadro 4.21 – Exemplos de discretização dos principais estados limite últimos do corpo de barragens de aterro.

Quadro 4.22 – Alguns factores que influenciam estados limite últimos do corpo de barragens de aterro.

Quadro 4.23 – Meios de detecção compilados pela CIGB (1983), citado em Silveira (1990).

Quadro 4.24 – Medidas estruturais e não estruturais implementadas após detecção de desempenhos anómalos em barragens de aterro (CIGB, 1983).

- Quadro 4.25 – Discriminação de medidas estruturais e não estruturais adoptadas após rotura de barragens de aterro (CIGB, 1995).
- Quadro 4.26 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por períodos de construção (informação sobre 92 das 93 barragens do *site* da CNPGB).
- Quadro 4.27 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de altura (informação sobre as 93 barragens do *site* da CNPGB).
- Quadro 4.28 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de volume total armazenado (informação sobre as 93 barragens do *site* da CNPGB).
- Quadro 4.29 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de anos de exploração (informação sobre 92 das 93 barragens do *site* da CNPGB).
- Quadro 4.30 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos do caudal de ponta da cheia com T=1000 anos (informação sobre 54 das 93 barragens do *site* da CNPGB).
- Quadro 4.31 – Algumas roturas ocorridas em barragens de aterro portuguesas (compilado a partir de Veiga Pinto e Faria, 2001).

## **CAPÍTULO 5**

- Quadro 5.1 – Algumas definições actuais do vocábulo risco.
- Quadro 5.2 – Glossário de alguns vocábulos afins à gestão de riscos de barragens.
- Quadro 5.3 – Glossário de alguns vocábulos específicos das análises de riscos de barragens.
- Quadro 5.4 – Comparação entre alguns termos adoptados no presente trabalho e termos com o mesmo significado encontrados na revisão bibliográfica.
- Quadro 5.5 – Exemplos tipo de enquadramentos de realização de análises de riscos.
- Quadro 5.6 – Categorias e métodos de análises de riscos.
- Quadro 5.7 – Exemplos de acções, propriedades dos materiais e geometria e de condições de concretização de acontecimentos iniciadores.
- Quadro 5.8 – Glossário de termos afins à definição de acontecimentos iniciadores (EN 1990).
- Quadro 5.9 – Correlações empíricas de descritores verbais das incertezas (Vick, 1997, citado em Hartford et Baecher, 2004).
- Quadro 5.10 – Classes de consequências em função de Uh (RESCDAM, 1999, citado em Viseu, 2006).
- Quadro 5.11 – Perigosidade da cheia induzida para seres humanos (Viseu, 2006).
- Quadro 5.12 – Perigosidade da cheia induzida para edifícios (Viseu, 2006).
- Quadro 5.13 – Factores que contribuem para a amplificação ou atenuação social do risco (adaptado de Kaspersen et al., 1988).
- Quadro 5.14 – Risco aceitável de morte por exposição a vários acidentes (Gulvanessian et al., 2002, citado em Caldeira, 2005).
- Quadro 5.15 – Caracterização de tipos de risco societal (adaptado de Ball et al., 1998).
- Quadro 5.16 – Resultados hipotéticos de uma análise de riscos.
- Quadro 5.17 – Resultados da análise de riscos representados no Quadro 5.16 subdivididos em 5 classes de fatalidades.
- Quadro 5.18 – Critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco associados a indústrias e infraestruturas perigosas (Ball e Floyd, 1998).
- Quadro 5.19 – Significado das classes de probabilidades (Scottish Executive, 2006).
- Quadro 5.20 – Significado das classes de consequências (Scottish Executive, 2006).
- Quadro 5.21 – Significado das classes de probabilidades (Norsk Hydro ASA e DNV, 2003).

Quadro 5.22 – Significado das classes de consequências (Norsk Hydro ASA e DNV, 2003).

Quadro 5.23 – Significado das classes de probabilidades (Hartley, 2004).

Quadro 5.24 – Significado das classes de consequências (Hartley, 2004).

Quadro 5.25 – Significado das classes de probabilidades (Robertson, 2003).

Quadro 5.26 – Significado das classes de consequências (Robertson, 2003).

Quadro 5.27 – Significado das classes de probabilidades. Proposta.

Quadro 5.28 – Significado das classes de consequências. Proposta.

Quadro 5.29 – Classes de risco e medidas associadas. Proposta.

Quadro 5.30 – Custos de medidas de redução dos riscos (Schnider, 1994, citado em Faber, 2001).

Quadro 5.31 – Alguns dados relativos ao inquérito promovido pelo Comité de Segurança (adaptado de CIGB, 2005).

## **CAPÍTULO 6**

Quadro 6.1 – Discriminação dos descritores e das regras gerais de classificação para cálculo do índice global de risco (SRB, 1993b).

Quadro 6.2 – Regras gerais de classificação para cálculo do índice global de risco modificado (INAG, 2001).

Quadro 6.3 – Algumas características das barragens do grupo de controlo e resultados obtidos.

Quadro 6.4 – Classificação dos descritores dos índices parciais que compõem o índice global de risco.

Quadro 6.5 – Ordenação das barragens do grupo de controlo, de acordo com as regras de ordenação das NOIB.

Quadro 6.6 – Ordenação das barragens da classe A do grupo de controlo, de acordo com as regras de ordenação revistas.

Quadro 6.7 – Regras gerais de classificação dos descritores para cálculo do índice de Lafitte (Lafitte, 1996).

Quadro 6.8 – Índice de colapso para a situação de carregamento 1. Classificação dos descritores e do coeficiente associado.

Quadro 6.9 – Índice de colapso para a situação de carregamento 2. Classificação dos descritores e dos coeficientes associados.

Quadro 6.10 – Índice de colapso para a situação de carregamento 3. Estimativa do factor de carga ASIS.

Quadro 6.11 – Índice de colapso para a situação de carregamento 4. Classificação dos descritores associados.

Quadro 6.12 – Passos de cálculo do coeficiente F4 para os trechos estudados do vale a jusante.

Quadro 6.13 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice parcial relativo às acções exteriores (PI1).

Quadro 6.14 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice parcial relativo às consequências (PI2).

Quadro 6.15 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice parcial relativo à fiabilidade da barragem (PI3).

Quadro 6.16 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice de controlo do risco (IC).

Quadro 6.17 – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

Quadro 6.18 – Orientação para a classificação dos descritores do índice de controlo do risco proposto (barragens em fase de exploração).

Quadro 6.19 – Resumo dos resultados da aplicação dos índices propostos às barragens do grupo de controlo.

Quadro 6.20 – Classificação dos descritores dos índices propostos.

Quadro 6.21 – Ordenação das barragens do grupo de controlo, de acordo com os critérios propostos.

Quadro 6.22 – Ordenação das barragens do grupo de controlo inseridas nas Classe I, II e III, após revisão dos critérios de ordenação.

## **CAPÍTULO 7**

- Quadro 7.1 – Avaliação das perdas económicas e estimativa do número de pessoas em perigo (Pimenta et al., 2005, adaptado de Hughes et al., 2000).
- Quadro 7.2 – Apreciação do índice global de impacto.
- Quadro 7.3 – Considerações com vista à atribuição do grau de confiança (Pimenta et al., 2005, adaptado de Hughes et al., 2000).
- Quadro 7.4 – Resultados da propagação da onda de cheia (COBA, 2004).
- Quadro 7.5 – Identificação e avaliação das consequências da rotura da ensecadeira de Odelouca (adaptado de Pimenta et al., 2005).
- Quadro 7.6 – Parâmetros de cálculo adoptados no projecto (COBA, 2000).
- Quadro 7.7 – Justificação da classificação dos atributos efeito, verosimilhança e confiança.
- Quadro 7.8 – Apresentação dos índices de ordenação, criticalidade, confiança e risco.
- Quadro 7.9 – Avaliação das consequências associadas à barragem e à interrupção da exploração.
- Quadro 7.10 – Diagramas SEI. Classes de consequências.
- Quadro 7.11 – Diagramas SEI. Classes de riscos.
- Quadro 7.12 – Apresentação dos índices de rotura, de incerteza na rotura e de risco.
- Quadro 7.13 – Classes de probabilidades de eventos indesejáveis (Clayton, 2001).
- Quadro 7.14 – Classes de efeitos (Clayton, 2001).
- Quadro 7.15 – Classes de riscos (Clayton, 2001).
- Quadro 7.16 – Classes de probabilidades de ocorrência dos eventos indesejáveis. Fase de construção. Barragem do Iraí.
- Quadro 7.17 – Classes de efeitos. Fase de construção. Barragem do Iraí.
- Quadro 7.18 – Classes de riscos e medidas de controlo de riscos. Fase de construção. Barragem do Iraí.
- Quadro 7.19 – Registo e criticalidade de riscos. Aplicação à barragem do Iraí.
- Quadro 7.20 – Exemplos de palavras-chave e tipos de desvio para aplicação do método HAZOP (CEI 61882, 2001).
- Quadro 7.21 – Palavras-chave para aplicação do método HAZOP ao caso de estudo.
- Quadro 7.22 – Propriedades e características dos materiais de aterro.
- Quadro 7.23 – Exemplo ilustrativo de aplicação do método HAZOP. Barragem do Monte da Rocha.
- Quadro 7.24 – Listagem de alguns modos de falha genéricos constantes da CEI60812/1985 (INERIS, 2003).
- Quadro 7.25 – Exemplo ilustrativo de aplicação do método FMECA. Barragem do Monte da Rocha.
- Quadro 7.26 – Propriedades dos materiais e coeficientes de variação.
- Quadro 7.27 – Coeficientes de variação de propriedades dos solos (Silva Cardoso, 2002).
- Quadro 7.28 – Resultados da aplicação do método de Monte Carlo. Cálculos 1 e 3 a 7.
- Quadro 7.29 – Probabilidades das sequências de eventos associadas à situação 1 e avaliação das respectivas consequências.
- Quadro 7.30 – Probabilidades das sequências de eventos associadas às situações 2 e 3 e avaliação das respectivas consequências.
- Quadro 7.31 – Probabilidades das sequências de eventos associadas à situação 4 e avaliação das respectivas consequências.
- Quadro 7.32 – Riscos associados a modos de colapso com libertação para jusante de uma onda de cheia.



Quadro 7.33 – Símbolos de eventos primários e de transferência utilizados nas árvores de falhas.

Quadro 7.34 – Símbolos lógicos utilizados nas árvores de falhas.

Quadro 7.35 – Regras básicas da álgebra booleana.

Quadro 7.36 – Listagem de grandezas de apoio à interpretação quantitativa das árvores de falhas (Hartford and Baecher, 2004).

Quadro 7.37 – Probabilidade dos conjuntos mínimos de falha.

Quadro 7.38 – Probabilidades dos eventos básicos, probabilidades do evento de topo para probabilidades nulas e unitárias dos eventos básicos e grandezas de medição da importância do evento básico.

Quadro 7.39 – Ordenação dos eventos básicos em função da grandeza: (a) Fussell-Vesely e (b) Birnbaum.

## **ANEXO I**

Quadro A1.1 – Identificação das grandes barragens de terra e enrocamento portuguesas em exploração.

Quadro A1.2 – Algumas características das grandes barragens de terra e enrocamento portuguesas.

Quadro A1.3 – Regulamento de segurança de barragens (SRB, 1990). Resumo dos artigos.

Quadro A1.4 – Regulamento de pequenas de barragens. Resumo dos artigos.

Quadro A1.5 – Normas de projecto de barragens. Resumo dos artigos.

Quadro A1.6 – Normas de observação e inspecção de barragens. Resumo dos artigos.

Quadro A1.7 – Normas de construção de barragens. Resumo dos artigos.

Quadro A1.8 – Regulamento de segurança de barragens (SRB, 2007). Resumo dos artigos.

## **ANEXO II**

Quadro A2.1 – Orientação para a classificação dos descritores relativos ao índice global de risco modificado (INAG, 2001).

Quadro A2.2 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Cadouços I (informação compilada a partir de COBA, 2001k).

Quadro A2.3 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Cadouços III (informação compilada a partir de COBA, 2001h).

Quadro A2.4 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Cadouços II (informação compilada a partir de COBA, 2001g).

Quadro A2.5 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Fazenda Julieta (informação compilada a partir de COBA, 2001p).

Quadro A2.6 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale do Bebedouro (informação compilada a partir de COBA, 2001q).

Quadro A2.7 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Pias (informação compilada a partir de COBA, 2001r).

Quadro A2.8 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Covões (informação compilada a partir de COBA, 2001j).

Quadro A2.9 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Negrelinhos (informação compilada a partir de COBA, 2001s).

Quadro A2.10 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Carregal I (informação compilada a partir de COBA, 2001t).

Quadro A2.11 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vinte e Dois (informação compilada a partir de COBA, 2001u).

## Índices

- Quadro A2.12 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Porches (informação compilada a partir de COBA, 2001b).
- Quadro A2.13 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale da Arca II (informação compilada a partir de COBA, 2001v).
- Quadro A2.14 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Algalé I (informação compilada a partir de COBA, 2001o).
- Quadro A2.15 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Algalé II (informação compilada a partir de COBA, 2001f).
- Quadro A2.16 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Soberanas de Baixo (informação compilada a partir de COBA, 2001aj).
- Quadro A2.17 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Michões (informação compilada a partir de COBA, 2001d).
- Quadro A2.18 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale Cobrão (informação compilada a partir de COBA, 2001c).
- Quadro A2.19 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Maçanedo (informação compilada a partir de COBA, 2001w).
- Quadro A2.20 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale da Torre (informação compilada a partir de COBA, 2001x).
- Quadro A2.21 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Terça (informação compilada a partir de COBA, 2001n).
- Quadro A2.22 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Maroteiras (informação compilada a partir de COBA, 2001y).
- Quadro A2.23 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Cabeça de Cabra (informação compilada a partir de COBA, 2001z).
- Quadro A2.24 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Sobrena (informação compilada a partir de COBA, 2001e).
- Quadro A2.25 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Monte dos Alhos (informação compilada a partir de COBA, 2001i).
- Quadro A2.26 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Nabos (informação compilada a partir de COBA, 2001aa).
- Quadro A2.27 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale de Carneiros (informação compilada a partir de COBA, 2001ab).
- Quadro A2.28 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Daroeira (informação compilada a partir de COBA, 2001).
- Quadro A2.29 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Charnequinha (informação compilada a partir de COBA, 2001m).
- Quadro A2.30 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale Sanceiro (informação compilada a partir de COBA, 2001ac).
- Quadro A2.31 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale da Arca I (informação compilada a partir de COBA, 2001ad).
- Quadro A2.32 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale da Ursa (informação compilada a partir de COBA, 2001l).
- Quadro A2.33 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vale Pinheiro (informação compilada a partir de COBA, 2001ae).
- Quadro A2.34 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Malhada Alta (informação compilada a partir de COBA, 2001af).

## Índices

- Quadro A2.35 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Valeira Alta (informação compilada a partir de COBA, 2001ag).
- Quadro A2.36 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Retorta (informação compilada a partir de COBA, 2001ah).
- Quadro A2.37 – Análise preliminar qualitativa de riscos. Barragem de Vergancinho (informação compilada a partir de COBA, 2001i).
- Quadro A2.38 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Cadouços I.
- Quadro A2.39 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Cadouços III.
- Quadro A2.40 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Cadouços II.
- Quadro A2.41 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Fazenda Julieta.
- Quadro A2.42 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale do Bebedouro.
- Quadro A2.43 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Pias.
- Quadro A2.44 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Covões.
- Quadro A2.45 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Negrelinhos.
- Quadro A2.46 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Carregal I.
- Quadro A2.47 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vinte e Dois
- Quadro A2.48 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Porches.
- Quadro A2.49 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale de Arca II.
- Quadro A2.50 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Algalé I.
- Quadro A2.51 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Algalé II.
- Quadro A2.52 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Soberanas de Baixo.
- Quadro A2.53 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Michões.
- Quadro A2.54 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale Cobrão.
- Quadro A2.55 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Maçanedo.
- Quadro A2.56 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale da Torre.
- Quadro A2.57 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Terça.
- Quadro A2.58 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Maroteiras.
- Quadro A2.59 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Cabeça de Cabra.
- Quadro A2.60 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Sobrena.
- Quadro A2.61 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Monte dos Alhos.
- Quadro A2.62 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Nabos.
- Quadro A2.63 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale de Carneiros.
- Quadro A2.64 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Daroeira.
- Quadro A2.65 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Chamequinha.
- Quadro A2.66 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale Sanceiro.
- Quadro A2.67 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale da Arca I.
- Quadro A2.68 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale da Ursa.
- Quadro A2.69 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vale Pinheiro.

## Índices

Quadro A2.70 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Malhada Alta.

Quadro A2.71 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Valeira Alta.

Quadro A2.72 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Retorta.

Quadro A2.73 – Análise preliminar qualitativa de riscos pelos índices propostos. Barragem de Vergancinho.

## ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS

### CAPÍTULO 4

- Fot. 4.1 – Barragem da Sobrena (CIGB). Vista da margem direita da albufeira. Fotografia tirada para montante. Volume armazenado na albufeira deficitário (ELUt101), por afluências inferiores às estimadas e perdas de água pela fundação e/ou albufeira (COBA, 2001e).
- Fot. 4.2 – Barragem de Algalé II (RSB). Vista do aterro e do terreno a jusante. Percolação localizada pela fundação, na zona central do vale, configurando caudais elevados (ELUt 205) (COBA, 2001f).
- Fot. 4.3 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Ressurgência com caudais moderados reconhecida no encontro direito, a jusante (ELUt 205) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.4 – Barragem de Michões (CIGB). Vista do terreno a jusante da barragem. Fotografia tirada do encontro direito. Reconheceu-se erosão superficial dos terrenos a jusante da inserção do aterro na fundação (ELUt206) (COBA, 2001d).
- Fot. 4.5 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista do encontro esquerdo, a jusante. Reconhecidos ravinamentos profundos (ELU 206) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.6 – Barragem de Cadouços III (CIGB). Pormenor dos ravinamentos profundos reconhecidos no encontro direito (ELU 206) (COBA, 2001h).
- Fot. 4.7 – Barragem de Michões (CIGB). Vista do paramento de montante. Fotografia tirada para o encontro direito. Visível a alteração do enrocamento de protecção do talude de montante, abaixo do nível frequente da albufeira (ELUt401) (COBA, 2001d).
- Fot. 4.8 – Barragem de Monte dos Alhos (RSB). Vista do paramento de montante. Fotografia tirada para jusante. Visível a erosão externa superficial do aterro (ELUt408), por acção da ondulação (COBA, 2001i).
- Fot. 4.9 – Barragem de Covões (CIGB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo. Reconhecidos assentamentos em trechos localizados (ELUt410), erosão externa superficial do aterro (ELUt408) e vegetação arbustiva e arbórea (ELUt411) (COBA, 2001j).
- Fot. 4.10 – Barragem de Covões (CIGB). Pormenor de fenda longitudinal no coroamento que tem, nalguns trechos, abertura da ordem de grandeza do cm (ELU407) (COBA, 2001j).
- Fot. 4.11 – Barragem de Algalé II (RSB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo. Reconhecida fendilhação longitudinal excessiva (ELU407) (COBA, 2001f).
- Fot. 4.12 – Barragem de Algalé II (RSB) . Pormenor de fenda longitudinal no coroamento que tem, nalguns trechos, abertura da ordem de grandeza do cm (ELU407) (COBA, 2001f).
- Fot. 4.13 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro direito. Reconhecido desnivelamento do coroamento na zona central, de maior altura dos aterros (ELUt410) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.14 – Barragem de Cadouços I (RSB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro direito. Reconhecido desnivelamento excessivo do coroamento na zona central, de maior altura dos aterros (ELU408), fissuração e fendilhação longitudinal (ELUt409) e vegetação arbustiva e arbórea (ELUt411) (COBA, 2001k).
- Fot. 4.15 – Barragem de Cadouços I (RSB). Pormenor do coroamento na zona onde se reconheceu um desnível importante relativamente à cota geral do coroamento (ELU408) e em que se identificaram erosões externas (no coroamento e talude de jusante), eventualmente resultantes de galgamento por reduzida altura de lâmina de água (ELU409) (COBA, 2001k).
- Fot. 4.16 – Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista geral do corpo da barragem. Fotografia tirada do encontro esquerdo. Reconhecido um escorregamento no talude de jusante (ELU411) e percolação concentrada com emergência de caudais importantes a cotas elevadas do talude (ELU405) (COBA, 2001l).
- Fot. 4.17 – Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista parcial do talude de jusante. Reconhecido um escorregamento de talude (ELU411) e várias ressurgências com um ponto de emergência principal (ELU405). As ressurgências dispõem-se, aproximadamente, no alinhamento da conduta de tomada de água e descarga de fundo (COBA, 2001l).

## Índices

- Fot. 4.18 – Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista de pormenor da área envolvente do principal ponto de emergência de água (ELU405) onde se reconheceu erosão interna tubular (ELU410) (COBA, 2001i).
- Fot. 4.19 – Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista de pormenor do caudal efluente pelo principal ponto de emergência de água (ELU405) (COBA, 2001i).
- Fot. 4.20 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista do paramento de jusante. Fotografia tirada para montante. Reconhecido um escorregamento de talude com rejeito de cerca de 0,8-1,0 m (ELU411) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.21 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Pormenor do rejeito da cicatriz de escorregamento (ELU411) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.22 – Barragem de Cadouços III (CIGB). Vista geral do paramento de jusante. Fotografia tirada do encontro esquerdo. Reconhecidos ravinamentos profundos (ELU406) e percolação localizada (ELU405) (COBA, 2001h).
- Fot. 4.23 – Barragem de Cadouços III (CIGB). Pormenor do paramento de jusante. Fotografia tirada para montante. Pormenor dos ravinamentos profundos no aterro (ELU406) (COBA, 2001h).
- Fot. 4.24 – Barragem de Monte dos Alhos (RSB). Vista da brecha de uma antiga barragem (RSB) que terá rompido por erosão interna (ELU410) e que se implanta na albufeira de Monte dos Alhos. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001i).
- Fot. 4.25 – Barragem da Chamequinha (RSB). Haste e volante de manobra (apoiados em poste de iluminação) da comporta de montante da descarga de fundo e tomada de água. Operacionalidade condicionada (ELUt511) por dificuldades de acessibilidade. Corrosão de todos os elementos metálicos e provável inoperacionalidade dos equipamentos (ELU515) (COBA, 2001m).
- Fot. 4.26 – Barragem de Covões (CIGB). Válvula de cunha a jusante da conduta de tomada de água e descarga de fundo. Corrosão acentuada (ELUt510) (COBA, 2001j).
- Fot. 4.27 – Barragem da Terça (RSB). Vista geral do passadiço de acesso à plataforma de manobras da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Reconhecida corrosão de todos os elementos metálicos (ELU512) e deterioração excessiva do betão (ELU505) (COBA, 2001n).
- Fot. 4.28 – Barragem da Terça (RSB). Pormenor do dispositivo de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Operacionalidade condicionada (ELUt511), designadamente por condicionamentos estruturais do passadiço de acesso (COBA, 2001n).
- Fot. 4.29 – Barragem de Monte dos Alhos (RSB). Vista da válvula de jusante da tomada de água e descarga de fundo. Fotografia tirada para montante. A válvula de cunha estava fechada. Perda de estanquidade da válvula (ELU511) e corrosão acentuada (ELU512) (COBA, 2001i).
- Fot. 4.30 – Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista da torre de tomada de água e descarga de fundo. Visível a plataforma superior de manobra das comportas de montante, só acessível por embarcação. Fotografia tirada para montante. Operacionalidade condicionada (ELUt511) por dificuldades de acessibilidade (COBA, 2001i).
- Fot. 4.31 – Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista do local de manobras da válvula de tomada de água e descarga de fundo de jusante. Fotografia tirada do coroamento para jusante (visível o vale a jusante da barragem). Câmara inundada e operacionalidade condicionada (ELUt511) (COBA, 2001i).
- Fot. 4.32 – Barragem de Vale Cobrão (CIGB). Vista da torre de manobra do sistema de descarga de fundo e tomada de água, acessível por passadiço a partir do coroamento. A torre foi objecto de alteamento aquando do alteamento da barragem. Reconhecidas deteriorações no betão dos pilares do passadiço de acesso (ELUt505) (COBA, 2001c).
- Fot. 4.33 – Barragem de Vale Cobrão (CIGB). Vista da saída da descarga de fundo (bacia de dissipação) e da tomada de água (câmara a montante do canal de rega). Reconhecidas deteriorações no betão (ELUt505) (COBA, 2001c).
- Fot. 4.34 – Barragem de Michões (CIGB). Vista da torre de tomada e passadiço de acesso à plataforma de manobras da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Reconhecida deterioração do betão do pilar de guiamento (ELUt505) (COBA, 2001d).
- Fot. 4.35 – Barragem de Michões (CIGB). Vista da secção interior da galeria visitável e da conduta do sistema de tomada de água e descarga de fundo. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se fissuração e fendilhação do betão da galeria (ELUt 507) e percolação através do betão (ELUt504) (COBA, 2001d).

- Fot. 4.36 – Barragem de Algalé I (RSB). Soleira do descarregador de cheias e trecho inicial do canal. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se fissuração e fendilhação no rasto e nos muros do canal (ELUt507) e material sólido acumulado no interior do canal (ELUt501) (COBA, 2001o).
- Fot. 4.37 – Barragem de Algalé I (RSB). Trecho final do canal descarregador e fossa de erosão a jusante. Fotografia tirada do encontro esquerdo. Rotura do trecho final do canal (ELU510) (COBA, 2001o).
- Fot. 4.38 – Barragem da Vale Cobrão (CIGB). Soleira e trecho inicial do canal descarregador. Fotografia tirada para montante. Reconheceu-se erosão superficial do betão (ELUt506), fissuração e fendilhação no rasto e nos muros do canal (ELUt507), movimentos entre blocos (ELUt508) e vegetação em crescimento nas juntas do rasto do canal (ELUt501) (COBA, 2001c).
- Fot. 4.39 – Barragem da Vale Cobrão (CIGB). Canal descarregador: trecho final a montante da bacia de dissipação. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se fissuração e fendilhação no rasto e nos muros do canal (ELUt507), movimentos entre blocos com aberturas nas juntas importantes (ELU508), percolação através de juntas (ELU503) e vegetação em crescimento nas juntas do rasto do canal (ELUt501) (COBA, 2001c).
- Fot. 4.40 – Barragem da Vale Cobrão (CIGB). Bacia de dissipação. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se obstrução significativa da bacia de dissipação (e do canal de restituição) com material sólido acumulado e vegetação arbustiva (ELU501) e erosão superficial dos dentes da bacia (ELUt506) (COBA, 2001c).
- Fot. 4.41 – Barragem de Daroeira (CIGB). Vista da soleira do descarregador de cheias e do trecho final do canal de aproximação. Reconheceu-se material sólido no canal de aproximação, junto à soleira (ELUt501), e deteriorações do betão (ELUt505) (COBA, 2001).
- Fot. 4.42 – Barragem de Daroeira (CIGB). Vista do canal descarregador (sucessão de trechos em degrau). Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se erosão superficial do betão (ELUt506), fissuração e fendilhação do betão (ELUt507) e rotura parcial de lajes do rasto do canal (ELU510) (COBA, 2001).
- Fot. 4.43 – Barragem de Daroeira (CIGB). Vista do canal descarregador (trecho a montante de uma curva). Fotografia tirada para jusante. Rotura parcial de lajes do rasto do canal (ELU510) (COBA, 2001).
- Fot. 4.44 – Barragem de Daroeira (CIGB). Vista do canal descarregador (trecho final). Fotografia tirada para montante. Rotura da secção de betão (ELU510) (COBA, 2001).
- Fot. 4.45 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista geral do talude de montante da barragem e da entrada do descarregador de cheias, escavado no terreno natural. Fotografia tirada da margem esquerda da albufeira, para jusante. Reconhecida erosão superficial do rasto e dos taludes que materializam a secção de entrada (ELUt506) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.46 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista de pormenor da entrada do canal descarregador escavado no terreno natural. Reconhecida erosão superficial do rasto (ELUt506) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.47 – Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista geral do canal descarregador escavado no terreno natural. Fotografia tirada para jusante. Erosões e ravinamentos profundos no rasto do canal escavado (ELU506 e ELU507) (COBA, 2001g).
- Fot. 4.48 – Barragem de Cadouços III (CIGB). Vista parcial do talude de montante e da entrada do descarregador de cheias, escavado no terreno natural. Fotografia tirada do paramento de montante para a margem direita. Reconhecidas erosões superficiais no rasto e nos taludes da secção de entrada do descarregador (ELUt506). O acesso ao coroamento atravessa a secção de entrada do descarregador, condicionando (em cheia) a acessibilidade ao coroamento e aos equipamentos de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo (ELUt511) (COBA, 2001h).
- Fot. 4.49 – Barragem de Cadouços III (CIGB). Vista do canal descarregador de cheias, escavado no terreno natural. Fotografia tirada para jusante. Reconhecidas erosões superficiais no rasto e nos taludes do canal escavado (ELUt506) (COBA, 2001h).
- Fot. 4.50 – Barragem da Terça (RSB). Vista parcial do talude de montante e da entrada do descarregador de cheias. Fotografia tirada da margem direita da albufeira. Alargamento da secção original do descarregador de cheias por erosão do terreno natural à direita, por insuficiente capacidade de vazão do descarregador (ELU509) (COBA, 2001n).



Fot. 4.51 – Barragem da Terça (RSB). Vista do canal descarregador, escavado no terreno natural. Fotografia tirada para montante. Reconhecidas erosões superficiais no rasto e nos taludes do canal escavado (ELUt506) (COBA, 2001n).

Fot. 4.52 – Barragem de Porches (CIGB). Margem esquerda da albufeira. Fotografia tirada para montante. Visível pequeno movimento de instabilidade do talude (ELUt605) (COBA, 2001b).

## CAPÍTULO 6

Fot. 6.1 – Barragem da Terça. Vista geral do coroamento. Fotografia tirada do encontro direito (COBA, 2001q).

Fot. 6.2 – Barragem da Terça. Talude de jusante. Vista do coroamento para a margem direita. Visível vegetação arbustiva e arbórea de grande porte (COBA, 2001q).

Fot. 6.3 – Barragem da Terça. Canal descarregador de cheias escavado no terreno natural. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001q).

Fot. 6.4 – Barragem da Terça. Passadiço de acesso ao volante de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo, em precárias condições de segurança (COBA, 2001q).

Fot. 6.5 – Barragem de Vale da Ursa. Vista geral da barragem. Fotografia tirada do encontro esquerdo (COBA, 2001p).

Fot. 6.6 – Barragem de Vale da Ursa. Localização do principal ponto de emergência de água no talude de jusante, no alinhamento da conduta de descarga de fundo e tomada de água (COBA, 2001p).

Fot. 6.7 – Barragem de Vale da Ursa. Caudal a jusante do principal ponto de emergência de água (COBA, 2001p).

Fot. 6.8 – Barragem de Vale da Ursa. Torre de tomada do sistema de descarga de fundo e tomada de água. Assinalado o alteamento efectuado (COBA, 2001p).

Fot. 6.9 – Barragem de Cadouços II. Vista geral do coroamento e dos taludes de montante e de jusante. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001h).

Fot. 6.10 – Barragem de Cadouços II. Pormenor de ravinamentos do rasto do canal descarregador de cheias. Fotografia tirada para jusante (COBA, 2001h).

Fot. 6.11 – Barragem de Cadouços II. Cicatriz de um escorregamento com um rejeito de cerca de 0,8-1,0 m, no talude de jusante (margem direita) (COBA, 2001h).

Fot. 6.12 – Barragem de Cadouços II. Pormenor da cicatriz do escorregamento ocorrido no talude de jusante (COBA, 2001h).

Fot. 6.13 – Barragem de Cadouços III. Vista geral do paramento de jusante (A - ressurgência a cota elevada) (COBA, 2001i).

Fot. 6.14 – Barragem de Cadouços III. Vista geral do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001i).

Fot. 6.15 – Barragem de Cadouços III. Ravinamentos profundos no encontro direito, imediatamente a jusante do aterro da barragem (COBA, 2001i).

Fot. 6.16 – Barragem de Covões. Vista geral do coroamento. Reconhecidos desnivelamentos, fendilhação longitudinal e vegetação arbustiva. Fotografia tirada para o encontro direito (COBA, 2001o).

Fot. 6.17 – Barragem de Covões. Vista geral do paramento de montante. Fotografia tirada do encontro esquerdo (COBA, 2001o).

Fot. 6.18 – Barragem de Covões. Vista da soleira descarregadora. Visível algum material arrastado dos taludes confinantes para o interior do canal. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001o).

Fot. 6.19 – Barragem de Covões. Vista do volante de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Fotografia tirada do coroamento (COBA, 2001o).

Fig. 6.20 – Barragem de Vale Sanceiro. Vista geral do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001ag).

Fig. 6.21 – Barragem de Vale Sanceiro. Estrutura de apoio da haste de manobra da comporta de descarga de fundo. Visíveis as vigas e pilares do antigo passadiço (COBA, 2001ag).



## Índices

- Fig. 6.22 – Barragem de Vale Sanceiro. Descarregador de cheias. Soleira. Visível a vegetação arbustiva densa no canal de aproximação e na bacia de recepção (COBA, 2001ag).
- Fig. 6.23 – Barragem de Vale Sanceiro. Descarregador de cheias. Trecho inicial do canal. Obstrução por material fino e vegetação (COBA, 2001ag).
- Fot. 6.24 – Barragem de Vale Pinheiro. Vista geral do coroamento da barragem. Fotografia tirada do encontro direito (COBA, 2001ai).
- Fot. 6.25 – Barragem de Vale Pinheiro. Vista do paramento de jusante e inserção da barragem na fundação (encontro direito e vale central) (COBA, 2001ai).
- Fot. 6.26 – Barragem de Vale Pinheiro. Vista do canal do descarregador de cheias. Fotografia tirada para jusante (COBA, 2001ai).
- Fot. 6.27 – Barragem de Vale Pinheiro. Vista da torre de tomada do sistema de descarga de fundo e tomada de água e do passadiço de acesso. Visível o trecho alteado da torre (COBA, 2001ai).
- Fot. 6.28 – Barragem de Valeira Alta. Vista geral do paramento de montante. Fotografia tirada da margem esquerda da albufeira (COBA, 2001ak).
- Fot. 6.29 – Barragem de Valeira Alta. Vista geral do paramento de jusante. Fotografia tirada para o encontro direito (COBA, 2001ak).
- Fot. 6.30 – Barragem de Valeira Alta. Vista geral do descarregador de cheias. Fotografia tirada do muro lateral direito (COBA, 2001ak).
- Fot. 6.31 – Barragem de Valeira Alta. Fossa de erosão à saída da estrutura descarregadora. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001ak).
- Fot. 6.32 – Barragem de Monte dos Alhos. Vista geral do paramento de montante. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001m).
- Fot. 6.33 – Barragem de Monte dos Alhos. Vista de pormenor do paramento de montante. Visíveis as erosões por acção da ondulação (COBA, 2001m).
- Fot. 6.34 – Barragem de Monte dos Alhos. Vista da câmara de manobras de jusante do sistema de descarga de fundo e tomada de água (COBA, 2001m).
- Fot. 6.35 – Barragem de Monte dos Alhos. Interior da câmara de manobras da descarga de fundo e tomada de água. A válvula de cunha estava fechada (COBA, 2001m).

## CAPÍTULO 7

- Fot. 7.1 – Vista do vale a montante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, em 09/09/2005).
- Fot. 7.2 – Vista do vale próximo (< 5 km), a jusante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para jusante, em 09/09/2005).
- Fot. 7.3 – Vista do vale. Trecho entre os 5 e os 10 km a jusante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para montante, em 09/09/2005).
- Fot. 7.4 – Vista de uma exploração agrícola no trecho entre os 5 e os 10 km a jusante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para a margem esquerda, em 09/09/2005).
- Fot. 7.5 – Vista do vale. Trecho entre os 10 e os 17 km a jusante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para a margem esquerda, em 09/09/2005).
- Fot. 7.6 – Vista de uma exploração agrícola no trecho entre os 10 e os 17 km a jusante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para a margem esquerda, em 09/09/2005).
- Fot. 7.7 – Vista geral do corpo da ensecadeira de Odelouca (Fotografia tirada para montante, em 27/10/2003, COBA, 2003).
- Fot. 7.8 – Ensecadeira de Odelouca. Vista duma camada do núcleo com a compactação concluída (Fotografia tirada em 04/09/2003, COBA, 2003a).

## Índices

- Fot. 7.9 – Ensecadeira de Odelouca. Vista de pormenor dos aterros (15/09/2004). Visível a diferença da superfície da camada após compactação por comparação com a camada ilustrada na Fotografia 7.8 (Fotografia tirada em 15/09/2004, COBA, 2003b).
- Fot. 7.10 – Ensecadeira de Odelouca. Vista do paramento de montante e do coroamento (Fotografia da autora, tirada para o encontro direito, em 09/09/2005).
- Fot. 7.11 – Ensecadeira de Odelouca. Vista do paramento de jusante (Fotografia da autora, tirada para o encontro esquerdo, em 09/09/2005).
- Fot. 7.12 – Ensecadeira de Odelouca. Vista da entrada da galeria de derivação (Fotografia da autora, em 09/09/2005).
- Fot. 7.13 – Ensecadeira de Odelouca. Vista da saída da galeria de derivação e da bacia de dissipação parcialmente construída (Fotografia da autora, em 09/09/2005).
- Fot. 7.14 – Barragem do Iraí. Vista geral dos aterros do corpo da barragem em construção (Vazquez, 2002).
- Fot. 7.15 – Barragem do Iraí. Vista geral da área de implantação dos órgãos hidráulicos em fase de execução dos betões de regularização e da soleira (Vazquez, 2002).
- Fot. 7.16 – Barragem do Iraí. Vista de pormenor dos aterros argilosos do núcleo em contacto com a galeria dos órgãos hidráulicos (Vazquez, 2002).
- Fot. 7.17 – Barragem do Iraí. Vista geral dos órgãos hidráulicos em fase final de construção (Vazquez, 2002).
- Fot. 7.18 – Barragem do Iraí. Vista geral da barragem concluída, em fase final de primeiro enchimento (Vazquez, 2002).
- Fot. 7.19 – Barragem do Monte da Rocha. Vista do coroamento, na zona de maior altura dos aterros (Fotografia da autora, em 1997).

## AGRADECIMENTOS

A autora agradece, em primeiro lugar, ao Doutor Emanuel Maranha das Neves, o incentivo, as valiosas sugestões que ajudaram a estruturar a dissertação, que acompanhou desde a ideia inicial, e a leitura cuidada e preciosa de todos os capítulos. A orientação, o aconselhamento e a amizade dispensada em alturas decisivas foram responsáveis pela conclusão deste trabalho. Por tudo, o meu obrigado.

À Doutora Laura Caldeira, o enquadramento e o apoio proporcionados desde a minha chegada ao LNEC, inextinguíveis, e a sua orientação desde então, assim como a revisão meticulosa dos textos e a contribuição com sugestões importantes para o seu desenvolvimento.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, nas pessoas do Presidente do Conselho Directivo, Eng<sup>o</sup> Matias Ramos, e do membro do Conselho Directivo, Eng.<sup>o</sup> Carlos Pina, pelo valioso incentivo e pela disponibilização dos meios necessários ao desenvolvimento da dissertação.

Ao Instituto Superior Técnico, a minha Escola de Engenharia, que me formou na licenciatura e me acolheu e apoiou agora, de forma igualmente calorosa e estimulante, no doutoramento.

Ao Instituto da Água, que desde a ideia inicial de elaboração da dissertação disponibilizou toda a informação necessária à realização do trabalho, nas pessoas do então Presidente, Eng<sup>o</sup> Pedro Serra, e do actual, Dr. Orlando Borges.

À Direcção Geral de Agricultura e Desenvolvimento Rural, que autorizou a utilização de elementos relativos à Barragem dos Minutos, nas pessoas do seu Director Geral, Eng.<sup>o</sup> Carlos Carvalho, e da Chefe de Divisão de Engenharia Agro-Rural, Eng.<sup>a</sup> Manuela Matos.

À SANEPAR, que permitiu a utilização de elementos relativos à barragem do Iraí, na pessoa do Dr. Sherman Cordeiro, com quem tive o prazer de privar durante a realização do Projecto da Barragem do Iraí e durante a construção e primeiros anos de exploração desta obra.

Um agradecimento particular é devido a um grupo de engenheiros de excepção com quem tive o privilégio de trabalhar durante muitos anos e que concorreram para a minha formação nas diversas áreas afins à engenharia de barragens: Jorge Vazquez, Acácio Santo, Carvalho Dias, Cruz Morais, Joana Carreto, Luís Cunha, Virgílio Rebelo e Santana da Costa.

Aos colegas do LNEC, que me acolheram e integraram de forma generosa no seu grupo de trabalho, em particular, à Laura Caldeira, ao Bilé Serra, ao Filipe Telmo, ao João Marcelino, ao João Portugal, ao João Maranha, ao Veiga Pinto, ao Joaquim Timóteo, à Dina Brilhante e à Júlia Antunes.

Aos colegas do Grupo de Trabalho de Análise de Riscos de Barragens, que proporcionaram discussões enriquecedoras sobre a matéria, nomeadamente, aos Engenheiros Silva Gomes, Betâmio de Almeida, Laura Caldeira, Tavares de Castro, Teresa Viseu e José Paixão.

À Cristina Neves, pelo competente trabalho de revisão da formatação e organização dos textos, e ao José Neto, pela qualidade ímpar com que realizou o trabalho de desenho. A ambos agradeço também a amizade, fruto de muitos anos de convívio profissional.

À minha família, que de forma segura e funcional materializa as minhas fundações, em particular, ao Jorge e à Vera, ao João e à Cândida, à Esperança e à Lucia, à Cristina e ao Virgílio, à Célia e ao Sérgio, ao Guilherme e, naturalmente, à Antónia, sempre presente, apesar da sua ausência física. A uma amiga preciosa, a Joana.

Aos meus animais de companhia, que com perseverança me ajudam todos os dias a distinguir o importante do acessório: Shortie e Blackie, Piu-Piu, Bastie, Cocas, Nina, Mia, Gattuso e Amarelo.

## SIMBOLOGIA

Apresentam-se, subsequentemente, os principais símbolos referidos ao longo do texto.

$\alpha_g$	Índice global de risco
$\alpha_i$	Descritores
$\beta$	Índice de fiabilidade
$\delta_{b-f}$	Assentamento pós-construtivo do conjunto barragem-fundação
$\Phi$	Conjunto vazio
$\phi'$	Ângulo de atrito interno em tensões efectivas
$\gamma_h$	Peso volúmico húmido
$\gamma_i$	Coefficientes de ponderação
$\mu$	Valor médio da distribuição normal
$\mu_{CS}$	Valor médio do coeficiente de segurança
$\sigma$	Desvio padrão
$\sigma_{CS}$	Desvio padrão do coeficiente de segurança
$\Omega$	Conjunto universal
A	Área
$A_{EST}$	Factor de carga estático
$A_i$	Acontecimento iniciador
$A_{SIS}$	Factor de carga sísmico
B	Largura da base do núcleo
$B_E$	Estimador <i>Birnbaum</i> do evento E
$B_{EST}$	Factor de resposta estático
$B_{medio bre}$	Largura média da brecha
$B_{SIS}$	Factor de resposta sísmico
c	Corda
$c'$	Coesão em tensões efectivas
CAEF	Custo óptimo aceitável para evitar uma fatalidade
$c_c$	Cota do coroamento
$C_E$	Estimador <i>Criticality</i> do evento E
CL	Índice parcial associado a condicionantes locais
$C_M$	Custo das medidas de mitigação dos riscos
Conf	Grau de confiança
Conv	Convicção
Correl	Correlação
$C_{rot}$	Custo das consequências em caso de rotura
CS	Coefficiente de segurança
d	Assentamento
$D_{15}$	Diâmetro correspondente a 15 % em massa total de todas as partículas menores que ele
$D_{85}$	Diâmetro correspondente a 85 % em massa total de todas as partículas menores que ele
$D_{máx}$	Diâmetro máximo das partículas
e	Esperança de vida à nascença

E	Efeitos
E	Índice parcial associado a factores exteriores ou ambientais
E(N)	Valor esperado de fatalidades por ano
E[B]	Benefício esperado total da actividade B
E <sub>i</sub>	Evento i
E <sub>TOPO</sub>	Evento de topo
E <sub>ve</sub>	Espraiamento da ondulação gerada por um vento excepcional
E <sub>vh</sub>	Espraiamento da ondulação gerada por um vento habitual
f	Folga
f	Probabilidade anual de um acontecimento com número de fatalidades igual a N
F	Probabilidade anual cumulativa de um acidente com um número de fatalidades superior a N
F	Índice parcial associado à fiabilidade da obra
FAZ	Factor de alcance
FAS <sub>baixo</sub>	Factor de alcance para uma cheia de severidade baixa
FAS <sub>moderado</sub>	Factor de alcance para uma cheia de severidade moderada
F <sub>i</sub>	Coefficientes de ajustamento
f <sub>nq</sub>	Parcela não quantificável da folga
FO	Índice parcial associado à fiabilidade da obra (Laffite)
f <sub>q</sub>	Parcela quantificável da folga
FV <sub>E</sub>	Estimador Fussell-Vesely do evento E
f <sub>x</sub>	Função de densidade de probabilidade conjunta do vector X de todas as variáveis de base
f(CS)	Função densidade de probabilidade do coeficiente de segurança
g	Função de desempenho
g	Produto interno bruto por ano e pessoa
H	Altura máxima da barragem
H <sub>bre</sub>	Altura da brecha
H <sub>hid</sub>	Carga hidráulica máxima
h <sub>max</sub>	Altura máxima do escoamento
h <sub>mve</sub>	Sobreelevação de maré, gerada por um vento excepcional
h <sub>mvh</sub>	Sobreelevação de maré, gerada por um vento habitual
h <sub>w</sub>	Altura de água máxima na albufeira (medida até ao nível de pleno armazenamento)
i	Benefício económico anual da medida de redução do risco
I	Benefício esperado de uma actividade
IC	Índice de colapso
IC	Índice de controlo do risco
IC <sub>EST</sub>	Índice de colapso estático
IC <sub>HID</sub>	Índice de colapso hidrológico
IC <sub>OMS</sub>	Índice de operação, manutenção e segurança
IC <sub>SIS</sub>	Índice de colapso sísmico
IG	Índice de risco de Laffite
IGI	Índice global de impacto
Ind <sub>conf</sub>	Índice de confiança

$Ind_{crit}$	Índice de criticalidade
$Ind_{inc. na rot.}$	Índice de incerteza na rotura
$Ind_{ord}$	Índice de ordenação
$Ind_{risco}$	Índice de risco
$Ind_{rot.}$	Índice de rotura
IPE	Índice de perdas económicas
IR	Integral do risco
IR	Índice de risco
$IR_{EST}$	Índice de risco estático
$IR_{HID}$	Índice de risco hidrológico
$IR_{OMS}$	Índice de risco de operação, manutenção e segurança
$IR_{SIS}$	Índice de risco sísmico
ISE	Índice associado a impactes sócio-económicos (Laffite)
ISE	Índice sócio-ecónimoico
$ISE_{EST}$	Índice sócio-ecónimoico estático
$ISE_{HID}$	Índice sócio-ecónimoico hidrológico
$ISE_{SIS}$	Índice sócio-ecónimoico sísmico
k	Coefficiente de correlação entre $c'$ e $\phi'$
$k_h$	Coefficiente de permeabilidade horizontal
$k_v$	Coefficiente de permeabilidade vertical
L	Índice de qualidade de vida
$Li$	Trechos de desenvolvimento do vale
$m(x,y)$	Densidade populacional na localização (x,y)
N	Número de fatalidades
N	Número aleatório normalizado
$N_a$	Número aleatório normalizado ajustado para o segundo parâmetro
$N_1$	Número aleatório normalizado para o primeiro parâmetro
$N_2$	Número aleatório normalizado para o segundo parâmetro
P	Probabilidade
$P_{\alpha_i}$	Peso do descritor $\alpha_i$
PE	Perdas económicas
$PI_1$	Índice parcial 1 (acções exteriores)
$PI_2$	Índice parcial 2 (consequências)
$PI_3$	Índice parcial 3 (fiabilidade)
Pr	Probabilidade de rotura
Q	Caudal
$Q_{afl}$	Caudal afluente
$Q_{efl}$	Caudal efluente
$Q_{m\acute{a}x}$	Caudal máximo
R	Resistências
R	Resultado
R	Índice parcial associado a factores humanos e económicos
$R_1$	Número aleatório uniforme 1
$R_2$	Número aleatório uniforme 2

$RAW_E$	Estimador <i>Risk achievement worth</i> do evento E
$R_i$	Risco individual
Risco	Risco total
$risco_i$	Risco parcial
$r_L$	Número anual de fatalidades evitadas
$RRW_E$	Estimador <i>Risk reduction worth</i> do evento E
t	Tempo
T	Período de retorno
$t_{avs}$	Tempo de aviso (tempo de chegada da onda mais o tempo de formação da brecha)
$t_{cheg}$	Tempo de chegada da onda de cheia
$t_{rot}$	Tempo de rotura (formação da brecha)
$U_{max}$	Velocidade máxima
Veros	Verosimilhança
$V_{hid}$	Volume descarregado durante a rotura
w	Proporção de tempo gasto em actividades económicas
$W_{colocação}$	Teor em água de colocação
$W_{nat}$	Teor em água natural
$W_{ópt}$	Teor em água óptimo



## ACRÓNIMOS E SIGLAS

ALARP	<i>As Low As Reasonably Possible</i>
AE	Auto-estrada
ANCOLD	Comissão Nacional Australiana de Grandes Barragens
CIGB	Comissão Internacional de Grandes de Barragens
CM	Caminho municipal
CNPGB	Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens
CSB	Comissão de Segurança de Barragens
EL	Estados limite
ELU	Estados limite últimos
ELUt	Estados limite de utilização
EM	Estrada municipal
EN	Estrada nacional
ETA	Análise de Árvore de Eventos
FMEA	Análise do Modo e Efeito das Falhas
FMECA	Análise do Modo, Efeito e Criticalidade das Falhas
FORM	Métodos de fiabilidade de primeira ordem
FTA	Análise de Árvore de Falhas
HAZOP	Análise dos Perigos e da Operacionalidade
IC	Itinerário complementar
INAG	Instituto da Água
IP	Itinerário principal
LCI	Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NAA	Nível de água na albufeira
NEV	Número expectável de vítimas
NMC	Nível de máxima cheia
NOIB	Normas de Observação e Inspeção de Barragens
NPA	Nível de pleno armazenamento
NPB	Normas de Projecto de Barragens
PAR	Número de pessoas em perigo
PEE	Plano de Emergência Externo
PEI	Plano de Emergência Interno
PPV	Perda potencial de vidas
RBPS	<i>Risk Based Profiling System</i>
RPB	Regulamento de Pequenas Barragens
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens
SEI	Diagramas de Sistemas, Estados Limite e seus Indicadores
SNBPC	Serviço Nacional de Bombeiros e Protecção Civil
SORM	Métodos de fiabilidade de segunda ordem
TGV	Linha ferroviária de alta velocidade

TOR	Estrutura de tolerabilidade do risco
TPR	<i>Technical Priority Rating</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>
ZAS	Zona de auto-salvamento
ZIP	Zona de intervenção principal
ZIS	Zona de intervenção secundária

## 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

### 1.1 – ESCOLHA DO TEMA E DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

A escolha do tema da dissertação surgiu no âmbito da actividade profissional da autora, cuja experiência está intimamente associada às barragens de aterro, primeiro ao projecto e assistência técnica à construção e, mais tarde, à avaliação da segurança e à reabilitação.

O trabalho de *Inspecção, Auscultação e Avaliação da Segurança das Barragens Argelinas*, realizado para a *Agence National de Barrages* (Argélia) por um Consórcio Internacional liderado pela COBA<sup>1</sup> (empresa em que exerceu actividade de projectista) foi, neste capítulo, particularmente marcante e determinante na escolha do tema.

Este trabalho, que decorreu entre 1993 e 1998, permitiu-lhe a avaliação do desempenho de um leque alargado de soluções de barragens, algumas com concepções inovadoras à época da sua construção, tendo por base elementos de projecto, de construção e de exploração destas obras, informações recolhidas em visitas de inspecção e, nalguns casos, dados de observação e resultados de estudos de modelação realizados para o efeito.

A ideia inicial de desenvolvimento da dissertação remonta a 1996 e enquadrava-se no âmbito de abordagens orientadas para a segurança, matéria que à data, em Portugal, não havia, ainda, sido implementada de forma sistemática no domínio das barragens de aterro.

As oportunidades entretanto proporcionadas - no âmbito da inspecção, observação, avaliação da segurança e reabilitação - por diferentes entidades com visões e objectivos complementares, viriam a proporcionar uma aprendizagem singular, tanto pelo conhecimento dum leque muito alargado de barragens em exploração e das suas condições de funcionalidade e segurança, como pelo convívio e partilha de experiências com especialistas nas diferentes áreas afins do domínio das barragens.

Referem-se, subseqüentemente, algumas dessas experiências.

- Entre 1996 e 1997, participou nos estudos realizados pela COBA para a EDA<sup>2</sup> de *Inspecção e Reabilitação da Barragem de Além da Fazenda*, uma barragem de betão gravidade localizada na Ilha das Flores, galgada em 1995 e objecto de deteriorações graves ao nível dos encontros e fundação.
- No mesmo período, o INAG<sup>3</sup> iniciou, em conjunto com o LNEC<sup>4</sup>, a preparação de concursos públicos para avaliação da segurança e reabilitação de um grupo alargado de grandes barragens portuguesas. Estas barragens foram objecto de visitas de inspecção preliminar pelo INAG e LNEC, tendo a autora participado na elaboração das fichas de inspecção utilizadas, na realização das visitas de inspecção

---

<sup>1</sup> COBA – Consultores para Obras Barragens e Planeamento

<sup>2</sup> EDA – Empresa de Electricidade dos Açores

<sup>3</sup> INAG – Instituto da Água

<sup>4</sup> LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

das barragens do Roxo, Odivelas, Pego do Altar, Vale do Gaio, Alvito, Burga, Alfândega da Fé e Santa Maria de Aguiar e na elaboração dos relatórios do LNEC de algumas destas obras.

- Em Abril de 1996, acompanhou a missão do INAG de manutenção e reabilitação de equipamentos hidromecânicos da barragem de Campilhas, trabalho realizado pela SOFOMIL, e procedeu a uma visita de inspecção à obra.
- Entre 1996 e 1998, analisou os dados de cerca de 30 anos de observação da barragem do Monte da Rocha, com vista, designadamente, à análise dos assentamentos excessivos registados na zona envolvente do perfil de maior altura da barragem. Neste período, realizou, em conjunto com o LNEC, várias visitas de inspecção a esta barragem.
- Entre 1997 e 1999, colaborou nos estudos de avaliação da segurança e reabilitação de barragens realizados pelo Consórcio COBA/HIDROPROJECTO/GIBB para o INAG, relativos a três grupos de barragens: i) Monte da Rocha, Roxo e Santa Clara; ii) Maranhão, Furadouro e Gameiro e iii) Burga, Salgueiro e Peneireiro.
- Em 1999, realizou, com o LNEC, uma visita de inspecção à barragem de Morgavel, tendo colaborado na definição da solução de reabilitação de zonas localizadas da fundação, a jusante da barragem, onde se reconheceram fenómenos de erosão interna.
- Em 2000, participou, pela COBA, nos estudos de diagnóstico e de reabilitação da barragem do Jaburu I, no Brasil, caso paradigmático de diferentes estados limite associados ao corpo da barragem (colapso por molhagem dos aterros com perda de folga; colmatção do filtro chaminé e subsequente subida da linha superior de saturação no maciço estabilizador de jusante) e à fundação (dissolução do maciço calco-arenítico com formação de crateras e emergência, no encontro esquerdo da barragem, a jusante, de caudais muito elevados).
- Em 2001, foi chefe de projecto dos estudos realizados pela COBA, para o INAG, no âmbito do *Plano Especial de Inspeção de Barragens 2001*, relativos à inspecção e análise preliminar do risco de 60 barragens portuguesas. As barragens abrangidas pelos estudos eram, em geral, de pequena a média dimensão e, na maioria dos casos, não existiam elementos de projecto, construção ou exploração.

Da experiência adquirida, ressaltaram diversas carências associadas à prática da engenharia no âmbito da avaliação do comportamento e da segurança de barragens. De entre estas, salienta-se a necessidade de clarificar algumas incertezas inerentes aos processos de avaliação e decisão e de se dispor de ferramentas de classificação e hierarquização de barragens, visando, designadamente, a definição de prioridades de implementação de medidas de controlo da segurança.

As novas abordagens de *Gestão de Riscos*, que entretanto começaram a emergir na engenharia de barragens, haveriam de complementar a ideia inicial sobre o tema da dissertação (essencialmente associada à segurança), com o tratamento paralelo de abordagens orientadas para o risco, tendo este trabalho sido iniciado em 2003, sob o título “Acerca do Risco e da Segurança de Barragens de Aterro”.

O ingresso no Grupo de Trabalho de Análise de Riscos da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, em 2003, viria a proporcionar discussões frutuosas na área da gestão e da análise de riscos e, em conjunto com o desenvolvimento dos estudos da dissertação, a realçar o interesse das abordagens de riscos em barragens.

A dissertação viria assim a centrar-se, essencialmente, nestas novas matérias, o que determinou a alteração do seu título para “Abordagens de Riscos em Barragens de Aterro”. Trata-se, efectivamente, de uma área inovadora no domínio das barragens que carece de trabalhos de investigação que fundamentem a sua utilização no âmbito, designadamente, da prática corrente da engenharia.

A dissertação agora apresentada tem, pois, como génese, uma ideia inicial que possibilitou a vivência de um conjunto diversificado de experiências que conferiram, crê-se, sustentabilidade e interesse prático às matérias abordadas e proporcionaram o tratamento de um tema de maior actualidade e inovação.

## **1.2 – OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO**

Os aspectos técnicos, económicos, sociais e ambientais que actualmente condicionam a tomada de decisões na engenharia de barragens põem a claro algumas limitações das abordagens tradicionais na gestão da segurança destas obras e impulsionam a implementação de abordagens orientadas para o risco.

A gestão de riscos, em geral, e a análise de riscos, em particular, conhecem um desenvolvimento significativo nalgumas áreas técnico-científicas, como são os casos, por exemplo, da indústria aeroespacial, nuclear e química, em que a sua implementação conta já com algumas décadas de experiência.

Existem, pois, ao dispor da engenharia de barragens, metodologias e métodos de apoio à gestão e à análise de riscos, relativamente aos quais há grande experiência de utilização noutras áreas.

O carácter singular das barragens, as especificidades das suas várias componentes e a complexidade das interações entre estas implicam, no entanto, o desenvolvimento de um trabalho de base importante, com vista à adaptação e utilização sustentada das metodologias e dos métodos existentes e ao desenvolvimento de novos métodos, para o qual se procurou contribuir com a presente dissertação.

Os objectivos que pautaram o presente trabalho de investigação, que se desenvolve no domínio das barragens de aterro, inserem-se no enquadramento acima explicitado e discriminam-se subsequentemente.

1. Análise de condicionantes da concepção e da fiabilidade das barragens, na perspectiva do conhecimento das suas vulnerabilidades e dos seus modos fundamentais de rotura, questões de base essenciais na implementação de abordagens orientadas para o risco.
2. Apropriação, sistematização e adaptação ao domínio das barragens dos conhecimentos na área da *Gestão de Riscos* e, em particular, da *Análise de Riscos* e da *Apreciação de Riscos*.

3. Estudo de métodos vocacionados para a análise preliminar de riscos de portefólios de barragens em exploração. Proposta de um novo método, baseado em índices, e sua aplicação a um grupo de trinta e seis barragens portuguesas em exploração.
4. Apresentação e adaptação de métodos de análises de riscos qualitativas e quantitativas de barragens de aterro. Caracterização de objectivos, de campos de aplicação, de princípios e de procedimentos de aplicação, de benefícios e de limitações, evidenciados por aplicações práticas ilustrativas.

### 1.3 – ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação é composta por três Partes e integra um total de oito capítulos.

A **Parte I** é constituída por três capítulos introdutórios, que se identificam em seguida.

O *Capítulo 1 – Considerações Iniciais*, em que se procede ao enquadramento da escolha do tema tratado e se discriminam os objectivos da dissertação e a sua estrutura.

O *Capítulo 2 – Alguns Aspectos Históricos sobre a Origem e a Evolução de Barragens de Aterro*, em que se referem algumas curiosidades relativas às primeiras barragens e à percepção do risco associado a estas obras, à sua evolução e a alguns marcos históricos que constituíram os fundamentos da actual engenharia de barragens.

O *Capítulo 3 – Risco e Segurança. Considerações Gerais*, em que se tecem algumas considerações sobre risco e segurança e sobre as abordagens tradicionais, orientadas para a segurança, e as novas abordagens, orientadas para o risco.

A **Parte II** é composta por quatro capítulos que visam cumprir os objectivos propostos e que se descrevem subsequentemente.

O *Capítulo 4 – Barragens de Aterro*, em que se apresentam alguns aspectos com interesse para a caracterização das vulnerabilidades e da fiabilidade destas obras - em particular, as condicionantes locais e ambientais, os materiais de construção e a concepção estrutural - se analisam dados históricos sobre os seus modos de rotura e se identificam os seus principais estados limite. Caracteriza-se, ainda, o parque de grandes barragens de aterro em exploração em Portugal e exemplificam-se alguns estados limite, de utilização e últimos, reconhecidos por inspecção em barragens de aterro portuguesas.

O *Capítulo 5 – Gestão de Riscos*, em que se procede, inicialmente, à apresentação e adaptação da metodologia geral de *Gestão de Riscos* e da terminologia afim e, em seguida, se tratam as suas principais actividades, *Análise de Riscos*, *Apreciação de Riscos* e *Controlo de Riscos*, com principal destaque para as duas primeiras. No âmbito da *Análise de Riscos*, caracterizam-se os seus objectivos e os tipos de análises e trata-se a metodologia e o conteúdo da identificação e da avaliação dos modos de rotura de barragens e das respectivas consequências. No âmbito da *Apreciação de Riscos*, caracterizam-se os significados do risco individual e do risco societal, as suas formas de representação e os critérios subjacentes à sua apreciação. Propõe-se critérios

de apreciação de riscos para barragens portuguesas. Apresenta-se, ainda, um resumo do panorama internacional, no que se refere à implementação destas actividades no domínio das barragens.

O *Capítulo 6 – Métodos de Análise Preliminar de Riscos de Portefólios de Barragens*, em que se analisam métodos baseados em índices, de suporte à hierarquização preliminar de barragens, visando a definição de prioridades de implementação de medidas de controlo de riscos, e se propõe um novo método de índices, inspirado no índice global de risco, procedendo-se à sua aferição através da aplicação a trinta e seis barragens de aterro portuguesas em exploração.

O *Capítulo 7 – Métodos de Análise de Riscos de Barragens*, em que se analisam os principais métodos de análise de riscos qualitativas ou semi-quantitativas e de análise de riscos quantitativas passíveis de serem utilizados no domínio das barragens de aterro, tratando-se e adaptando-se questões relacionadas com os seus objectivos, campos de aplicação privilegiados, princípios e procedimentos de aplicação, vantagens e limitações, e realizando-se aplicações práticas ilustrativas.

Finalmente, a **Parte III**, integra um capítulo final.

Trata-se do *Capítulo 8 – Considerações Finais e Desenvolvimentos Futuros*, em que se tecem conclusões e considerações finais de síntese sobre as matérias tratadas e se apontam perspectivas do seu desenvolvimento futuro.

A tese tem, ainda, dois anexos. O *Anexo I – Quadros Anexos ao Capítulo 4* e o *Anexo II – Quadros anexos ao Capítulo 6*.





## **2 – ALGUNS ASPECTOS HISTÓRICOS SOBRE A ORIGEM E A EVOLUÇÃO DAS BARRAGENS DE ATERRO**

As barragens desempenham, desde há vários milénios, um papel de infra-estrutura fundamental na fixação e desenvolvimento das populações, promovendo a irrigação, o controlo de cheias, o abastecimento público e industrial, a produção de energia e, ainda, as actividades recreativas.

A regularização sazonal ou inter-anual e a transferência entre bacias – pese embora os seus potenciais impactes negativos – contribuem para a minimização de assimetrias climáticas e sócio-económicas, potenciando o desenvolvimento de áreas carenciadas.

A utilização da água de forma regradada esteve na origem das primeiras obras hidráulicas e da engenharia de barragens que emergiu no Sudoeste Asiático e no Nordeste Africano, durante a primeira metade do terceiro milénio A.C., e se generalizou, no último milénio A.C., a todos os continentes (Schnitter, 1994).

A história remota das barragens não é muito conhecida, assumindo particular dificuldade a datação de obras anteriores ao primeiro milénio (Jansen, 1980).

As primeiras barragens construídas foram, essencialmente, barragens de terra ou barragens mistas: de terra e muros de alvenaria ou de terra e enrocamento (Quadro 2.1).

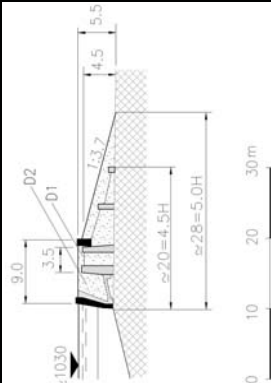
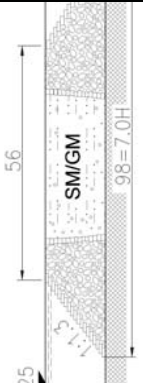
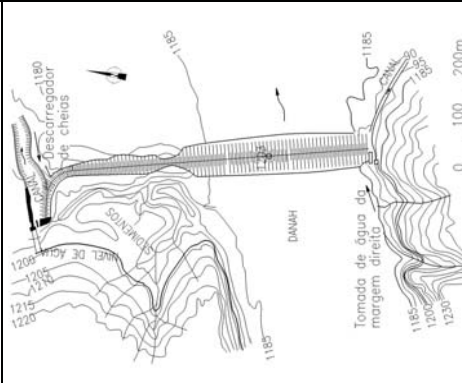
As barragens de Jawa, construídas no ano 3000 A.C., são actualmente as barragens mais antigas documentadas. Implantadas cerca de 100 km a Nordeste de Ammam, capital da Jordânia, eram pequenas barragens reservatório, sem aflúncias próprias, em número de 5, que armazenavam água derivada do rio Rajil para posterior fornecimento à cidade de Jawa (Schnitter, 1994).

A percepção dos riscos associados à construção e exploração destas obras, seja no que se refere a situações de colapso seja no que se refere a situações de perda de funcionalidade, ter-se-á colocado desde muito cedo.

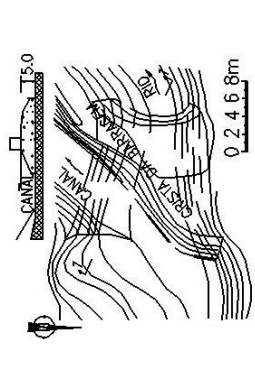
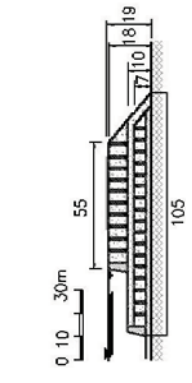
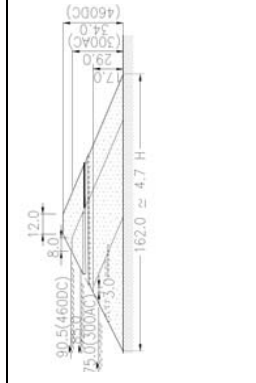
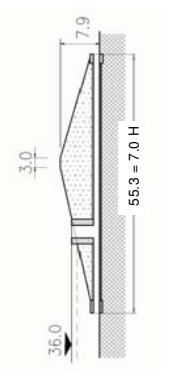
No que se refere a modos de colapso, o galgamento e a destruição por erosão externa de algumas das primeiras barragens conhecidas terá conduzido à incorporação de estruturas hidráulicas para evacuação de cheias. Regista-se a existência de estruturas descarregadoras há mais de 3500 anos.

No Egipto, a barragem de Sadd-El-Kafara foi galgada e destruída durante o período de construção que durou cerca de 8 a 10 anos. O galgamento originou a formação de uma grande brecha no trecho central do corpo da barragem, existindo ainda hoje os seus trechos laterais (Garbrech, 1985). Só decorridos cerca de 1000 anos, os egípcios voltaram a construir barragens, desta vez com sucesso testemunhado pela manutenção, ainda recentemente em exploração, da barragem de Homs (Veesaert, 1996).

Quadro 2.1 – Barragens construídas A.C.. Algumas características fundamentais (compilado a partir de Schnitter, 1994).

Nome	Ano de construção/alteamento	Localização	Tipo	Altura máxima (m)	Volume armazenado (m <sup>3</sup> )	Finalidade	Perfil tipo e/ou implantação	Estruturas hidráulicas	Observações
Jawa (barragem n.º 4)	3000 A.C	Jordânia (cerca de 100 km a Nordeste de Ammam)	Mista (terra e muros de alvenaria)	4,5	23 000	Abastecimento da cidade de Jawa		Inexistentes	A barragem não tem afluências próprias.
Sadd-El-Kafara	2600 A.C.	Egipto (próximo da cidade de Memphis)	Mista (terra e enrocamento)	14	500 000	Controlo de cheias		Inexistentes	Terá sido galgada e destruída durante o período de construção que durou 8 a 10 anos.
Marib	1500 A.C.	Yemen (rio Danah)	Terra	20	30 000 000	Irrigação		Descarregador de cheias com soleira não controlada de 50 m de largura e cota 4 m abaixo do coroamento. A barragem dispunha, também, de duas estruturas de tomada de água, uma em cada margem, com soleiras cerca de 13 m acima do leito do rio	A barragem foi galgada diversas vezes, acabando por ser destruída cerca de 2100 anos após a sua construção.

Quadro 2.1 (cont.) – Barragens construídas A.C.. Algumas características fundamentais (compilado a partir de Schnitter, 1994).

Nome	Ano de construção/alteamento	Localização	Tipo	Altura máxima (m)	Volume armazenado (m³)	Finalidade	Perfil tipo e/ou implantação	Estruturas hidráulicas	Observações
Kofni	1260 A.C.	Grécia (rio Lakissa)	Terra	10	-	Desvio do curso do rio		Inexistentes	Trata-se, na realidade, de um dique de proteção contra cheias e desvio do curso inicial do rio. Em 1994 ainda existia.
Purron	700 A.C. 600 A.C. 1 D.C. 200 D.C. 1100 D.C.	México (cerca de 260 km a SE da cidade do México)	Terra	3 7 10 18 19	? 1 400 000 ? 5 100 000 ?	Irrigação		Dois canais descarregadores na margem direita, com funções de tomada de água e de evacuação de cheias	A albufera terá sido assoreada, o que levou ao seu primeiro alteamento, cerca de 100 anos após a sua construção.
Paschanda Ulpotha	300 A.C. ? 460 D.C.	Sri Lanka	Terra	17 29 34	? ? ?	Irrigação		Uma ou mais estruturas descarregadoras, separadas do corpo da barragem, materializadas por escavação no terreno natural.	O alteamento realizado no ano 460 D.C. elevou a altura máxima para 34 m, o que viria a constituir recorde até 1675.
Pavat	250 A.C.	Sri Lanka	Terra	7,9	?	Irrigação		Uma estrutura compacta com funções de descarregador de cheias, de tomada de água e de descarga de fundo.	O descarregador de cheias era em poço e ligava, na base, à galeria de tomada de água e descarga de fundo, sob o aterro da barragem.

? - Desconhecido

A barragem de Marib, no rio Danah (Yemen), é uma das barragens mais antigas documentadas com estruturas descarregadoras (1500 A.C.). Tratava-se de uma barragem de terra homogénea que terá atingido, após diversos alteamentos, a altura máxima de 20 m e 700 m de desenvolvimento pelo coroamento. Os taludes de montante e de jusante tinham inclinações de 1:1,8 (V:H), sendo o talude de montante protegido por uma camada de blocos de enrocamento com espessura de 0,2 a 0,4 m. O aterro exibia a particularidade de ser colocado em camadas paralelas aos taludes exteriores (Schnitter, 1994).

Esta barragem dispunha de duas estruturas de tomada de água, em alvenaria de pedra, com soleiras cerca de 13 m acima da cota do rio, e um descarregador de superfície com 50 m de desenvolvimento da soleira, localizada 4 m abaixo da cota do coroamento. O volume armazenado entre a soleira do descarregador de superfície e a cota do coroamento era cerca de 30 hm<sup>3</sup> e o caudal efluente, pelas três estruturas, cerca de 1500 m<sup>3</sup>/s. A capacidade de encaixe e evacuação de cheias era, no entanto, apenas compatível com a ocorrência de cheias frequentes, tendo a barragem sido galgada por diversas vezes. Na sequência de um galgamento, a barragem acabou por ser destruída, cerca de 2100 anos após a sua construção.

No que se refere a modos de perda de funcionalidade, o assoreamento da modesta albufeira da barragem de Purron, no México, cerca de 260 km a SE da cidade do México, conduziu ao seu primeiro alteamento, 100 anos após a sua construção (Schnitter, 1994).

A barragem de Pourron promovia uma regularização sazonal, armazenando nos meses húmidos para irrigar nos meses secos e assim compensar a variabilidade anual de precipitações. A barragem foi construída no ano 700 A.C., com uma altura máxima de 3 m, tendo sido alteada, pela primeira vez, cerca de 100 anos depois, para uma altura máxima de 7 m. Posteriormente, sofreu mais três alteamentos, o último dos quais no ano 1100 D.C..

A variabilidade anual das precipitações no Sri-Lanka, onde, duma maneira geral, a precipitação se concentra em três meses (Dezembro, Janeiro e Fevereiro), levou também à construção de várias barragens de regularização sazonal, para viabilização das actividades agrícolas (Schnitter, 1994).

Merecem particular destaque as soluções tipo destas obras, bastante evoluídas. Das diversas barragens documentadas, salientam-se duas, a barragem de Paskanda Ulpotha, por razões associadas ao corpo da barragem, e a barragem de Pavat, pelas suas estruturas hidráulicas.

A barragem de Paskanda Ulpotha foi construída no ano 300 A.C. com uma altura máxima de 17 m. A barragem foi objecto de dois alteamentos, o último no ano 460 D.C., em que foi atingida a altura máxima de 34 m, registo só ultrapassado em 1675, pela barragem de S. Ferréol, em França. Tratava-se de uma barragem de terra homogénea com inclinações dos paramentos exteriores de 1:2 (V:H) e 1:2,4 (V:H), respectivamente, a montante e a jusante, e uma largura de coroamento de 3 m (barragem inicial) e 12 m (último alteamento). A barragem dispunha de, pelo menos, uma estrutura descarregadora, separada do corpo da barragem e materializada por escavação no terreno natural.

A barragem de Pavat foi construída no ano 250 A.C. Os seus órgãos hidráulicos foram concentrados numa única estrutura, de concepção bastante sofisticada. Esta estrutura era composta por um descarregador de cheias, materializado por um poço vertical (atravessando o maciço estabilizador de montante da barragem) que ligava

na base a uma galeria rectangular com 1,1m x 0,8m (altura x largura). Esta galeria cumpria, também, funções de tomada de água e descarga de fundo. Os caudais eram restituídos ao pé de jusante por intermédio de duas condutas de 0,6x0,6 m<sup>2</sup>. O corpo da barragem era em terra homogénea com uma altura máxima de cerca de 8 m, 3 m de largura do coroamento e paramentos exteriores inclinados a 1:4 (V:H) e 1:3,5 (V:H), respectivamente, a montante e a jusante.

As barragens de alvenaria tipo gravidade e com contrafortes viriam a ser introduzidas apenas pelos Romanos. Conhecidos pela construção de grandes obras hidráulicas desde o início do quinto século A.C., os Romanos terão construído as primeiras barragens apenas no final do primeiro século D.C., havendo vestígios de barragens romanas em todas as províncias conquistadas (Schnitter, 1979, citado em Schnitter, 1994).

Na Península Ibérica há cerca de 80 barragens romanas identificadas, das quais aproximadamente metade são de gravidade, um terço são de gravidade com contrafortes e, as restantes, são de gravidade com aterros estabilizadores a jusante ou são barragens de terra. No Norte de África há registos de cerca de 120 barragens romanas, na sua grande maioria barragens de gravidade, embora o número de barragens relativamente às quais as dimensões são conhecidas seja muito pequeno (Schnitter, 1994).

Na Figura 2.1 representam-se perfis tipo de barragens romanas (Quintela et al., 1987).

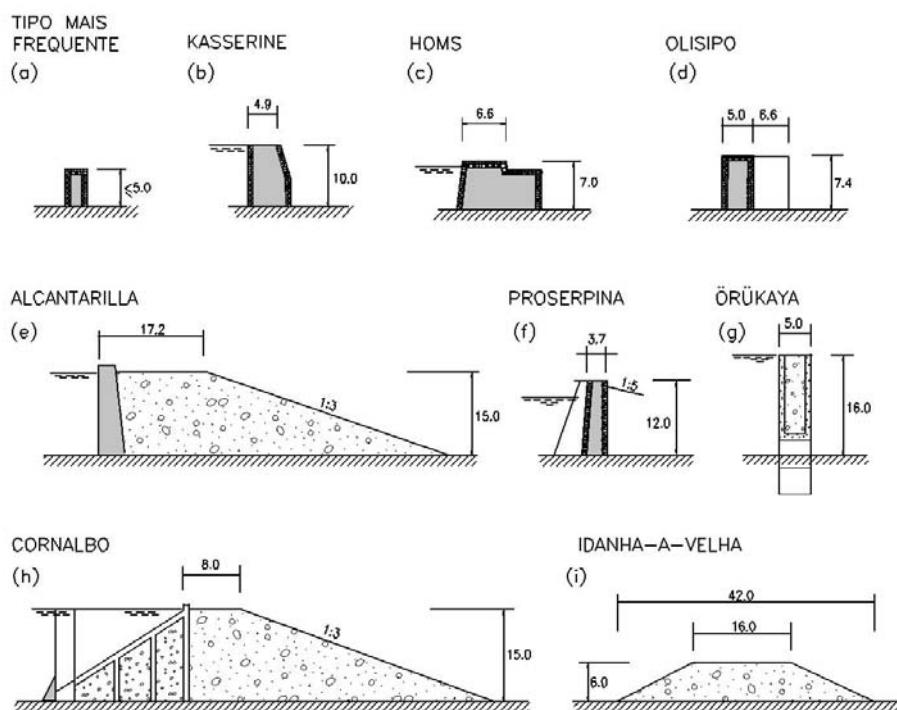


Fig. 2.1 – Perfis tipo de barragens romanas (Quintela et al., 1987).

A estabilidade da generalidade das barragens romanas era assegurada pelo seu peso próprio, exclusivamente (solução tipo gravidade) ou em conjunto com sistemas de reforço, materializados por contrafortes, por aterro ou, embora raramente, recorrendo ao efeito de arco.

O desenvolvimento dos ligantes permitiu aos Romanos obter alvenarias e “betões” extremamente resistentes e impermeáveis, razão que deverá justificar a proliferação das barragens tipo gravidade e com contrafortes. Não obstante, as três barragens romanas mais importantes – Alcantarilha (altura máxima de 18 m e volume armazenado de 3,5 hm<sup>3</sup>), Proserpina (altura máxima de 17 m e volume armazenado de 3,5 hm<sup>3</sup>) e Cornalbo (altura máxima de 15 m e volume armazenado de 10 hm<sup>3</sup>), localizadas em Espanha – são barragens mistas, com maciço estabilizador de jusante em terra (Quintela et al., 1987).

A barragem de Alcantarilha, possivelmente a barragem espanhola mais antiga, abastecia a cidade de Toledo e terá sofrido rotura por derrubamento do muro de suporte de montante, na sequência de um esvaziamento da albufeira e em resultado dos impulsos no tardo desta estrutura (Penman et al., 1999).

Com um perfil tipo semelhante, a barragem de Proserpina, implantada cerca de 6 km a Norte de Mérida, terá beneficiado da aprendizagem proporcionada pelo colapso da barragem de Alcantarilha e foi dotada de nove pesados contrafortes que contribuem para a estabilidade do muro de suporte de montante. A barragem foi objecto de várias reparações e modificações, continuando ainda operacional (Penman et al., 1999).

Ambas as barragens, de Alcantarilha e de Proserpina, dispunham de descarregadores de cheias em poço.

Uma referência, ainda, à barragem de Cornalbo, cuja secção transversal era trapezoidal, constituindo uma excepção à generalidade das obras romanas. Esta barragem possuía uma torre de tomada de água na albufeira, com tomadas a diferentes níveis, acessível por uma ponte arco de alvenaria. A sua capacidade de armazenamento só viria a ser excedida, em Espanha, em 1791. A barragem foi reconstruída em 1936, continuando à data operacional (Penman et al., 1999).

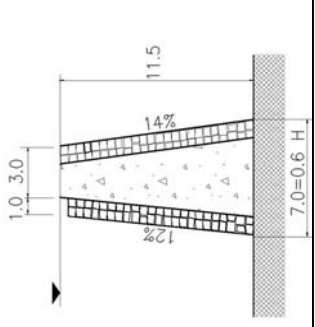
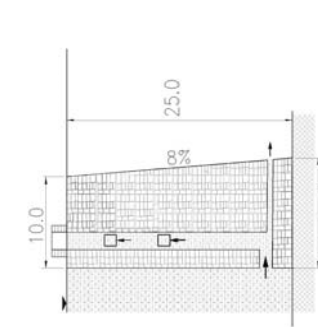
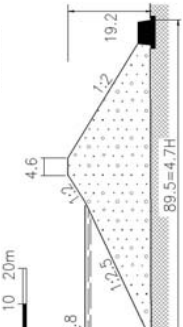
As barragens romanas em Portugal foram objecto de inventário e caracterização por Quintela et al. (1987). A sul do Tejo existem inventariadas e caracterizadas 18 barragens. Tratam-se de pequenas estruturas, com altura máxima inferior a 5,2 m, na sua grande maioria constituídas por um muro com núcleo de “betão” e paramentos de alvenaria, com ou sem contrafortes. Constituem excepções as barragens de Monte Novo do Castelinho, exclusivamente de terra, da Tapada Grande, com muro a montante e aterro estabilizador a jusante, e de Santa Rita, de duplo muro com aterro intermédio e contrafortes a jusante.

A expansão Árabe, que se seguiu à fundação da religião islâmica, perpetuou na Península Ibérica, Sul de França, Norte de África e Sudoeste Asiático a construção de barragens, seguindo a prática tradicional do Médio Oriente (Schnitter, 1994).

A construção de barragens prosseguiu um pouco por todo o mundo, com concepções que foram evoluindo fruto de sucessos e insucessos, constituindo algumas, ainda hoje, testemunhos da génese da actual engenharia de barragens.

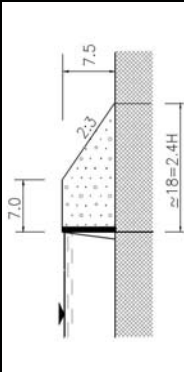
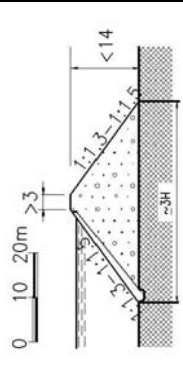
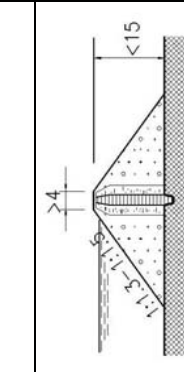
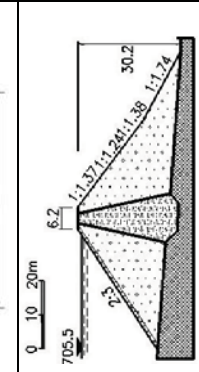
No Quadro 2.2 apresentam-se alguns exemplos de barragens Medievais e Pós-medievais anteriores à revolução industrial, compilados a partir de Schnitter (1994).

Quadro 2.2 – Características de algumas barragens Medievais e Pós-medievais anteriores à Revolução Industrial (compilado a partir de Schnitter, 1994).

Nome	Ano de construção	Localização	Tipo	Altura (m)	Volume armazenado (m <sup>3</sup> )	Finalidade	Perfil tipo	Estruturas hidráulicas	Observações
Qusaybah	VII século D.C.	Arábia Saudita (Mecca)	Gravidade (dois muros exteriores com um núcleo de terra)	11,5	?	?		Inexistência de órgãos de tomada de água e de descarga de fundo. Descarregador de cheias sobre o corpo da barragem numa das suas margens.	-
Sheshtaraz	X século D.C.	Irão (Mashhad)	Gravidade	25	?	?		Estruturas hidráulicas de tomada de água (a diferentes níveis) e descarga de fundo bastante elaboradas. Descarregador de cheias sobre o coroamento e paramento de jusante.	-
Pakhal	1213 D.C.	Índia (Sul)	Terra homogênea	19,2	?	?		?	O corpo da barragem, em terra homogênea, tem um perfil tipo bastante actual.



Quadro 2.2 (cont.) – Características de algumas barragens Medievais e Pós-medievais anteriores à Revolução Industrial (compilado a partir de Schnitter, 1994).

Nome	Ano de construção	Localização	Tipo	Altura (m)	Volume armazenado (m <sup>3</sup> )	Finalidade	Perfil tipo	Estruturas hidráulicas	Observações
Temavasso	1600 D.C.	Itália	Mista	7,5	?	Irrigação		?	Muro a montante, em alvenaria de pedra com contrafortes. A barragem tem um perfil tipo de barragem romana.
Harz(*)	Anterior a 1715 D.C.	Alemanha	Terra	< 14	?	Produção de energia		?	Zona impermeabilizante a montante, em turfa (colocada em camadas horizontais com largura de 0,9 a 1,2 m no coroamento e 1,9 a 2,4 m na base)
Harz(*)	Posterior a 1715 D.C.	Alemanha	Terra zonada	< 15	?	Produção de energia		?	O núcleo central, com funções impermeabilizantes, era de turfa e as zonas de transição de argila arenosa.
Rozgrund	1744 D.C.	Eslováquia (Banská-Stiavnica)	Terra zonada com núcleo argiloso	30,2	?	Produção de energia		?	A barragem ainda hoje está operacional, fornecendo água para abastecimento público.

(\*) – Várias barragens; ? - Desconhecido



A revolução industrial constituiu um marco fundamental nas diversas engenharias que se reflectiu também, naturalmente, no projecto e na construção de barragens. Um grande número de Escolas de Engenharia e de Universidades Técnicas foram inauguradas neste período, em diversos países.

No século XVIII começaram a aparecer, de forma sistemática, livros de barragens ou de matérias afins, promovendo a divulgação dos temas e materializando as fundações do conhecimento moderno.

Um engenheiro militar francês - Charles Coulomb (1736-1806) – é destacado em diversa bibliografia da especialidade pelo método de análise de equilíbrio limite, publicado em 1776.

A teoria de Coulomb, cuja aplicação prática se mantém nos dias de hoje, viria a ser fundamentada, de acordo com Schnitter (1994), com observações *in situ* e ensaios em laboratório realizados por Alexandre Collin (1808-1890), licenciado na Escola Politécnica de Paris.

Henry Darcy (1803-1890), engenheiro francês, provou experimentalmente que a velocidade da água em meios porosos é proporcional ao gradiente hidráulico.

Pese embora os eminentes cientistas franceses na área da Mecânica dos Solos, são as barragens de alvenaria que têm em França maior aplicação prática neste período. Ao contrário, na Grã-Bretanha, as barragens de terra tiveram, à data, franca expansão. Próximo de Manchester, a barragem de Entwistle, construída inicialmente com 33 m de altura máxima, foi alteada em 1840 para 38 m, fazendo dela a barragem mais alta do mundo até 1882 (Schnitter, 1994).

Até 1930, mais de 260 barragens de terra com mais de 15 m de altura foram construídas na Grã-Bretanha. A técnica Britânica, bem sucedida, foi divulgada um pouco por todas as suas colónias. Das barragens construídas neste período, apenas quatro sofreram colapso.

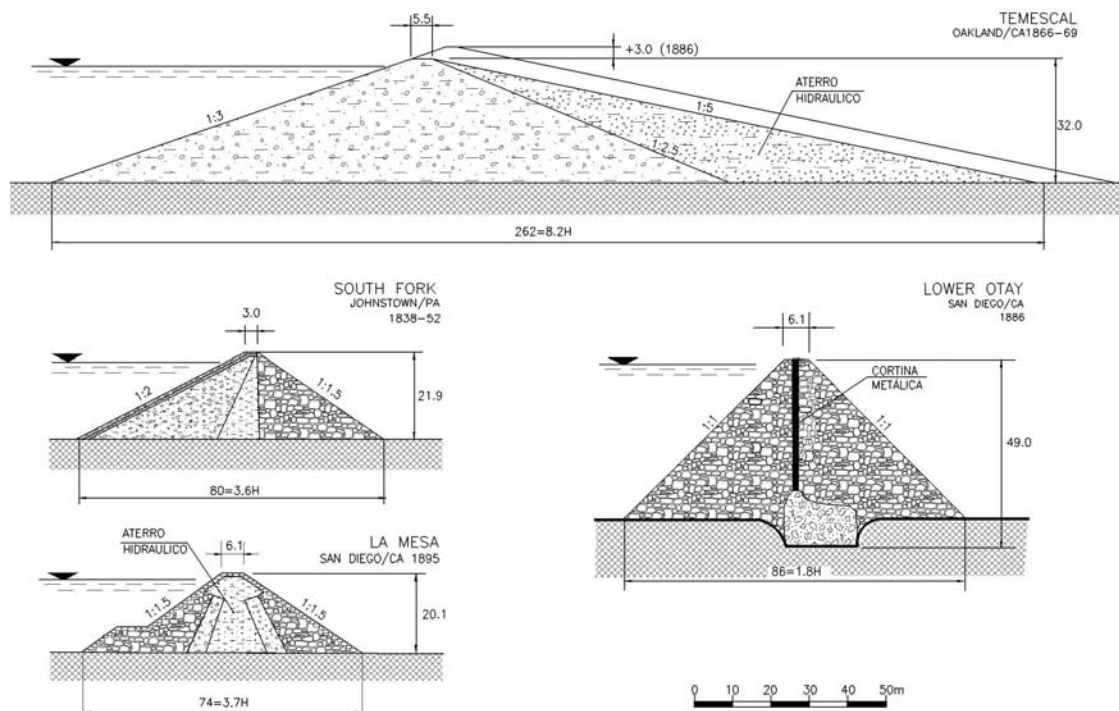
Nos Estados Unidos, durante este período, embora muitas barragens tenham sido construídas de acordo com o estado da arte Britânico muitas outras assumiram perfis tipo inovadores (Figura 2.2).

Uma referência é devida à construção de barragens de terra por execução de aterros hidráulicos, técnica desenvolvida nos Estados Unidos pela primeira vez, em 1983, por Anderson (Patrick e Kulesza, 1974).

As primeiras barragens de aterro hidráulico provaram ser bastante susceptíveis à rotura, tendo sido registados diversos acidentes na década de 1900.

Após 1913, iniciaram-se alguns estudos sistemáticos associados a esta técnica de colocação dos materiais que resultaram em melhoramentos do seu desempenho, designadamente através da incorporação de zonas de transição e de zonas drenantes no maciço estabilizador de jusante (Patrick e Kulesza, 1974).

Pese embora os melhoramentos introduzidos, a rotura, em 1893, da barragem de Fort Peck, com 76 m de altura máxima, terá contribuído para o declínio definitivo desta técnica, muito associado também às limitações relativas aos tipos de materiais passíveis de serem utilizados.



**Fig. 2.2 – Algumas barragens americanas construídas no século XIX (Schnitter, 1994).**

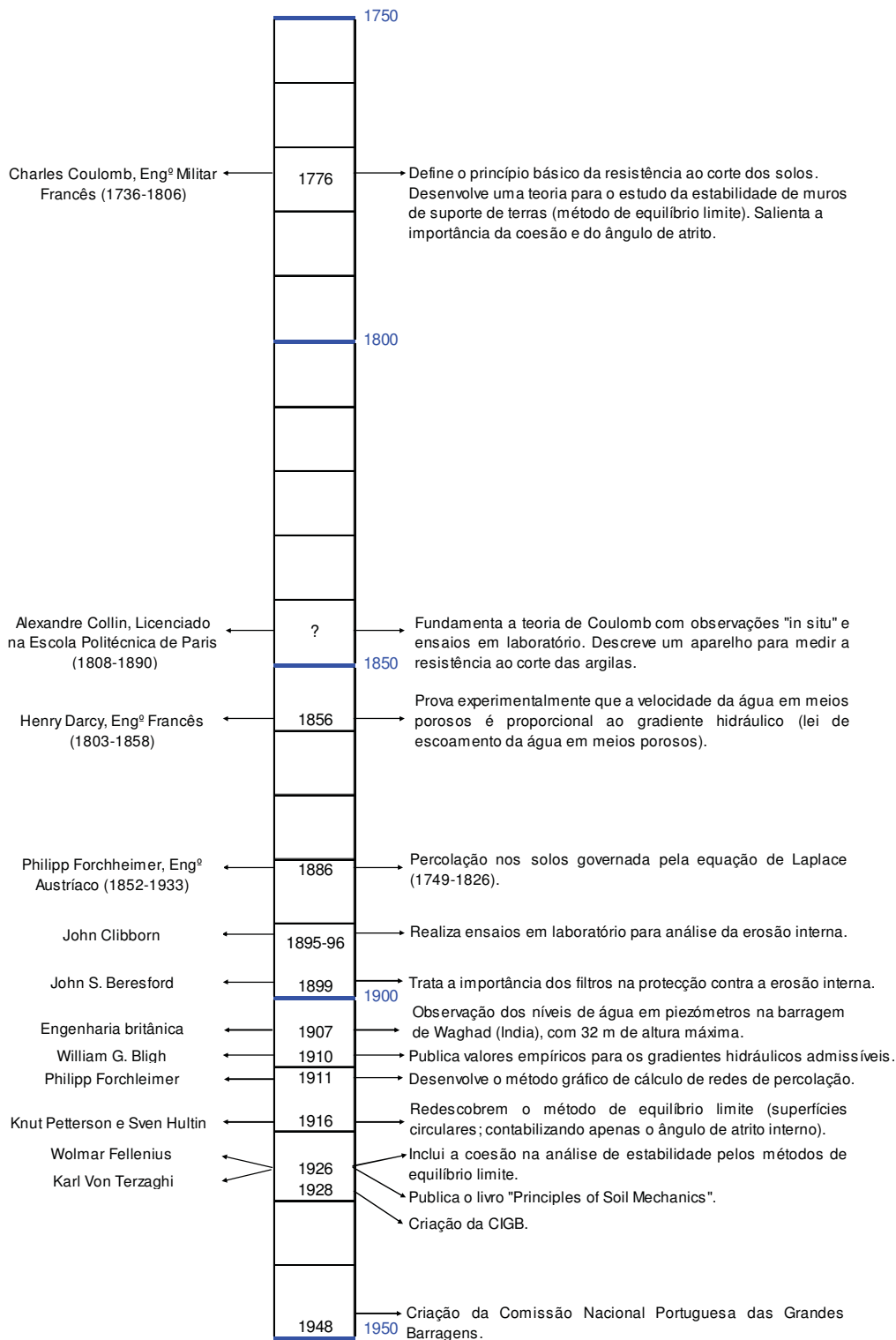
Nas últimas décadas, a construção de barragens de aterro hidráulico tem-se restringido, no essencial, a barragens de estereis de minas, sendo o factor principal de decisão da escolha deste tipo de solução a questão económica, de acordo com alguns autores.

A inovação no domínio das soluções tipo de barragens construídas nos Estados Unidos acarretou uma percentagem elevada de colapsos, que atingiu cerca de 9% das obras construídas.

O grande número de desastres ocorrido terá contribuído para a valorização dos princípios científicos, que embora tenham começado a emergir na segunda metade do século XVIII, e já dominassem à data o dimensionamento de outros tipos de barragens, foram durante cerca de um século suplantados pela utilização de regras empíricas e pelo desafio que constituía a construção de soluções inovadoras (Schnitter, 1994).

Na Figura 2.3 apresentam-se alguns marcos históricos determinantes na evolução do conhecimento científico associado ao domínio das barragens de aterro.

No âmbito do desenvolvimento e da divulgação dos conhecimentos no domínio das barragens, é devida uma referência especial à Comissão Internacional das Grandes Barragens (CIGB). Esta Comissão foi constituída em 1928, após a rotura, em 12 de Março desse ano, da barragem de S. Francisco, na Califórnia. Desta rotura resultou uma onda de cheia que percorreu 61 km em cerca de 3 horas, com um volume de 47 hm<sup>3</sup>, uma altura máxima de 38 m e um caudal máximo de 14000 m<sup>3</sup>/s (Célix e Zaragoza, 1998).



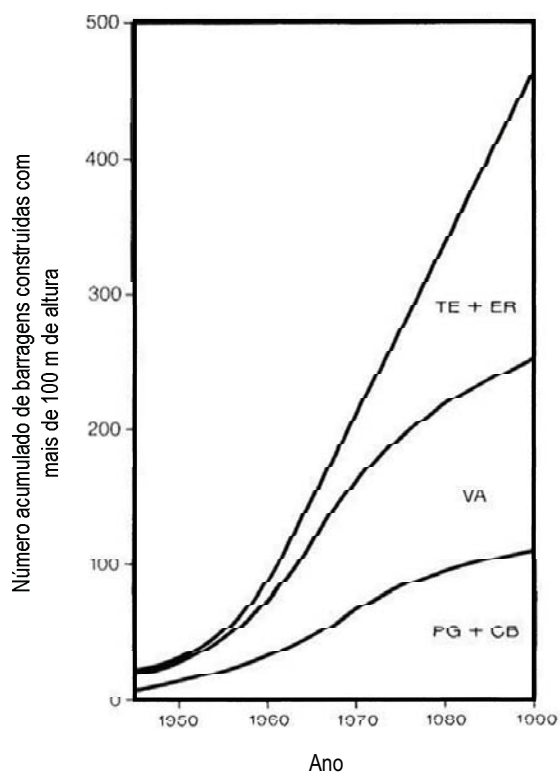
**Fig. 2.3 – Alguns marcos históricos da actual engenharia de barragens de aterro (informação compilada a partir de Schnitter, 1994, e de Mineiro, 1978).**

A CIGB foi constituída por delegados de seis países (França, Grã-Bretanha, Itália, Roménia, Suíça e Estados Unidos), durante o Congresso Internacional de Produtores e Distribuidores de Energia, em Paris. Actualmente, conta com 85 países membros. A Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens (CNPGB) foi criada em 1950.

A CIGB tem promovido, desde a sua constituição, uma intensa troca internacional de experiências e a actualização constante do estado da arte nas várias disciplinas afectas ao domínio das barragens, o que constitui, entre outros aspectos, o reconhecimento implícito da importância e dos riscos associados a estas obras.

Na primeira metade do século XX, verifica-se um franco desenvolvimento dos equipamentos de construção de barragens de aterro – maior diversidade de equipamentos, aumento das dimensões e da capacidade de transporte, normalização dos cilindros pés-de-carneiro, etc. - que culminou, nos anos 50, com o aparecimento dos cilindros vibradores.

Os desenvolvimentos científicos e tecnológicos, associados à grande versatilidade das barragens de aterro, seja no que se refere à morfologia do vale de implantação, às condições de fundação ou à possibilidade de integração no seu perfil tipo de um leque alargado de materiais naturais, generalizaram, na segunda metade do século XX, a construção deste tipo de soluções, mesmo no caso das barragens de maior altura (Figura 2.4).



**LEGENDA**

- TE+ER – terra e enrocamento
- VA - Abóbada
- PG+CB – gravidade e contrafortes

**Fig. 2.4 – Evolução da construção de barragens de grande altura, na segunda metade do século XX (Schnitter, 1994).**

Na Figura 2.5 apresentam-se perfis tipo de algumas das barragens de aterro mais altas do mundo (Schnitter, 1994).

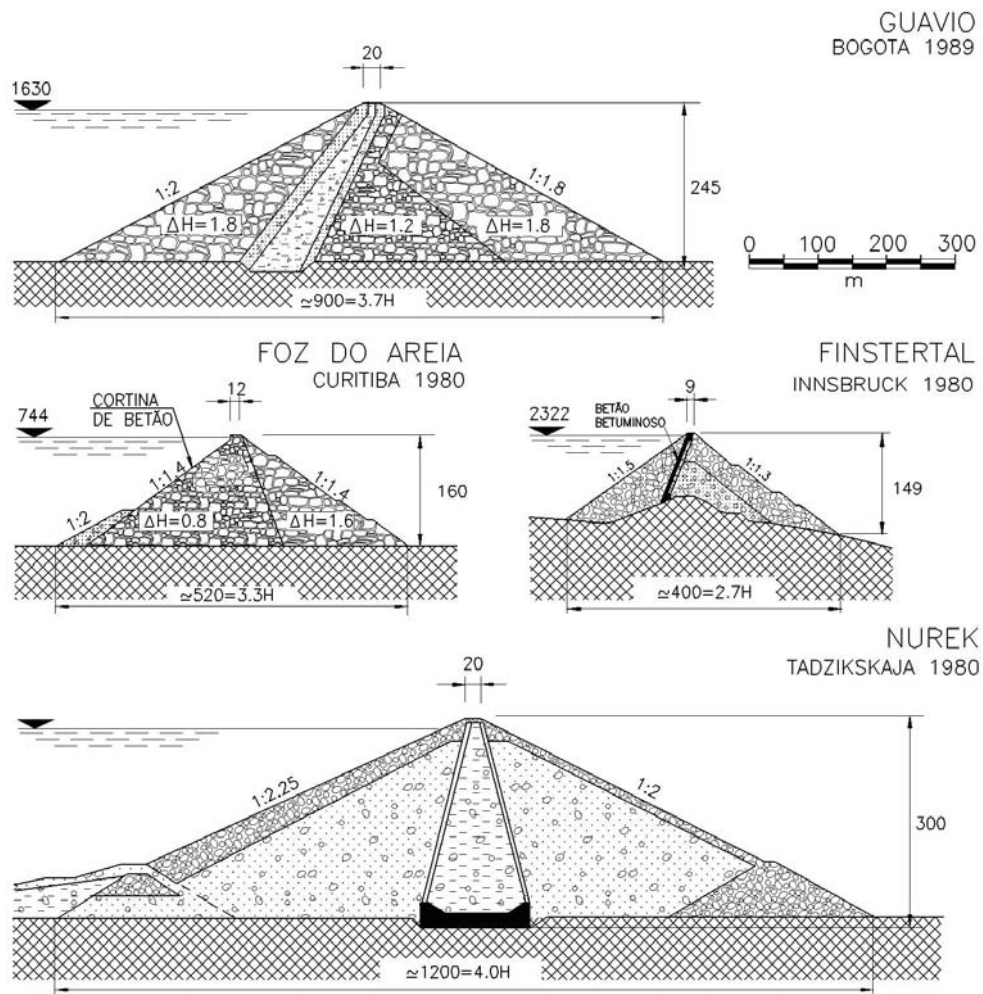


Fig. 2.5 – Perfis tipo de algumas das barragens mais altas do mundo (Schnitter, 1994).

A generalização da construção deste tipo de barragens, a construção de barragens cada vez mais altas e com maiores volumes armazenados e o aumento substancial de estruturas e infra-estruturas no vale a jusante potencialmente interferido pela sua rotura, constituíram incentivos ao desenvolvimento de normas e regulamentação afim.

À sustentabilidade pelo conhecimento científico e ao enquadramento normativo e regulamentar estará associado o sucesso gradual no domínio da segurança conseguido durante o século XX, registando-se uma redução percentual dos casos de rotura, como se pode observar na Figura 2.6. Não obstante, verificaram-se diversos acidentes, tendo alguns causado elevado número de vítimas.

A título de exemplo, referem-se, subsequentemente, três desses acidentes, ocorridos na Europa no início da segunda metade do século XX, que têm grande divulgação no meio técnico-científico (Betâmio de Almeida, 2001). Nenhum destes acidentes se reporta a barragens de aterro.

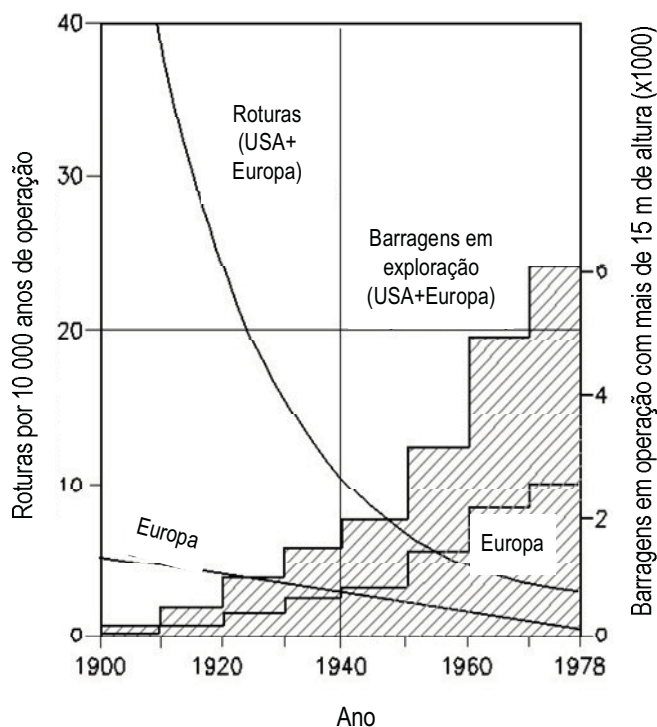


Fig. 2.6 – Rotura de barragens com mais de 15 m de altura (Schnitter, 1994).

1. Barragem de Vega de Tera, em Espanha – barragem de betão com contrafortes em alvenaria, construída entre 1954 e 1956, com 34 m de altura máxima, colapsou parcialmente em 9 de Janeiro de 1959, na sequência de pluviosidade intensa e temperaturas de 18 graus abaixo de zero, tendo provocado a morte de 144 pessoas.
2. Barragem de Malpasset, em França – barragem abóbada, construída entre 1952 e 1954, com 60 m de altura máxima, colapsou em Dezembro de 1959, na sequência de uma instabilização global do corpo da barragem e fundação, tendo provocado a morte de 421 pessoas.
3. Barragem de Vajont, em Itália – barragem abóbada, construída entre 1957 e 1959, com 265 m de altura máxima, foi galgada em fase de primeiro enchimento, em 1963, por uma onda com 160 m de altura, na sequência de um escorregamento de taludes para o interior da albufeira que interessou um volume de cerca de 250 000 m<sup>3</sup>, tendo provocado a morte a 2600 pessoas. A barragem não foi afectada.

Estes acidentes vieram trazer enfoque às matérias da segurança (das obras e dos vales a jusante), tendo contribuído para o desenvolvimento gradual, nos mais diversos países, das actividades de observação e inspecção e de avaliação da segurança.

A dinâmica associada, por um lado, ao envelhecimento das obras existentes e à ocupação crescente dos vales a jusante e, por outro, a uma sociedade cada vez mais economicista, contribuiu para a introdução de novas abordagens metodológicas, orientadas para o risco, que vêm assumindo, em particular nos últimos 10 anos, aceitação e divulgação crescentes no domínio das barragens.



### 3 – RISCO E SEGURANÇA. ALGUMAS CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em média, em cada ano, entre 2 a 7 em cada 10 000 grandes barragens rompem (Matias Ramos, 1995). As consequências de algumas destas roturas podem assumir dimensão catastrófica.

No Quadro 3.1 apresenta-se um resumo do número de vítimas resultantes de roturas de barragens registadas durante o século XX (não se incluem acidentes na China nem acidentes com barragens de estêreis de minas). Cerca de 11 000 pessoas perderam a vida, em média, 110 pessoas por ano (Veiga Pinto e Faria, 2001).

A reflexão sobre estes dados pode suscitar um conjunto diversificado de questões, designadamente:

1. comparativamente com outros tipos de acidentes, a frequência média anual de morte devido à rotura de uma barragem é aceitável?
2. quão longe está cada barragem de atingir a rotura?
3. que factores condicionam ou determinam a ocorrência de uma rotura?
4. as consequências resultantes da rotura podem ser minimizadas?
5. atendendo às consequências potenciais sobre terceiros, deverão as decisões relacionadas com estas obras estarem restringidas a entidades técnicas?

As questões acima colocadas relacionam-se directamente com *segurança* ou com *risco*.

Tratam-se de dois vocábulos que encerram conceitos distintos, mas não necessariamente opostos, suscitando, por vezes, alguma confusão.

O vocábulo *segurança* significa “condição do que está seguro”, “afastamento de todo o perigo”, “confiança”, percebendo-se a facilidade da sua aceitação pelo público em geral, devido ao seu cariz fundamentalmente positivo, e, também, a sua utilização exaustiva pelo meio técnico-científico, que lhe atribui significado semelhante: “A segurança de barragens resulta da supressão de todas as condições que possam conduzir à sua deterioração ou à sua destruição” (Matias Ramos, 1995).

Não obstante, a engenharia, em geral, e a engenharia de barragens, em particular, têm perfeita consciência de que a segurança, enquanto valor absoluto, é inatingível.

Atente-se às definições de segurança constantes da primeira versão do Regulamento de Segurança de Barragens (SRB, 1990) que se transcrevem em seguida.

1. **Segurança** (da barragem<sup>5</sup>) – capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento necessárias para evitar incidentes<sup>6</sup> e acidentes<sup>7</sup>, e que se referem a aspectos estruturais, hidráulicos, operacionais e ambientais.

---

<sup>5</sup> De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (SRB, 1990), por *barragem* entende-se o conjunto formado pelo corpo da barragem, propriamente dita, sua fundação, zona vizinha a jusante, órgãos de segurança e exploração e albufeira.

**Quadro 3.1 – Roturas de Barragens no século XX (Veiga Pinto e Faria, 2001).**

<b>Barragem</b>	<b>País</b>	<b>Ano de rotura</b>	<b>Número de vítimas</b>
Austin	EUA	1911	100
Bila Desna	Checoslováquia	1916	65
Gleno	Itália	1923	300
Saint Francis	EUA	1928	420
Granadillar	Espanha	1034	9
Zerbino	Suíça	1935	111
Vega de Tera	Espanha	1959	144
Malpasset	França	1959	421
Orós	Brasil	1960	1000
Babu Yar	URSS	1961	145
Hyokiri	Coreia do Sul	1961	250
Kuala Lumpur	Malásia	1961	600
Quebrada La Chapa	Colômbia	1963	250
Vajont	Itália	1963	2600
Baldwin Hills	EUA	1963	3
Torrejon Tajo	Espanha	1965	30
Vratsa	Bulgária	1966	600
Nanaksagar	Índia	1967	100
Sempor	Indonésia	1967	200
Pardo	Argentina	1970	25
Canyon Lake	EUA	1972	300
Bear Wallow	EUA	1976	5
Del Monte	Colômbia	1976	80
La Paz	México	1976	430
Santo Thomas	Filipinas	1976	80
Teton	EUA	1976	11
Bolan	Paquistão	1976	20
Kelly Barnes	EUA	1977	37
Machu	Índia	1979	2000
Hirakud	Índia	1980	118
Gotwan	Irão	1980	200
Karnataka	Índia	1981	47
Tous	Espanha	1982	40
Belci	Roménia	1982	20
Kantalai	Sri Lanka	1986	127
Sargozan	URSS	1987	28
Tirlyan	Rússia	1994	75
Kénogami	Canadá	1996	5

<sup>6</sup> De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (SRB, 1990), *incidente* é uma anomalia susceptível de afectar, a curto ou longo prazo, a funcionalidade da obra e que implica a tomada de medidas de conservação.

<sup>7</sup> De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (SRB, 1990), *acidente* é uma ocorrência excepcional relativa ao comportamento da barragem, cuja evolução não controlada é susceptível de conduzir à rotura de uma ou mais componentes estruturais, podendo originar uma onda de inundação.



2. **Segurança ambiental** – capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento relativas à limitação de incidências prejudiciais sobre o ambiente, designadamente sobre os meios populacionais e produtivos.
3. **Segurança estrutural** - capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento estrutural perante as acções e outras influências, associadas à construção e exploração e a ocorrências excepcionais.
4. **Segurança hidráulica** - capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento hidráulico dos órgãos de segurança e exploração e dos sistemas de impermeabilização, de filtragem e de drenagem.
5. **Segurança operacional** - capacidade da barragem para satisfazer as exigências de comportamento relacionadas com a operação e a funcionalidade dos equipamentos dos órgãos de segurança e exploração.

Na realidade, a experiência de aplicação do regulamento haveria de associar a segurança hidráulica e a segurança operacional (segurança hidráulico-operacional) e a segurança estrutural haveria, em geral, de incluir os sistemas de impermeabilização, de filtragem e drenagem do corpo da barragem e da fundação. Estas práticas estão reflectidas na redacção da revisão do regulamento de segurança, recentemente publicado (SRB, 2007).

Não sendo o objectivo do presente texto uma análise detalhada das definições acima transcritas – que pode ser encontrada, por exemplo, em Martins (1999) e Matias Ramos (1999) – importa sublinhar dois aspectos que se consideram relevantes:

1. as preocupações de segurança, ao contrário das abordagens iniciais (Betâmio de Almeida, 1999), não se centram apenas nas obras construídas mas também na albufeira e no vale a jusante;
2. apesar do objectivo de evitar incidentes e acidentes constante da definição geral de segurança, a definição de segurança ambiental assume, explicitamente, o objectivo não de eliminar mas sim de limitar as incidências prejudiciais sobre o ambiente, o que consiste na aceitação de determinados níveis de risco.

Na realidade, aceita-se também a existência de níveis de risco nas definições de segurança estrutural, segurança hidráulica e segurança operacional, embora de forma implícita, uma vez que “a satisfação das exigências de comportamento” mencionada é condicionada às normas e regulamentação em vigor que não conduzem, naturalmente, a obras com probabilidade de rotura nula, porquanto lhes estão associadas consequências e valores de risco.

No que se refere ao vocábulo *risco*, este pode assumir significados diversos, como adiante se verá. No entanto, a definição actualmente aceite na generalidade da comunidade científica afecta às barragens consiste, do ponto de vista matemático e na sua forma mais simples, no produto entre a probabilidade de ocorrência de rotura e a grandeza das respectivas consequências.

A palavra risco encerra, contudo, uma carga negativa que está ligada ao seu significado etimológico: “situação que ameaça a existência ou os interesses de uma pessoa ou de uma coisa”, com capacidade portanto para causar aversão na população em geral e para induzir resistência à sua utilização por parte do meio técnico-científico.

A barragens projectadas segundo as mesmas normas e regulamentos correspondem valores de risco diferentes, seja porque são diferentes as respectivas probabilidades de rotura seja porque são diferentes as consequências dessa rotura.

As abordagens orientadas para o risco têm, como grande virtude, o tratamento integrado das acções, do desempenho e das consequências. Outro mérito assinalável destas abordagens é o de trazerem para a discussão, técnica e pública, as incertezas inerentes, designadamente, aos processos de avaliação do desempenho e de identificação e quantificação de riscos.

Esta discussão, acerca do que é conhecimento e do que é ignorância, do que é certo e do que é incerto, desperta uma resistência natural no seio de um meio técnico-científico tradicionalmente fechado e pouco habituado a ser questionado pelo exterior.

A engenharia de barragens é, aliás, um meio muito particular, estruturado de forma ímpar a nível mundial, muito por força do papel da CIGB. De resultados positivos indiscutíveis, pode, no entanto, criticar-se o seu isolamento relativamente às “engenharias” de outras estruturas e infra-estruturas.

A CIGB tem como competências:

- i. promover o intercâmbio de informações entre as várias comissões nacionais;
- ii. promover a realização de reuniões executivas, congressos ou outros encontros, organizados pelas comissões nacionais e complementadas por viagens de estudo, em que são discutidos “in loco” problemas de concepção, construção e exploração de barragens;
- iii. organizar e coordenar estudos e ensaios;
- iv. promover a publicação de actas das reuniões, relatórios e documentos técnicos.

Para o estudo de problemas técnicos específicos, a CIGB agrega comités criados para o efeito, constituídos por membros eleitos internacionalmente. É esse o caso, por exemplo, do Comité de Segurança de Barragens, que conta com um representante português.

A finalidade do Comité de Segurança é a definição de uma doutrina comum no domínio da segurança, tendo a sua criação tido por base os seguintes aspectos fundamentais (CIGB, 1987):

- i. a ocorrência de vários acidentes em barragens que provocaram inquietação em relação à segurança;
- ii. o aumento registado nas dimensões das obras e no volume das respectivas albufeiras, enquanto muitas barragens antigas apresentam deteriorações associadas ao envelhecimento dos materiais, com implicações em relação à diminuição da fiabilidade da sua exploração, podendo exigir cuidados especiais em relação à sua observação e eventuais reparações;

- iii. um número crescente de barragens construídas em países com pouca experiência neste domínio.

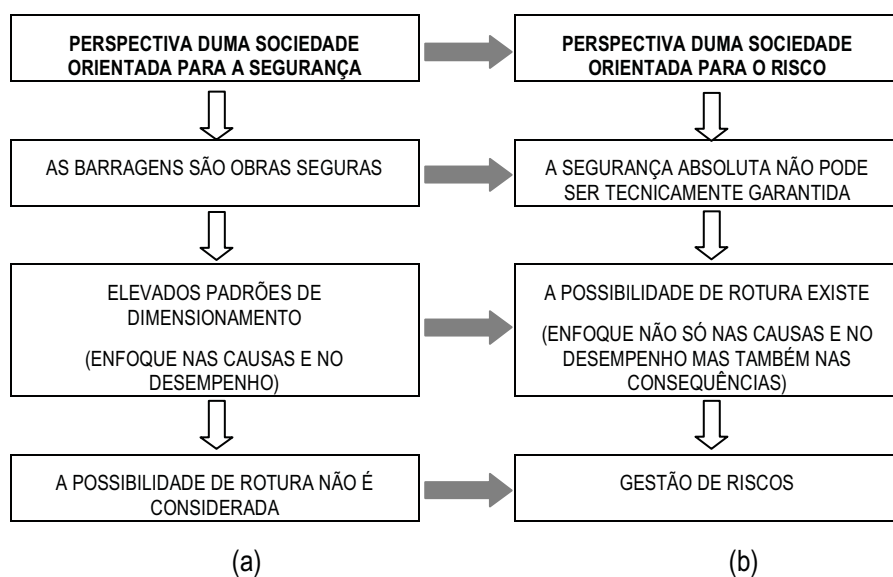
Duas décadas passadas sobre a criação do Comité de Segurança, pode dizer-se que um grande número de países membros da CIGB tem experiência de aplicação de actividades de observação, inspecção e avaliação da segurança.

Esta experiência, terá, no entanto, realçado algumas lacunas nas abordagens utilizadas que vêm constituindo, entre outros factores, incentivo à implementação de abordagens orientadas para o risco que contam já com um marco assinável: a publicação pelo Comité de Segurança do Boletim nº 130 - “Risk Assessment in Dam Safety Management. A Reconnaissance of Benefits, Methods and Current Applications” (CIGB, 2005).

É, no entanto, curioso assinalar que o Boletim em referência, no seu prefácio, sublinha a diversidade de opiniões dentro do Comité de Segurança, relativamente a esta matéria.

A oposição entre os defensores das abordagens orientadas para o risco e das abordagens orientadas para a segurança é um tema que encerra uma controvérsia que ultrapassa o domínio técnico e se estende à sociedade em geral.

Rettemeier et al. (2002) identificam, no âmbito das barragens, estas duas perspectivas da sociedade, que na opinião dos autores representam o passado e o futuro: a primeira, orientada para a segurança, a segunda, para o risco (Figura 3.1).



**Fig. 3.1 – Perspectivas de (a) uma sociedade orientada para a segurança e (b) uma sociedade orientada para o risco (adaptado de Rettemeier et al., 2002).**

Embora seja previsível que a passagem de abordagens orientadas para a segurança para abordagens orientadas para o risco se faça de forma gradual, o que é desejável, por forma a permitir a validação técnico-científica dos métodos e técnicas de apoio à sua implementação, esta implicará, necessariamente, algumas roturas com práticas e mentalidade estabelecidas.

A engenharia de barragens tem-se pautado pela utilização de abordagens baseadas em conceitos de dimensionamento e de análise do desempenho das obras essencialmente determinísticos, cuja aplicação, na grande maioria dos países membros da CIGB, é actualmente enquadrada por normas e regulamentos.

Estas abordagens têm tido um êxito crescente, no que se refere à segurança, à funcionalidade e à durabilidade. No que se refere à segurança, pode afirmar-se que é cada vez menor a percentagem de barragens que sofre colapso. No que se refere à funcionalidade, a percentagem de barragens nas quais se verificam deteriorações pode ser considerada aceitável. Finalmente, relativamente à durabilidade, a grande maioria das obras mantém-se em serviço muito para além do período de vida considerado no Projecto. Acresce que uma parte significativa dos problemas de segurança, funcionalidade e durabilidade que se têm verificado se fica a dever ao incumprimento dos regulamentos e normas em vigor e a erros e omissões (GTAR, 2005).

A durabilidade das barragens tem conduzido ao envelhecimento natural de uma parte significativa das obras actualmente em exploração, com muitas barragens a excederem o período de vida para o qual foram dimensionadas, podendo aumentar, conseqüentemente, a probabilidade de colapso ou de perda de funcionalidade e, também, a magnitude das conseqüências.

Por outro lado, a constante actualização e exigência crescente das normas e regulamentos afins têm conduzido a que um número significativo de barragens não satisfaça alguns dos critérios de dimensionamento actualmente em vigor. Esta realidade implica investimentos significativos para adequar muitas das barragens em exploração aos novos regulamentos.

Constata-se, também, em diversos países, uma redução gradual dos investimentos estatais e o aumento de donos de obra privados, verificando-se uma valorização crescente dos aspectos económico-financeiros. Esta valorização tem como conseqüência a tentativa de optimização dos investimentos, seja nas fases de concepção e construção seja durante a exploração, e uma preocupação crescente com o eventual pagamento de indemnizações em casos de colapso ou de perda de funcionalidade.

Aos aspectos técnicos e económicos acima mencionados, juntam-se questões ambientais e sociais.

De facto, uma maior consciência da importância dos *habitats* naturais, designadamente os que se desenvolvem ao longo das linhas de água, a crescente ocupação dos vales a jusante de barragens já construídas e a construção de novas barragens em vales densamente ocupados têm contribuído para evidenciar a importância da análise das conseqüências de eventuais perdas de integridade das barragens e do planeamento de situações de emergência.

Acresce que as sociedades são cada vez mais exigentes, assumindo, gradualmente, a capacidade de intervenção na tomada de decisões e na aprovação dos empreendimentos.

A comunicação social, por seu lado, promove a rápida divulgação da informação, fazendo chegar ao público, em tempo real, as notícias e as imagens das conseqüências de acidentes, designadamente daqueles cuja capacidade para vitimar centenas ou milhares de pessoas desperta uma aversão natural nos indivíduos e na sociedade.

Estes factores concorrem para a promoção da discussão pública e contribuirão para a consciencialização de que a segurança, enquanto valor absoluto, não existe, o que conduzirá, naturalmente, à necessidade de quantificação do risco.

Estão, pois, crê-se, criadas as condições para uma passagem de testemunho entre as abordagens tradicionais, orientadas para a segurança e centradas essencialmente nas obras, e as abordagens emergentes, orientadas para o risco, que promovem o tratamento integrado de acções, desempenho e consequências.



## 4 – BARRAGENS DE ATERRO

### 4.1 – INTRODUÇÃO

A gestão de riscos, e a análise de riscos em particular, requerem, para uma implementação fundamentada, o *conhecimento* das obras em questão e dos respectivos modos de rotura potenciais. O pormenor que se exige a este *conhecimento* depende, entre outros aspectos, dos objectivos e do tipo de análise que se pretende desenvolver.

Numa primeira análise, é fundamental perceber o enquadramento espacial e temporal do caso de estudo em questão e do parque de barragens em que a obra se insere. Este enquadramento permitirá inferir, designadamente, sobre determinado tipo de vulnerabilidades, associadas, por exemplo, a condicionantes locais específicas, a concepções estruturais ou a técnicas de execução características de determinados períodos.

Este tipo de enquadramento implica, em primeiro lugar, a existência de registos nacionais e mundiais actualizados com a síntese de alguns aspectos fundamentais das respectivas barragens. Referem-se, entre outros, a localização e o ano de construção, a utilização da água, a área da bacia hidrográfica, as aflúências médias e os caudais de cheia máximos afluentes, o tipo de solução de barragem, as condições gerais de fundação e os materiais de construção, a altura máxima e o desenvolvimento pelo coroamento, o volume armazenado e a área inundada, o tipo de estruturas hidráulicas e as respectivas capacidades de vazão.

A dificuldade, muitas vezes sentida, na compilação de informações fundamentais sobre as barragens em exploração, faz com que a maioria dos registos existentes não disponibilize a totalidade dos aspectos que seria desejável. Ainda assim, tratam-se, regra geral, de trabalhos de grande utilidade.

Um outro tipo de registos, também da maior importância no âmbito da gestão e da análise de riscos de barragens, reporta-se a dados sobre modos de rotura de barragens<sup>8</sup>. Tratam-se de registos que têm tido, na última década, um enfoque particular, fruto do interesse emergente pelas abordagens orientadas para o risco. Neste tipo de registos interessa, por um lado, aprofundar o conhecimento sobre as barragens afectadas e, por outro, caracterizar, com o pormenor possível, o modo de rotura em causa e as respectivas consequências.

No que se refere às barragens, importa conhecer, designadamente, pormenores sobre a concepção estrutural e os critérios de dimensionamento (do corpo da barragem e das respectivas estruturas hidráulicas), as intervenções ao nível da consolidação, impermeabilização e drenagem da fundação, as disposições construtivas das várias componentes da obra, as ocorrências registadas durante a construção, o primeiro enchimento e a fase de exploração, assim como o modo de operação dos equipamentos hidromecânicos.

Relativamente aos modos de rotura, as respectivas causas e consequências, os meios de detecção, as eventuais medidas mitigadoras e as intervenções de reabilitação, são algumas das questões principais a caracterizar.

A existência de registos de barragens e dos seus modos de rotura permite situar cada caso de estudo no seio de amostras parciais ou globais, promovendo reflexões fundamentadas sobre frequências de ocorrência de diferentes estados limite e sobre a expectativa do desempenho futuro das obras.

---

<sup>8</sup> No âmbito da segurança de barragens, aparecem, em geral, identificadas como bases de dados de acidentes ou incidentes.

Este tipo de registos requer esforços importantes para a sua concretização que importa sublinhar e que poderão envolver, a nível mundial, milhares de pessoas. Pela sua natureza, é um trabalho que nunca está concluído e que encerra, inevitavelmente, um número apreciável de erros.

No presente capítulo, apresentam-se, inicialmente, dados gerais de registos de barragens, após o que se tratam questões afins à concepção das barragens de aterro e ao seu desempenho. Abordam-se, em particular, aspectos relacionados com as condicionantes locais, com os materiais de construção e técnicas de execução e com a concepção estrutural do corpo da barragem.

Em seguida, apresentam-se registos históricos de roturas de barragens compilados em bases de dados internacionais e identificam-se os estados limite de utilização e últimos dos seus principais subsistemas, referindo-se, de forma sumária, medidas habituais de prevenção, detecção e correcção.

Finalmente, caracteriza-se o parque de barragens de aterro em exploração em Portugal e identificam-se as actuais disposições regulamentares e normativas afectas ao projecto, construção e exploração destas obras. Ilustram-se exemplos de estados limite reconhecidos em barragens portuguesas inspeccionadas

## **4.2 – ALGUNS DADOS GERAIS SOBRE BARRAGENS**

A CIGB vem desenvolvendo, desde há várias décadas, um trabalho exaustivo de registo e actualização periódica de dados relativos às barragens de todo o mundo.

A decisão em estabelecer um registo mundial de barragens foi tomada em 1958, na 25ª Reunião Executiva da CIBG, em Nova Iorque, documento que conta, actualmente, com quatro edições: i) a primeira, de 1964, actualizada em 1965 e em 1968, ii) a segunda, de 1973, actualizada em 1974 e em 1977, iii) a terceira, de 1984 (CIGB, 1984), actualizada em 1988 (CIGB, 1988) e iv) a quarta, de 2003.

Em 1950, havia 5276 grandes barragens<sup>9</sup> em exploração em todo o mundo, número que aumentou para 36226 em 1986, de acordo com a actualização de 1988 da terceira edição do registo mundial de barragens. Nessa data, 140 países tinham grandes barragens em exploração e 95% destas infra-estruturas localizavam-se em apenas 25 países. A China contribui com mais de metade das grandes barragens em exploração em todo o mundo, 18800, em 1986. Na Figura 4.1 representa-se o número de barragens em todo o mundo, de acordo com os registos da CIGB (CIGB, 1988).

O registo mundial de barragens publicado em 2003 (CIGB, 2003) apresenta um total de 33105 grandes barragens em exploração, em 2000. Este valor, inferior ao apresentado para o ano de 1986, resulta da não inclusão de todas as barragens chinesas. O actual registo mundial inclui 4688 barragens chinesas, referindo que estão já cadastradas pela Comissão Nacional Chinesa de Grandes Barragens (de acordo com as actuais normas da CIGB) mais cerca de 17000 barragens. Assim, o total de barragens em exploração em 2000 deverá ultrapassar 50000.

---

<sup>9</sup> De acordo com a CIGB, grande barragem é uma barragem com uma altura superior a 15 m, medida a partir do plano geral de fundação, ou criando uma albufeira com mais de 1 000 000 m<sup>3</sup> de armazenamento.



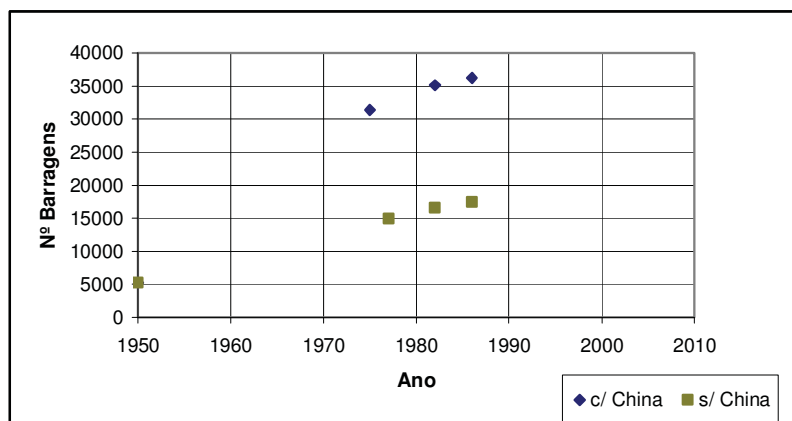


Fig. 4.1 – Evolução do número de barragens no mundo, de acordo com os registos da CIGB (CIGB, 1988).

Nos Quadros 4.1 e 4.2 apresenta-se a distribuição percentual das barragens, respectivamente, por intervalos de altura e por tipo de solução e, nos Quadros 4.3 e 4.4, respectivamente, a repartição das barragens por intervalo de alturas, para cada tipo de solução, e a repartição por tipo de solução, para cada intervalo de alturas (CIGB, 1988).

Quadro 4.1 – Repartição das barragens por intervalo de alturas (CIGB, 1988).

15≤h<30	30≤h<60	60≤h<100	100≤h<150	150≤h<200	≥200
79,93%	15,91%	3,15%	0,79%	0,15%	0,07%

Quadro 4.2 – Repartição das barragens por tipo de solução (CIGB, 1988).

TERRA/ENROCAMENTO (TE-ER)	GRAVIDADE (PG)	ARCO (VA)	CONTRAFORTES (CB)	ARCOS MÚLTIPLOS (MV)
82,89%	11,36%	4,39%	0,97%	0,39%

Quadro 4.3 – Repartição das barragens por intervalo de alturas, para cada tipo de solução (CIGB, 1988).

TIPO	15-30 m	30-60 m	60-100 m	100-150 m	150-200	>200 m	TOTAL
TE-ER	85,17%	12,69%	1,65%	0,40%	0,07%	0,02%	100%
PG	56,20%	32,73%	9,13%	1,64%	0,20%	0,10%	100%
VA	50,76%	28,03%	13,36%	5,43%	1,57%	0,85%	100%
CB	51,93%	32,64%	11,87%	3,56%	0,00%	0,00%	100%
MV	54,41%	35,29%	9,56%	0,00%	0,00%	0,74%	100%

Quadro 4.4 – Repartição das barragens por tipo de solução, para cada intervalo de alturas (CIGB, 1988).

TIPO	15-30 m	30-60 m	60-100 m	100-150 m	150-200	>200 m
TE-ER	88,32%	66,05%	43,56%	42,03%	39,62%	25,00%
PG	7,99%	23,37%	32,97%	23,55%	15,09%	16,67%
VA	2,79%	7,73%	18,63%	30,07%	45,29%	54,17%
CB	0,63%	1,97%	3,65%	4,35%	0,00%	0,00%
MV	0,27%	0,87%	1,19%	0,00%	0,00%	4,16%
<b>TOTAL</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

Referem-se, subsequentemente, alguns dados do registo mundial de barragens (CIGB, 1988).

Cerca de 80% das grandes barragens têm altura inferior a 30 m e cerca de 96% têm altura inferior a 60 m.

Cerca de 83% das grandes barragens em exploração são barragens de terra e de enrocamento. Este número desce para cerca de 70% sem as barragens em exploração na China.

A percentagem de barragens, qualquer que seja o tipo de solução, é superior para o intervalo de menor altura (15-30 m). Esta percentagem assume valores entre cerca de 50 a 56% para todos os tipos de barragens, à excepção das barragens de terra e de enrocamento, que, neste intervalo de alturas, somam cerca de 85% do total das obras.

A maioria das grandes barragens com alturas iguais ou inferiores a 150 m são barragens de terra e de enrocamento, designadamente, cerca de 88% no grupo de 15-30 m, 66% no grupo de 30-60 m, 44% no grupo de 60-100 m e 42% no grupo 100-150 m. Para alturas superiores a 150 m, as soluções tipo arco são maioritárias, com 45% no intervalo 150-200 m e 54% para alturas superiores a 200 m.

Na Europa, localizam-se cerca de 11,63% das grandes barragens de todo o mundo, 47,8% são barragens de terra e de enrocamento e 34,4% são barragens de gravidade. Do registo da CIGB de 1988 constam, em Portugal, 87 grandes barragens, incluindo, designadamente, 30 barragens de terra e de enrocamento e 31 barragens de gravidade.

Nas Figuras 4.2 a 4.5 apresentam-se algumas informações relativas às grandes barragens Europeias compiladas pelo Grupo de Trabalho sobre Legislação de Barragens do Clube Europeu da CIGB (GTLB, 2001).

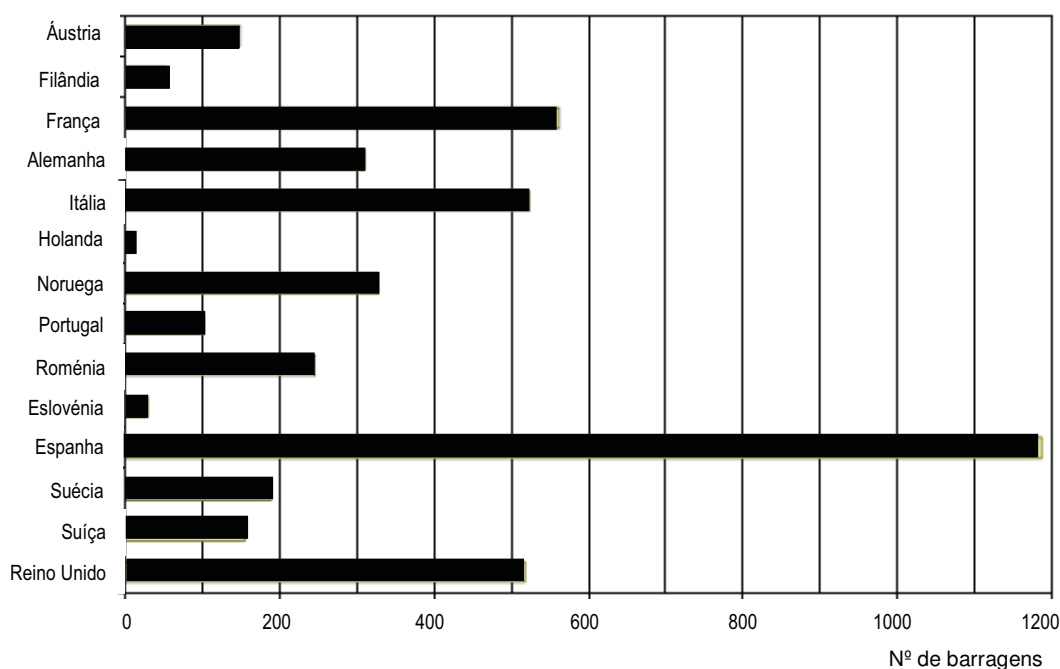


Fig. 4.2 – Número de grandes barragens de alguns países da Europa (GTLB, 2001).

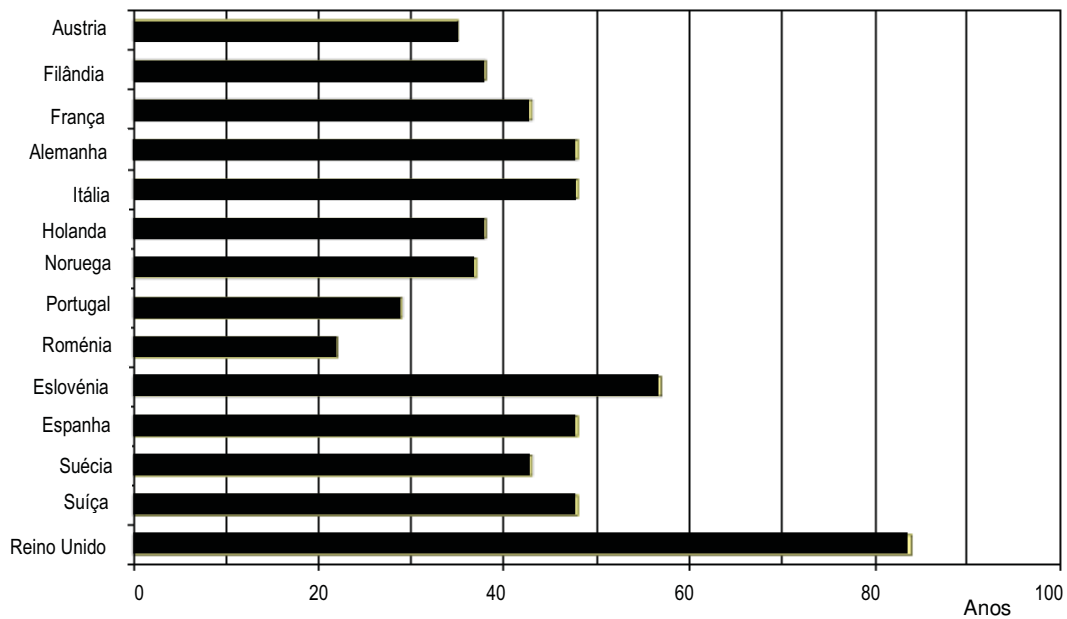


Fig. 4.3 – Idade média das grandes barragens de alguns países da Europa (GTLB, 2001).

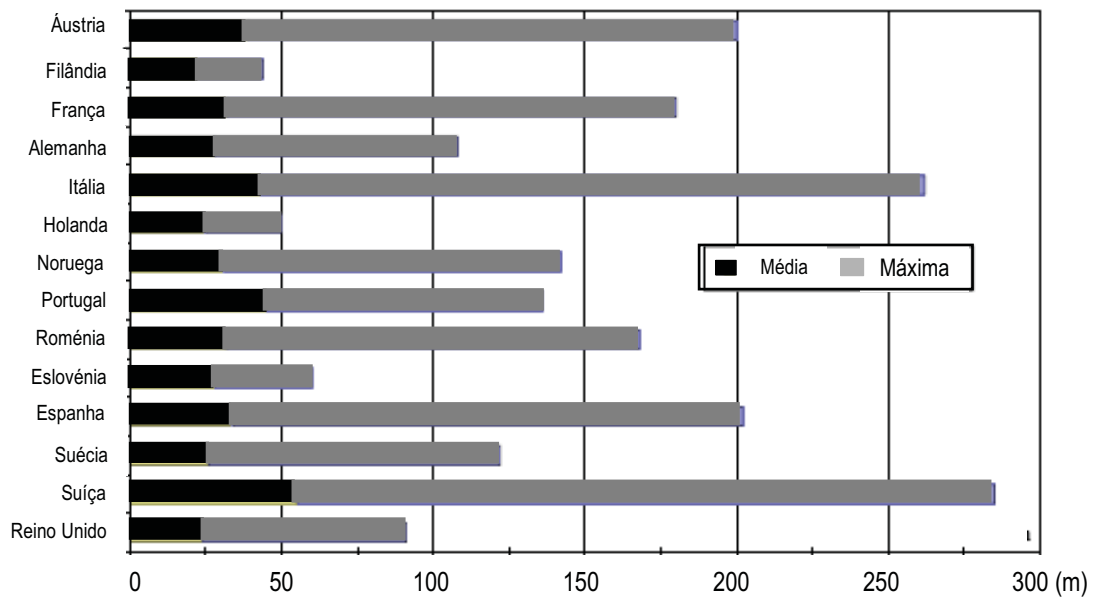
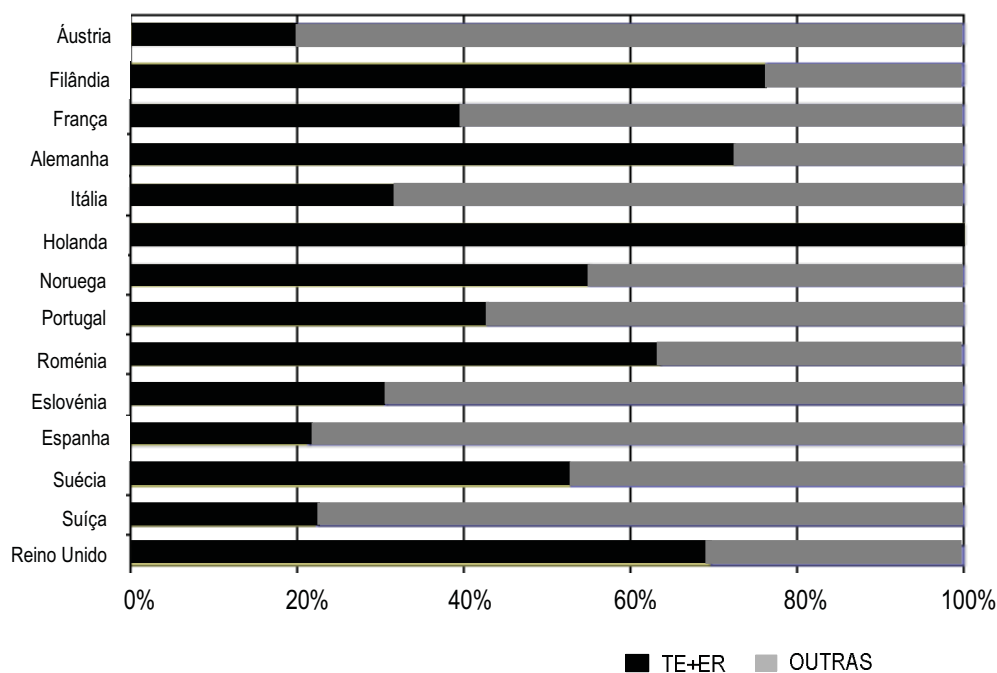


Fig. 4.4 – Altura das grandes barragens de alguns países da Europa (GTLB, 2001).



**Fig. 4.5 – Tipo de soluções de grandes barragens de alguns países da Europa<sup>10</sup> (GTLB, 2001).**

Salientam-se, em seguida, alguns aspectos que ressaltam da compilação realizada pelo Grupo de Trabalho sobre legislação de barragens (GTLB, 2001):

- i. o elevado número de grandes barragens em exploração em Espanha, 1187, sendo o segundo país com mais barragens a França, com 563; Portugal aparece cadastrado com 103 barragens;
- ii. o elevado número de barragens por milhão de habitantes da Noruega, 75,7, seguido da Espanha, com 29,9; Portugal aparece cadastrado com 10,5 barragens por milhão de habitantes;
- iii. o elevado número de barragens por cada 1000 km<sup>2</sup> da Suíça, 4,5, seguida da Espanha, com 2,5; Portugal aparece com 1,1 barragens por cada 1000 km<sup>2</sup>;
- iv. a idade média das barragens do Reino Unido, extremamente elevada, mais de 80 anos, sendo a idade média das grandes barragens portuguesas em exploração um pouco inferior a 30 anos;
- v. a altura média das barragens Suíças, bastante elevada, superior a 50 m (a que não será alheio o facto de mais de 85% das barragens Suíças se destinarem à produção de energia hidroelétrica) e a altura média das barragens portuguesas, a segunda maior, com cerca de 45 m;
- vi. a percentagem de barragens de terra e de enrocamento espanholas, que se situará entre cerca de 22% (valor constante do gráfico geral) e 28% (valor constante do gráfico individual do país),

<sup>10</sup> No documento citado, há discrepâncias relativamente à repartição, por país, do número de barragens de terra e de enrocamento que consta do gráfico geral aqui apresentado e dos gráficos individuais apresentados para cada um dos países, designadamente no que se refere a Espanha.

bastante baixa, se tivermos em conta a média mundial e a média europeia, respectivamente, 83% e 47,8%.

Finalmente, não pode deixar de se fazer uma referência às grandes barragens portuguesas actualmente cadastradas, em número bastante superior aos que constam dos registos anteriormente mencionados.

Em Fevereiro de 2007 constava, do *site* da CNPGB, uma lista de 168 grandes barragens portuguesas, das quais 93 (cerca de 55%) são barragens de terra e de enrocamento, havendo, ainda, sete barragens mistas com trechos em terra (Caia, Furadouro, Gameiro, Odivelas, Rio da Mula, Roxo e Tapada Grande) ([http://cnpqb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Lista.htm](http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/Lista.htm)).

As 93 barragens de terra e enrocamento têm um idade média de 23 anos e uma altura média de 30,6 m, valores inferiores aos das barragens cadastradas em 2001, pelo GTLB, que reflectem, por um lado, especificidades associadas a este tipo de barragens e, por outro, a evolução do parque de grandes barragens em Portugal nos últimos anos.

Para além das barragens identificadas no *site* da CNPGB, existem cadastradas mais 63 grandes barragens, inspeccionadas no âmbito do *Plano Especial de Inspeção 2001*<sup>11</sup> (60 das quais de terra), perfazendo um total de 231 grandes barragens em exploração, sendo 153 de terra e enrocamento, ou seja, cerca de 66%. Destas, apenas 12 (cerca de 5% do total das grandes barragens) são de enrocamento: 4 com núcleo central, 5 com cortina impermeabilizante a montante materializada por lajes de betão armado, 2 com cortina a montante em betão betuminoso e 1 com cortina a montante metálica.

## **4.3 – CONDICIONANTES DA CONCEPÇÃO E DA FIABILIDADE**

### **4.3.1 – Considerações gerais**

As barragens de terra e de enrocamento constituem dois dos principais tipos de barragens em todo o mundo.

Tratam-se de soluções versáteis, seja no que se refere às condições de fundação seja no que se refere aos materiais de construção, o que, em associação com os avanços tecnológicos e científicos no domínio da execução de aterros que se verificaram, em particular, na segunda metade do século XX, faz com sejam, actualmente, as soluções mais construídas em todo o mundo.

As soluções tipo de barragens construídas são um reflexo do estado da arte (conhecimento científico, meios tecnológicos, experiência e regulamentação em vigor), das condicionantes locais (topográficas, geológico-geotécnicas, sismológicas, hidrológicas e ambientais), dos objectivos da obra e/ou tempo disponível para a sua construção, assim como das escolhas do projectista, responsável pela interpretação, valoração e articulação dos diversos factores intervenientes.

A escolha das soluções tipo, a definição e a pormenorização das barragens são questões que interagem com uma diversidade de problemas, de grande abrangência e de difícil quantificação, o que constitui um desafio à criatividade e ao engenho (Vazquez e Pimenta, 1997). A prática da engenharia obriga, apesar das incertezas, à

---

<sup>11</sup> Análise preliminar de riscos promovida pelo INAG, de que adiante se falará.

formulação de previsões e à tomada de decisões (Vítor de Mello, 1977). Estas, estão presentes nas fases de projecto, construção, primeiro enchimento e exploração e determinam a fiabilidade das obras.

As escolhas do projectista assumem, no caso das barragens de aterro, particular relevância. Neste tipo de soluções, um número particularmente elevado de variáveis e de incertezas - com capacidade para determinar vulnerabilidades diversas - pautam as decisões, desde a sua concepção.

Assim, por exemplo, a rejeição ou aceitação de determinados materiais de construção para execução dos aterros e a sua localização, mais ou menos criteriosa, em diferentes zonas do perfil tipo, a decisão de remover ou deixar ficar na fundação determinadas camadas de solos menos competentes (do ponto de vista dos requisitos mecânicos e/ou hidráulicos) e a concepção do sistema filtrante e drenante do corpo da barragem são questões determinantes que não se colocam nouro tipo de soluções.

A fase de construção é, também, particularmente importante no caso das barragens de aterro, não só pela necessária qualidade de execução e controlo das soluções projectadas, mas também pelo reconhecimento de eventuais situações não identificadas em fase de projecto, que poderá determinar adaptações ou alterações à concepção e à pormenorização da solução. Os pormenores podem, neste tipo de soluções, assumir particular importância. São esses os casos, por exemplo, de trechos da fundação em que o maciço rochoso aflorante exiba juntas abertas, da ocorrência de ressurgências na fundação ou da existência de zonas exíguas condicionando a adequada compactação dos materiais de aterro.

A fase de exploração reveste-se, também, de importância particular. Nesta fase, as acções de conservação, a realização de ensaios, as actividades de observação e inspecção, e o cumprimento de regras de exploração e operação adequadas podem constituir a chave para um desempenho de sucesso.

O factor humano no sucesso de soluções de barragens de aterro parece, pois, particularmente importante, embora este esteja, naturalmente, também associado a todos os tipos de soluções de barragens.

De acordo com Laginha Serafim (1982), o colapso de barragens pode, duma maneira geral, ser atribuído a erro humano. Erro resultante, na maioria dos casos, de insuficiente caracterização geológico-geotécnica dos terrenos de fundação ou dos materiais de construção, de deficiências de projecto, de construção e de fiscalização e, ainda, de lacunas no conhecimento.

Abordam-se, nesta secção, no essencial, aspectos relacionados com as condicionantes locais e ambientais, com os materiais de construção e as técnicas de compactação e com a concepção estrutural do corpo da barragem. Tratam-se de matérias que determinam um grande número de vulnerabilidades afins ao domínio geotécnico, condicionando a fiabilidade global da obra e desempenhando um papel decisivo no âmbito da identificação e avaliação de modos de rotura, pelo que se achou pertinente realçá-las.

## **4.3.2 – Condicionantes locais e ambientais**

### **4.3.2.1 – Condicionantes topográficas**

As condições topográficas do vale de implantação influenciam, habitualmente, a concepção geral da solução de barragem, sendo muitas vezes também determinantes na definição de especificações técnicas construtivas especiais.

A topografia da área a inundar determina a curva de volumes armazenados da albufeira e, portanto, o nível de pleno armazenamento necessário, função das afluências disponíveis, ao cumprimento do pedido, condicionando, assim, a altura da barragem.

Por outro lado, os aspectos topográficos condicionam a acessibilidade às áreas de implantação das obras e às manchas de empréstimo, as obras provisórias e o faseamento construtivo.

Dos aspectos topográficos do vale de implantação da barragem com maior preponderância, salientam-se: i) a largura do vale; ii) a inclinação dos encontros; iii) a largura do leito de cheias e iv) os meandros e curvaturas do rio.

Uma forma simples de caracterizar a topografia do vale é através da relação corda (c) / altura (H). Para valores desta relação inferiores a 3, entre 3 e 6 ou superiores a 6, classificam-se os vales, respectivamente, como garganta, vale estreito ou vale aberto (Thomas, 1979, citado em Mora Ramos e Caldeira, 2001).

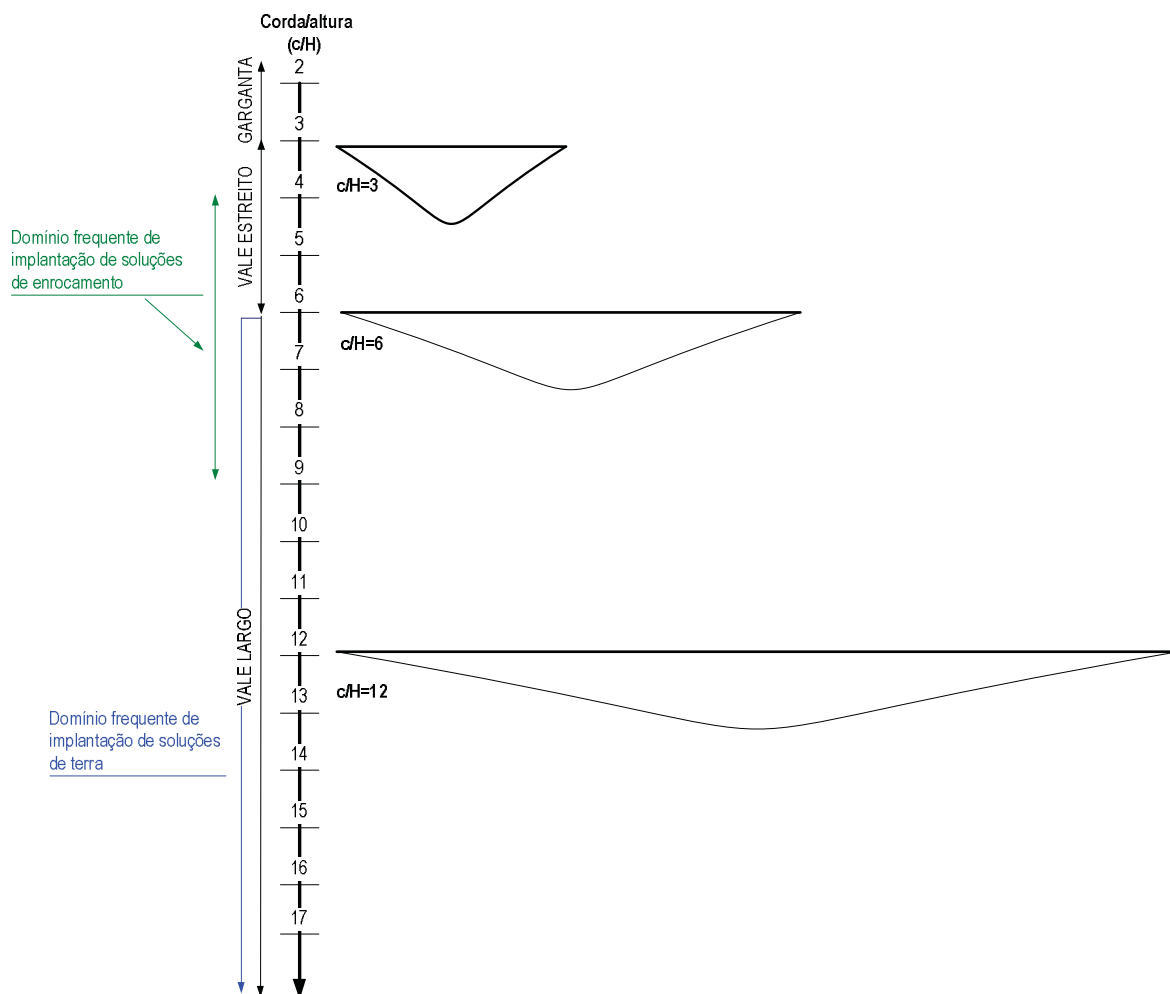
Vale a pena sublinhar a dependência das condições topográficas relativamente às condições geológico-geotécnicas ocorrentes, como se verá adiante.

Vales encaixados, de reduzida largura e encostas com inclinação acentuada, estão em geral associados a maciços rochosos aflorantes de boa qualidade, enquanto vales abertos ocorrem normalmente em associação com perfis de alteração desenvolvidos e/ou espessuras significativas de materiais de cobertura de fracas características resistentes.

Na Figura 4.6 indicam-se algumas relações corda-altura frequentes de vales de implantação de barragens de terra e de enrocamento.

### **4.3.2.2 – Condicionantes geológico-geotécnicas**

As condições geológico-geotécnicas locais são particularmente importantes na definição da concepção geral da solução de barragem e, também, na sua pormenorização, em particular quando se tratam de soluções de aterro. Em causa estão um conjunto diversificado de factores decisivos, essencialmente relacionados com as condições de fundação das obras e com os materiais de construção disponíveis, na área da albufeira ou em áreas próximas.



**Fig. 4.6 – Relações corda-altura de vales de implantação de barragens de terra e de enrocamento.**

No que se refere às condições de fundação, sublinham-se as questões relativas à resistência ao carregamento, à deformabilidade e à permeabilidade (Fell et al., 1992). Estas, relacionam-se, por exemplo, com as profundidades das escavações para materialização dos planos de fundação das obras, com a definição da inclinação de taludes de escavação (provisórios ou definitivos), com o tipo e extensão dos tratamentos de consolidação e de impermeabilização da fundação e/ou de drenagem, com a construção ou não de órgãos complementares (como são exemplos as galerias de injeção e de drenagem), etc.

Importa distinguir, em primeiro lugar, maciços terrosos e maciços rochosos, os primeiros conduzindo, duma maneira geral, à escolha de soluções de terra e, os segundos, podendo viabilizar soluções diversas – soluções em arco, em betão gravidade, em enrocamento, em terra ou mistas – em função, designadamente, dos níveis de alteração e facturação do maciço, do tipo de formação e da ocorrência de acidentes tectónicos particulares.

Em gargantas e em vales estreitos com relações corda/altura inferiores a 4-5, aos quais se associam, em geral, maciços rochosos de muito boa qualidade, encontram-se, predominantemente, soluções de barragens em arco, particularmente exigentes no que se refere à qualidade dos encontros.



Em vales estreitos ou em vales largos com relações corda/altura modestas encontram-se, muitas vezes, soluções de betão gravidade ou arco-gravidade. Neste tipo de vales, algumas condições determinantes para a viabilização destas soluções são, por exemplo, as boas características mecânicas e hidráulicas dos maciços rochosos, a inexistência na albufeira de materiais competentes para a construção de aterros ou a existência de condições geométricas pouco propícias à obtenção de aterros adequadamente compactados.

Em vales largos (com relações corda/altura não muito elevadas) que interessem maciços rochosos de menor qualidade, implicando a realização de escavações significativas para fundação de barragens de betão, as soluções de enrocamento são, por vezes, as de maior viabilidade técnica e económica. Nestas soluções, a estanquidade do corpo da barragem é assegurada ou por um núcleo de materiais finos (se estes existirem em qualidade e quantidade adequadas a distâncias compatíveis com a sua exploração económica) ou por cortinas impermeabilizantes, habitualmente localizadas a montante (em geral, em betão armado ou em betão betuminoso), sendo as soluções com núcleo menos exigentes que as soluções com cortina a montante, do ponto de vista das condições de fundação.

Em vales largos com relações corda-altura elevadas, cujos encontros são habitualmente suaves, as soluções de terra apresentam-se, normalmente, como as soluções mais adequadas, quer por serem menos exigentes no que se refere às condições de fundação quer por existirem nestes vales, numa maneira geral, materiais de construção em qualidade e quantidade adequadas à execução económica de soluções de terra homogénea ou de terra zonada.

Na Figura 4.7 apresentam-se alguns exemplos de barragens de aterro portuguesas, indicando-se as relações corda/altura ( $c/H$ ) dos respectivos vales de implantação.



Fig. 4.7 – Exemplos de barragens de aterro portuguesas e relações corda-altura dos respectivos vales (fotografias do site da CNPGB, [http://cnpgb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal](http://cnpgb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal)).

As condições geológico-geotécnicas de fundação, para além de se constituírem como factor de grande influência no tipo de solução de barragem a construir e na sua concepção e arranjos gerais, podem, ainda, condicionar a definição e a pormenorização das soluções escolhidas e o seu desempenho em fase de exploração.

Assim, por exemplo, no que se refere a maciços terrosos:

- i. a permeabilidade significativa pode determinar a incorporação de paredes moldadas ou estacas prancha como elementos de estanquidade, de tapetes impermeabilizantes a montante ou, para profundidades reduzidas a moderadas, a realização de valas corta-águas (associadas ao núcleo de barragens de terra zonada ou à zona central, ou de montante, de barragens de terra homogénea);
- ii. a baixa resistência ao carregamento pode conduzir à definição de soluções de melhoramento dos terrenos de fundação e/ou de inclinações mais suaves dos taludes exteriores do corpo de barragens de terra, à incorporação de bermas estabilizadoras ou à limitação dos ritmos de construção;
- iii. a deformabilidade significativa pode determinar, por exemplo, a incorporação de filtros de maior espessura e de contraflechas superiores às que seriam definidas atendendo apenas à deformação a longo prazo do corpo da barragem.

Os maciços terrosos de fundação exibem, em muitos dos casos, vulnerabilidades semelhantes às do corpo das barragens de terra, funcionando como um prolongamento natural da superestrutura e requerendo tratamento semelhante e perfeitamente articulado.

Ao contrário dos maciços terrosos, os maciços rochosos exibem, em geral, características de resistência e deformabilidade contrastantes com as do corpo de barragens de aterro, sendo as questões associadas à percolação através do maciço de fundação aquelas que mais preocupam, condicionando, designadamente, as disposições construtivas deste tipo de barragens, a decisão sobre a incorporação de órgãos complementares (como, por exemplo, galerias de injeção) ou a definição de intervenções ao nível da fundação.

Assim, por exemplo, no que se refere a maciços rochosos:

- i. a permeabilidade significativa determina, habitualmente, a realização de tratamentos de impermeabilização por injeção de caldas de cimento e a incorporação de elementos de drenagem a jusante, no contacto do aterro com a fundação;
- ii. maciços muito fracturados e/ou com fracturas abertas à superfície implicam a realização de tratamentos de preparação da fundação específicos, como por exemplo, a selagem superficial com betão pobre, argamassas e/ou caldas;
- iii. maciços constituídos por alternâncias de materiais com comportamentos hidráulicos contrastantes (como por exemplo grés e margas) podem determinar a execução de galerias de injeção que permitam a fácil retoma do tratamento de impermeabilização em fase de exploração;

- iv. encontros com trechos de grande inclinação podem determinar, por exemplo, a utilização de materiais de aterro mais plásticos e colocados do lado húmido nas camadas inferiores do núcleo de barragens de aterro zonado e a definição de espessuras de filtro maiores;
- v. paisagens do tipo caos de blocos, como as que podem ocorrer em ambientes graníticos, em que blocos de rocha são com erosão esferoidal aparecem intercalados por solo residual, dificultam a materialização do plano geral de fundações, obrigando, por vezes, a um trabalho oneroso e moroso de desmonte e corte dos blocos para obtenção de superfícies adequadas à materialização do contacto aterro-fundação.

Para além das condições de fundação, os materiais de construção ocorrentes e a distância a que se encontram do local de execução da obra são outra vertente das condicionantes geológico-geotécnicas da maior importância.

Em causa estão, fundamentalmente e em primeiro lugar, questões relacionadas com a origem e as características dos materiais ocorrentes, matéria que será retomada adiante (secção 4.3.3).

Outros aspectos fundamentais são a avaliação das quantidades disponíveis e das condições de exploração (espessura explorável e continuidade em planta das manchas de empréstimo, localização em zonas inundáveis durante o desvio da linha de água em fase de construção, acessibilidades e meios tecnológicos ao dispor dos empreiteiros, etc.), a preparação dos materiais, o transporte, espalhamento, compactação e controlo da compactação. Tratam-se de matérias transversais aos vários tipos de materiais de aterro.

#### **4.3.2.3 – Condicionantes sísmológicas**

As condições sísmológicas do local de implantação da obra podem condicionar o tipo de solução e influenciar a sua concepção estrutural, com vista à mitigação dos efeitos das acções sísmicas, e o seu desempenho em fase de exploração.

Em primeira análise, há que identificar e caracterizar os domínios macroestruturais com características sismotectónicas individualizadas, as características tectónicas associadas a fenómenos intraplaca e a geomorfologia do vale de implantação da obra e da albufeira. Estes estudos permitem fundamentar a caracterização das vibrações nos locais das barragens por intermédio de métodos determinísticos ou probabilísticos. Estas dependem, designadamente, das características dos sismos e dos terrenos, da distância ao epicentro e da profundidade do foco.

Vibrações caracterizadas, por exemplo, por acelerações elevadas podem determinar a incorporação de medidas estruturais com vista à minimização dos seus efeitos.

No caso de barragens de terra, algumas medidas adequadas podem ser o aumento da espessura dos filtros e a incorporação de veias drenantes, respectivamente, antecipando a ocorrência de deslocamentos que possam interromper os filtros e/ou promovendo uma mais fácil dissipação dos excessos de pressão intersticial gerados durante o sismo.

Por outro lado, no caso de fundações terrosas constituídas por materiais drenantes susceptíveis de sofrer liquefacção, podem ser necessárias medidas de melhoria das condições de fundação ou de remoção (se viável) dos materiais em questão.

Para além das vibrações, deslocamentos impostos associados ao potencial movimento de falhas na fundação da barragem ou grandes ondas associadas a perda de estabilidade global dos taludes da albufeira podem também condicionar a concepção estrutural e o desempenho destas obras.

#### **4.3.2.4 – Condicionantes hidrológicas**

O regime hidrológico da bacia hidrográfica dominada pela secção de implantação da barragem constitui factor de especial importância na escolha das soluções e no seu arranjo geral, condicionando, designadamente, o tipo de barragem a construir, as soluções das estruturas hidráulicas, o modo de derivação do rio e o cronograma de execução dos trabalhos.

Caudais de dimensionamento reduzidos são, duma maneira geral, acomodados por estruturas hidráulicas de dimensão também reduzida, correspondendo estas, conseqüentemente, a percentagens moderadas do custo global das obras e, por isso, pesando menos na definição do arranjo geral mais adequado do ponto de vista técnico e económico.

Em oposição, caudais de dimensionamento elevados determinam órgãos hidráulicos onerosos, o que pode ser particularmente condicionante do custo global da obra. Nestes casos, podem resultar favorecidas soluções de betão gravidade, devido à possibilidade de inserção dos órgãos hidráulicos no corpo da barragem. Nestas soluções, as obras de desvio provisório são facilitadas, podendo recorrer-se ao desvio da linha de água através de um ou de vários blocos de construção.

No caso de caudais de cheia particularmente elevados, pode mesmo acontecer que a solução do corpo de barragem seja essencialmente determinada pelos caudais de dimensionamento, como constituem exemplos as barragens do trecho nacional do rio Douro (Mora Ramos e Caldeira, 2001).

Para além dos aspectos directamente relacionados com a magnitude dos caudais (e volumes) de cheia, determinadas condicionantes hidrológicas, como sejam, as temperaturas muito baixas ou muito elevadas, a humidade e o regime de precipitações e, também, o caudal sólido afluente às albufeiras podem determinar perigos e vulnerabilidades particulares.

Refere-se, a título de exemplo e relativamente a barragens de aterro, que zonas de elevada humidade e/ou precipitações médias mensais relativamente constantes ao longo do ano são particularmente adversas à execução de aterros de materiais argilosos. Pelo contrário, a construção dos aterros de enrocamento pode até beneficiar com os períodos de precipitação prolongados, já que a sua compactação requer a utilização de quantidades elevadas de água.

#### **4.3.2.5 – Condicionantes ambientais**

As condicionantes ambientais associadas ao projecto de barragens interessam um conjunto de áreas muito diverso, como pode ser inferido pelos descritores habitualmente tratados nos respectivos estudos de impacte ambiental: i) clima; ii) solos; iii) geologia e geomorfologia; iv) recursos hídricos (aspectos de qualidade e de quantidade); v) aspectos ecológicos; vi) ruído e qualidade do ar; vii) paisagem; viii) sócio-economia; ix) uso do solo; x) ordenamento do território e infra-estruturas; xi) património cultural edificado.

Alguns dos aspectos ambientais de importância recorrente na generalidade dos projectos de barragens são: i) a programação e as técnicas a utilizar para a desmatção das áreas a inundar pela albufeira, ii) a exploração de materiais de construção nas áreas de empréstimo e pedreiras, o seu transporte e a reabilitação ambiental de eventuais áreas a explorar fora da albufeira, iii) o património arqueológico a inundar; iv) o caudal ecológico; v) a qualidade da água; vi) a fauna e a flora.

O Ambiente assume, actualmente, uma importância fundamental ao nível da viabilização da construção deste tipo de obras, constituindo, em Portugal, a barragem de Foz Côa um exemplo, embora excepcional, da sua importância. Com mais frequência, as questões ambientais determinam adaptações das soluções com vista à mitigação dos respectivos riscos.

A transferência de caudais entre as albufeiras do Sabugal e da Meimoa, que materializa um transvaze entre bacias, constitui um exemplo recente de alterações profundas ao projecto que incidiram sobre a localização e a definição de formas da torre de tomada de água que visaram minimizar a possibilidade de mistura de espécies piscícolas, fundamentadas em estudos exaustivos que incluíram a realização de ensaios em modelo físico realizados no LNEC.

Alguns factores ambientais condicionam, também, as normas de exploração destas obras e a avaliação das consequências de uma eventual rotura com libertação do volume armazenado na albufeira.

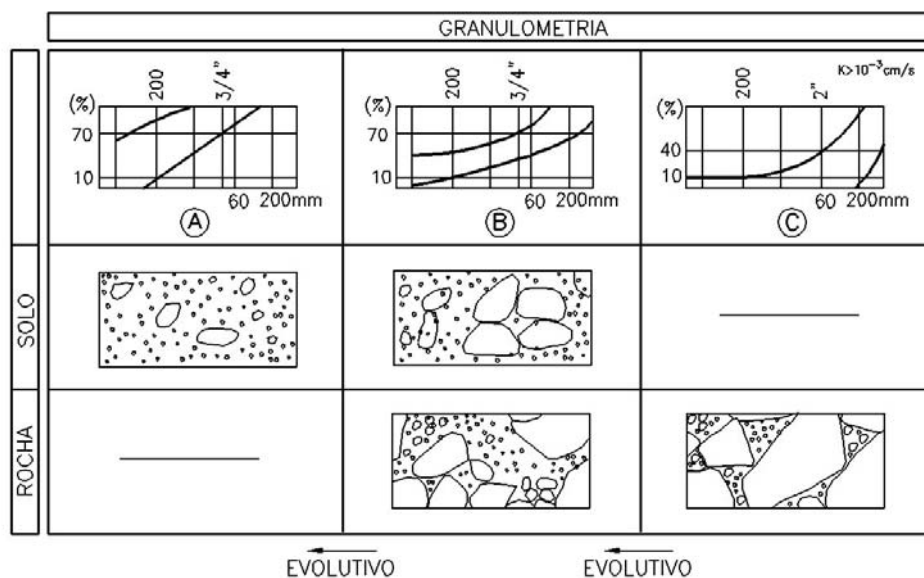
#### **4.3.3 – Materiais de construção e técnicas de colocação e controlo**

Uma grande diversidade de materiais pode ser utilizada na construção de barragens de aterro, sejam materiais finos, materiais de enrocamento ou misturas de solo-enrocamento (Figura 4.8).

O desafio constitui a utilização mais viável, do ponto de vista técnico e económico, dos materiais disponíveis nas proximidades dos locais de barragem e a definição de zonamentos e especificações construtivas apropriados às especificidades dos materiais em causa.

Praticamente não existem limitações no que diz respeito a materiais para construção de barragens de aterro, embora, naturalmente, a utilização de alguns materiais possa introduzir vulnerabilidades acrescidas na obra.

A este propósito, Maranha das Neves (1991) cita o caso da barragem de Monasavou, nas Ilhas Fiji, uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso com mais de 80 m de altura máxima, concluída em 1982, cuja argila utilizada no núcleo tinha um limite de liquidez de 110% e um índice de plasticidade de 50%. O teor em água de colocação do núcleo foi de 76% (20% acima do óptimo).



**Fig. 4.8 – Curvas granulométricas típicas de solos (A), de misturas de solo-enrocamento (B) e de enrocamentos (C) e respectivas estruturas dos materiais (Maranha das Neves, 1993).**

As barragens de aterro começaram por ser construídas com solos finos, materializando perfis tipo homogêneos, desempenhando os solos, em simultâneo, funções de estabilidade e de estanquidade. Estes materiais eram explorados nas áreas a inundar pela albufeira, ou em áreas próximas dos locais de implantação das obras, caracterizando-se as manchas de empréstimo, em geral, por um desenvolvimento preferencial em planta e espessuras de exploração reduzidas.

Os solos finos, embora possam assumir uma variabilidade granulométrica significativa, exibem, na maior parte dos casos, grande homogeneidade local, permitindo a definição, para cada obra em questão, de fusos granulométricos relativamente apertados. Este aspecto, em conjunto com as suas dimensões granulométricas, favorece a sua fácil caracterização laboratorial, assim como as actividades de execução e de controlo da execução.

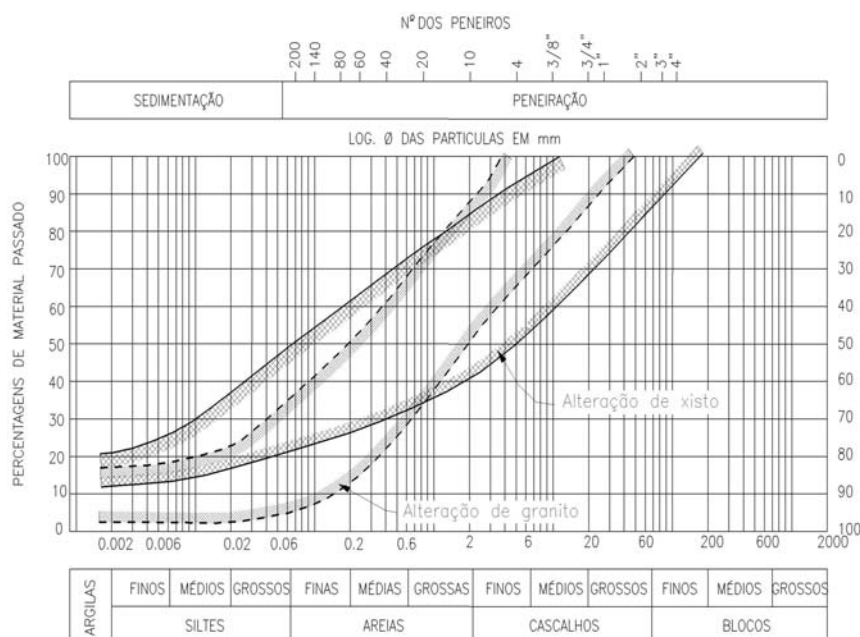
Em termos granulométricos, é comum considerar que um solo é um material constituído por partículas cuja fracção retida no peneiro 3/4" (19 mm), da série ASTM, é inferior a 30%. O diâmetro máximo das partículas é, em geral, inferior a 100 mm e a percentagem de elementos com dimensões inferiores a 0,074 mm (peneiro nº 200 ASTM) deve ser superior a 12-15%, de forma a garantir condições mínimas de estanquidade (Maranha das Neves, 1993).

No que se refere a materiais finos, para além da granulometria, interessa conhecer, designadamente, a sua origem geológica, a plasticidade e os minerais de argila em presença, a sensibilidade à água (expansibilidade, dispersividade, colapso), o seu teor em água natural, o seu teor em água ótimo e o peso volúmico seco máximo para as energias de compactação do Proctor Normal e do Proctor Modificado, a sua resistência mecânica, deformabilidade e permeabilidade para estados de tensão representativos do protótipo.

Em Portugal, os solos mais frequentemente utilizados ou susceptíveis de serem utilizados em barragens de terra homogênea ou no núcleo de barragens de terra zonada são solos residuais das rochas mais frequentes, ou os



solos eluvionares e coluvionares derivados destas rochas, nomeadamente os xistos e os grauvaques (Trás-os-Montes, Beiras, Alentejo e Algarve) e os granitos (regiões Norte e Centro de Portugal) (Maranha das Neves, 1991). Na Figura 4.9 apresentam-se fusos granulométricos característicos destes solos.



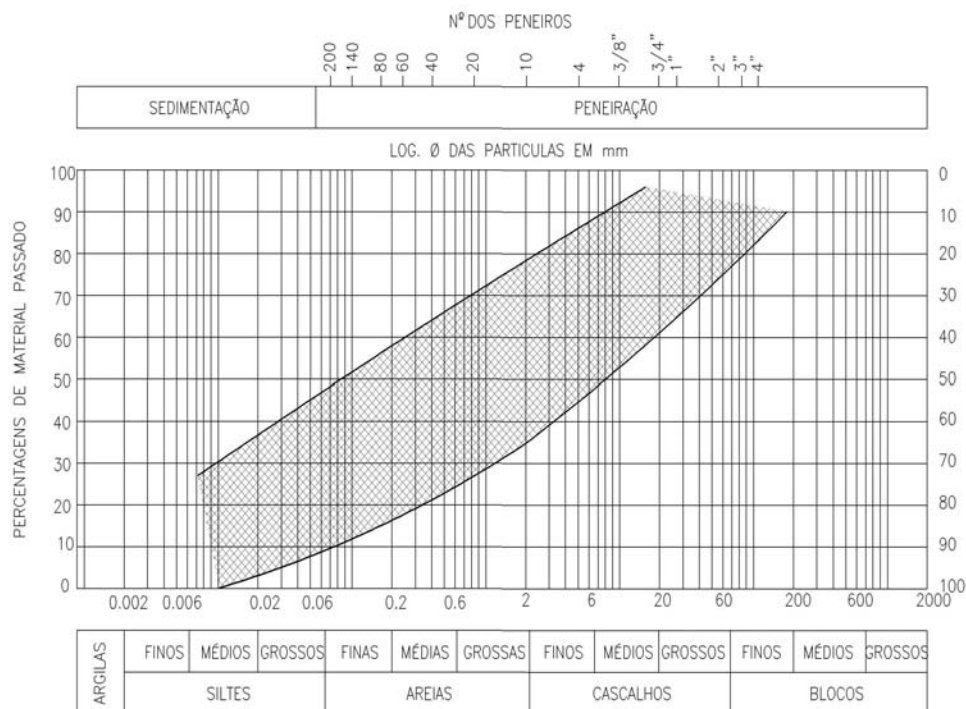
**Fig. 4.9 – Fusos granulométricos típicos de solos residuais dos xistos e dos granitos usados em barragens portuguesas (Maranha das Neves, 1991).**

Os solos provenientes da alteração dos granitos são, predominantemente, areias siltosas com granulometria extensa, percentagem de finos inferior a 20%, índice de plasticidade desde não plástico a 15% e coeficiente de permeabilidade inferior a  $5 \times 10^{-8}$  m/s. Os solos provenientes da alteração dos xistos são solos argilo-silto-arenosos com coeficientes de uniformidade muito elevados, com percentagem de finos habitual entre 20 e 50%, índice de plasticidade entre 10 e 15% e coeficiente de permeabilidade inferior a  $5 \times 10^{-8}$  m/s (Maranha das Neves, 1991).

Na Figura 4.10 apresenta-se o fuso granulométrico de solos de núcleos de barragens de aterro que exibiram problemas de erosão interna (Sherard, 1979, citado em Maranhã das Neves, 1991).

Tratam-se de materiais com finos não plásticos ou de baixa a média plasticidade e com granulometria aproximadamente recta (na fórmula habitual de representação semi-logarítmica) que são internamente instáveis, originando o fenómeno designado por sufusão, ou seja, a migração de finos da massa terrosa (Maranha das Neves, 1991).

Estão consagradas, há várias décadas, as técnicas de construção e de controlo de solos finos. Em Guedes de Melo (1985) pode encontrar-se uma descrição pormenorizada das actividades e ensaios de controlo da construção de solos finos e dos equipamentos de compactação. A utilização de ensaios Proctor como referência e a realização de ensaios *in situ* para determinação do peso volúmico das partículas secas (garrafa de areia) e do teor em água de colocação (ensaios laboratoriais em estufa e ensaios expeditos de campo) constituem uma prática corrente.



**Fig. 4.10 – Fusos granulométricos de solos de núcleos de barragens que sofreram erosão interna (Sherard, 1979, citado em Maranha das Neves, 1991).**

Algumas especificações construtivas associadas à execução de aterros de materiais finos do núcleo de soluções de aterro zonado, tais como, a energia de compactação a adoptar, a colocação do lado seco ou do lado húmido, a humedificação dos materiais nas manchas de empréstimo ou nas camadas foram objecto de opiniões divergentes no passado.

Actualmente, estas questões são relativamente consensuais, adoptando-se, em geral, a execução da compactação com energias próximas às do Proctor Normal, a colocação dos materiais do núcleo do lado húmido e a humedificação dos materiais essencialmente realizada nas manchas. Os aterros são compactados, habitualmente, recorrendo a cilindros estáticos, de rasto liso ou tipo “pés-de-carneiro”.

Ao contrário dos solos finos, que se podem encontrar disponíveis na natureza, os materiais de enrocamento carecem de processamento, sendo o desmonte dos maciços rochosos feito, em geral, recorrendo a explosivos.

No que se refere a este tipo de materiais, as primeiras barragens de enrocamento construídas datam da segunda metade do século XIX. Tratavam-se de barragens de enrocamento empilhado, caracterizando-se os materiais por granulometrias com baixo coeficiente de uniformidade e com utilização de blocos de pedra são de grande dimensão (até cerca de 2 m). Mais tarde, até meados do século XX, o enrocamento passou a ser lançado de determinada altura, o que produzia alguma compactação, embora o efeito de diminuição do índice de vazios fosse pouco significativo (Maranha das Neves, 2002).

Na segunda metade do século XX, o advento dos meios tecnológicos ao dispor dos empreiteiros, nomeadamente o aparecimento dos cilindros vibradores, permitiu que se passasse a compactar os



enrocamentos em camadas, com espessuras entre 0,6 e 2 m, promovendo a obtenção de índices de vazios significativamente inferiores aos obtidos para o enrocamento lançado.

Nos materiais de enrocamento, a dimensão máxima das partículas pode atingir os 2 m (embora se situe habitualmente abaixo de 1 m), a percentagem de elementos com dimensões inferiores a 0,074 mm (peneiro nº 200 ASTM) deve ser inferior a 10%, sendo, habitualmente, superior a 60% a percentagem de elementos com dimensão superior a 50 mm (Maranha das Neves, 1993).

No que se refere a este tipo de materiais, é fundamental caracterizar, para além da granulometria, a origem geológica da rocha que compõe o enrocamento, dada a sua influência nas propriedades mecânicas do enrocamento (Veiga Pinto, 2007).

As características mecânicas e físicas dos fragmentos da rocha (propriedades índices) são de determinação corrente através de ensaios laboratoriais que interessam, designadamente, a caracterização da textura (porosidade e densidade), a resistência à compressão (compressão simples, compressão pontual e resistência ao esmagamento), a durabilidade (ensaio *Los Angeles* e *Slake Durability Test*) e a sensibilidade à água (absorção de água e solubilidade do resíduo).

As propriedades índices são utilizadas para estimativa, por via indirecta, das propriedades mecânicas dos enrocamentos. A susceptibilidade ao colapso pode também ser caracterizada de forma indirecta, através das propriedades índices, nomeadamente, através da razão entre algumas destas propriedades (compressão simples, compressão pontual, resistência ao esmagamento e *Slake Durability Test*) de amostras saturadas e de amostras secas.

Embora menos frequentes, por serem dispendiosos e morosos, ensaios laboratoriais sobre amostras de grandes dimensões são utilizados para caracterização directa das propriedades mecânicas dos enrocamentos.

Os enrocamentos, pelas suas características, cumprem exclusivamente funções estabilizantes, pelo que as barragens de enrocamento ou integram um núcleo de solos finos com funções de estanquidade ou dispõem de cortinas impermeabilizantes localizadas, em geral, no paramento exterior e materializadas, na maioria dos casos, por lajes de betão armado ou por betão betuminoso. Um aterro de enrocamento exhibe, em geral, coeficientes de permeabilidade da ordem de  $10^{-5}$  m/s (Maranha das Neves, 1993).

Actualmente, podem também considerar-se consagradas as técnicas de compactação e controlo de enrocamentos (Veiga Pinto, 1994).

No que se refere às técnicas de compactação, salienta-se a deposição em “cordão” dos materiais, a sua rega abundante, de forma a obter-se a sua saturação, e a compactação com cilindros vibradores. A referência é, habitualmente, a densidade relativa. Esta é definida previamente em aterros experimentais, designadamente avaliando (por medição topográfica) os assentamentos da camada em função do número de passagens do cilindro e realizando ensaios *macro* (para diferentes números de passagens do cilindro). O controlo da compactação dos aterros é feito, essencialmente, recorrendo a ensaios *macro* e a análises granulométricas.

No que se refere aos enrocamentos, estudos experimentais recentes no domínio da micromecânica do material rocha permitiram grandes avanços na previsão do comportamento estrutural das barragens de enrocamento e terra-enrocamento, sobretudo no que diz respeito ao fenómeno de colapso. Para tal, muito contribuiu a compreensão do modo como a sucção instalada nos elementos rochosos determina o seu comportamento mecânico (Alonso et al., 2005 e Alonso et al., 2006).

Na segunda metade do século XX, o advento dos meios tecnológicos atrás mencionado proporcionou a utilização de equipamentos de escavação, transporte e compactação de grande potência. Estes equipamentos potenciaram a exploração económica da franja alterada dos maciços rochosos que ocorre, duma maneira geral, subjacente aos solos finos de cobertura, sejam solos residuais, materiais aluvionares ou materiais coluvionares.

As manchas de empréstimo passaram a desenvolver-se mais em profundidade e menos em planta e a restringirem-se, sempre que possível, às áreas a inundar pela albufeira, com vista à minimização dos impactes ambientais negativos associados à exploração dos materiais de construção fora dos limites da albufeira.

Como principais características destes materiais, designados por solo-enrocamento, salienta-se, comparativamente com os solos finos, a maior percentagem de grossos e a maior dimensão dos diâmetros máximos. Refere-se, ainda, a possibilidade de se obterem granulometrias de maior heterogeneidade, em função, designadamente, da potência dos equipamentos de escavação.

Tratam-se de materiais que exibirão, em princípio, maior resistência ao corte e maior coeficiente de permeabilidade que os solos finos e, portanto, serão mais adequados ao desempenho de funções de estabilização, potenciando a construção de barragens de aterro zonado, integrando núcleos de solos finos com funções essencialmente de estanquidade.

Estes materiais obedecem, duma maneira geral, às seguintes condições granulométricas: i) material retido no peneiro de 19 mm (3/4" ASTM) compreendido entre 30% e 70%; ii) material passado no peneiro 0,074 mm (nº 200 ASTM) compreendido entre 10% e 40% e iii) a dimensão máxima dos blocos ( $D_{\text{máx}}$ ) entre 0,10 e 0,40 m. As características mecânicas e hidráulicas destes materiais podem variar significativamente, em função da maior ou menor importância na mistura da fracção grossa e da fracção fina.

As características do solo-enrocamento condicionam as respectivas técnicas de compactação e controlo que motivam, ainda, estudos de investigação, dos quais se cita o de Brito (2006).

Na construção de aterros com este tipo de materiais recorre-se, habitualmente, a procedimentos mistos, designadamente, a técnicas de deposição dos materiais utilizadas nos enrocamentos (deposição em cordão) e a técnicas de controlo da compactação utilizadas nos solos, utilizando como referência o ensaio Proctor e recorrendo a fórmulas correctivas para atender à maior percentagem de grossos destes materiais e/ou utilizando moldes de grandes dimensões para a realização destes ensaios.

Uma referência singular é devida aos materiais de filtro, actualmente de importância consensualmente reconhecida.

Os filtros a jusante do núcleo em barragens de aterro zonado começaram por ser considerados como segundas linhas de defesa, no âmbito das técnicas para minimização da ocorrência da fracturação hidráulica. Em meados dos anos 80, estes filtros passaram a ser designados por filtros críticos e considerados como primeiras linhas de defesa contra a fracturação hidráulica (Sherard, 1986). Este facto deveu-se à constatação de que a fracturação hidráulica podia ocorrer em barragens projectadas de acordo com as regras da boa arte e, também, porque se demonstrou que o escoamento concentrado através de uma fenda no núcleo pode ser dominado por um filtro adequadamente dimensionado (Maranha das Neves, 1991).

Os filtros desempenham duas funções essenciais, a de retenção do material filtrado, impedindo a migração das suas partículas finas, e a de permeabilidade, recebendo os caudais percolados através do material filtrado sem desenvolver pressões intersticiais em excesso.

Tratam-se de areias e/ou cascalhos com percentagem de finos, em geral, inferior a 5% (embora alguns autores aceitem valores superiores, como é o caso de Vaughan e Soares, 1982, desde que não plásticos) e com granulometria relativamente uniforme, devendo, nestes casos, a compactação ser mediana, de forma a evitar uma rigidez excessiva destes materiais.

A definição granulométrica dos filtros segue, em geral, critérios que são função dos materiais filtrados. Dois dos critérios citados no Boletim 95 da CIGB sobre filtros e drenos (CIGB, 1995) são o critério adoptado pelo US Army Corps of Engineers (1986) –  $D_{15}/d_{85} < 5$  e  $D_{15}/d_{15} > 5$  – que, de acordo com os autores, é válido para todos os materiais de base e o critério adoptado pelo USBR (1987), função do tipo de material a filtrar (Quadro 4.5), definido tendo por base estudos desenvolvidos por Sherard nesta matéria.

O critério utilizado pelo USBR (1987) é também o adoptado pelo USDA SCS (1986) que, posteriormente, em 1995, e após a utilização durante alguns anos do critério constante do Quadro 4.5, juntou a recomendação do filtro exibir um coeficiente de uniformidade igual ou inferior a 6 (CIGB, 1995).

**Quadro 4.5 – Critério para definição de filtros (USBR, 1987).**

MATERIAL DE BASE <sup>(1)</sup>	CRITÉRIO PARA DEFINIÇÃO DO FILTRO
Siltes finos e argilas; percentagem de finos superior a 85	$D_{15} \leq 9 \times d_{85}$ e $(D_{15})_{\min} = 0,2 \text{ mm}$
Areias, siltes, argilas e areias siltosas e argilosas; percentagem de finos entre 40 a 85%	$D_{15} \leq 0,7 \text{ mm}$
Areias siltosas e argilosas e cascalho siltoso e argiloso; percentagem de finos entre 15 a 39%	$D_{15} \leq (40-A)/(40-15) \times (4 \times d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$ , sendo A a percentagem de material passado no peneiro 200 da ASTM $(4 \times d_{85})_{\min} = 0,7 \text{ mm}$
Areias e cascalho; percentagem de finos < 15%	$D_{15} \leq 4 \times d_{85}$ , sendo o $d_{85}$ determinado a partir da granulometria original, sem ajustamentos para partículas superiores a 4,75 mm

<sup>(1)</sup> Para solos com partículas superiores a 4,75 mm (peneiro nº 4 da ASTM), a granulometria deve ser ajustada a 100% passando no peneiro nº 4.

D – refere-se ao filtro

d – refere-se ao material de base a proteger

### **4.3.4 – Concepção estrutural**

#### **4.3.4.1 – Considerações prévias**

Apresentam-se nesta secção questões relacionadas com a concepção estrutural do corpo de barragens de aterro.

Tratam-se, inicialmente, os aspectos afins à forma do vale directamente relacionados com o desempenho estrutural do corpo da barragem (perfil longitudinal e planta) e, em seguida, as questões relacionadas com a concepção estrutural do perfil tipo, designadamente, o zonamento interno e a geometria exterior. Referem-se, ainda, alguns aspectos relacionados com a protecção superficial dos taludes e do coroamento.

A fundação da barragem desempenha um papel fundamental no comportamento estrutural do conjunto barragem-fundação, pelo que deve ser sempre objecto de tratamento integrado. Colocam-se, em geral, questões de deformabilidade, resistência e permeabilidade que foram abordadas, para fundações terrosas e rochosas, na secção 4.3.2, pelo que não serão aqui objecto de referência.

#### **4.3.4.2 – Perfil longitudinal do vale**

A maioria das barragens de terra implanta-se em vales largos, não tendo a sua forma influência significativa no comportamento dos aterros. Os estados de tensão associados podem, nestes casos, ser avaliados por intermédio do estudo de secções transversais em estado de deformação plana.

Existem, no entanto, algumas barragens de terra e, sobretudo, de enrocamento, que se implantam em vales estreitos, por vezes com encontros assimétricos e/ou com variações bruscas de inclinação. Nestes, os efeitos tridimensionais podem ser muito importantes, em particular se se tratarem de barragens de grande altura, influenciando o seu comportamento. A geometria do vale pode, nestes casos, induzir estados de tensão conducentes ao aparecimento de fissuração e fracturação hidráulica e, subsequentemente, de erosão interna. Alguns exemplos são:

- i. o efeito de arco, com transferência de tensões do corpo da barragem para os encontros;
- ii. as deformações diferenciais dos aterros resultantes de variações bruscas da inclinação dos encontros;
- iii. as deformações longitudinais no sentido encontros - centro do vale, resultando as tensões normais aos perfis transversais diferentes das que ocorreriam em vales largos.

Os efeitos acima mencionados podem, em fase de projecto e construção, ser objecto de prevenção e/ou mitigação por intermédio de disposições específicas, das quais se salientam:

- i. a compactação dos materiais argilosos, no contacto e numa faixa acima desse contacto, do lado húmido (Maranha das Neves, 1991, refere valores de  $W_{ópt}+3\%$  a  $W_{ópt}+4\%$ );
- ii. o cuidado dimensionamento do filtro chaminé e da definição da sua espessura;

- iii. a integração de tapetes filtrantes no contacto com a fundação, a jusante do filtro chaminé.

Por outro lado, a implementação de sistemas de observação apropriados poderá constituir uma contribuição importante para a detecção destes fenómenos e subsequente mitigação dos seus efeitos. De entre os dispositivos de observação de maior interesse, citam-se, para colocação nos aterros na proximidade dos contactos: i) células de medição de pressão intersticial; ii) células de medição de tensão total e iii) extensómetros de medição de deformações de compressão e de tracção.

Os efeitos tridimensionais de vales estreitos em barragens de enrocamento com cortinas de betão armado a montante têm tido grande enfoque devido aos acidentes que se verificaram recentemente em barragens de grande altura. É esse o caso, designadamente, das barragens de Barra Grande (com 185 m de altura e uma relação  $A/H^2$  de 3,15, sendo  $A$  a área da cortina e  $H$  a altura máxima da barragem) e de Campos Novos (com 202 m de altura e uma relação  $A/H^2$  de 2,59), ambas no Brasil, que registaram, durante o primeiro enchimento (em 2005), fendilhações e roturas das lajes de betão armado devido a elevadas tensões de compressão nas juntas verticais. Em ambas as barragens verificaram-se perdas de água superiores a 1200 l/s (Cruz e Freitas Jr., 2007).

Finalmente, uma referência é devida aos constrangimentos que os vales estreitos introduzem nos trabalhos de compactação dos aterros, em especial, nos metros iniciais. Nos vales com leitos de cheia de largura reduzida resultam dificultadas as operações de descarga, espalhamento e compactação (que se deve processar de forma perpendicular à linha de água), situações que podem resultar na criação de caminhos preferenciais montante-jusante, heterogeneidades e deficiências várias dos aterros, com repercussão no seu comportamento estrutural e hidráulico.

#### **4.3.4.3 - Planta**

O arranjo em planta do corpo da barragem e, portanto, os alinhamentos do seu eixo devem ser definidos em conjunto com o arranjo das estruturas hidráulicas e atendendo à forma do vale e curvaturas da linha de água a montante e a jusante do local de implantação, com vista à obtenção de soluções harmoniosas, integradas e optimizadas do ponto de vista técnico e económico.

No que se refere ao eixo da barragem, o seu desenvolvimento segundo um alinhamento recto ou em curva (concaidade para jusante) foi objecto de opiniões divergentes, designadamente na década de 80 (Sherard, 1984 e 1985, e Penman, 1985, citados em Maranha das Neves, 1991). Em causa estava se, sob a acção da água da albufeira, um eixo curvo favoreceria, por efeito de arco, o aumento das tensões na direcção do eixo longitudinal, diminuindo o potencial para a fissuração devido à tensão de tracção.

De acordo com Maranha das Neves (1991), a disposição em curva, não exhibe, em princípio, vantagem sobre eixos rectilíneos, a que acrescem algumas dificuldades construtivas na execução dos aterros.

Não obstante, curvaturas localizadas, designadamente nas cotas superiores dos encontros, podem favorecer significativamente a implantação do descarregador de cheias (no caso de este se desenvolver em canal), melhorando condições de entrada e de saída e/ou viabilizando a redução do comprimento do canal descarregador.

Na Figura 4.11 apresenta-se a planta e uma fotografia da barragem do Beliche, uma grande barragem de aterro portuguesa que se implanta segundo um eixo com desenvolvimento total em curva. A barragem foi projectada em 1980 e concluída em 1986.

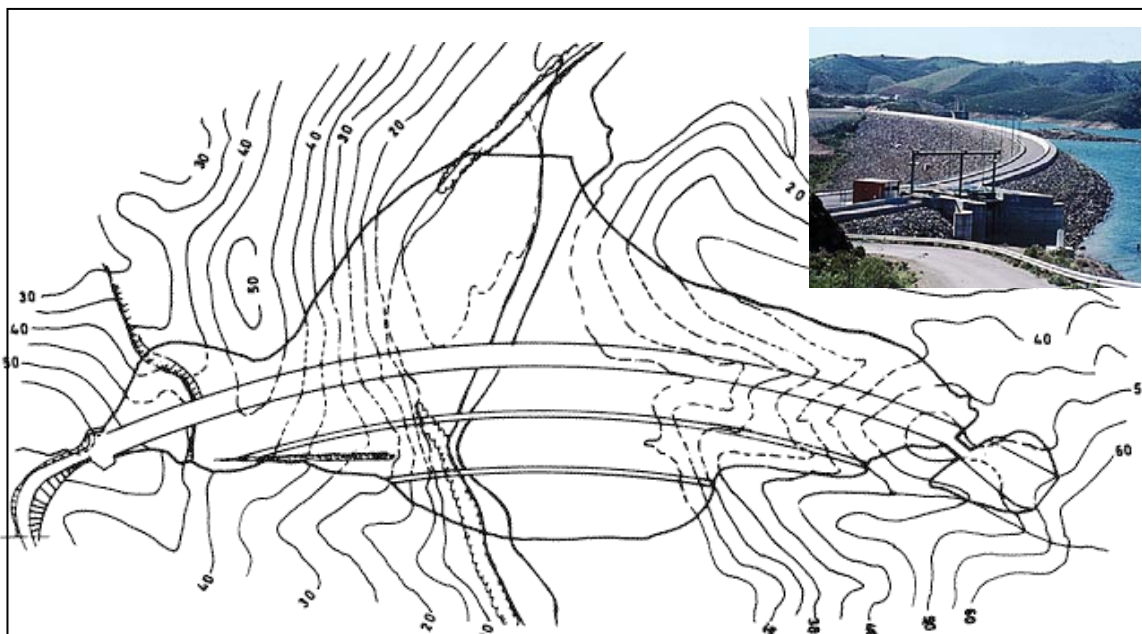


Fig. 4.11 –Barragem do Beliche, implantada segundo um eixo curvo. Planta e fotografia do site da CNPGB ([http://cnpqb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal](http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal)).

#### 4.3.4.4 – Perfil tipo

##### 4.3.4.4.1 – Considerações prévias

A concepção estrutural associada ao perfil tipo interessa, no essencial: i) os materiais de construção e o zonamento dos aterros e ii) a geometria exterior – folga, largura do coroamento, inclinação dos taludes, banquetas e bermas.

Aspectos relacionados com a protecção dos taludes exteriores e do coroamento (embora possa ser questionável a sua consideração no âmbito da concepção estrutural) conferem diferentes resistências à materialização de alguns estados limite, pelo que serão também objecto de referência.

No que se refere às barragens de enrocamento com cortina impermeabilizante, a concepção estrutural passa também pela definição do tipo de cortina e pela sua pormenorização, aspectos que, dada a sua especificidade, não serão objecto de tratamento no presente documento.

Nas secções subsequentes abordam-se os principais aspectos anteriormente discriminados que interessam à concepção estrutural dos aterros. Exceptuam-se considerações específicas sobre os materiais de construção – solos finos, enrocamento, misturas de solo-enrocamento e filtros – que foram objecto de tratamento na secção 4.3.3.

#### 4.3.4.4.2 – Zonamento dos aterros

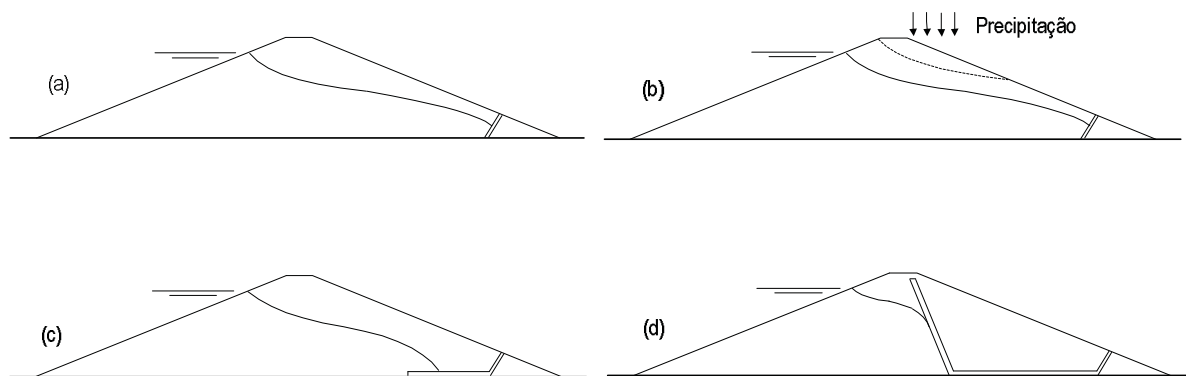
##### Barragens de terra homogénea

Nas barragens de terra com perfil homogéneo, a questão do zonamento dos aterros restringe-se aos sistemas de filtros e drenos e ao pé de jusante, muitas vezes materializado em aterro de enrocamento ou em enrocamento lançado.

Os sistemas filtrantes e drenantes foram sendo introduzidos de forma gradual, primeiro o pé em enrocamento, a que se juntou posteriormente o tapete horizontal no contacto com a fundação sob parte do maciço estabilizador de jusante (de comprimento definido tendo em conta a parábola de Kozeny) e, finalmente, o filtro chaminé.

A eficiência do pé de enrocamento (embora dependa das suas dimensões) é, de forma isolada, reduzida, podendo ser facilmente comprometida (Vitor de Mello, 2000), por exemplo, em períodos de pluviosidade intensa (Figura 4.12 a e b). O pé de jusante cumpre também, habitualmente, funções de protecção contra a erosão externa por acção de correntes de retorno associadas ao funcionamento dos órgãos hidráulicos.

A eficiência no controlo da linha superior de saturação foi substancialmente aumentada com a introdução do tapete filtrante (Figura 4.12 c) e, sobretudo, com a introdução do filtro chaminé (Figura 4.12 d) que permite assegurar a não saturação do maciço estabilizador de jusante, viabilizando a construção de taludes de maior inclinação e obviando fenómenos de erosão interna regressiva com origem no trecho do talude de jusante de emergência do escoamento.

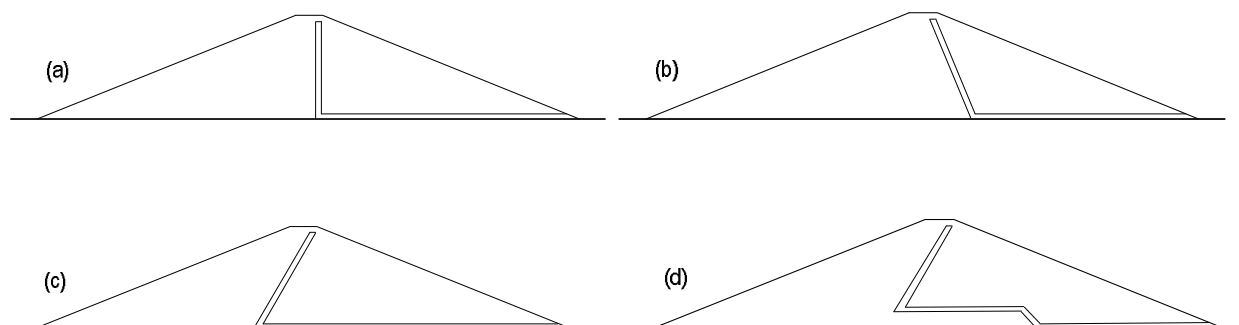


**Fig. 4.12 – Sistemas filtrantes e drenantes em barragens homogéneas.**

Ainda no que se refere aos sistemas filtrantes e drenantes de barragens homogéneas, coloca-se a questão do seu posicionamento, que pode ser vertical, inclinado para jusante ou inclinado para montante (Figura 4.13).

Para além dos aspectos relacionados com a fase de exploração, o filtro chaminé desempenha, na fase de construção, um papel igualmente importante, facilitando a dissipação dos acréscimos de pressões intersticiais resultantes da construção dos aterros. Estes podem, no caso de barragens de terra construídas com argilas plásticas, condicionar o ritmo de construção e a estabilidade global dos taludes.





**Fig. 4.13 – Posicionamento do filtro chaminé em barragens homogêneas.**

O posicionamento vertical (Figura 4.13 a) apareceu associado às primeiras barragens com filtro chaminé e caiu em desuso na generalidade dos países, devido ao efeito de arco nas interfaces entre os aterros gerais do corpo da barragem e o filtro, potenciando fenómenos de fissuração e fendilhação. A especificação de compactação dos filtros com baixas densidades relativas (valores médios de 75 a 80%) pode minimizar o efeito arco mas não é, em geral, eficaz para combater este fenómeno, em particular no caso de barragens de altura significativa.

O posicionamento do filtro chaminé inclinado para jusante (Figura 4.13 b) é, talvez, o mais utilizado, embora exiba algumas desvantagens relativamente ao posicionamento inclinado para montante. Esta concepção pode ser apropriada, por exemplo, quando os materiais do núcleo não têm resistência ao corte muito reduzida (sendo a interferência com a estabilidade global do talude de jusante desprezável) ou não têm coeficientes de permeabilidade muito baixos (minimizando-se o caudal percolado pelo aterro<sup>12</sup> por aumento da zona do aterro com funções impermeabilizantes e do respectivo contacto com a fundação).

Relativamente à concepção com o filtro chaminé inclinado para montante, os seus defensores apontam como factores particularmente favoráveis o facto de se estabelecerem tensões de compressão no contacto com o filtro, devido ao estabelecimento de rede de percolação, e das condições de estabilidade do maciço de jusante serem, no essencial, semelhantes às atingidas no final da construção e, por isso, comprovadamente estáveis a longo prazo (Vitor de Mello, 2000). No caso de barragens homogêneas de maior altura, este tipo de concepção pode adequar-se particularmente bem. A concepção (d) permite, relativamente à concepção (c), aumentar o contacto com a fundação da zona do aterro com funções impermeabilizantes e minimizar o caudal percolado (Figura 4.13).

#### Barragens de terra zonada e de enrocamento com núcleo

Nas barragens de terra zonada e nas barragens de enrocamento com núcleo, as principais questões que se colocam têm a ver com a esbeltez do núcleo e com o seu posicionamento, com as transferências de tensões entre as diferentes zonas e com os sistemas de filtros e drenos.

A esbeltez do núcleo de barragens deve, em conceito, ser definida ponderando questões como a altura da barragem, as características (granulometria, plasticidade, deformabilidade, resistência ao corte e coeficiente de

---

<sup>12</sup> Não pode deixar de se referir, a este propósito, que o caudal percolado pela fundação é, na generalidade dos casos, superior ao caudal percolado pelo aterro.



permeabilidade) e disponibilidades dos materiais finos do núcleo e dos materiais dos maciços estabilizadores. A diferença de deformabilidade núcleo-maciços (e núcleo-filtros) assume importância particular no desempenho estrutural deste tipo de barragens.

As barragens construídas não parecem, no entanto, apresentar relações definidas entre a esbeltez do núcleo e qualquer um dos factores acima identificados, pelo que componentes mais subjectivas, associadas, designadamente, a opções do projectista, deverão ter um peso preponderante. As relações  $B/hw$ , sendo  $B$  a largura do núcleo na base e  $hw$  a altura da água medida até ao nível de pleno armazenamento, são muito variáveis, desde valores da ordem de 0,2 a valores superiores a 1.

A opção mais frequente, designadamente em Portugal, é a utilização de núcleos nem muito estreitos nem muito largos – com relações  $B/hw$  entre 0,5 e 0,75 - e posicionamento na zona central do corpo da barragem, de forma simétrica ou ligeiramente assimétrica.


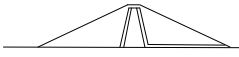
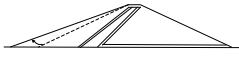
A concepção de núcleos muito espessos aparece inicialmente associada a barragens de aterro zonado incorporando na zona central materiais muito semelhantes aos materiais dos maciços, mas com maior percentagem de finos. Muitas destas soluções não dispõem de filtros a jusante do núcleo. São exemplos, em Portugal, as barragens de Santa Clara e de Monte da Rocha.

A construção de barragens de terra zonada com materiais de características muito distintas e funções distintas – núcleo de solos finos com funções essencialmente de estanquidade e maciços laterais com funções essencialmente estabilizantes – e a utilização de enrocamentos e de misturas de solo-enrocamento nos maciços estabilizadores introduziu novas questões ao nível da concepção, relacionadas com a esbelteza e com o posicionamento do núcleo e, também, com o dimensionamento dos filtros.

No Quadro 4.6 apresentam-se algumas vantagens e desvantagens relacionadas com diferentes concepções estruturais do núcleo. A análise comparativa entre os respectivos desempenhos admite que as diferentes concepções apresentadas integram materiais semelhantes.

Os maciços estabilizadores de barragens de aterro zonado apresentam, muitas vezes, zonamentos internos. Estes visam, em geral, os seguintes objectivos: i) dotar os aterros de zonas de transição entre materiais de deformabilidade muito contrastante, ii) otimizar a gestão dos materiais de construção disponíveis (por exemplo, resultantes de escavações para implantação da barragem ou das estruturas hidráulicas) e iii) melhorar as condições de dissipação de pressões intersticiais (durante esvaziamentos rápidos ou ocorrências sísmicas) por intermédio, designadamente, de um aterro de enrocamento na zona exterior do maciço de montante de barragens de terra zonada.

**Quadro 4.6 – Algumas vantagens e desvantagens de diferentes concepções estruturais do núcleo.**

TIPO DE CONCEPÇÃO	VANTAGENS	DESVANTAGENS	OBSERVAÇÕES
<p>Núcleo central largo</p> 	<p>Menor susceptibilidade à fissuração e fracturação hidráulica por transferência de tensões entre o núcleo e os maciços estabilizadores (ou os filtros) por comparação com núcleos centrais estreitos.</p> <p>Menores gradientes hidráulicos e menor caudal percolado por comparação com núcleos centrais ou inclinados estreitos</p>	<p>Menor coeficiente de segurança (CS) de superfícies de escorregamento profundas dos taludes de montante e de jusante que os correspondentes a núcleos centrais estreitos. Relativamente a núcleos inclinados para montante, maior CS de superfícies profundas a montante e menor CS a jusante.</p> <p>Maior dificuldade de dissipação de pressões intersticiais no núcleo durante a fase de construção, a ocorrência de sismos ou de esvaziamentos rápidos, por comparação com núcleos centrais ou inclinados estreitos.</p>	<p>Núcleos largos exigem maior volume de material de solos finos, havendo que atender às disponibilidades existentes e aos custos associados à sua exploração (que podem ser maiores ou menores que os custos de exploração dos materiais dos maciços, embora, em geral, sejam menores).</p> <p>As questões relacionadas com a estabilidade global, por comparação com núcleos centrais estreitos, não têm, habitualmente, grande impacto, a menos que se trate de núcleos muito largos e materiais do núcleo com muito baixa resistência ao corte (o que pode ser minimizado reduzindo a inclinação dos paramentos exteriores).</p> <p>De entre as vantagens e desvantagens assinaladas, considera-se de maior relevância a minimização das transferências de tensões entre o núcleo e os maciços (ou os filtros).</p>
<p>Núcleo central estreito</p> 	<p>Maior CS de superfícies de escorregamento profundas dos taludes de montante e de jusante que os correspondentes a núcleos centrais largos. Relativamente a núcleos inclinados para montante, maior CS de superfícies profundas a montante.</p> <p>Maior facilidade de dissipação de pressões intersticiais no núcleo durante a fase de construção, a ocorrência de sismos ou de esvaziamentos rápidos, por comparação com núcleos centrais largos.</p>	<p>Maior susceptibilidade a fenómenos de fissuração e fracturação hidráulica devido a transferência de tensões entre o núcleo e os maciços estabilizadores (ou os filtros). Sob acções sísmicas é superior a probabilidade de ocorrência de efeito de arco (Maranha das Neves, 1991).</p> <p>Relativamente a núcleos inclinados para montante, menor CS de superfícies profundas a jusante.</p> <p>Maiores gradientes hidráulicos e maior caudal percolado por comparação com núcleos centrais largos.</p>	<p>A concepção de núcleos estreitos verticais aparece muitas vezes associada à escassez de materiais finos.</p> <p>A maior susceptibilidade à fissuração e fracturação hidráulica constitui o principal problema associado a esta concepção estrutural. Este problema, que se agrava em função da altura da barragem, pode ser minimizado reduzindo a rigidez dos maciços e dos filtros, dimensionando criteriosamente os filtros, incorporando zonas de transição nos maciços e compactando o núcleo do lado húmido.</p>
<p>Núcleo inclinado para montante estreito</p> 	<p>O estabelecimento da rede de percolação em fase de exploração aumenta as tensões de compressão no contacto núcleo-filtro chaminé, efeito favorável que não acontece em núcleos centrais.</p> <p>Menor susceptibilidade à fissuração e fracturação hidráulica por transferência de tensões entre o núcleo e os maciços estabilizadores (ou os filtros) que núcleos centrais.</p> <p>Maior CS de superfícies de escorregamento profundas do talude de jusante, por comparação com núcleos centrais.</p> <p>Maior facilidade de dissipação de pressões intersticiais no núcleo durante a fase de construção, a ocorrência de sismos ou de esvaziamentos rápidos, por comparação com núcleos centrais largos</p>	<p>Diferentes condições de fundação das secções do núcleo localizadas a cotas diferentes, podendo potenciar (função da deformabilidade do maciço de jusante) assentamentos diferenciais e fissuração do núcleo.</p> <p>Menor CS de superfícies de escorregamento profundas do talude de montante, por comparação com núcleos centrais.</p> <p>Maiores gradientes hidráulicos e maior caudal percolado, por comparação com núcleos centrais largos.</p>	<p>A concepção de núcleos inclinados para montante (embora possa ser potenciada no caso de barragens de elevada altura e disponibilidades reduzidas de materiais para o núcleo) resulta, essencialmente, de uma maior valorização, por parte de alguns projectistas, dos aspectos relacionados com a estabilidade do maciço de jusante e com as consequências deste modo de rotura, por comparação com o maciço de montante e os respectivos modos de rotura.</p> <p>É muitas vezes assinalado, em defesa desta concepção assimétrica, que condições simétricas só se verificam em fase de construção, sendo as condições de exploração francamente assimétricas (Vitor de Mello, 2000).</p> <p>Sendo a questão da estabilidade do maciço de montante facilmente resolvida pela suavização do seu paramento exterior, considera-se o aspecto potencialmente mais penalizante deste tipo de concepção a possibilidade de ocorrência de assentamentos diferenciais do núcleo, associados à diferente espessura do maciço de jusante subjacente.</p> <p>Acréscce que a amplificação sísmica ao longo do perfil do aterro será francamente assimétrica entre o maciço de montante e o de jusante com efeitos ao nível da deformação do núcleo de difícil antecipação.</p> <p>Este tipo de solução permite a construção em avanço do maciço de jusante, o que, em situações particulares, poderá ser vantajoso.</p>

No que se refere aos sistemas filtrantes e drenantes de barragens de enrocamento (ou de misturas de solo-enrocamento) com núcleo, o filtro chaminé assume um papel crítico na protecção contra a erosão interna (razão porque é designado, por alguns autores, por filtro crítico). Em barragens de terra zonada com núcleos largos, em que os materiais do núcleo são muito semelhantes aos materiais dos maciços, o filtro chaminé cumpre funções, no essencial, semelhantes às discriminadas para barragens homogéneas.

O filtro a montante do núcleo em barragens de enrocamento cumpre funções de protecção contra a erosão interna, designadamente durante o esvaziamento rápido. No caso de barragens de terra zonada, sobretudo em barragens com materiais finos no maciço de montante, a incorporação do filtro a montante (eventualmente associado a veias drenantes) pode visar a mais fácil dissipação dos excessos de pressão intersticial gerados na fase de construção ou durante ocorrências sísmicas.

No que se refere aos tapetes filtrantes, a sua incorporação depende do tipo de barragem, sendo, em geral, no caso de barragens de enrocamento, dispensável e, no caso de barragens de terra zonada, aconselhável.

No caso de barragens de terra zonada com filtro chaminé, as questões relacionadas com a concepção do tapete filtrante interessam, no essencial, a sua extensão – limitada à zona central do vale ou sob todo o desenvolvimento do maciço de jusante - e a sua localização – no contacto com a fundação ou no seio das cotas inferiores do maciço de jusante.

No caso do tapete filtrante se limitar à zona central do vale, de maior altura da barragem, as suas funções são, sobretudo, de elemento de drenagem, promovendo o transporte dos caudais percolados pelo corpo da barragem (e fundação interessada) para o pé de jusante. Na zona central do vale, o tapete filtrante é muitas vezes materializado por uma secção mista filtro-dreno-filtro, de forma a aumentar a sua capacidade de vazão.

No caso do tapete se desenvolver sob todo o maciço de jusante, este visa (para além da drenagem para o pé de jusante dos caudais captados) a protecção contra fenómenos de erosão interna originados por afluições concentradas através de caminhos de percolação preferencial pela fundação.

O posicionamento do tapete filtrante inserido nas cotas inferiores do aterro do maciço de jusante, em alternativa à sua localização no contacto aterro-fundação, é por vezes adoptado, designadamente nos casos em que a profundidade de escavação para fundação dos aterros da barragem na zona central do vale é importante (e impede a restituição por gravidade dos caudais percolados), obviando à construção de poços de bombagem ou, quando os níveis de água a jusante são elevados, ao funcionamento em pressão do tapete filtrante.

Na generalidade das barragens de terra zonada, o pé de jusante é materializado em enrocamento e cumpre, nas concepções actuais (em que praticamente todas as barragens dispõem de filtro chaminé), funções essencialmente de protecção contra a erosão externa por acção de correntes de retorno resultantes do funcionamento dos órgãos hidráulicos.

#### Barragens de enrocamento com cortina a montante

Nas barragens de enrocamento com cortina impermeabilizante a montante, as questões associadas ao zonamento interno dos aterros prendem-se, no essencial, com a minimização das deformações (em particular

nas zonas que mais directamente condicionam as deformações da cortina) e com a utilização optimizada dos materiais provenientes da exploração das pedreiras.

Acresce às questões acima identificadas, a definição criteriosa da zona subjacente à cortina. Esta depende, naturalmente, do tipo de cortina em questão, sendo que a sua concepção sofreu evoluções no tempo.

No que se refere às barragens de enrocamento com cortina em betão armado, a CIGB (1989) recomenda a utilização, na zona subjacente à cortina, de granulometrias com uma percentagem de finos reduzida, da ordem de 3%, com uma percentagem passada no peneiro nº 4 de 40% e com diâmetro máximo igual a 3".

No que se refere a barragens de enrocamento com cortina de betão betuminoso, utilizam-se, entre o betão betuminoso e o aterro de enrocamento, camadas com granulometria semelhante às das cortinas de betão armado, essencialmente constituídas por seixo (Walo, 1994).

### Dimensionamento

Embora não sendo um objectivo do presente trabalho, não pode deixar de se tecer algumas considerações gerais no que se refere à fundamentação dos zonamentos internos das barragens. Relativamente a esta matéria há que atender, entre outras, às seguintes questões:

- Deformações diferenciais entre materiais de diferente rigidez e estados de tensão instalados;
- Assentamentos de colapso por molhagem, de consolidação e de fluência;
- Caudais percolados;
- Pressões intersticiais;
- Forças de percolação.

Tratam-se de acções e de efeitos condicionados, designadamente, pelas características dos materiais de construção e pelas especificações construtivas e técnicas de execução dos aterros.

A realização de estudos de percolação e de estudos de tensões-deformações, designadamente para conhecimento das deformações em situações diferentes da rotura, são hoje uma prática estabelecida no dimensionamento de grandes barragens, para a qual contribuíram, com ênfase particular, os elementos de observação do comportamento das obras e o desenvolvimento de equações constitutivas bastante elaboradas, a par do desenvolvimento dos ensaios de caracterização de materiais e de programas de cálculo automático comerciais.

Do mesmo modo, o estudo da resposta sísmica dos aterros faz também parte integrante do dimensionamento de grandes barragens.

Aspectos da maior importância são, ainda, o criterioso dimensionamento dos filtros e a estabilidade interna dos materiais (matérias referidas anteriormente).

#### 4.3.4.4.3 – Geometria exterior

##### Folga

De entre as questões associadas à geometria exterior, a folga assume um papel principal, por materializar uma resistência fundamental na protecção contra um dos principais modos de colapso de barragens de aterro: a erosão externa por galgamento.

A folga é a distância, na vertical, entre a cota do coroamento e o plano de água na albufeira. O USBR (1992) designa a folga por *folga normal* quando o plano de água se reporta ao nível de pleno armazenamento (NPA) e por *folga mínima* quando se reporta ao nível de máxima cheia (NMC).

A folga (f) pode ser considerada dividida em duas parcelas, uma quantificável ( $f_q$ ) e outra não quantificável ( $f_{nq}$ ) que encerra um julgamento ponderado sobre o enquadramento da barragem, suas condicionantes ambientais, concepções estruturais e consequências de um eventual colapso.

A cota do coroamento ( $c_c$ ) é habitualmente condicionada por uma das duas seguintes verificações.

- i. Para o nível de água na albufeira igual ao NPA

$$c_{c1} = (NPA + E_{ve} + h_{mve} + \delta_{b-f}) + f_{nq1} \quad (4.1)$$

$E_{ve}$  (m) - é o espraiamento da ondulação gerada por um vento excepcional (quantificado pelo seu valor raro);

$h_{mve}$  (m) - é a sobrelevação de maré gerada por um vento excepcional;

$\delta_{b-f}$  (m) - é o assentamento pós-construtivo do conjunto barragem-fundação (quantificado pelo seu valor médio);

$f_{nq1}$  (m) - representa (de forma naturalmente subjectiva) os factores não quantificáveis para esta situação de cálculo.

- ii. Para o nível de água na albufeira igual ao NMC

$$c_{c2} = (NMC + E_{vh} + h_{mvh} + \delta_{b-f}) + f_{nq2} \quad (4.2)$$

$E_{vh}$  (m) - é o espraiamento da ondulação gerada por um vento habitual (quantificado pelo seu valor frequente);

$h_{mvh}$  (m) - é a sobrelevação de maré gerada por um vento habitual;

$f_{nq2}$  (m) - representa os factores não quantificáveis para esta situação de cálculo.

A definição da cota do coroamento está intimamente associada à análise de custos benefícios da altura máxima da barragem *versus* dimensão do descarregador de cheias, já que o resultado da combinação de acções apresentada em (ii) varia em função da capacidade de amortecimento do hidrograma de cheia na albufeira e da capacidade de vazão do descarregador de cheias.

Factores como o desenvolvimento, a forma da albufeira e a sua profundidade condicionam a velocidade do vento sobre a albufeira, a altura das ondas geradas e a sobrelevação da maré. A geometria e a rugosidade do

paramento de montante da barragem condicionam o espriamento das ondas. As formulações de cálculo podem ser encontradas na bibliografia da especialidade (por exemplo: USBR, 1992, e Martins, 2002).

Na atribuição de um valor à parcela não quantificável da folga intervêm factores de natureza muito diversa, dos quais se citam, a título de exemplo: i) o conhecimento mais ou menos fundamentado das condições hidrológicas locais; ii) a possibilidade de ocorrência de perda de estabilidade global dos taludes da albufeira; iii) o tipo de descarregador de cheias; iv) a vulnerabilidade da barragem à erosão externa por galgamento; v) a existência ou não de uma guarda contínua a montante; vi) as consequências do colapso da barragem.

#### Largura do coroamento

A largura do coroamento depende de vários factores, de entre os quais se citam a sismicidade, a garantia de um comprimento mínimo de percolação, de forma a obterem-se gradientes aceitáveis em fase de exploração (no caso de barragens de terra ou de aterro zonado), a utilização do coroamento da barragem para fins rodoviários e exigências construtivas, por exemplo, associadas à execução da cortina de betão betuminoso em barragens de enrocamento deste tipo.

#### Inclinação dos taludes

A inclinação dos paramentos exteriores é usualmente definida por intermédio de métodos de equilíbrio limite. Os coeficientes de segurança globais (CS) habitualmente exigidos são, para o caso estático, 1,5 para a fase de pleno armazenamento (talude de jusante), 1,4 para a fase de construção (taludes de montante e de jusante) e 1,3 para a fase de esvaziamento rápido (talude de montante). Para o caso sísmico exige-se, habitualmente, um CS de 1,1, admitindo-se, no entanto, que este possa ser inferior à unidade, desde que as deformações sísmicas estejam dentro de determinados limites.

As inclinações dos paramentos exteriores são essencialmente condicionadas pelas características de resistência ao corte dos materiais de construção e pelas pressões intersticiais presentes para cada uma das situações de cálculo, pelo que, em barragens de terra homogénea e de terra zonada, estas podem variar substancialmente.

No caso de barragens de enrocamento com núcleo, parece haver uma menor oscilação na inclinação dos taludes que se situa, em muitos casos, entre 1:2 (V:H) e 1:1,6, a montante, e entre 1:2 e 1,4, a jusante (Maranha das Neves, 1991).

No caso de barragens de enrocamento com cortina impermeabilizante a montante, os taludes são, em geral mais íngremes. A montante, são habituais valores de 1:1,6 a 1:1,75, no caso de barragens com cortina de betão betuminoso (com a inclinação máxima limitada por processos construtivos), e de 1:1,3 a 1:1,5 (CIGB, 1989), no caso de barragens com cortina de betão armado.

Nas barragens de enrocamento, as questões relacionadas com a resistência ao corte dos taludes não constituem a principal preocupação ao nível da sua concepção estrutural (dadas as características deste tipo de materiais). De facto, são as questões associadas à sua deformabilidade e às transferências de tensões que mais preocupam, conforme assinalado anteriormente.

### Bermas estabilizadoras e banquetas

A introdução de bermas estabilizadoras nos paramentos exteriores de barragens de terra está, na generalidade dos casos, associada a condições de fundação deficientes e visa o aumento dos coeficientes de segurança de superfícies de escorregamento profundas, interessando o aterro e a fundação. Nalguns casos, a existência de uma berma a montante pode resultar da incorporação da ensecadeira nesse maciço estabilizador.

No que se refere à incorporação de banquetas no paramento exterior de jusante, estas têm como principais funções limitar a acção erosiva de escorrências superficiais e associam-se, em geral, a órgãos de captação e drenagem das águas pluviais. As banquetas permitem, ainda, o fácil acesso ao talude, designadamente, para acções de inspecção e observação.

#### *4.3.4.4 – Protecção dos paramentos exteriores e do coroamento*

O revestimento superficial do talude de jusante é habitualmente realizado recorrendo a uma camada de enrocamento, arrumado à mão ou mecanicamente, ou a um revestimento vegetal de espécies autóctones (no caso de barragens de terra), solução muito apreciada por técnicos do ambiente.

O revestimento superficial do paramento de jusante associa-se às disposições referidas anteriormente (sistema de drenagem superficial e banquetas adequadamente espaçadas em altura), de protecção contra a acção erosiva de escorrências superficiais.

No que se refere ao talude de montante, a protecção superficial tem por objectivo principal combater a acção erosiva da ondulação, cujos efeitos mais graves ocorrem, naturalmente, em barragens de terra. A protecção do talude é, nestes casos, habitualmente, garantida por uma camada de enrocamento. Não obstante, pode recorrer-se a outro tipo de soluções (o que acontece apenas, numa maneira geral, quando não existe enrocamento a distâncias compatíveis com a sua colocação de forma economicamente viável), como sejam, o solo-cimento, os gabiões ou os colchões Reno e os blocos pré-fabricados de betão, para referir algumas das soluções alternativas mais citadas na bibliografia da especialidade.

No caso mais corrente de protecção por camada de enrocamento, a espessura da camada e os diâmetros médio e máximo dos blocos são definidos em função da altura máxima da onda (Thomas, 1979 e CIGB, 1993), calculada para um vento habitual (quantificado pelo seu valor frequente).

No que se refere ao coroamento, o seu revestimento superficial é ditado, na maioria dos casos, pela tipo de utilização em fase de exploração. Assim, por exemplo, a utilização do coroamento para fins rodoviários determina, em geral, a execução de revestimentos betuminosos, definidos em função do tipo de estrada em questão.

### **4.3.5 – Órgãos hidráulicos anexos**

Uma referência é devida à concepção dos órgãos hidráulicos de segurança e exploração, já que estes desempenham um papel fundamental na fiabilidade da barragem e dependem, designadamente, das condicionantes hidrológicas locais e dos objectivos associados à construção da barragem. Estes órgãos,

condicionados também por aspectos topográficos, geológico-geotécnicos e ambientais, podem, para além de condicionar a escolha da solução de barragem, determinar o agravamento ou a redução do risco global da obra.

A este propósito referem-se dois exemplos, um relativo a descarregadores de cheias e outro aos sistemas de descarga de fundo.

No que se refere aos descarregadores de cheias de barragens de aterro, soluções em canal com soleira não controlada e restituição à ribeira dos caudais devidamente regularizados e afastados do pé da barragem serão soluções, em princípio, preferíveis do ponto de vista da segurança e da minimização de riscos. Descarregadores em poço ou descarregadores com soleira controlada por comportas encerrarão, duma maneira geral, maiores riscos (embora, nalguns enquadramentos, possam constituir-se como as soluções mais adequadas do ponto de vista técnico e económico).

No que se refere aos sistemas de descarga de fundo de barragens de aterro, soluções com galerias visitáveis (com a descarga de fundo em funcionamento), com equipamentos hidromecânicos a montante e a jusante (manobráveis no local ou com controlo remoto), com câmara de manobras à superfície e de fácil acessibilidade são soluções que concorrem para a minimização dos riscos.

Naturalmente, soluções visitáveis poderão não ser economicamente viáveis para pequenas obras ou para obras em que os caudais de derivação do rio sejam reduzidos. Nestes casos, será difícil viabilizar a execução de uma galeria com dimensões adequadas à manutenção da acessibilidade e à incorporação dos órgãos de descarga de fundo e de tomada de água.

## **4.4 – ROTURA E ESTADOS LIMITE**

### **4.4.1 – Registos históricos**

A análise da frequência de ocorrência dos diferentes modos de rotura é matéria que tem suscitado, nas últimas décadas, um interesse crescente, designadamente por parte das entidades afectas à avaliação do desempenho e à segurança destas obras.

As abordagens orientadas para o risco, e a conseqüente necessidade de avaliar a probabilidade de materialização de estados limite e, portanto, de diferentes modos de rotura, vieram contribuir para aumentar o enfoque nesta temática, estando actualmente em curso, em diversos países, a realização de bases de dados afins.

Neste domínio, constitui ainda hoje um documento de referência a publicação “Deterioration of Dams and Reservoirs” da CIGB (1983), estudo elaborado fundamentalmente por especialistas portugueses (Matias Ramos, 1995) e promovido pelo Comité de Deteriorações de Barragens e Albufeiras da CIGB.

Neste estudo foram recolhidos e analisados casos de deteriorações<sup>13</sup> em 1105 barragens de 33 países. Os casos estudados foram os disponibilizados até ao final de 1975, data em que estes países possuíam 14700 grandes barragens, 90% do total das grandes barragens (excluindo as barragens da China).

---

<sup>13</sup> Por *deterioração*, a CIGB entende qualquer comportamento deficiente que possa afectar a operacionalidade da barragem (incidente) ou uma ocorrência excepcional, afectando o comportamento da obra, cujo desenvolvimento não controlado pode causar a sua rotura (acidente), Silveira (1990). Os casos de rotura são também abrangidos pela definição de *deterioração* utilizada na publicação da CIGB em referência.



Das 1105 barragens que sofreram deteriorações, 60% são barragens de aterro e 40% são barragens de betão e de alvenaria.

No Quadro 4.7 apresenta-se o número de barragens existentes à data de elaboração do estudo e o número de barragens em que foram registadas deteriorações, por tipo de barragem.

**Quadro 4.7 – Distribuição das barragens com deteriorações, por tipo de barragem (CIGB, 1983).**

TIPO	BETÃO OU ALVENARIA				ATERRO		TOTAL
	Gravidade	Contrafortes	Abóbada	Abóbadas múltiplas	Terra	Enrocamento	
Nº de barragens com deteriorações (em 1975)	268	44	103	26	574	90	1105
Nº de barragens (em 1975)	3690	265	706	132	9201	706	14700
% de barragens com deteriorações (em 1975)	7,26	16,6	14,59	19,7	6,24	12,75	7,52

Como se pode observar no Quadro 4.7, 7,52% das grandes barragens sofreram uma ou mais deteriorações. As barragens tipo abóbadas múltiplas são as mais afectadas, 19,7% das obras a exibirem uma ou mais deteriorações, e as barragens de terra as menos afectadas, 6,24% registaram deteriorações. Uma análise fundamentada do significado destes números implicaria, designadamente, a verificação do tipo e gravidade das deteriorações em referência, para além das questões associadas à dimensão das amostras (no caso dos exemplos mencionados substancialmente diferentes), à respectiva homogeneidade e representatividade.

Nas 1105 barragens foram registados 2103 casos de deterioração, 734 em barragens de betão e de alvenaria e 1369 em barragens de aterro (dos quais, 1195 em barragens de terra). Dos casos de deterioração registados, 107 culminaram em roturas<sup>14</sup>, 25 em barragens de betão e alvenaria (cerca de 23% das roturas) e 82 em barragens de aterro (cerca de 77% das roturas).

Assim, 0,73% das grandes barragens romperam, verificando-se que as barragens de aterro foram as mais afectadas: 0,83% deste tipo de barragens romperam contra 0,52% das barragens de betão e de alvenaria.

Os 2103 casos de deterioração foram classificados em 221 tipos, subdivididos pelos seguintes subsistemas:

- i. corpo de barragens de betão e respectivas fundações (50 tipos de deterioração);
- ii. corpo de barragens de alvenaria e respectivas fundações (46 tipos);
- iii. corpo de barragens de aterro e respectivas fundações (60 tipos);
- iv. estruturas hidráulicas (57 tipos);
- v. albufeira (5 tipos);
- vi. vale a jusante (3 tipos).

<sup>14</sup> Na publicação em referência (CIGB, 1983) são classificadas como *rotura* as ocorrências conformes às definições de rotura do tipo 1 e rotura do tipo 2 constantes da publicação "Lessons from dam incidents" (CIGB, 1974), a saber: i) rotura do tipo 1 – uma rotura grave conduzindo ao abandono total da barragem; ii) rotura do tipo 2 – uma rotura que poderia ter sido grave mas que permitiu a reparação em tempo útil, e com sucesso, dos danos verificados e a reposição da barragem em serviço.

Na Figura 4.14 apresenta-se, a título de exemplo, os tipos de deteriorações considerados para o corpo de barragens de aterro e respectivas fundações.

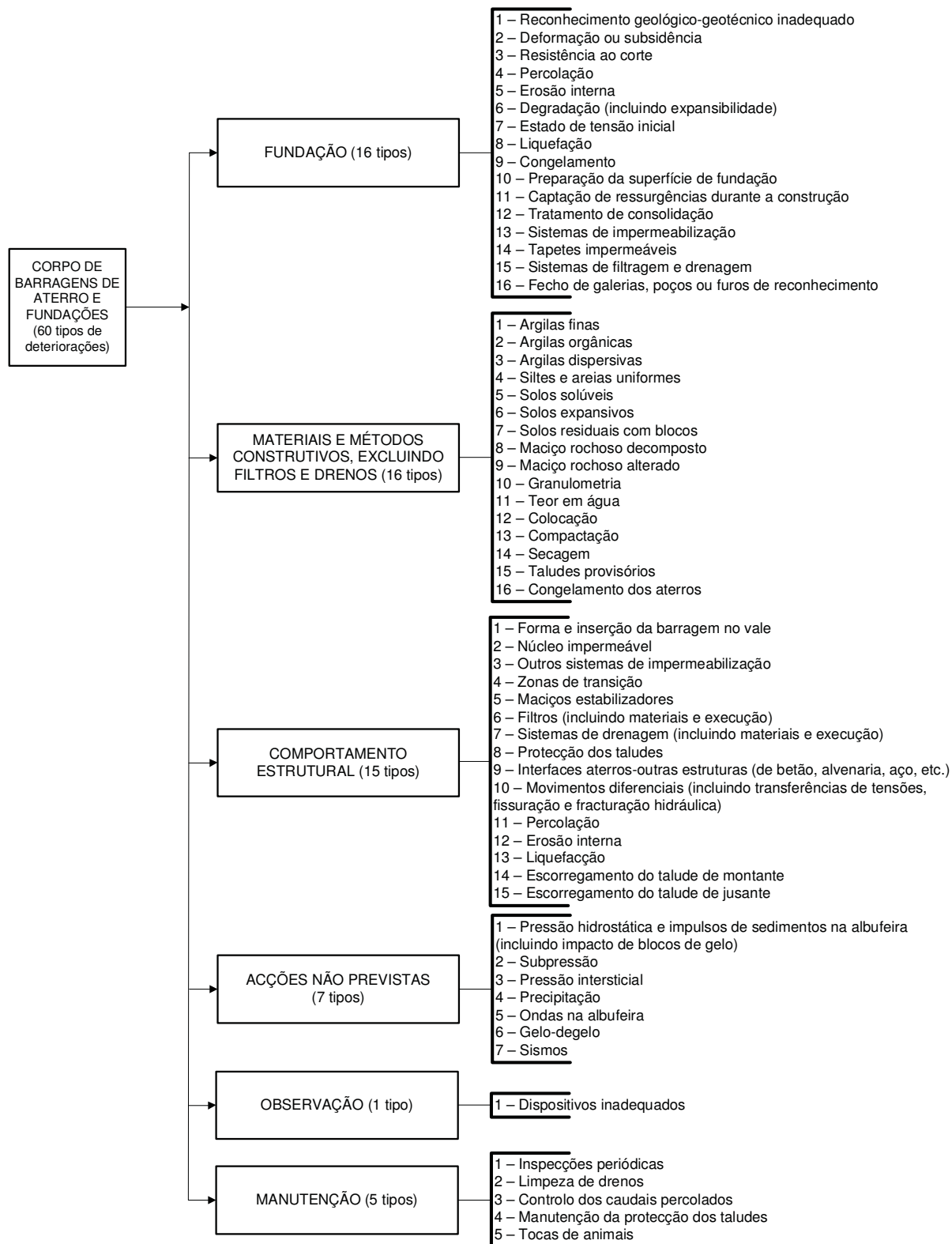


Fig. 4.14 – Classificação das deteriorações associadas ao corpo de barragens de aterro e respectivas fundações (CIGB, 1983).

A classificação adoptada para as deteriorações é muito heterogénea e, no âmbito da filosofia das abordagens orientadas para o risco, pouco coerente.

Como adiante se verá, estas abordagens procuram, designadamente, sistematizar as ocorrências de modo a clarificar, em cada estágio de evolução, as incertezas associadas e a quantificação das probabilidades condicionadas respectivas.

Constitui, pois, um requisito essencial a identificação do *acontecimento iniciador* (ou causa primária) do modo de rotura em análise, as subseqüentes *respostas* e *resultados* na componente da obra inicialmente afectada e noutras componentes que venham posteriormente a ser interessadas até à materialização do modo de rotura (tendo em conta determinados *factores de exposição* que podem atenuar ou acentuar os efeitos e as consequências dos estados limite).

Como se pode observar da análise da Figura 4.14, são classificados como deteriorações, designadamente, *acontecimentos iniciadores* (reconhecimento geológico-geotécnico inadequado, precipitação, sismos, etc.), *respostas* ou *resultados* (percolação, movimentos diferenciais, etc.), *estados limite* (escorregamento de taludes, erosão interna, liquefacção) e *vulnerabilidades* (solos solúveis, solos expansivos, forma do vale, etc.).

Nas Figuras 4.15 a 4.17 apresentam-se alguns resultados do estudo da CIGB (1983) compilados por Silveira (1990) relativos a barragens de aterro.

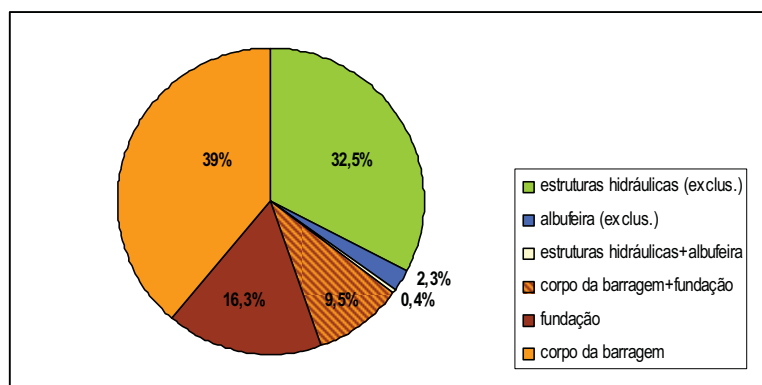


Fig. 4.15 – Subsistemas de barragens de aterro afectados por deteriorações (Silveira, 1990).

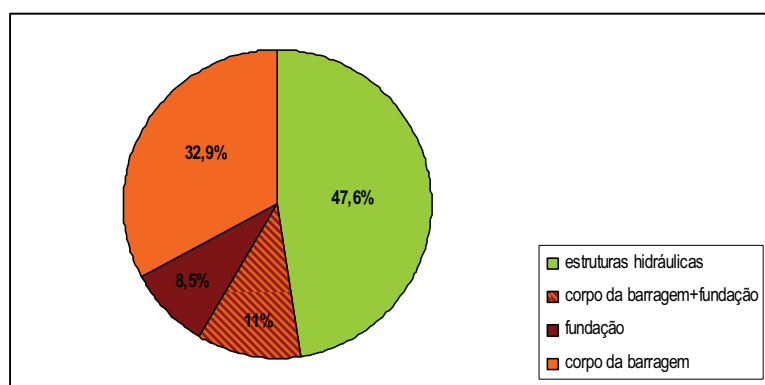
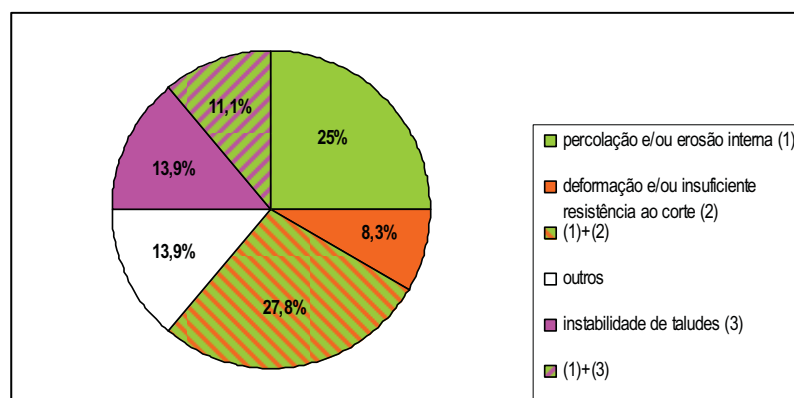


Fig. 4.16 – Distribuição dos 82 casos de rotura registados em barragens de aterro (Silveira, 1990).



**Fig. 4.17 – Distribuição, por tipo de ocorrência, dos modos de rotura (e/ou causas) dos 36 casos registrados, associados ao corpo da barragem de aterro e ao conjunto corpo da barragem de aterro-fundação (Silveira, 1990).**

Os subsistemas das barragens de aterro mais afectados por deteriorações foram o corpo da barragem, em 39% dos casos, as estruturas hidráulicas, em 32,5% dos casos, a fundação, em 16,3% dos casos, e o conjunto corpo da barragem e fundação, em 9,5% dos casos (Figura 4.15).

As roturas de barragens de aterro ocorreram associadas às estruturas hidráulicas, em 47,6% dos casos, ao corpo da barragem, em 32,9%, à fundação, em 8,5%, e ao conjunto corpo da barragem e fundação, em 11% (Fig. 4.16).

Os casos de rotura associados ao corpo de barragens de aterro e/ou às respectivas fundações materializaram-se por percolação excessiva e/ou erosão interna (25%), por instabilidade de taludes (13,9%), por deformações excessivas e/ou em resultado de insuficiente resistência ao corte (8,3%), por combinação de erosão interna e deformações excessivas (27,8%) e por combinação de erosão interna e instabilidade de taludes (11,1%), como se pode verificar da leitura da Figura 4.17.

Cerca de 60% das roturas ocorreu nas fases de construção, primeiro enchimento e primeiros cinco anos de construção. Pelo contrário, a percentagem de deteriorações sem rotura é superior no período posterior aos primeiros 5 anos de exploração, cerca de 60%, o que estará seguramente relacionado com deteriorações associadas ao envelhecimento.

As maiores percentagens de deteriorações (27%) e de roturas (49,2%) ocorrem em barragens entre os 15 e os 30 m de altura, embora as respectivas frequências relativas sejam superiores para o intervalo de alturas entre os 50 e os 100 m.

No Quadro 4.8 e na Figura 4.18 apresentam-se as frequências de rotura, deduzidas do estudo da CIGB (1983) por Silveira (1990), por períodos de construção. Tratam-se de frequências médias para todo o período de vida da obra e não de frequências anuais. A consideração de períodos médios de vida de 50 a 100 anos conduziria a frequências anuais de rotura entre  $1,5 \times 10^{-4}$  e  $7,3 \times 10^{-5}$  para todas as barragens até 1975.

Quadro 4.8 – Frequência de rotura (Silveira, 1990).

Ano de construção	FREQUÊNCIA DE ROTURA	
	Barragens de betão e de alvenaria	Barragens de aterro
< 1900	$4,2 \times 10^{-3}$	$5,3 \times 10^{-3}$
1900-1919	$11,2 \times 10^{-3}$	$28,3 \times 10^{-3}$
1920-1939	$8,4 \times 10^{-3}$	$11,2 \times 10^{-3}$
1940-1959	$1,4 \times 10^{-3}$	$8,4 \times 10^{-3}$
1960-1975	$1,4 \times 10^{-3}$	$3,5 \times 10^{-3}$

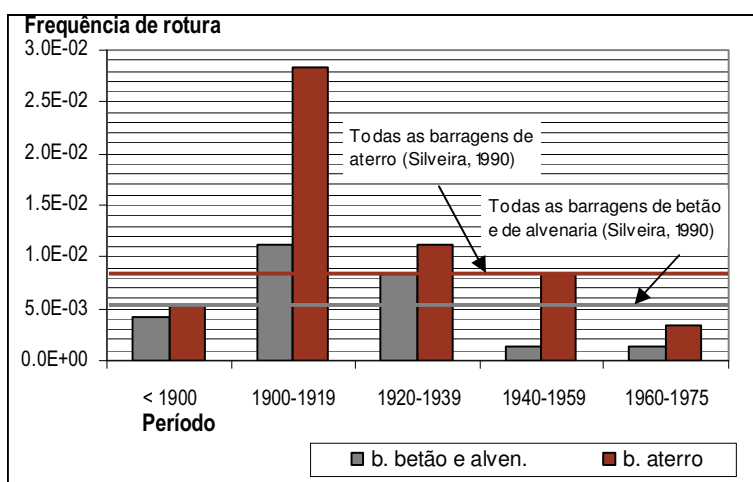


Fig. 4.18 – Frequência de rotura (Silveira, 1990).

A passagem a suporte informático do registo mundial de barragens da CIGB fundamentou a análise estatística dos casos de rotura<sup>15</sup> registados, trabalho que viria a ser publicado no Boletim 99, “Dam Failure Estatistical Analysis” (CIGB, 1995a).

Algumas das principais conclusões deste trabalho resumem-se subsequentemente.

1. A percentagem de roturas de grandes barragens tem vindo a decrescer, registando-se 2,2% de roturas em barragens construídas até 1950 e menos de 0,5% em barragens construídas posteriormente.
2. A percentagem de roturas por classes de altura não varia significativamente.
3. 70% das roturas ocorreram em barragens com idades até 10 anos.
4. Os estados limite últimos mais frequentes do corpo de barragens de aterro são, por ordem de importância, a erosão externa por galgamento, a erosão interna e a perda de integridade por materialização de um estado limite na fundação.

<sup>15</sup> O Boletim 99 (CIGB, 1995a) classifica como rotura as ocorrências conformes com a seguinte definição: colapso ou movimento de parte da barragem ou da sua fundação impossibilitando a obra de reter água; duma maneira geral, a rotura resulta na libertação de grandes quantidades de água armazenada com subsequentes consequências, para pessoas e bens, no vale a jusante.

5. A erosão externa por galgamento tem como causa mais comum a insuficiente capacidade de evacuação do descarregador de cheias.
6. Após ocorrência de rotura, a medida mais frequentemente tomada foi o abandono da estrutura (em 36% dos casos).

Para além dos estudos publicados pela CIGB, outros estudos têm sido divulgados na bibliografia da especialidade com valores de frequências de rotura de grandes barragens. Neste domínio, citam-se as compilações realizadas por Baecher et al. (1980), com valores de frequências anuais de rotura de barragens nos Estados Unidos, em Espanha e no resto do mundo, e de Hirschbberg et al. (1996), com valores de frequências anuais de rotura para diferentes tipos de barragens, citados em Viseu (2006), cujos resultados se reproduzem nos Quadros 4.9 e 4.10.

**Quadro 4.9 – Frequência anual média de rotura (Baecher et al., 1980, citados em Viseu, 2006).**

LOCALIZAÇÃO	TOTAL DE ROTURAS	TOTAL DE BARRAGENS	PERÍODO (anos)	FREQUÊNCIA ANUAL DE ROTURA
Estados Unidos <sup>(1)</sup>	33	1764	40	$4,7 \times 10^{-4}$
	12	3100	14	$2,8 \times 10^{-4}$
	74	4914	23	$6,5 \times 10^{-4}$
	125	7500	40	$4,2 \times 10^{-4}$
Espanha	150	1620	145	$6,4 \times 10^{-4}$
Resto do mundo	9	7833	5	$2,3 \times 10^{-4}$

(1) – Vários autores

**Quadro 4.10 – Frequência anual média de rotura por tipo de barragem (Hirschbberg et al., 1996, citados em Viseu, 2006).**

TIPO DE BARRAGEM	FREQUÊNCIA ANUAL DE ROTURA
Terra	$1,9 \times 10^{-4}$
Enrocamento	$1,8 \times 10^{-4}$
Contrafortes	$1,2 \times 10^{-4}$
Betão gravidade	$1,6 \times 10^{-5}$
Abóbada	$4,5 \times 10^{-5}$

No que se refere a esta matéria, Brown e Root (2002) calcularam frequências anuais de rotura para as barragens de aterro do Reino Unido, após os primeiros cinco anos de exploração, entre  $10^{-4}$  e  $4 \times 10^{-4}$  para as barragens construídas até 1975 e estimam, para as barragens construídas entre 1975 e 2000, valores entre  $2 \times 10^{-5}$  e  $1,5 \times 10^{-4}$ .

A apreciação das diferenças entre as frequências anuais de rotura obtidas nos vários estudos careceria de uma análise pormenorizada das amostras tratadas e das respectivas roturas registadas, bem como do significado atribuído à rotura.

Os valores de frequência anual de rotura situam-se, numa maneira geral, entre  $5 \times 10^{-4}$  e  $2 \times 10^{-5}$ , intervalo bastante grande.

Na última década, a experimentação de abordagens orientadas para o risco fez aumentar o interesse na análise estatística dos registos de modos de rotura concretizados por diferentes estados limite.

O Boletim 109 da CIGB (1997) apresenta dados de roturas de barragens para diferentes estados limite últimos e para diferentes tipos de barragens. No Quadro 4.11 reproduz-se os resultados dos dados compilados para barragens de aterro e introduzem-se os valores de frequência anual de rotura, admitindo, simplificadamente, tempos médios de vida de 100 anos para as barragens anteriores a 1930 e de 50 anos para as barragens posteriores a 1930.

**Quadro 4.11 – Frequência de rotura em barragens de aterro (CIGB, 1997) e frequência anual de rotura estimada.**

Hmáx / Varm	MODO DE ROTURA	FREQUÊNCIA DE ROTURA (10 <sup>-3</sup> )		FREQUÊNCIA ANUAL DE ROTURA ESTIMADA (10 <sup>-5</sup> )	
		Construídas antes de 1930	Construídas depois de 1930 (países industrializados)	Construídas antes de 1930	Construídas depois de 1930 (países industrializados)
> 30 m / qualquer volume	Erosão interna	20	2	20	4
	Erosão externa por galgamento e/ou rotura das estruturas hidráulicas	30	0,5	30	1
15-30 m / >10 hm <sup>3</sup>	Erosão interna	60	4	60	8
	Erosão externa por galgamento e/ou rotura das estruturas hidráulicas	80	1	80	2
15-30 m / < 10 hm <sup>3</sup>	Erosão interna	>20	2	>20	4
	Erosão externa por galgamento e/ou rotura das estruturas hidráulicas	>10	1	>10	2

Hmáx – Altura máxima da barragem acima do plano geral de fundação

Varm – Volume armazenado na albufeira

Foster et al. (2000) analisaram os dados históricos de roturas de barragens de aterro e as características das obras afectadas com vista à análise das frequências de rotura associadas a diferentes estados limite últimos e a diferentes tipos de barragens de aterro, tendo ainda sido inferida a influência de determinados factores nas roturas por erosão interna e por instabilidade de taludes.

Nos estudos em referência, foram consideradas as estatísticas da CIGB (1974, 1983 e 1995) complementadas com dados históricos de outras referências bibliográficas, tendo sido adoptadas as definições de rotura e acidente da CIGB (1983). Ao todo, foram analisados os dados de 11192 grandes barragens de aterro construídas até 1986 (excluindo as barragens da China e as barragens do Japão anteriores a 1930) e 136 roturas.

Nos Quadros 4.12 a 4.16 apresentam-se alguns resultados dos estudos efectuados.

A frequência média de rotura das barragens de aterro construídas até 1983, para a totalidade dos estados limite registados, é de  $12,15 \times 10^{-3}$  (Quadro 4.12), superior ao das barragens construídas até 1975, de  $8,28 \times 10^{-3}$ , para as barragens compiladas pela CIGB (1983). A diferença poderá resultar de especificidades das barragens que Foster et al. (2000) adicionaram aos registos da CIGB.

**Quadro 4.12 – Dados estatísticos sobre as barragens de aterro construídas até 1983, excluindo as barragens da China e as barragens do Japão anteriores a 1930 (Foster et al., 2000).**

ESTADO LIMITE ÚLTIMO	Nº DE ROTURAS		% DE ROTURAS		FREQUÊNCIA MÉDIA DE ROTURA (X10 <sup>-3</sup> )	
	Totalidade das roturas	Roturas na fase de exploração	Totalidade das roturas	Roturas na fase de exploração	Totalidade das roturas	Roturas na fase de exploração
<b>Erosão externa por galgamento e rotura do descarregador de cheias</b>						
Erosão externa por galgamento	46	40	35.90	34.20	4.10	3.60
Rotura de descarregadores de cheias controlados	16	15	12.50	12.80	1.40	1.30
<i>Subtotal</i>	62	55	48.40	47.00	5.50	4.90
<b>Erosão interna</b>						
Através do aterro	39	38	30.50	32.50	3.50	3.40
Através da fundação	19	18	14.80	15.40	1.70	1.60
Do aterro para a fundação	2	2	1.60	1.70	0.18	0.18
<i>Subtotal</i>	59	57	46.10	48.70	5.30	5.10
<b>Perda de estabilidade global</b>						
Talude de jusante	6	4	4.70	3.40	0.54	0.36
Talude de montante	1	1	0.80	0.90	0.09	0.09
<i>Subtotal</i>	7	5	5.50	4.30	0.63	0.45
<b>Liquefacção (sísmica)</b>	2	2	1.60	1.70	0.18	0.18
<b>Desconhecido</b>	8	7				
<b>Total</b>	136	124			12.15	11.13
<b>Total, excluindo os estados limites desconhecidos</b>	128	117			11.44	10.50
<b>N. de barragens de aterro</b>	11192	11146				

Nota: Algumas roturas foram classificadas com mais do que um estado limite, pelo que os totais e subtotais podem não corresponder exactamente à soma das parcelas

**Quadro 4.13 – Frequência média de rotura de barragens de aterro construídas antes e depois de 1950 (Foster et al., 2000).**

	PERÍODO ANTERIOR A 1950	PERÍODO POSTERIOR A 1950	TODO O PERÍODO
Nº de barragens de aterro contruídas	2356	8836	11192
Nº de roturas	88	48	136
Nº de roturas estruturais (erosão interna, escorregamento de taludes, modos de rotura causados por acções sísmicas)	41	25	66
Frequência média de rotura ao longo da vida da barragem	38x10 <sup>-3</sup>	5x10 <sup>-3</sup>	12x10 <sup>-3</sup>
Frequência média das roturas classificadas como estruturais ao longo da vida da barragem	17x10 <sup>-3</sup>	3x10 <sup>-3</sup>	6x10 <sup>-3</sup>
Frequência média anual de rotura	8.6x10 <sup>-4</sup>	2.7x10 <sup>-4</sup>	4.1x10 <sup>-4</sup>
Frequência média anual das roturas classificadas como estruturais	3.6x10 <sup>-4</sup>	1.6x10 <sup>-4</sup>	2.0x10 <sup>-4</sup>



**Quadro 4.14 – Frequência média e frequência média anual de rotura por erosão interna do aterro, por tipos de barragens de aterro (Foster et al., 2000).**

TIPO DE BARRAGEM DE ATERRO	Nº DE ROTURAS	Nº DE ACIDENTES	FREQUÊNCIA MÉDIA DE ROTURA ( $\times 10^{-3}$ )	FREQUÊNCIA MÉDIA DE ACIDENTE ( $\times 10^{-3}$ )	FREQUÊNCIA MÉDIA ANUAL DE ROTURA ( $\times 10^{-5}$ )	
					1ºs 5 anos de exploração	após 5 anos de exploração
Terra homogénea	14	9	16.0	9.2	208.6	18.8
Terra com filtro chaminé e/ou filtro na fundação	2	1	1.5	0.6	18.9	3.7
Terra com pé de jusante em enrocamento	5	5	8.9	8.0	116.0	15.8
Terra zonada (maciço de montante e zona central com funções de estanquidade e maciço de jusante em solos arenosos)	4	9	1.2	2.4	15.8	2.5
Aterro zonado terra-enrocamento (maciço de montante e zona central com funções de estanquidade e maciço de jusante em enrocamento)	1	7	1.2	7.3	15.2	2.4
Aterro zonado com núcleo central (maciços em solo ou enrocamento)	0	19	<1.1 <sup>(1)</sup>	22.0	<14.3	<3.4
Terra com cortina impermeabilizante a montante	2	1	5.3	2.4	69.1	7.5
Enrocamento com cortina impermeabilizante a montante	0	1 <sup>(2)</sup>	<1 <sup>(3)</sup>	3.5	<13.0	<1.7
Terra com núcleo de <i>puddle</i>	4	10	9.3	20.7	120.5	3.8
Terra com cortina impermeabilizante no interior do aterro	0	2	<1 <sup>(3)</sup>	8.1	<13.0	<0.8
Enrocamento com cortina impermeabilizante no interior do aterro	0	2	<1 <sup>(3)</sup>	21.6	<13.0	<1.3
Aterro hidráulico	0	3	<1 <sup>(3)</sup>	32.4	<13.0	<0.5
Aterro com zonamento desconhecido	7	6				
Todas as barragens	39	75	3.5	6.7	45.3	5.6

<sup>(1)</sup> - O limite superior foi calculado admitindo a ocorrência de 1 rotura

<sup>(2)</sup> - Não foram incluídas 11 ocorrências de perdas de água pelo corpo da barragem, em barragens de enrocamento com cortina de betão a montante

<sup>(3)</sup> - Frequência média de rotura estimada inferior a  $10^{-3}$

Fórmula de cálculo das frequências anuais de rotura:

i) frequência anual de rotura (todas as roturas)=frequência média de rotura/período de vida médio

ii) frequência anual de rotura (primeiros 5 anos de exploração)=frequência média de rotura x 0.65/5

iii) frequência anual de rotura (após 5 anos de exploração)=frequência média de rotura x 0.35/(período de vida médio-5)

**Quadro 4.15 – Frequência média e frequência média anual de rotura e de acidentes por perda de estabilidade global do maciço de jusante (Foster et al., 2000).**

CATEGORIA	Nº DE OCORRÊNCIAS	FREQUÊNCIA MÉDIA ( $10^{-3}$ )	FREQUÊNCIA MÉDIA ANUAL ( $10^{-5}$ )	
			1ºs 5 anos de exploração	Após 5 anos de exploração
Roturas	6	0.54	4.0	1.5
Roturas e acidentes	59	5.30	52.0	12.0
Roturas e acidentes em exploração	50	4.30	44.0	10.0

**Quadro 4.16 – Frequência média e frequência média anual de rotura e de acidentes por perda de estabilidade global do maciço de montante (Foster et al., 2000).**

CATEGORIA	Nº DE OCORRÊNCIAS	FREQUÊNCIA MÉDIA (10 <sup>-3</sup> )	FREQUÊNCIA MÉDIA ANUAL (10 <sup>-5</sup> )	
			1ºs 5 anos de exploração	Após 5 anos de exploração
Roturas	1	0.09	30 (todo o período)	
Roturas e acidentes	47	4.20	0.41	0.10

A frequência de rotura das barragens de aterro por erosão interna (corpo da barragem e/ou fundação) é de  $5,3 \times 10^{-3}$  e por erosão externa por galgamento de  $4,1 \times 10^{-3}$ , o que perfaz 77% das roturas analisadas. A frequência de rotura por perda de estabilidade global (corpo da barragem e/ou fundação) é de  $0,63 \times 10^{-3}$  (cerca de 5% das roturas).

A análise das frequências de rotura de cada um dos estados limite por tipo de barragem assume, naturalmente, dificuldades acrescidas, decorrentes do número de registos, numa maneira geral reduzidos. No Quadro 4.14 apresentaram-se os resultados das distribuições da frequência média e frequência média anual de rotura por erosão interna do aterro, por tipos de barragens. Os tipos de barragens mais vulneráveis (para além das barragens de terra zonada com núcleo de *puddle*<sup>16</sup>) são barragens de terra homogénea (com ou sem pé de jusante de enrocamento, sem filtro chaminé e sem tapete filtrante na fundação). No que se refere à perda de estabilidade global, o número de roturas registado é muito pequeno para ser objecto de análise por tipos de barragens (Quadros 4.15 e 4.16).

Nos Quadros 4.17 e 4.18 apresentam-se, para dois estados limite – erosão interna (corpo da barragem) e perda de estabilidade global (maciço de jusante) – a classificação deduzida por Foster et al. (2000) dos factores que influenciam a sua materialização.

Os factores apresentados, e a sua escala de importância podem contribuir para orientar a atribuição de probabilidades subjectivas de rotura, devendo, não obstante, ser utilizados de forma parcimoniosa.

Os factores classificados para o estado limite de erosão interna do aterro parecem qualitativamente adequados, embora mereçam alguns comentários pontuais:

- i. a classificação, no que se refere ao zonamento, das barragens de aterro zonado com núcleo central (maciços estabilizadores em solo ou em enrocamento) de “muito menos provável” no que se refere à ocorrência de rotura por este estado limite deverá pressupor (embora os autores não o mencionem) a existência de sistemas de filtros adequados, designadamente de filtro chaminé (ou filtro crítico, no caso de barragens com maciços em enrocamento);
- ii. a classificação associada aos sistemas de filtros deveria ser mais pormenorizada, discriminando, por exemplo, a sua adequabilidade e/ou critérios de dimensionamento e o tipo de filtros em questão;

<sup>16</sup> Argilas plásticas com teor em água de colocação elevado.

- iii. a classificação da maior ou menor importância da compactação tendo em conta o seu controlo (deficiente ou bom) pode ser falaciosa, já que um controlo deficiente não implica necessariamente uma compactação deficiente;
- iv. a classificação associada às condutas que atravessam os aterros não pode ser independente dos materiais de fabrico da conduta, da sua inserção ou não em galerias visitáveis, do seu funcionamento hidráulico e dos respectivos equipamentos hidromecânicos.

**Quadro 4.17 – Factores que influenciam a frequência de rotura por erosão interna do corpo da barragem (Foster et al., 2000).**

FACTORES	CLASSIFICAÇÃO DOS FACTORES COM INFLUÊNCIA NA FREQUÊNCIA DE ROTURA POR EROSÃO INTERNA				
	Muito mais provável	Mais provável	Neutro	Menos provável	Muito menos provável
Zonamento	Terra homogénea; terra com pé de jusante em enrocamento; terra com núcleo de <i>puddle</i> .	Terra com cortina impermeabilizante a montante.	Terra com cortina impermeabilizante no interior do aterro; aterro hidráulico.	Terra com filtro chaminé e/ou filtro na fundação; terra zonada; aterro zonado terra-enrocamento.	Aterro zonado com núcleo central (maciços em solo ou enrocamento); Enrocamento com cortina a montante; enrocamento com cortina no interior.
Sistema de filtros	-	Inexistência de filtros.	-	-	Integrando filtros.
Origem geológica dos materiais do núcleo	Aluvionar.	Eólico; coluvionar.	Residual; lacustre; marinho; vulcânico.	-	Glaciar.
Tipo de solos do núcleo	Argilas dispersivas; siltes de baixa plasticidade; areias mal graduadas; areias bem graduadas.	Areias argilosas; areias siltosas.	Cascalho mal graduado; cascalho bem graduado; siltes de alta plasticidade.	Cascalho argiloso; cascalho siltoso; argilas de baixa plasticidade.	Argilas de alta plasticidade.
Compactação	Sem compactação.	Compactação com cilindros, controlo deficiente.	<i>Puddle</i> ; aterro hidráulico.	-	Compactação com cilindros, bom controlo.
Existência de condutas no contacto com os aterros ou outros dispositivos (ou aspectos) que potenciem a iniciação do fenómeno	Condutas no interior dos aterros (ou no contacto aterro-fundação).	Irregularidades na fundação ou encontros; encontros íngremes.	-	-	Inexistência de condutas no interior dos aterros (ou no contacto aterro-fundação).

**Quadro 4.18 – Factores que influenciam a frequência de rotura e de acidentes por perda de estabilidade global do maciço de jusante (Foster et al., 2000).**

FACTORES	CLASSIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS FACTORES NA FREQUÊNCIA DE ROTURA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL DO MACIÇO DE JUSANTE				
	Muito mais provável	Mais provável	Neutro	Menos provável	Muito menos provável
Zonamento	Terra homogénea; terra com cortina impermeabilizante no interior do aterro; aterro hidráulico.	Terra com pé de jusante em enrocamento.	Terra com filtro chaminé e/ou filtro na fundação.	Terra com cortina impermeabilizante a montante; terra com núcleo de <i>puddle</i> .	Terra zonada; aterro zonado terra-enrocamento; aterro zonado com núcleo central (maciços em solo ou enrocamento); enrocamento com cortina a montante; enrocamento com cortina no interior.
Tipo de fundação	Solo	-	-	-	Maciço rochoso
Constituição geológica da fundação	Argilas de alta plasticidade na fundação.	Solos residuais de origem sedimentar e rochas brandas.	Restantes tipos.	-	-
Origem geológica dos materiais do núcleo	Lacustre.	-	Residual; aluvionar; coluvionar; vulcânico.	Glaciar, eólico.	-
Tipo de solos do núcleo	Argilas e siltes de alta plasticidade.	Argilas e siltes de baixa plasticidade.	Areias argilosas.	Cascalho argiloso.	Areias siltosas; cascalho siltoso.
Compactação do núcleo	Sem compactação.	Compactação com cilindros, controlo deficiente.	<i>Puddle</i> ; aterro hidráulico.	Compactação com cilindros, boa compactação (para perda de estabilidade global interessando a fundação).	Compactação com cilindros, boa compactação (para perda de estabilidade global dos aterros).

Os factores classificados para o estado limite *perda de estabilidade global do maciço de jusante* merecem alguns comentários que ultrapassam o carácter pontual, salientando-se que:

- i. não há referência específica ao tipo de materiais dos maciços estabilizadores, que assumem, neste estado limite, um papel relevante;
- ii. em seis factores mencionados, três reportam-se ao núcleo das soluções de aterro zonado, sendo que, do ponto de vista do estado limite em questão, os materiais do maciço serão seguramente mais condicionantes da estabilidade que os do núcleo.

O cruzamento de informação de diferentes bases de dados e a sua análise comparativa é muitas vezes comprometida, seja pela atribuição de significados diferentes à designação das ocorrências tratadas (roturas e modos de ocorrência dessas roturas, acidentes, incidentes, etc.) seja pela falta de informação relativa às barragens analisadas e às amostras em que estas são inseridas.

O reduzido número de roturas, em particular no que se refere aos estados limite que ocorrem com menor frequência, e a diversidade de subtipos de soluções de barragens, designadamente de barragens de aterro, condicionam a utilização de registos históricos no âmbito da avaliação probabilística.

Não obstante, esta pode ser uma ferramenta de grande utilidade para a avaliação qualitativa da fiabilidade da obra.

Nas Figuras 4.19 a 4.21 apresentam-se mapas de vulnerabilidades relativos a diferentes subsistemas da obra que podem concorrer para a materialização, respectivamente, de erosão interna, de erosão externa (por galgamento) e de perda de estabilidade global. Tratam-se dos modos de rotura mais frequentes em barragens de aterro.

As vulnerabilidades são apresentadas em correlação com alguns factores que podem ajudar a materializar os modos de rotura em análise e apresentam-se por componentes de obra.

O sentido das setas nas figuras indica uma vulnerabilidade decrescente e a classificação de cada factor corresponde a uma ponderação qualitativa do que pode ser a sua importância relativa.

A utilização de registos históricos revestir-se-á sempre de um carácter essencialmente qualitativo. Não obstante, as bases de dados deverão procurar registar as ocorrências de forma homogénea e o mais completa possível, devendo integrar, designadamente:

- i. a clarificação das definições das ocorrências registadas;
- ii. a identificação dos modos de rotura em questão e, quando conhecido, dos respectivos acontecimentos iniciadores, respostas e resultados nas diferentes componentes das obras, estados limite materializados e consequências;
- iii. a identificação da fase de vida da obra em que a ocorrência se registou e dos respectivos factores de exposição;
- iv. a identificação do modo de detecção e das medidas estruturais e não estruturais implementadas.

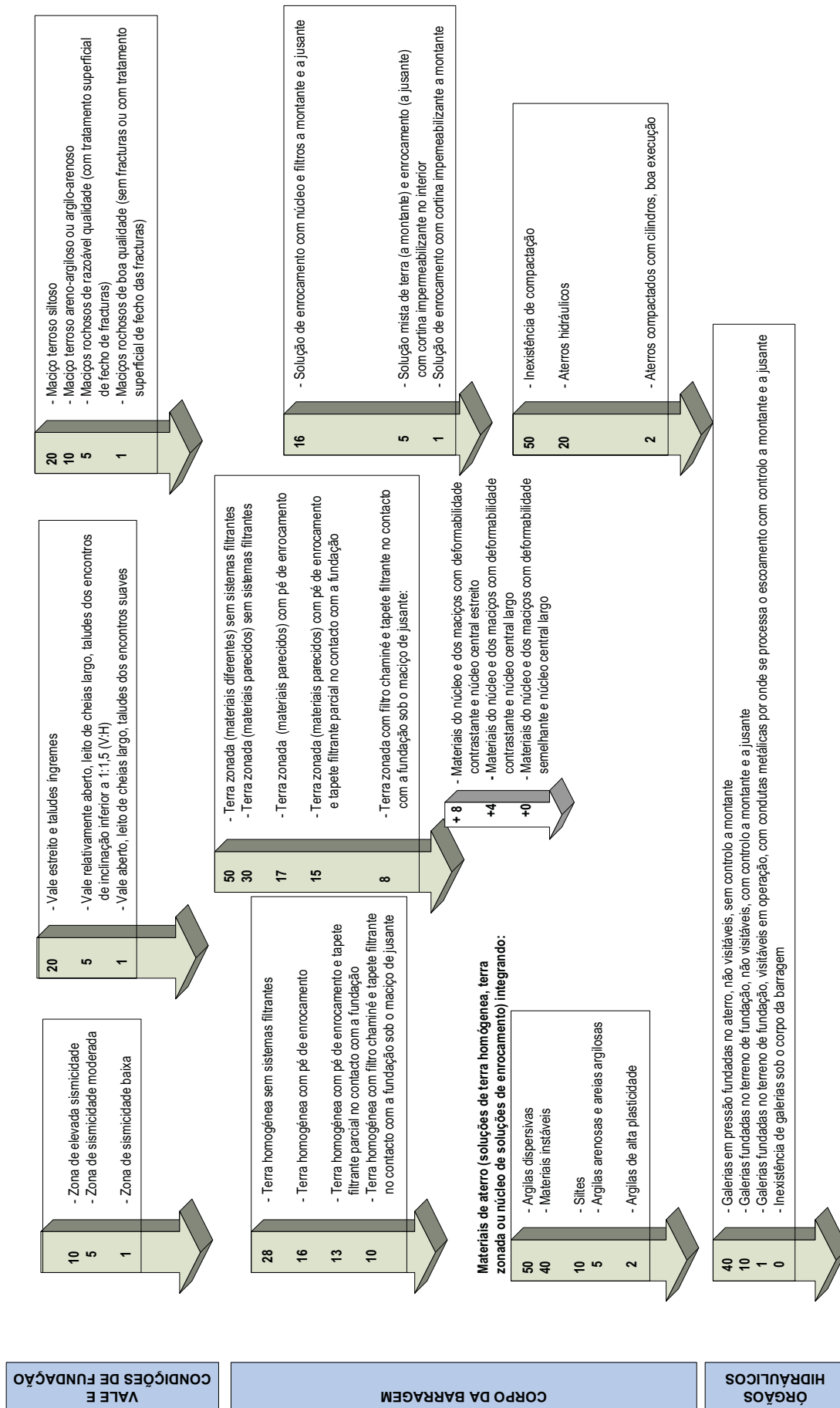


Fig. 4.19 – Vulnerabilidades das barragens de aterro a modos de rotura por materialização de erosão interna.

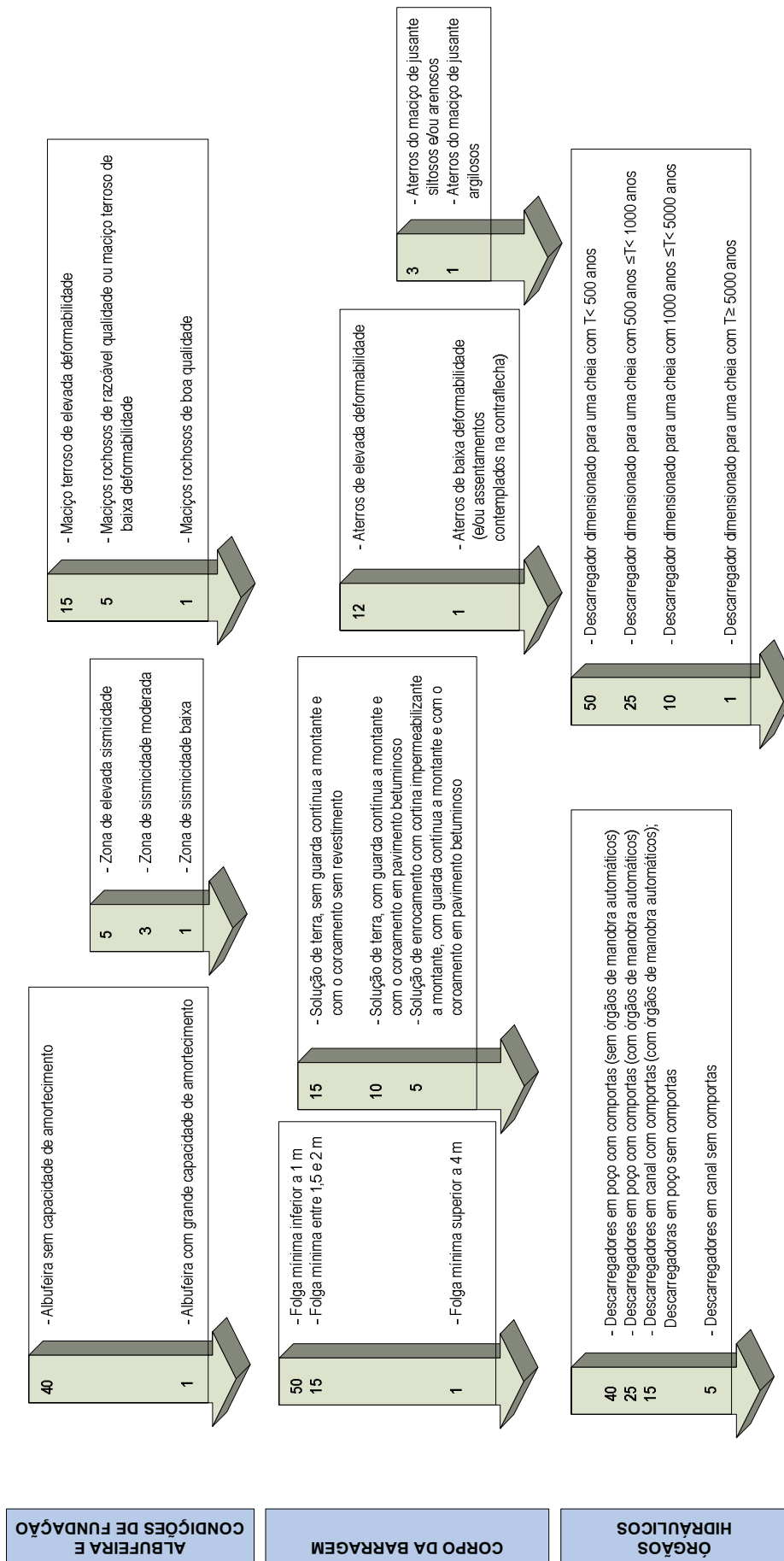


Fig. 4.20 – Vulnerabilidades das barragens de aterro a modos de rotura por materialização de erosão externa por galgamento.

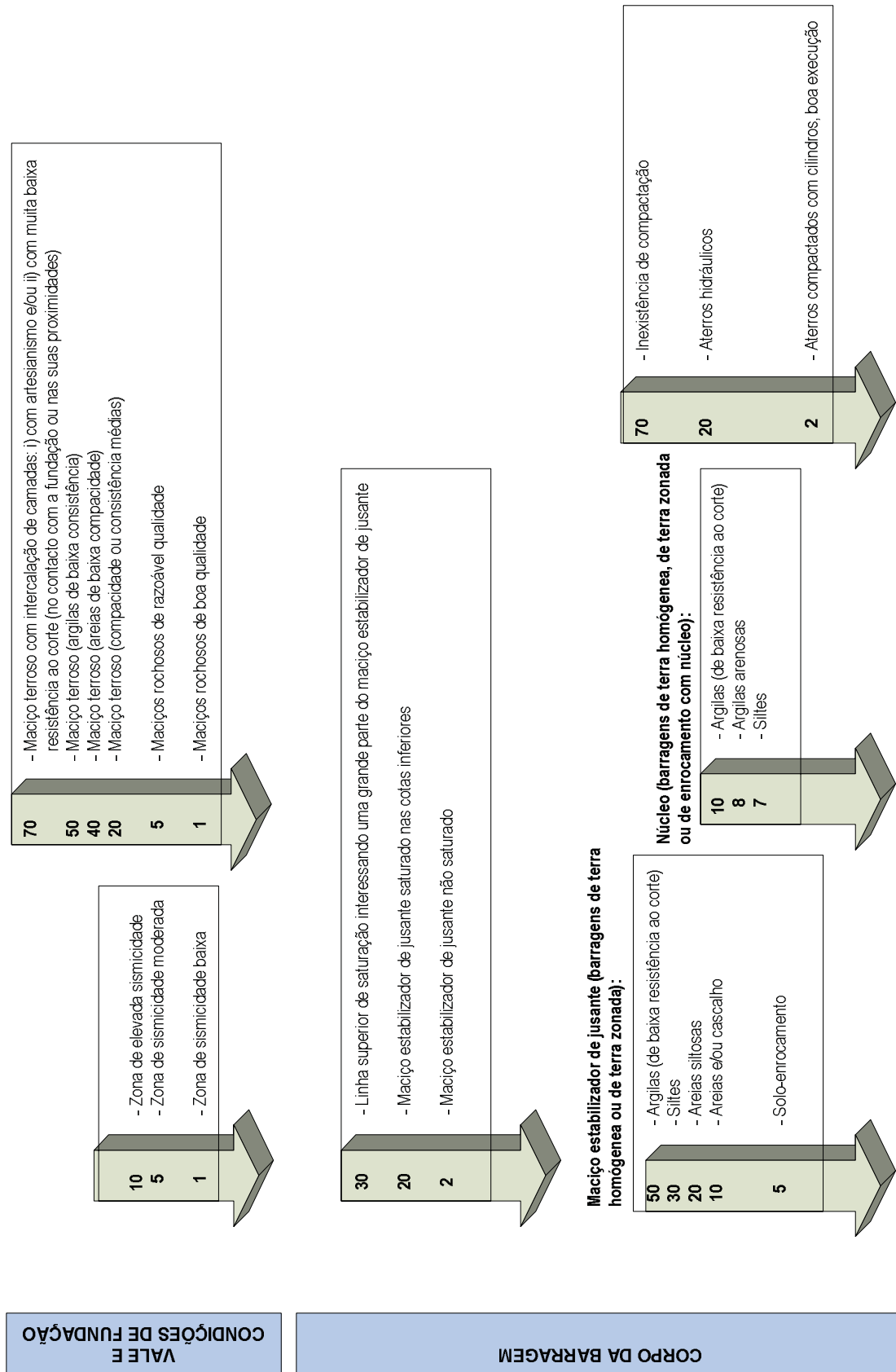


Fig. 4.21 – Vulnerabilidades das barragens de aterro a modos de rotura por materialização de perda de estabilidade global interessando o maciço de jusante.



## 4.4.2 – Tipologia de estados limite

### 4.4.2.1 – Considerações iniciais

Os estados limite são estados idealizados que separam o comportamento satisfatório do comportamento insatisfatório. Tratam-se de estados a partir dos quais se considera que o sistema fica prejudicado total ou parcialmente na sua capacidade para desempenhar as funções que lhe estão atribuídas.

A EN1990 associa os estados limite últimos à segurança das pessoas e/ou das estruturas, incorporando modos de colapso, ou outros modos de roturas estruturais, e os estados que antecedem o colapso, e os estados limite de utilização aos requisitos de serviço da estrutura ou de uma parte da estrutura, ao conforto das pessoas e à aparência<sup>17</sup> dos trabalhos de construção.

A ideia base do conceito do dimensionamento pelo método dos estados limite consiste na identificação de todos os potenciais estados limite, na sua verificação em separado e na demonstração de que a sua ocorrência é suficientemente improvável.

Há uma forte relação entre o dimensionamento baseado nos estados limite e o dimensionamento baseado na teoria de fiabilidade que decorre, designadamente, da aplicação da teoria das probabilidades para demonstrar a suficiente improbabilidade da ocorrência de um estado limite, seguindo um procedimento que é o cerne do dimensionamento baseado na teoria da fiabilidade (Maranha das Neves, 1994).

O dimensionamento pelo método dos estados limite é prática corrente no domínio da engenharia estrutural há cerca de quatro décadas, tendo sido posteriormente adoptado pela engenharia civil geotécnica.

Na primeira metade do século XX os métodos de dimensionamento estrutural baseavam-se em tensões admissíveis, escolhidas com base nas propriedades mecânicas dos materiais. A tentativa de melhorar estes métodos não foi bem sucedida, o que constituiu um incentivo para o início do desenvolvimento das abordagens probabilísticas no domínio de segurança estrutural, que remonta aos anos 20 (Ferry Borges e Castanheda, 1985).

A definição clara de estados limite viria a ser implementada nos regulamentos estruturais na década de 70 (Ferry Borges e Castanheda, 1985).

A utilização pela engenharia civil geotécnica do dimensionamento pelo método dos estados limite implica, naturalmente, alguns ajustamentos, que decorrem, designadamente, da complexidade das geometrias e da diversidade de factores que influenciam o seu comportamento sob o efeito das acções.

A nível europeu, o dimensionamento de obras de engenharia civil tem vindo a ser uniformizado por intermédio dos Eurocódigos, desde 1990. No que se refere às estruturas geotécnicas aplicam-se, designadamente, a EN1990 (CEN, 2001) e os Eurocódigos 1 (CEN, 2001a), 7 (CEN, 2001b e 2002) e 8 (CEN, 2003).

---

<sup>17</sup> Aparência não só no sentido estético mas também relacionada com a definição de determinados critérios: de fissuração, deformação ou outros.

A EN1990 descreve os princípios gerais e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas, baseando-se no conceito de estados limite e no método dos coeficientes parciais de segurança. O Eurocódigo 1 define os valores a considerar para as acções, com excepção dos impostos pelo terreno, avaliados por intermédio do Eurocódigo 7, documento que se reporta, especificamente, aos aspectos geotécnicos do dimensionamento. O Eurocódigo 8 fornece regras adicionais para o dimensionamento aos sismos das estruturas.

As formas de verificação dos estados limite constantes, designadamente, do Eurocódigo 7, são as seguintes (Caldeira, 2004):

1. modelos de cálculos;
2. adopção de medidas prescritas (quando não se dispõe de modelos de cálculo ou estes não são considerados necessários);
3. realização de modelos experimentais e de ensaios de carga (quando não existem modelos de cálculo, quando estes são considerados insuficientes, para confirmar hipóteses de cálculo, etc.);
4. aplicação do método observacional.

O dimensionamento através de modelos de cálculo envolve a avaliação dos valores de cálculo e das propriedades dos materiais, a identificação das grandezas geométricas, a adopção de valores limites (critérios de projecto a satisfazer) e a definição das situações de projecto.

O conceito de estado limite é complementado pelo conceito de situação de projecto que tem em conta todas as condições com probabilidade de ocorrência durante a fase de construção e de exploração das estruturas. As situações de projecto classificam-se como permanentes, transientes ou acidentais (Caldeira, 2004).

Os Eurocódigos não se aplicam a grandes barragens mas os seus conceitos, no que respeita à avaliação da segurança e da funcionalidade, podem ser transpostos para o dimensionamento destas estruturas.

Este entendimento não é, aliás, novo. Cita-se, a este propósito, o Regulamento Norueguês de Barragens que contempla esta filosofia, embora aplicada de forma explícita apenas às barragens de betão (NWREA, 1986).

Na bibliografia relativa às abordagens de riscos em barragens, os estados limite objecto de tratamento são, na sua esmagadora maioria, os estados limite últimos que podem conduzir à libertação de uma onda de cheia para jusante, originando, potencialmente, para além de perdas económicas e financeiras, perdas de vidas humanas.

Menos frequentemente, são objecto de referência os estados limite últimos que antecedem modos de colapso ou outros modos de rotura estrutural e os estados limite de utilização. Estes podem, no entanto, progredir (de forma mais ou menos imediata) para estados limite últimos ou conduzir a prejuízos económico-financeiros muito importantes, pelo que justificam também uma reflexão atenta.

Na presente secção identificam-se estados limite últimos e estados limite de utilização afins ao projecto de barragens de aterro.

Com a identificação de estados limite associados a barragens pretende-se contribuir, no essencial, para a uniformização da implementação das análises de riscos (matéria tratada no Capítulo 5), mas também para a discussão e adopção futuras desta filosofia de dimensionamento no domínio das barragens de aterro.

No presente trabalho não se pormenorizam situações de projecto nem critérios de dimensionamento (que ultrapassam os objectivos deste capítulo), nem aspectos estruturais do dimensionamento das estruturas hidráulicas, matérias de outras áreas científicas e desenvolvidas na respectiva bibliografia de especialidade.

#### **4.4.2.2 – Estados limite de utilização**

Os estados limite de utilização associados a barragens são diversos e passam pela identificação das falhas associadas aos requisitos de serviço, de conforto e de aparência das diferentes componentes da obra.

Elaborou-se uma lista de estados limite de utilização de barragens de aterro associados à fundação, ao corpo da barragem, às estruturas hidráulicas e à albufeira, que se apresenta no Quadro 4.19. Trata-se, naturalmente, de uma lista de princípio, que carece de complementação e adaptação para cada obra em particular.

No que se refere a alguns estados limite, adoptaram-se termos genéricos que deverão ser concretizados em função das características ou arranjos gerais dos casos de estudo. Constituem exemplos os ELUt201 a 203, em que se utilizou o termo “danos” já que os tapetes impermeabilizantes e as cortinas de impermeabilização podem assumir natureza diversa.

Muitos dos estados limite de utilização identificados no Quadro 4.19 podem culminar em estados limite últimos, pelo que os seus efeitos poderão ter que ser analisados nesse contexto. Citam-se alguns exemplos:

- i) *caudais ou pressões intersticiais no corpo da barragem ou na fundação* - podem, em determinadas circunstâncias (de pressão, caudal e características dos materiais interessados pela percolação) potenciar fenómenos de erosão interna, no corpo da barragem ou nas fundações;
- ii) *fissuração e fendilhação do corpo da barragem* – de disposição paralela ao coroamento pode permitir a penetração da água das chuvas potenciando a degradação das características resistentes dos materiais de aterro e situações de perda de estabilidade global; de disposição perpendicular ao coroamento pode potenciar o estabelecimento de caminhos preferenciais de percolação montante-jusante e situações de erosão interna;
- iii) *assoreamento da albufeira* - pode bloquear a abertura de comportas do sistema de descarga de fundo ou potenciar a instabilidade de estruturas tipo gravidade.

Outros exemplos poderiam ser referidos, havendo, essencialmente, que reter que a distinção da sua classificação como estados limite de utilização ou estados limite últimos dependerá da sua origem, extensão e magnitude e da sua progressão previsível.

**Quadro 4.19 – Estados limite de utilização de barragens de aterro.**

ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	
Código	Descrição
<b>Geral</b>	
ELU1101	Volume armazenado na albufeira deficitário
ELU1102	Qualidade deficiente da água armazenada (não estando em causa, designadamente, a segurança de pessoas)
ELU1103	
<b>Encontros, fundação e vale imediatamente a jusante</b>	
ELU201	Danos em tapetes impermeáveis (localizados e/ou de extensão limitada; magnitude moderada)
ELU202	Danos em cortinas de impermeabilização (localizados e/ou de extensão limitada; magnitude moderada)
ELU203	Danos em elementos exteriores de drenagem
ELU204	Colmatação de elementos de drenagem (pontual e/ou parcial)
ELU205	Caudais ou pressões intersticiais (valores moderados, superiores aos estimados; valores localmente elevados, sem comprometer a segurança estrutural)
ELU206	Erosão externa superficial
ELU207	Fissuração e fendilhação (localizadas e/ou de extensão e abertura limitadas)
ELU208	Deformações e movimentos (localizados e/ou de extensão limitada, diferenciais de magnitude limitada, etc.)
ELU209	Danos ou perda de funcionalidade de dispositivos de observação
ELU210	
<b>Corpo de barragens de aterro</b>	
ELU401	Danos em sistemas de protecção superficial dos taludes do aterro
ELU402	Danos em sistemas de protecção superficial do coroamento do aterro
ELU403	Danos em cortinas de impermeabilização (localizados e/ou de extensão limitada). Ex: corrosão em cortinas metálicas; fissuração em cortinas de betão armado, etc.
ELU404	Movimentos de cortinas de impermeabilização (localizados e/ou de extensão limitada)
ELU405	Danos em elementos exteriores de drenagem
ELU406	Colmatação de filtros e drenos (pontual e/ou parcial, excluindo filtro chaminé/crítico)
ELU407	Caudais ou pressões intersticiais (valores moderados superiores aos estimados, valores localmente elevados, sem comprometer a segurança estrutural)
ELU408	Erosão externa superficial
ELU409	Fissuração e fendilhação (localizadas e/ou de extensão e abertura limitadas)
ELU410	Deformações e movimentos (localizados e/ou de magnitude moderada). Ex.: colapso por molhagem, assentamentos de consolidação e fluência, deslocamentos horizontais, expansão-retração, etc.
ELU411	Vegetação arbustiva de grande porte e/ou arbórea localizada
ELU412	Tocas de animais (superficiais, com dimensões moderadas, não podendo estabelecer caminhos de percolação montante-jusante, etc.)
ELU413	Danos ou perda de funcionalidade de dispositivos de observação
ELU414	
<b>Estruturas hidráulicas</b>	
ELU501	Material sólido acumulado nas superfícies de escoamento, incluindo canais de aproximação e de restituição (localizado e em volume reduzido)
ELU502	Colmatação de filtros e drenos (pontual e/ou parcial)
ELU503	Percolação através de juntas (localizada e/ou com caudais moderados)
ELU504	Percolação através do betão (localizada e/ou com caudais moderados)
ELU505	Deterioração do betão (localizada e/ou de magnitude moderada). Ex.: reacções entre constituintes do betão, entre constituintes do betão e o meio ambiente, ataques por bactérias, gelo-degelo, etc.
ELU506	Erosão externa superficial (por exemplo, em descarregadores escavados no terreno natural)
ELU507	Fissuração e fendilhação (localizadas e/ou de extensão e abertura limitadas)
ELU508	Movimentos (localizados e/ou de extensão moderada)
ELU509	Perda parcial de estanquidade de comportas ou válvulas
ELU510	Corrosão em equipamentos hidromecânicos (localizada e/ou de magnitude moderada)
ELU511	Operacionalidade condicionada (não afectando o descarregador de cheias)
ELU512	Avárias em automatismos de manobra de comportas e válvulas (automatismos de substituição ou automatismos de sistemas de tomada de água, excluindo, portanto, os dos órgãos de segurança)
ELU513	Vibrações (magnitude e duração moderadas)
ELU514	
<b>Albufeira</b>	
ELU601	Assoreamento (magnitude reduzida a moderada)
ELU602	Percolação (localizada e/ou com caudais moderados). Ex.: perdas de água a partir da albufeira
ELU603	Erosão externa superficial
ELU604	Fissuração e fendilhação (localizadas e/ou de extensão e abertura limitadas)
ELU605	Movimentos (localizados e/ou de extensão moderada)
ELU606	

Nota: A ordem de numeração 300 foi reservada para barragens de betão

#### 4.4.2.3 – Estados limite últimos

Os estados limite últimos reportam-se a modos de colapso ou outro tipo de roturas estruturais ou, ainda, a estados que antecedem o colapso, associados às diferentes componentes das obras.

À semelhança do referido para os estados limite de utilização, também os estados limite últimos estão associados às especificidades de cada uma das componentes da obra. Acresce que o colapso de alguns subsistemas ou mesmo componentes elementares pode originar um “efeito dominó”, propagando o colapso a outros subsistemas.

No Quadro 4.20 apresenta-se uma lista de alguns dos principais estados limite últimos de barragens de aterro. Trata-se de uma lista preliminar que deverá ser complementada ou pormenorizada para cada obra em questão.

**Quadro 4.20 – Estados limite últimos de barragens de aterro.**

ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	
Código	Descrição
ELU101	<b>Geral</b> Contaminação da água armazenada (podendo afectar a segurança de pessoas)
ELU201 ELU202 ELU203 ELU204 ELU205 ELU206 ELU207 ELU208 ELU209 ELU210 ELU211 ELU212 ELU213 ELU214	<b>Fundação, encontros e vale imediatamente a jusante</b> Rotura estrutural e/ou perda de funcionalidade de tapetes de impermeabilização Rotura estrutural e/ou perda de funcionalidade de cortinas de impermeabilização Rotura estrutural e/ou perda de funcionalidade de elementos de drenagem Caudais excessivos ou pressões intersticiais excessivas (estado anterior a ELU209, ELU210 ou outros) Erosão externa excessiva (estado anterior a ELU210 ou outros) Fendilhação excessiva (estado anterior a ELU209, ELU210 ou outros) Deformações e movimentos excessivos da fundação Erosão externa da fundação (por galgamento ou por correntes de retorno) Erosão interna da fundação Perda de estabilidade global da fundação Liquefacção da fundação Punçoamento e esmagamento (insuficiente capacidade resistente da fundação) Inoperacionalidade de dispositivos de observação
ELU401 ELU402 ELU403 ELU404 ELU405 ELU406 ELU407 ELU408 ELU409 ELU410 ELU411 ELU412 ELU413 ELU414 ELU415	<b>Corpo de barragens de aterro</b> Danos em cortinas de impermeabilização de grande extensão e magnitude (estado anterior a ELU403) Movimentos excessivos de cortinas de impermeabilização (estado anterior a ELU403) Rotura estrutural e/ou perda de funcionalidade de cortinas de impermeabilização Rotura estrutural e/ou perda de funcionalidade de sistemas filtrantes/drenantes Caudais excessivos ou pressões intersticiais excessivas (estado anterior a ELU410, ELU411 ou outros) Erosão externa excessiva (estado anterior a ELU409 ou outros) Fendilhação excessiva (estado anterior a ELU410, ELU411 ou outros) Deformações e movimentos excessivos do aterro (colapso por molhagem, assentamentos de consolidação e fluência, deslocamentos horizontais, etc.) Erosão externa do aterro (por galgamento) Erosão interna do aterro Perda de estabilidade global do aterro (ou do conjunto aterro-fundação) Liquefacção do aterro Vegetação arbórea cujas raízes possam estabelecer caminhos de percolação montante-jusante (estado anterior a ELU410 ou outros) Inoperacionalidade de dispositivos de observação

**Quadro 4.20 (cont.) – Estados limite últimos de barragens de aterro.**

<b>Código</b>	<b>Descrição</b>
<b>Estruturas hidráulicas</b>	
ELU501	Obstrução das secções de escoamento
ELU502	Colmatção de filtros e drenos
ELU503	Percolação excessiva através de juntas
ELU504	Percolação excessiva através do betão
ELU505	Deterioração excessiva do betão
ELU506	Erosão externa excessiva
ELU507	Fendilhação excessiva
ELU508	Movimentos excessivos dos elementos estruturais (estado anterior a ELU510, ELU516, ELU517, ELU518 ou outros)
ELU509	Insuficiente capacidade de vazão (estado anterior a ELU409 ou outros)
ELU510	Rotura de elementos estruturais (sem afectação das secções de vazão)
ELU511	Perda de estanquidade de comportas (estado anterior a ELU515, ELU516 ou outros)
ELU512	Corrosão em equipamentos hidromecânicos (estado anterior a ELU516 ou outros)
ELU513	Vibrações excessivas (estado anterior a ELU516 ou outros)
ELU514	Inoperacionalidade dos equipamentos de manobra de comportas do descarregador de cheias (estado anterior a ELU409, ELU516 ou outros)
ELU515	Inoperacionalidade dos equipamentos de manobra de comportas (ou válvulas) do sistema de descarga de fundo (estado anterior a ELU516 ou outros)
ELU516	Rotura estrutural (estruturas ou equipamentos hidromecânicos)
ELU517	Rotura conjunta da estrutura e do terreno de fundação
ELU518	Rotura estrutural devido a movimentos da fundação
ELU519	Rotura estrutural devido a subpressões
ELU520	
<b>Albufeira</b>	
ELU601	Assoreamento (estado anterior a ELU do corpo da barragem, de equipamentos hidromecânicos ou outros)
ELU602	Percolação excessiva (estado anterior a ELU603, ELU605, ELU606 ou outros)
ELU603	Erosão externa excessiva (estado anterior a ELU606 ou outros)
ELU604	Fendilhação excessiva (estado anterior a ELU605, ELU606 ou outros)
ELU605	Deformações e movimentos excessivos
ELU606	Perda de estabilidade global
ELU607	

Nota: A ordem de numeração 300 foi reservada para barragens de betão

No Quadro 4.20, os estados limite últimos mais frequentes que se reportam, em geral, directamente ao colapso ou à rotura estrutural, estão identificados a azul. Os restantes estados limite caracterizam, habitualmente, estados anteriores ao colapso ou à rotura.

No âmbito de algumas análises de riscos interessará pormenorizar os estados limite últimos em análise, como se verá adiante.

No Quadro 4.21 apresenta-se uma pormenorização possível dos estados limite últimos do corpo de barragens de aterro mais referidos na bibliografia da especialidade e que se reportam, em geral, ao colapso ou à rotura estrutural.

Os estados limite últimos do corpo de barragens de aterro podem constituir-se como respostas primárias às características dos materiais, como resultados da materialização de outros estados limite últimos no corpo da barragem ou, ainda, como resultados da materialização de estados limite últimos noutros subsistemas (como por exemplo, a fundação). Vertentes que se ilustram, a título de exemplo, na Fig. 4.22, para os estados limite últimos do corpo da barragem, caudais excessivos ou pressões intersticiais excessivas (ELU 405), fendilhação excessiva (ELU 407) e deformação e movimentos excessivos (ELU 408).

**Quadro 4.21 – Exemplos de discretização dos principais estados limite últimos do corpo de barragens de aterro.**

1) Erosão externa (por galgamento)	Erosão externa por galgamento em situação de cheia natural (por insuficiente capacidade de vazão do descarregador de cheias, rotura do descarregador de cheias, etc.).
	Erosão externa por galgamento em situação de cheia resultante da rotura de uma barragem a montante.
	Erosão externa por galgamento em situação de carregamento estático (insuficiente folga normal resultante, por exemplo, do colapso por molhagem dos materiais de aterro).
	Erosão externa por galgamento por ondas resultantes de roturas nos taludes da albufeira.
	Erosão externa por galgamento em situação de carregamento sísmico.
2) Erosão interna	Erosão interna por desagregação mecânica e transporte concentrado ( <i>piping</i> ). [Arrastamento ou erosão regressiva por acção das forças de percolação].
	Erosão interna por desagregação mecânica e transporte difuso (sufusão). [Arrastamento generalizado pelas forças de percolação de materiais que não são autofiltrantes ou através de fronteiras de materiais que não verificam as condições de filtro].
	Erosão interna por dissolução (desagregação química ou térmica). [Desaparecimento de uma parte dos constituintes por acção química ou térmica (ex: degelo de água sob a forma sólida retida no interior de materiais de aterro aquando da sua execução a baixas temperaturas)].
	Erosão interna por defloculação (desagregação físico-química). [Redução do tamanho dos aglomerados de partículas argilosas e destaque das plaquetas de argila facilitando a sua mobilidade (ex: dispersividade)].
3) Perda de estabilidade global	do talude de montante, na situação de esvaziamento rápido.
	do talude de montante, na situação de esvaziamento rápido e carregamento sísmico.
	do talude de jusante, na situação de carregamento estático.
	do talude de jusante, na situação de carregamento sísmico.
	do talude de montante e da respectiva fundação, na situação de esvaziamento rápido.
	do talude de montante e da respectiva fundação, na situação de esvaziamento rápido e de carregamento sísmico.
	do talude de jusante e da respectiva fundação, na situação de carregamento estático.
	do talude de jusante e da respectiva fundação, na situação de carregamento sísmico.

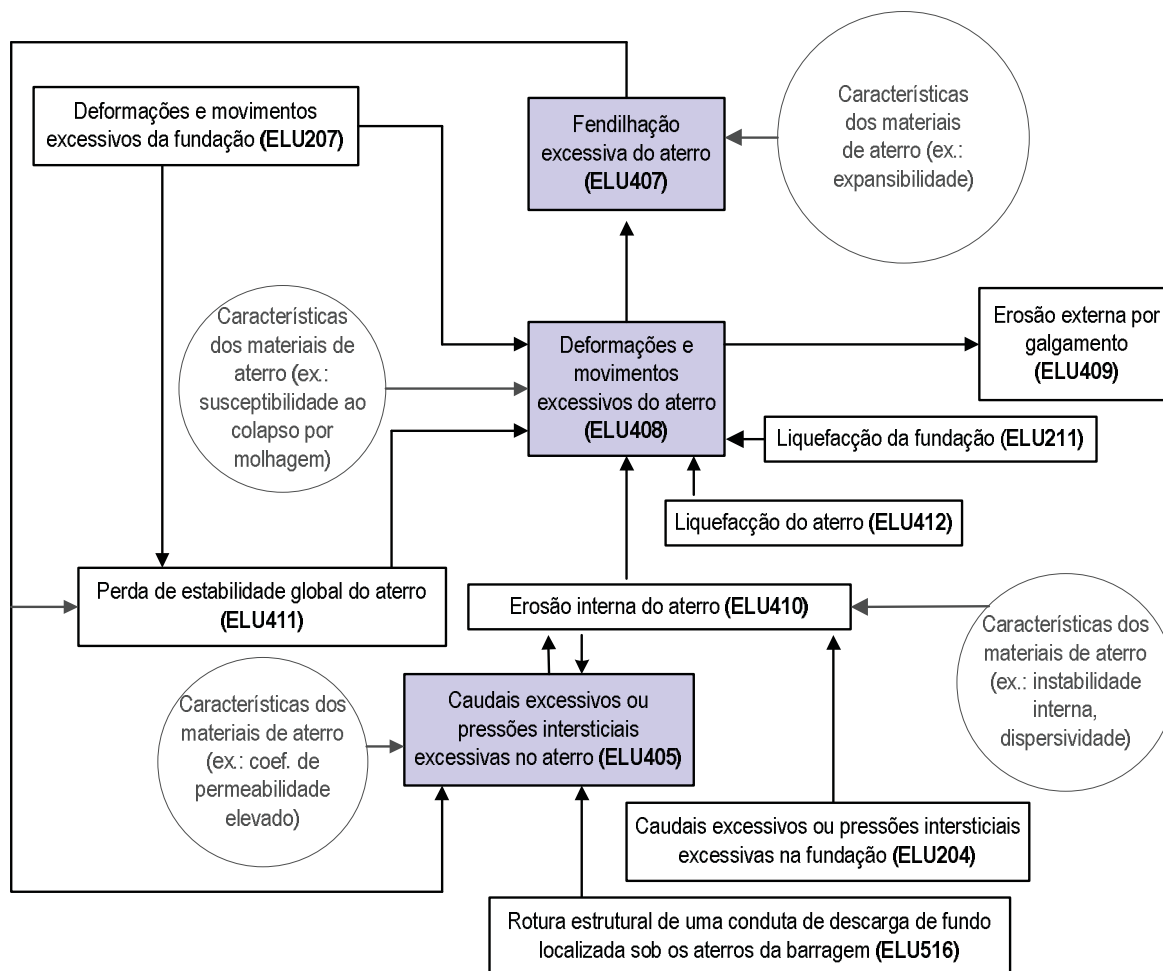


Fig. 4.22 – Ilustração de alguns modos de materialização dos estados limite últimos ELU405, ELU407 e ELU408.

Uma referência particular é devido a estes três estados limite últimos do corpo de barragens de aterro (ELU405, ELU407 e ELU408), cujo tratamento encerra uma complexidade acrescida, que resulta das suas múltiplas formas de materialização.

Habitualmente detectados por observação directa e por intermédio de sistemas de observação, a sua adequada valorização depende, designadamente, do conhecimento das condicionantes locais, da concepção estrutural da barragem, do arranjo geral das obras, dos procedimentos construtivos e da compreensão da globalidade dos fenómenos que podem concretizar diferentes modos de materialização da rotura.

Tratam-se de matérias introduzidas na secção 4.3, resumindo-se, no Quadro 4.22, alguns factores afins à fundação e ao corpo da barragem, que se julgou pertinente salientar, com influência, designadamente, nos estados limite últimos do corpo da barragem em referência (embora não se limitando, naturalmente, a estes).



Quadro 4.22 – Alguns factores que influenciam estados limite últimos do corpo de barragens de aterro.

SUBSISTEMA	CONDICIONAMENTOS LOCAIS	CONCEPÇÃO E PROJECTO	CONSTRUÇÃO	1º ENCHIMENTO	EXPLORAÇÃO
Encontros e fundação	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dimensão e forma do vale</li> <li>• Características dos terrenos de fundação</li> <li>• Singularidades dos terrenos de fundação</li> <li>• Sismicidade</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Definição dos planos de fundação</li> <li>• Definição dos taludes de escavação</li> <li>• Melhoria dos terrenos de fundação</li> <li>• Integração de sistemas de impermeabilização ou de tratamentos de impermeabilização</li> <li>• Definição do tratamento dos planos de fundação</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reconhecimento das condições reais da fundação (ratificação ou rectificação do projecto)</li> <li>• Qualidade de execução dos diferentes trabalhos</li> <li>• Observação do comportamento (ratificação ou rectificação do projecto)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidade de enchimento</li> <li>• Saturação dos terrenos da fundação e estabelecimento da rede de percolação</li> </ul>	<p style="text-align: right;">↑</p> <p style="text-align: right;">↑</p>
Corpo da barragem	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Condições climáticas</li> <li>• Características dos materiais de construção</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geometria exterior</li> <li>• Folga</li> <li>• Zonamentos internos</li> <li>• Sistemas filtrantes e drenantes</li> <li>• Definição de especificações construtivas gerais</li> <li>• Definição de especificações construtivas particulares (aterros no contacto com a fundação ou com outras estruturas, aterros de idades diferentes, etc.)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reconhecimento das condições reais nas manchas de empréstimo (ratificação ou rectificação do projecto)</li> <li>• Qualidade de execução dos diferentes trabalhos</li> <li>• Observação do comportamento (ratificação ou rectificação do projecto)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidade de enchimento</li> <li>• Saturação dos aterros e estabelecimento de rede de percolação</li> </ul>	<p style="text-align: right;">↑</p> <p style="text-align: right;">↑</p>

#### **4.4.3 – Prevenção, detecção e correcção de estados limite**

As medidas de prevenção, detecção e correcção de estados limite são de natureza diversa, função das componentes da obra em causa e dos respectivos estados limite.

As medidas de prevenção, pela sua natureza, devem ser implementadas não só nas fases de construção, primeiro enchimento e exploração, mas também nas fases de concepção e projecto.

Afigura-se, aliás, ser na fase de concepção e projecto que um conjunto vasto de medidas de prevenção deve ser objecto de ponderação e, se for o caso, de integração nas soluções e especificações construtivas das diversas componentes da obra.

É, efectivamente, uma fase privilegiada em que técnicos especialistas das diferentes áreas deverão realizar trabalho conjunto, de forma a melhor compreender o impacto em determinada componente da obra de determinadas especificidades locais ou das soluções escolhidas para outras componentes. Por outro lado, a localização da obra e os meios humanos e técnicos disponíveis para a sua execução e controlo não devem ser alheios às medidas de prevenção incorporadas no projecto.

Um exemplo de uma medida de prevenção, que ainda hoje é motivo de controvérsia, reporta-se à definição de colares envolventes das galerias transversais na zona do núcleo de barragens de aterro zonado, com vista a dificultar o estabelecimento de percolações preferenciais montante-jusante no contacto. Solução muito popular nos EUA na década de 70, foi posteriormente abandonada, designadamente pelo USBR, porque se considerou que as dificuldades construtivas introduzidas (em particular em barragens de pequenas dimensões e cuja construção poderia ser objecto de controlo e acompanhamento deficientes) resultavam, elas próprias, em fontes de comportamentos anómalos potencialmente graves.

Algumas soluções de projecto podem constituir-se, essencialmente, como medidas de prevenção, designadamente quando subsistem dúvidas quanto à sua necessidade, mas a sua implementação posterior, em fase de exploração, resultar particularmente dificultada ou onerosa. Por exemplo, a definição de execução de um tratamento de impermeabilização da fundação numa zona localizada de caixa de falha, relativamente à qual, no entanto, não foi caracterizada permeabilidade significativa.

Ainda no que se refere ao projecto, considera-se que a implementação de um controlo de qualidade eficaz e o recurso a revisores de projecto podem constituir-se como importantes medidas de prevenção (embora naturalmente indirectas), concorrendo para o despiste de erros e de estados limite não ponderados e, portanto, para a fiabilidade e adequabilidade das soluções adoptadas.

Relativamente às fases de construção, primeiro enchimento e exploração, muitos são os exemplos de medidas de prevenção que podem ser adoptadas. Tratam-se, na sua grande maioria, de ensaios e actividades de conservação, seja dos materiais em si, seja de componentes ou elementos da obra.

Medidas de natureza diversa, como são, por exemplo, a educação cívica e a regulamentação, podem constituir-se como importantes medidas de prevenção, no médio prazo.

No que se refere à detecção de estados limite, a observação directa, por inspecção visual, e a análise de dados de dispositivos de observação são os principais meios utilizados.

Estes dois meios de detecção privilegiados já ressaltavam do trabalho de análise de desempenhos anómalos de barragens da CIGB (1983). No Quadro 4.23 apresentam-se os meios de detecção de desempenhos anómalos compilados pela CIGB (1983) para barragens de aterro, estruturas hidráulicas e albufeiras.

**Quadro 4.23 – Meios de detecção compilados pela CIGB (1983), citado em Silveira (1990).**

MEIOS DE DETECÇÃO		DESEMPENHOS ANÓMALOS							TOTAL
		Barragens de aterro			Estruturas hidráulicas	Albufeiras			
Código	Descrição	Fundação	Corpo da barragem	Fundação e corpo da barragem		Instabilidade de taludes	Permeabilidade	Caudal sólido	
D01	Observação directa	92	250	59	306	12	7	5	731
D02	Recolha de amostras e ensaios laboratoriais	0	0	0	9	0	0	0	9
D03	Medição de caudais	37	30	17	10	0	2	0	96
D04	Medição do nível freático	8	2	2	0	0	0	0	12
D05	Medição de subpressões	1	0	0	1	1	1	0	4
D06	Medição da pressão intersticial	17	8	5	8	0	0	0	38
D07	Medição de turvação	3	1	2	1	0	0	0	7
D08	Análises químicas à água	3	1	0	3	0	0	0	7
D09	Investigação de caminhos de percolação	1	5	2	3	0	0	0	11
D10	Medição de abertura de juntas e de fissuras	0	0	0	0	0	0	0	0
D11	Medição de deslocamentos horizontais	3	25	2	1	0	0	0	31
D12	Medição de deslocamentos verticais	5	27	7	3	8	0	4	54
D13	Medição de deslocamentos angulares	0	0	0	0	0	0	0	0
D14	Medição de deformações	0	1	1	1	1	0	0	4
D15	Medição de tensões	0	0	0	0	0	0	0	0
D16	Medição do nível de água	0	0	0	0	0	0	0	0
D17	Medição de temperatura	0	0	0	0	0	0	0	0
D18	Medições higrométricas	0	0	0	0	0	0	0	0
D19	Medição de precipitação	0	0	0	6	2	1	0	9
D20	Controlo da sismicidade	0	1	1	10	3	0	0	15
D21	Reconhecimentos acústicos	2	1	0	7	0	0	1	11
D22	Medição de pressões hidrostáticas	0	0	0	1	0	0	0	1
D23	Medição de caudal sólido	0	0	0	3	0	0	4	7
D24	Revisão do projecto	1	3	0	13	0	0	0	17
D25	Desconhecido	3	3	0	34	2	2	1	45
<b>TOTAL</b>		176	358	98	420	29	13	15	1109

Das 1109 detecções de desempenhos anómalos apresentadas no Quadro 4.23, 65,9% foram efectuadas por observação directa, 8,7% por medição de caudais, 4,9% por medição de deslocamentos verticais, 3,4% por medição de pressões intersticiais, 2,8% por medição de deslocamentos horizontais e 1,5% por revisões de projecto.

No que se refere a medidas estruturais e não estruturais implementadas após detecção, apresenta-se, no Quadro 4.24, a listagem da CIGB (1983) para as barragens de aterro.

A título de curiosidade, identificam-se, no Quadro 4.25, as medidas que constam do Quadro 4.24 e que foram adoptadas nos casos em que houve rotura<sup>18</sup> de barragens de aterro.

<sup>18</sup> De acordo com a classificação utilizada no Boletim 99 da CIGB (CIGB, 1995a).

**Quadro 4.24 – Medidas estruturais e não estruturais implementadas após detecção de desempenhos anómalos em barragens de aterro (CIGB, 1983).**

MEDIDAS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS		BARRAGENS DE ATERRO
Código	Descrição	
	<b>Geral</b>	
R101	Reconhecimento	3
R102	Auscultação	52
R103	Abaixamento do nível de água na albufeira	76
R104	Subida da cota do coroamento	6
R105	Reconstrução completa (mesmo projecto)	6
R106	Reconstrução completa (novo projecto)	12
R107	Nenhuma	25
R108	Desconhecido	61
R109	Abandono da barragem	18
	<b>Fundação</b>	
R201	Tratamento de impermeabilização	66
R202	Execução ou reparação de filtros e drenos	69
R203	Reforço da fundação (exceptuando ancoragens)	3
R204	Preenchimento de cavidades ou fendas	9
R205	Execução de ancoragens	0
	<b>Corpo da barragem</b>	
R401	Reparação do núcleo	22
R402	Execução ou reparação de outros sistemas de impermeabilização	42
R403	Execução ou reparação de filtros e drenos	45
R404	Execução ou reparação de protecção de taludes	68
R405	Preenchimento de cavidades ou fendas	30
R406	Reconstrução de zonas deterioradas	81
R407	Suavização do talude de montante, construção de bermas estabilizadoras ou outras soluções de estabilização	29
R408	Suavização do talude de jusante, construção de bermas estabilizadoras ou outras soluções de estabilização	42
	<b>Estruturas hidráulicas</b>	
R501	Aumento da capacidade de vazão do descarregador de cheias	22
R502	Construção de estruturas hidráulicas complementares	10
R503	Reconstrução completa de estruturas hidráulicas	13
R504	Reconstrução parcial, incluindo reforço ou modificações estruturais	20
R505	Correcção de formas das superfícies em contacto com o escoamento	8
R506	Construção ou aumento da capacidade de dispositivos de arejamento	8
R507	Reparação de superfícies em contacto com o escoamento	58
R508	Tratamento de impermeabilização de juntas	14
R509	Execução ou reparação de drenos	3
R510	Protecção e estabilização de taludes	16
R511	Remoção de caudal sólido de superfícies de escoamento	4
R512	Execução, modificação ou reparação de comportas e válvulas	17
R513	Estabelecimento ou actualização de normas de operação dos equipamentos hidromecânicos	7
R514	Reconstrução de zonas deterioradas	30
R515	Abandono das estruturas hidráulicas	4
	<b>Albufeira</b>	
R601	Reflorestação	1
R602	Regularização de torrentes	0
R603	Derivação de caudal sólido	0
R604	Regularização, protecção e reforço de taludes	4
R605	Drenagem	5
R606	Impermeabilização	2
R607	Dragagem	0
<b>TOTAL</b>		<b>1011</b>

No que se refere às medidas mais utilizadas após rotura, dos 140 casos apresentados (CIGB, 1983), 50 resultaram no abandono da barragem (R109), 24 foram objecto de reconstrução com uma concepção diferente da inicial (R106), 22 foram objecto de reconstrução com a mesma concepção (R105) e 18 foram objecto de reconstrução das zonas deterioradas (R406).

**Quadro 4.25 – Discriminação de medidas estruturais e não estruturais adoptadas após rotura de barragens de aterro (CIGB, 1983).**

MEDIDAS ESTRUTURAIS E NÃO ESTRUTURAIS	
Código	Descrição
	<b>Geral</b>
R103	Abaixamento do nível de água na albufeira
R104	Subida da cota do coroamento
R105	Reconstrução completa (mesmo projecto)
R106	Reconstrução completa (novo projecto)
R107	Nenhuma
R108	Desconhecido
R109	Abandono da barragem
	<b>Fundação</b>
R201	Tratamento de impermeabilização
	<b>Corpo da barragem</b>
R401	Reparação do núcleo
R405	Preenchimento de cavidades ou fendas
R406	Reconstrução de zonas deterioradas
R407	Suavização do talude de montante, construção de bermas estabilizadoras ou outras soluções de estabilização
	<b>Estruturas hidráulicas</b>
R501	Aumento da capacidade de vazão do descarregador de cheias
R502	Construção de estruturas hidráulicas complementares
R509	Execução ou reparação de drenos
R512	Execução, modificação ou reparação de comportas e válvulas

## 4.5 – BARRAGENS DE ATERRO PORTUGUESAS

### 4.5.1 – Caracterização geral

Actualmente, constam do *site* da CNPGB 93 grandes barragens de terra e enrocamento. As obras mais recentes que se encontram neste cadastro foram concluídas em 2005.

O *site* contém algumas características das grandes barragens portuguesas, fotografias e desenhos gerais quando disponíveis, e é resultado do trabalho desenvolvido pelo *Grupo de Trabalho de Registo de Barragens e Documentação* da CNPGB.

Este cadastro abrange já um número significativo de obras, embora bastante inferior à totalidade das grandes barragens de terra e enrocamento em exploração em Portugal. De fora das 93 barragens caracterizadas estão, como referido anteriormente, 60 grandes barragens de terra que foram objecto de uma análise preliminar de riscos realizada no âmbito do *Plano Especial de Inspeção de Barragens 2001*. Existem, também, diversas barragens de terra concluídas entre 2005 e 2007.

No Quadro A1.1 do Anexo 1 identificam-se as 93 barragens constantes do *site* da CNPGB, assim como algumas das suas características principais, e, no Quadro A1.2 (também em anexo), discriminam-se algumas características e factores relativos às barragens de terra e enrocamento directamente relacionados com a sua fiabilidade, designadamente, condições de fundação, corpo da barragem e órgãos hidráulicos de segurança.

A informação constante dos Quadros A1.1 e A1.2 foi retirada, preferencialmente, do *site* da CNPGB, embora nalguns casos (identificados no Quadro A1.2) esta informação tenha sido complementada ou rectificada com base noutras referências bibliográficas.

Salienta-se a dificuldade de compilar estes elementos de forma rigorosa, como seria desejável. Efectivamente, e por exemplo, nalguns casos a informação referente ao projecto não existe, noutros houve alterações efectuadas em fase de construção que não se encontram registadas, noutros, ainda, foram encontradas discrepâncias entre as respectivas peças escritas e desenhadas. É, pois, expectável que uma percentagem (que se espera reduzida) da informação constante dos Quadros A1.1 e A1.2 esteja incorrecta.

Nos Quadros 4.26 a 4.30 apresentam-se algumas características gerais destas obras.

**Quadro 4.26 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por períodos de construção (informação sobre 92 das 93 barragens do *site* da CNPGB).**

Anterior a 1960	1960-1980	1980-1990	1990-2000	2000-2005	TOTAL
13	16	12	36	15	92
14,1%	17,4%	13,1%	39,1%	16,3%	100%

**Quadro 4.27 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de altura (informação sobre as 93 barragens do *site* da CNPGB).**

< 15 m	15-30 m	30-60 m	60-100 m	≥ 100	TOTAL
4	53	32	3	1	93
4,3%	57%	34,4%	3,2%	1,1%	100%

**Quadro 4.28 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de volume total armazenado (informação sobre as 93 barragens do *site* da CNPGB).**

< 0,5x10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	0,5x10 <sup>6</sup> – 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	10 <sup>6</sup> – 10 <sup>7</sup> m <sup>3</sup>	10 <sup>7</sup> – 10 <sup>8</sup> m <sup>3</sup>	≥ 10 <sup>8</sup> m <sup>3</sup>	TOTAL
9	12	47	17	8	93
9,7%	12,9%	50,5%	18,3%	8,6%	100%

**Quadro 4.29 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos de anos de exploração (informação sobre 92 das 93 barragens do *site* da CNPGB).**

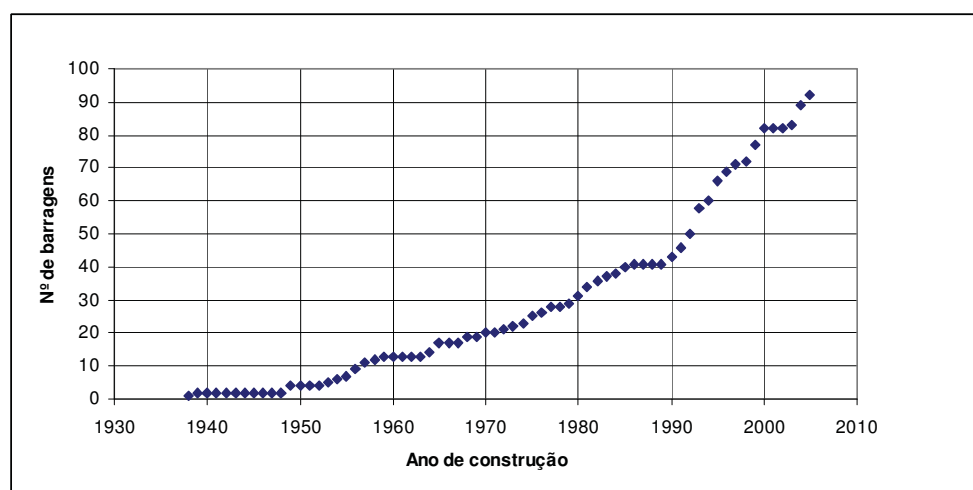
< 5 anos	5-10 anos	10-20 anos	20-50 anos	≥ 50	TOTAL
10	11	30	30	11	92
10,8%	12,0%	32,6%	32,6%	12,0%	100%

**Quadro 4.30 – Repartição das barragens de terra e enrocamento portuguesas por intervalos do caudal de ponta da cheia com T=1000 anos (informação sobre 54 das 93 barragens do *site* da CNPGB).**

< 25 m <sup>3</sup> /s	25 – 100 m <sup>3</sup> /s	100 – 500 m <sup>3</sup> /s	500 – 1500 m <sup>3</sup> /s	≥ 1500 m <sup>3</sup> /s	TOTAL
6	15	20	10	3	54
11,1%	27,8%	37,0%	18,5%	5,6%	100%

Cerca de 52,2% das 92 barragens de terra e enrocamento constantes do *site* da CNPGB, com informação sobre a data de construção, foram construídas nas décadas de 80 (13,1%) e de 90 (39,1%). Cerca de 68,5% são posteriores a 1980 (inclusive) e cerca de 55,4% posteriores a 1990 (inclusive).

Na Figura 4.23 apresenta-se a evolução do número de barragens de terra e enrocamento constantes do *site* da CNPGB, construídas em Portugal até 2005.



**Fig. 4.23 – Número acumulado de barragens de terra e de enrocamento portuguesas *versus* ano de construção.**

Cerca de 61% das 93 barragens de terra e enrocamento constantes do *site* da CNPGB têm menos de 30 m de altura, sendo a altura média de 30,6 m. Se nos reportarmos à totalidade das barragens de terra e enrocamento cadastradas até 2005, 153 (93+60), a percentagem de barragens com menos de 30 m de altura sobe para cerca de 76,5% e a altura média reduz-se para 24,5 m.

Cerca de 22,6% das 93 barragens de terra e enrocamento têm menos de 1 milhão de m<sup>3</sup> de volume armazenado e 73,1% têm menos de 10 milhões de m<sup>3</sup>. Se nos reportarmos às 153 barragens, estas percentagens passam, respectivamente, a ser 38,6% e 83,7%. O volume armazenado médio das 93 barragens é de 24,3 milhões de m<sup>3</sup> e, das 153 barragens, de 15,4 milhões de m<sup>3</sup>.

Cerca de 22,8% das barragens de terra e enrocamento (informação sobre 92 das 93 barragens) estão em exploração há menos de 10 anos e 12% estão em exploração há 50 ou mais anos, sendo o tempo médio de exploração de 22,7 anos.

Cerca de 38,9% das barragens de terra e enrocamento relativamente às quais existem dados disponíveis (54 das 93 barragens) têm caudais afluentes de ponta de cheia (com período de retorno de 1000 anos) inferiores a 100 m<sup>3</sup>/s e 75,9% das barragens inferiores a 500 m<sup>3</sup>/s.

O parque de barragens de terra e enrocamento em exploração em Portugal pode, pois, considerar-se numeroso e jovem, integrando, na sua maioria, barragens com alturas máximas reduzidas e volumes armazenados moderados. No que se refere aos caudais de ponta de cheia, podem considerar-se, em geral, baixos a moderados, assim como são também baixas a moderadas as acelerações de pico sísmicas a que estas obras estão sujeitas.

Uma referência é devida, também, às principais entidades associadas ao projecto, construção e exploração das barragens de terra e enrocamento portuguesas. No que se refere a Donos de Obra, e de acordo com o *site* da CNPGB, das 93 barragens cadastradas, 23 pertencem a Associações de Regantes e a Juntas de Agricultores, 18 a particulares ou empresas privadas, 16 a Câmaras Municipais, 14 a Direcções Regionais de Agricultura, 8 ao INAG, 4 à DGADR (ex IDHRA e ex IHERA), 4 às Pirites Alentejanas e à Somincor, 3 à CPPE e à Hidrocenel, 1 à Força Aérea, 1 a uma Associação de Municípios e 1 a Serviços Municipalizados. O número de Donos de Obra privados é substancialmente superior se se considerarem as 153 barragens.

No que se refere aos projectistas, estes aparecem identificados em 81 das 93 barragens, salientando-se a Hidroprojecto, com 23 barragens projectadas (por esta empresa ou em consórcio) cujos valores médios de altura máxima e volume armazenado são, respectivamente, 31 m e 11,5 milhões de m<sup>3</sup>, a JAOHA, DGSH e DGRAH ao todo com 13 barragens projectadas, com valores médios de 43,5 m e 68,5 milhões de m<sup>3</sup> e a COBA, com 9 barragens, com valores médios de 39,5 m e 33 milhões de m<sup>3</sup>.

Relativamente à construção, são, na esmagadora maioria dos casos, empreiteiros portugueses que executaram estas obras, sendo diversas as empresas que se podem citar, sem que nenhuma pareça assumir, à data, uma posição de realce.

As barragens de aterro, função, designadamente, de condicionantes ambientais específicas, da sua concepção estrutural e da concepção dos órgãos hidráulicos anexos, encerram fiabilidades distintas e serão susceptíveis, potencialmente, a diferentes modos de rotura e/ou a diferentes formas de materialização da rotura.

É, pois, pertinente fazer algumas reflexões, necessariamente gerais e sumárias, relativamente a algumas características das várias componentes das barragens de terra e enrocamento portuguesas (Quadro A1.2, em anexo).

Em primeiro lugar, salienta-se a significativa dispersão dos valores da folga normal e da folga mínima das barragens de terra e enrocamento relativamente às quais se dispõe de dados (91 das 93 barragens, no caso da folga normal, e 84 das 93 barragens, no caso da folga mínima), constatação que se mantém válida, no caso da folga mínima, mesmo que se atenda apenas às barragens cuja cheia de dimensionamento tem o mesmo período de retorno ( $T=1000$  anos).

Na Figura 4.24 apresentam-se os valores disponíveis da folga normal e da folga mínima das barragens de terra e enrocamento portuguesas.



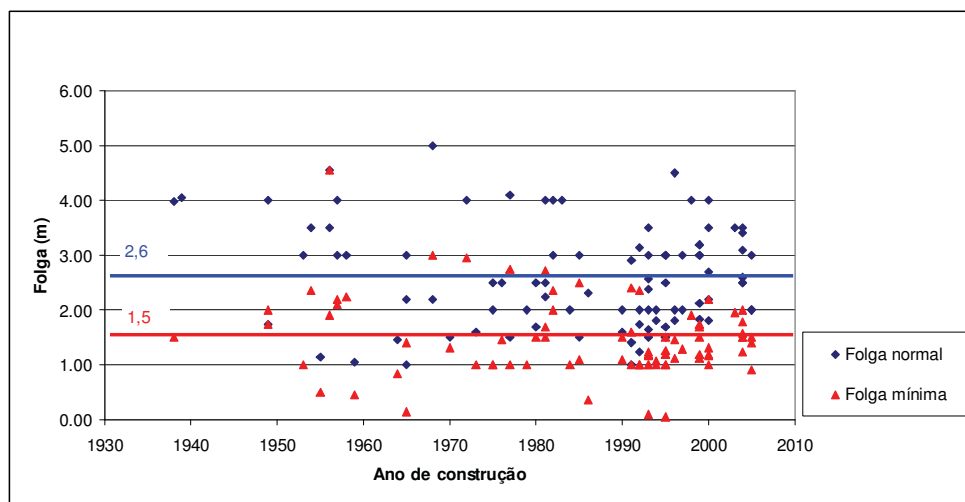


Fig. 4.24 – Folga normal e folga mínima em barragens de terra e de enrocamento portuguesas.

A folga normal tem, nas barragens em questão, um valor médio de 2,6 m e valores máximo e mínimo de 5 m e de 1 m. A folga mínima tem um valor médio de 1,5 m e valores máximo e mínimo de 4,6 m e de 0 m. Pese embora a eventual existência de erros nesta informação, estes valores são, por si só, indicadores de probabilidades de ocorrência de galgamento muito diferentes. Estas probabilidades serão, também, função de outras variáveis, designadamente: i) período de retorno da cheia de dimensionamento e fiabilidade da sua avaliação, ii) curva de volumes armazenados na albufeira, iii) volumes das cheias de dimensionamento e de cheias com período de retorno superior, iv) tipo de descarregador e respectiva curva de vazão, v) tipo de exploração da albufeira, vi) tipo de barragem e vii) evolução dos assentamentos pós-constructivos.

Na Figura 4.25 apresentam-se os caudais de ponta de cheia afluyente em função da área da bacia hidrográfica, para as barragens dimensionadas para cheias com  $T=1000$  anos. A análise desta figura permite verificar a dispersão significativa de caudais afluentes a bacias com áreas semelhantes. Algumas das diferenças relacionam-se com a data de realização dos projectos e, consequentemente, com os métodos e as metodologias de cálculo ao dispor dos projectistas. As barragens que foram objecto de apreciação no âmbito dos *Estudos de Avaliação da Segurança Hidráulico-Operacional* promovidos pelo INAG viram os seus estudos hidrológicos revistos, embora essa informação não conste, ainda, pelo menos nalguns casos, dos dados do *síte* da CNGB.

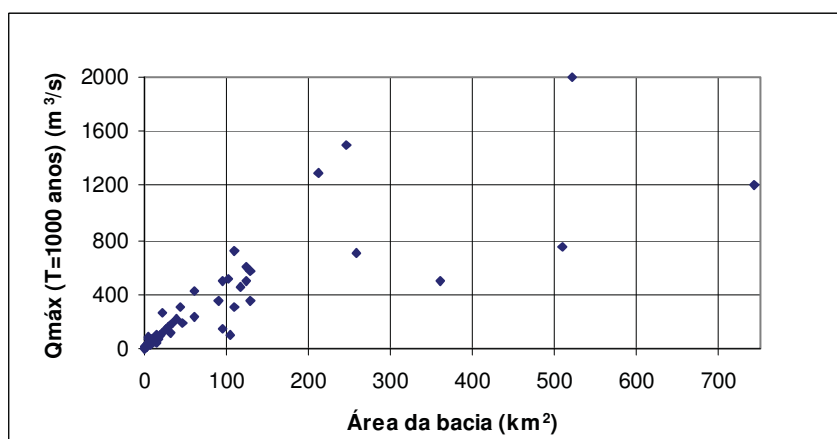


Fig. 4.25 – Caudal de ponta de cheia afluyente ( $T=1000$  anos) em função da área da bacia hidrográfica de barragens de terra e de enrocamento portuguesas.

No que se refere ao corpo das barragens de terra e de enrocamento importa distinguir, embora de forma geral, algumas características que condicionam a probabilidade de ocorrência dos diferentes estados limite e das formas como a rotura se pode materializar. Na Figura 4.26 apresenta-se a distribuição destas barragens (aquelas de que se dispõe de informação) por subtipos e especificidades dos respectivos sistemas filtrantes e impermeabilizantes.

No que se refere às barragens de terra relativamente às quais se dispõe de informação, 72% são barragens de terra zonada e 28% são barragens homogéneas. De entre as barragens zonadas, 61% têm filtro a jusante do núcleo. De entre as barragens homogéneas, só 35 % têm filtro chaminé.

Todas as barragens de terra zonada com filtro chaminé e com tapete filtrante, com excepção de Fonte Serne, construída em 1976, são posteriores a 1980. Por outro lado, todas as barragens de terra zonada sem filtro chaminé, com excepção da barragem de Mairós, construída em 1995, são anteriores a 1985.

Relativamente às barragens de terra homogénea, todas as barragens com filtro chaminé são posteriores a 1990.

No que se refere à geometria exterior, a maior parte das barragens de terra tem taludes inclinados entre 1:2,5 e 1:3, a montante, e entre 1:2 e 1:2,5, a jusante.

No que se refere às condições de fundação, a maioria das barragens, 59%, funda-se em maciços xistosos e/ou grauvacoides, 18% em maciços graníticos, 18% em complexos gresos-margosos, alternâncias miocénicas ou plio-pleistocénicas de materiais areno-argilosos e argilo-margosos ou em materiais aluvionares de espessura importante e 5% em maciços rochosos de outros tipos.

No que se refere aos descarregadores de cheias das barragens de terra e enrocamento, principal órgão de segurança destas obras, apresenta-se na Figura 4.27 uma caracterização sumária destas estruturas. Identificam-se os subtipos considerados – canal revestido, canal não revestido e poço/galeria – e distinguem-se os respectivos tipos de soleiras – controlada, livre ou mista (trecho controlado e trecho livre). Para as soleiras controladas, discrimina-se o número e o tipo de comportas e para as soleiras livres identifica-se a sua forma – rectilínea frontal, rectilínea tipo colectador lateral, leque, bico de pato e labirinto.

A grande maioria das barragens, cerca de 80,6%, têm descarregador de cheias em canal revestido, 11,8% têm descarregador em poço seguido de galeria e 5,4% têm descarregador em canal escavado no terreno natural.

No que se refere à soleira, 15% de todos os descarregadores têm soleira controlada por comportas (destes, 64% estão dotados com duas comportas de segmento), 73% têm soleira livre e 2% têm soleiras mistas.

Os descarregadores em poço/galeria com soleiras controladas têm os maiores caudais de dimensionamento, com um valor médio de cerca de 1000 m<sup>3</sup>/s e valores máximo e mínimo de 1600 m<sup>3</sup>/s e 500 m<sup>3</sup>/s. Os descarregadores em canal com soleira livre têm valores médios de caudais de dimensionamento de cerca de 70 m<sup>3</sup>/s e valores máximo e mínimo de 420 m<sup>3</sup>/s e de 1,9 m<sup>3</sup>/s, respectivamente.

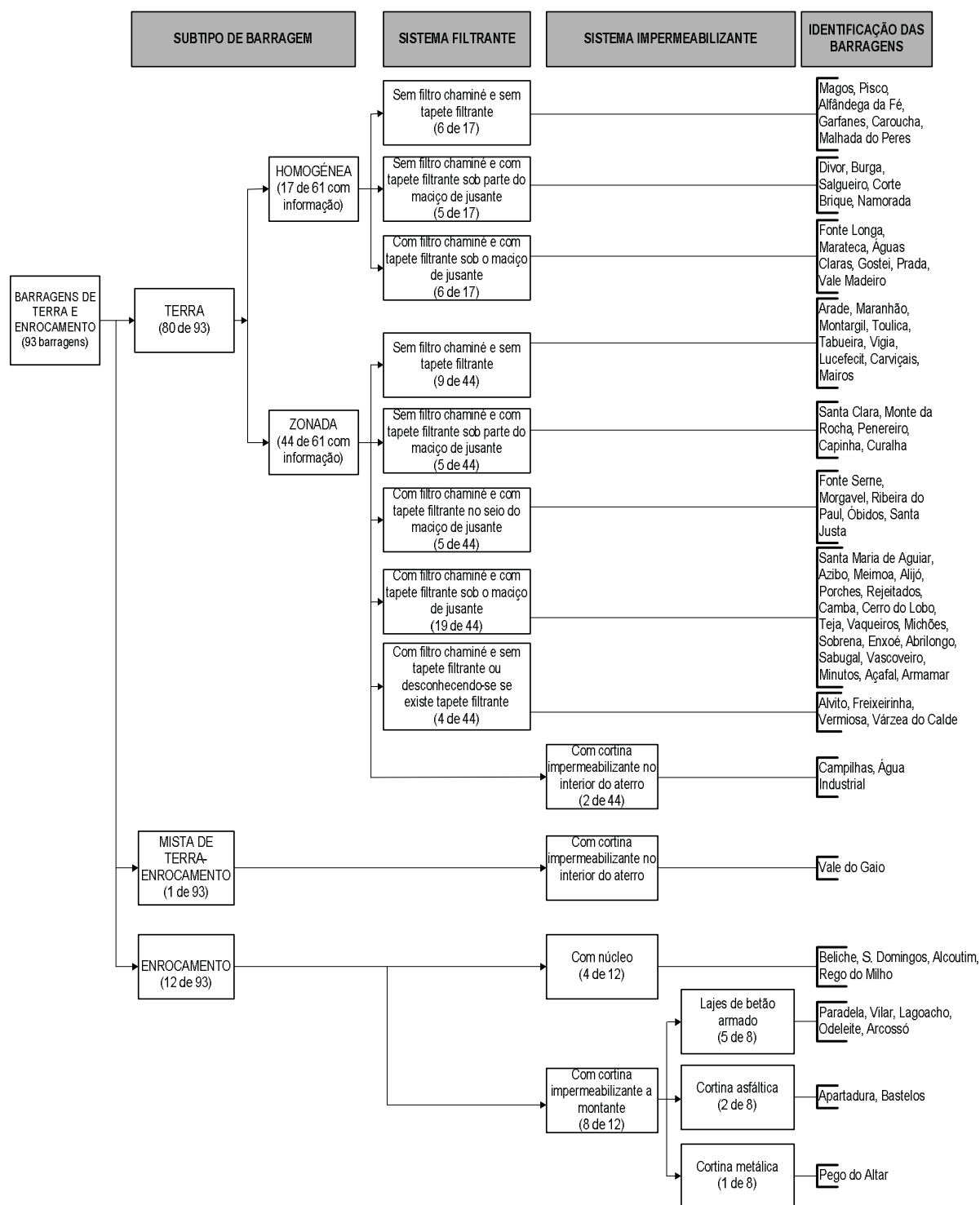


Fig. 4.26 – Distribuição das barragens de terra e de enrocamento portuguesas por subtipos, distinguindo-se os respectivos sistemas filtrantes e impermeabilizantes.

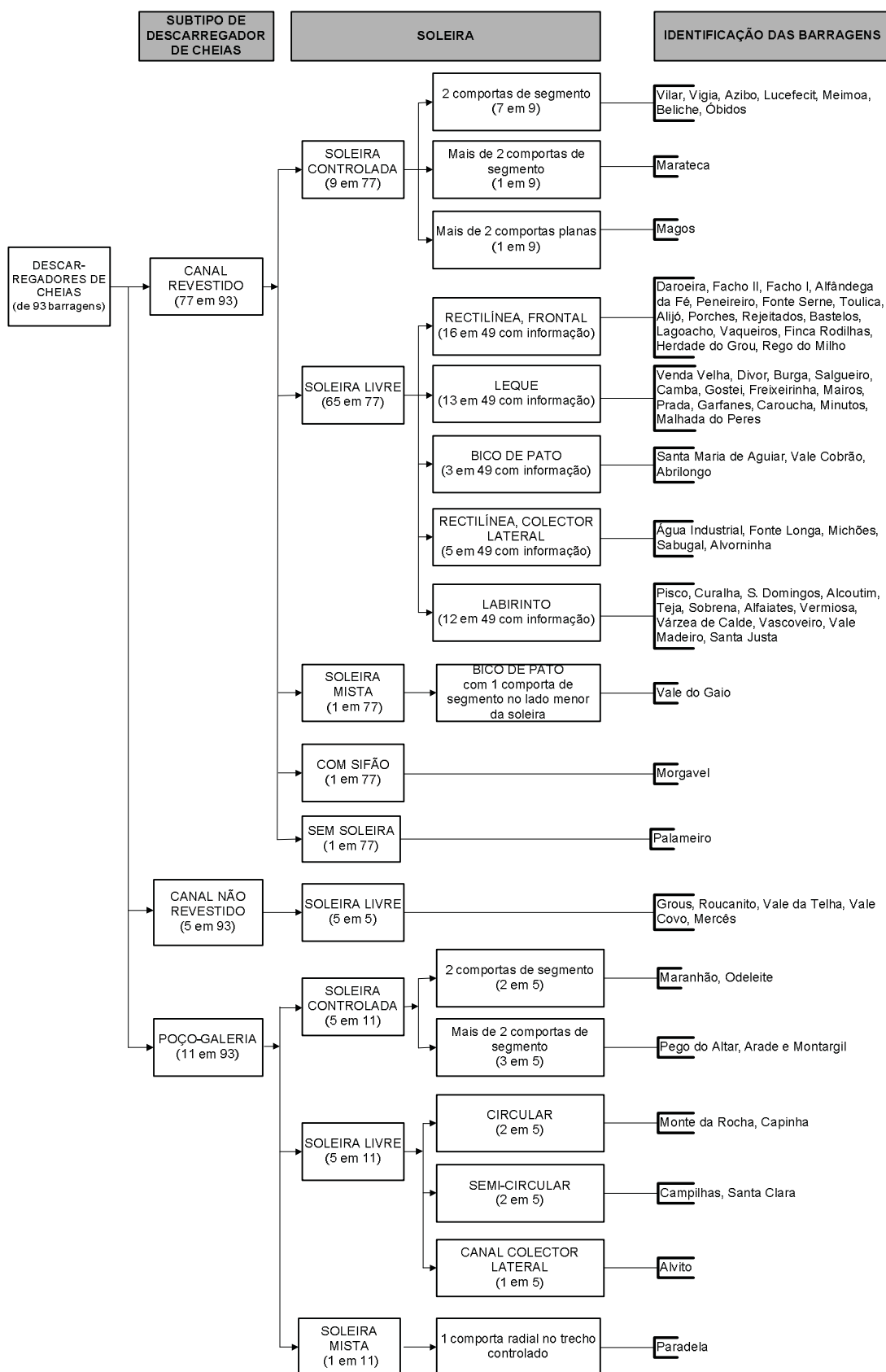


Fig. 4.27 – Distribuição por tipo dos descarregadores de cheias das barragens de terra e de enrocamento portuguesas, distinguindo-se as respectivas soleiras.

Relativamente às estruturas de dissipação de energia, 57,9% dos descarregadores relativamente aos quais existe informação (83 em 93) têm bacias de dissipação por fixação do ressalto, restituindo a água a jusante de forma regularizada, 20,5% terminam em saltos de ski, 10,8% têm macrorugosidades materializadas por degraus no trecho final do canal e 10,8% não têm estruturas de dissipação de energia.

Uma última referência aos sistemas de descarga de fundo, relativamente aos quais a informação disponível é escassa e, na maioria dos casos, incompleta, dificultando uma síntese global, ainda que genérica, das suas principais características. Por exemplo, no que se refere às galerias, é em geral desconhecida a sua definição de formas e a sua pormenorização estrutural, assim como a possibilidade de serem visitáveis ou não quando o sistema está em funcionamento.

A informação relativa aos equipamentos hidromecânicos está também, na maioria dos casos, incompleta, seja no que se refere ao tipo de equipamentos e respectivos órgãos de manobra, seja no que se refere às suas normas de operação, aspectos fundamentais para a avaliação de um conjunto significativo de riscos.

O arranjo geral da maioria das barragens (cerca de 77,4 %), tem as galerias e/ou condutas de descarga de fundo sob o corpo da barragem, na zona de maior altura dos aterros, e 18,3% tem galerias construídas em túnel, num dos encontros da obra (4,3% não tem descarga de fundo ou desconhece-se o seu arranjo).

#### **4.5.2 – Caracterização por época de construção**

As soluções tipo de barragens apresentam especificidades associadas às épocas em que foram projectadas e construídas, com interesse para as análises de riscos.

Maranha das Neves (1987) faz uma caracterização da evolução da experiência portuguesa em barragens de aterro, abordando questões associadas ao corpo da barragem, como a concepção estrutural e os critérios de dimensionamento, a construção e o controlo da construção, a observação e o controlo da segurança, entre outras. Trata-se de uma análise que se centra sobre as grandes barragens portuguesas de aterro, à data em exploração e cadastradas.

Retoma-se, nesta secção, a caracterização realizada por Maranhã das Neves, que se procurou complementar para o período posterior a 1987, tendo sido introduzidas algumas informações gerais relativas às estruturas hidráulicas anexas. No que se refere à componente hidráulica, Oliveira Lemos (1987) apresenta os principais tipos de estruturas associadas a barragens em que esteve envolvida a engenharia portuguesa, referindo, designadamente, as barragens de aterro portuguesas.

##### Período de 1938-1960

Este período de construção caracterizou-se, no que se refere ao corpo das barragens, por uma grande variedade de soluções, algumas arrojadas para a época, e com concepção fora do vulgar, quer pela sua altura quer pela natureza dos materiais de construção (Maranhã das Neves, 1987).

São deste período as barragens de Pego do Altar, Vale do Gaio, Campilhas, Arade, Paradela, Maranhão e Montargil.

Nas Figuras 4.28 a 4.30 apresentam-se os perfis tipo das barragens de Pego do Altar, Vale do Gaio e Campilhas, com concepções originais: i) a primeira, com 63 m de altura máxima, de enrocamento lançado com cortina de aço a montante, concluída em 1949 e que foi, até cerca dos anos 80, a mais alta barragem do mundo no seu tipo; ii) a segunda, com 51 m de altura máxima, com uma secção mista de terra-enrocamento e uma cortina impermeabilizante em betão betuminoso no interior do aterro (assente em alvenaria hidráulica), fazendo a separação entre os dois tipos de materiais, concluída em 1949 e iii) a terceira, com 35 m de altura máxima, de terra zonada, com cortina impermeabilizante vertical, materializada por betão armado e perfis metálicos, no interior do aterro, concluída em 1954.

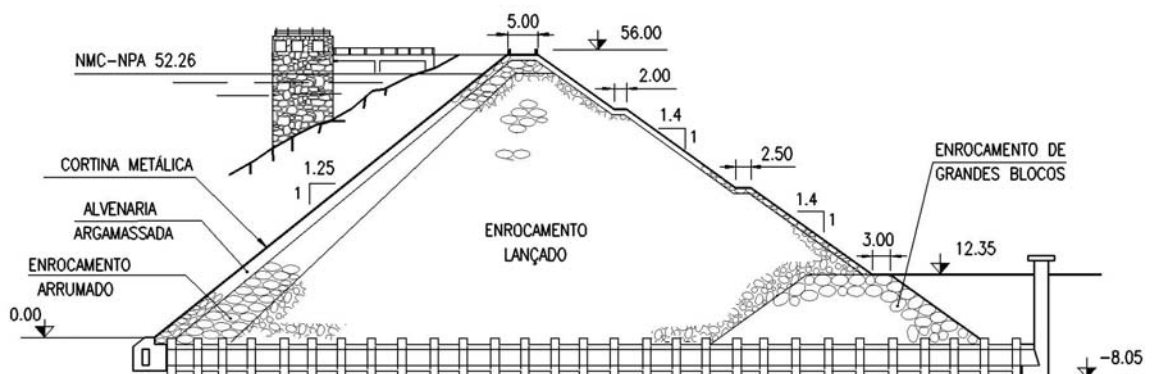


Fig. 4.28 – Perfil tipo da barragem de Pego do Altar.

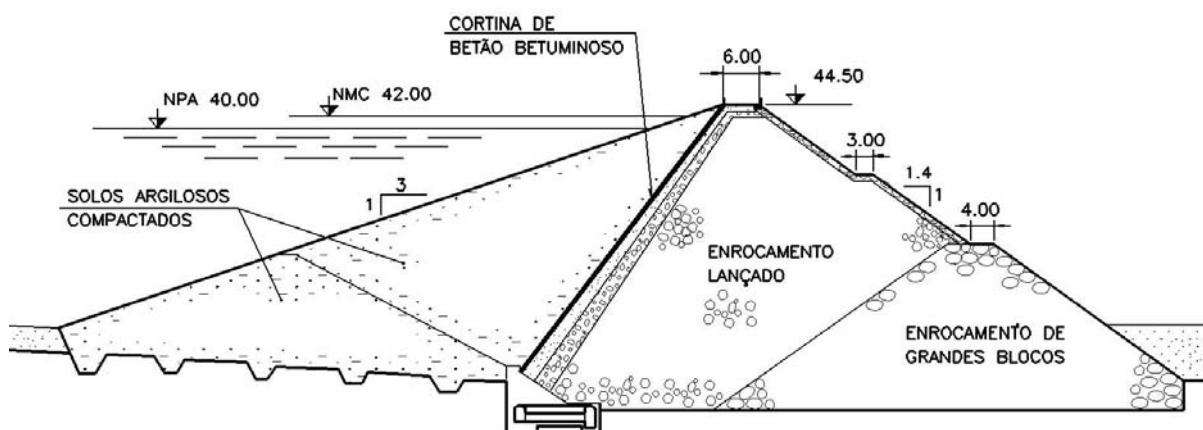


Fig. 4.29 – Perfil tipo da barragem de Vale do Gaio.

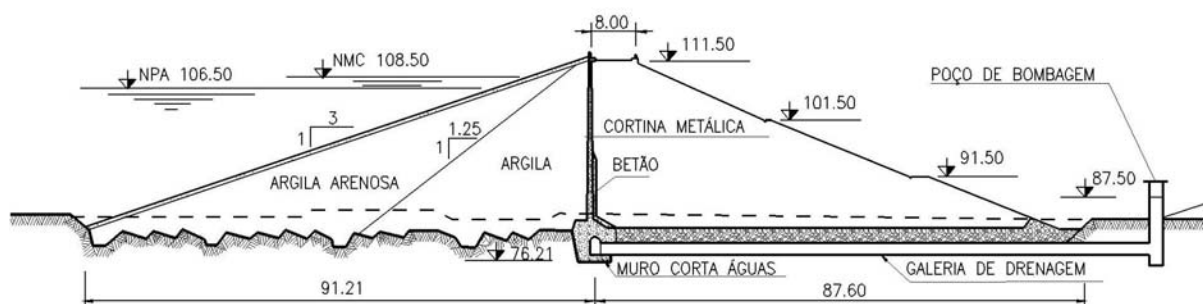


Fig. 4.30 – Perfil tipo da barragem de Campilhas.

As barragens de Pego do Altar, Vale do Gaio e Campilhas têm projectos de 1934, 1936 e 1941, respectivamente. Barragens com projectos contemporâneos mas que viriam a ser construídas mais tarde tiveram os seus perfis tipo reformulados. É este o caso, por exemplo, da barragem do Arade, com uma solução inicial semelhante à barragem de Vale do Gaio (Figura 4.31), e da barragem do Maranhão, com uma solução inicial semelhante à barragem de Campilhas (Figura 4.32).

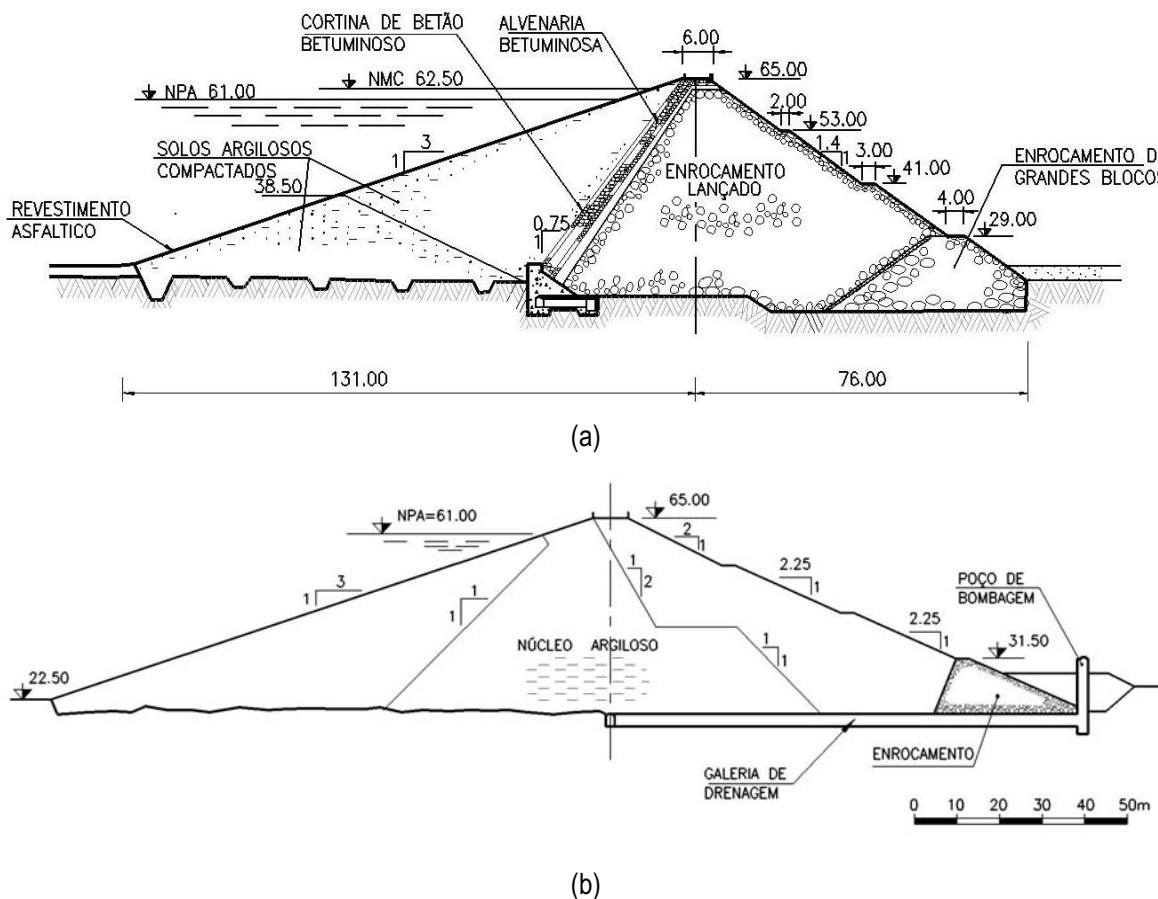


Fig. 4.31 – Perfil tipo da barragem do Arade: a) solução inicial (JAOHA, 1937) e b) solução construída.

A barragem do Arade constitui um marco na engenharia de barragens de aterro portuguesa, pela influência clara da mecânica dos solos, tendo sido realizados, designadamente, aterros experimentais para a caracterização mecânica e hidráulica dos maciços constituídos por materiais de alteração dos xistos, de granulometria extensa, e um exaustivo controlo da construção destes aterros (Maranha das Neves, 1987).

A barragem do Maranhão viria a ser a primeira barragem de aterro com dispositivos de medição de deslocamentos verticais internos (Maranha das Neves, 1987).

Neste período, merece ainda referência a barragem da Paradela, com um perfil tipo de enrocamento lançado com cortina de betão armado no paramento de montante (materializada por lajes com juntas horizontais e verticais) que era, à data, a mais alta do mundo do seu tipo, com 112 m de altura máxima.



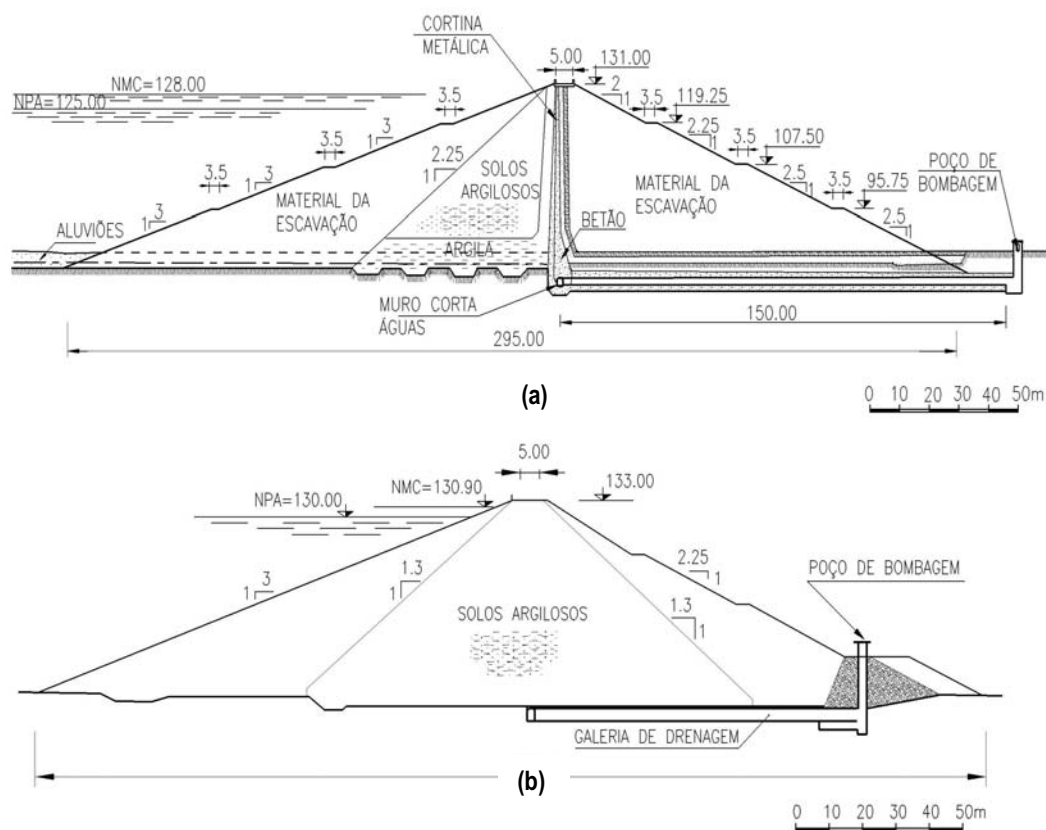


Fig. 4.32 – Perfil tipo da barragem do Maranhão: a) solução inicial (JAOHA, 1937) e b) solução construída.

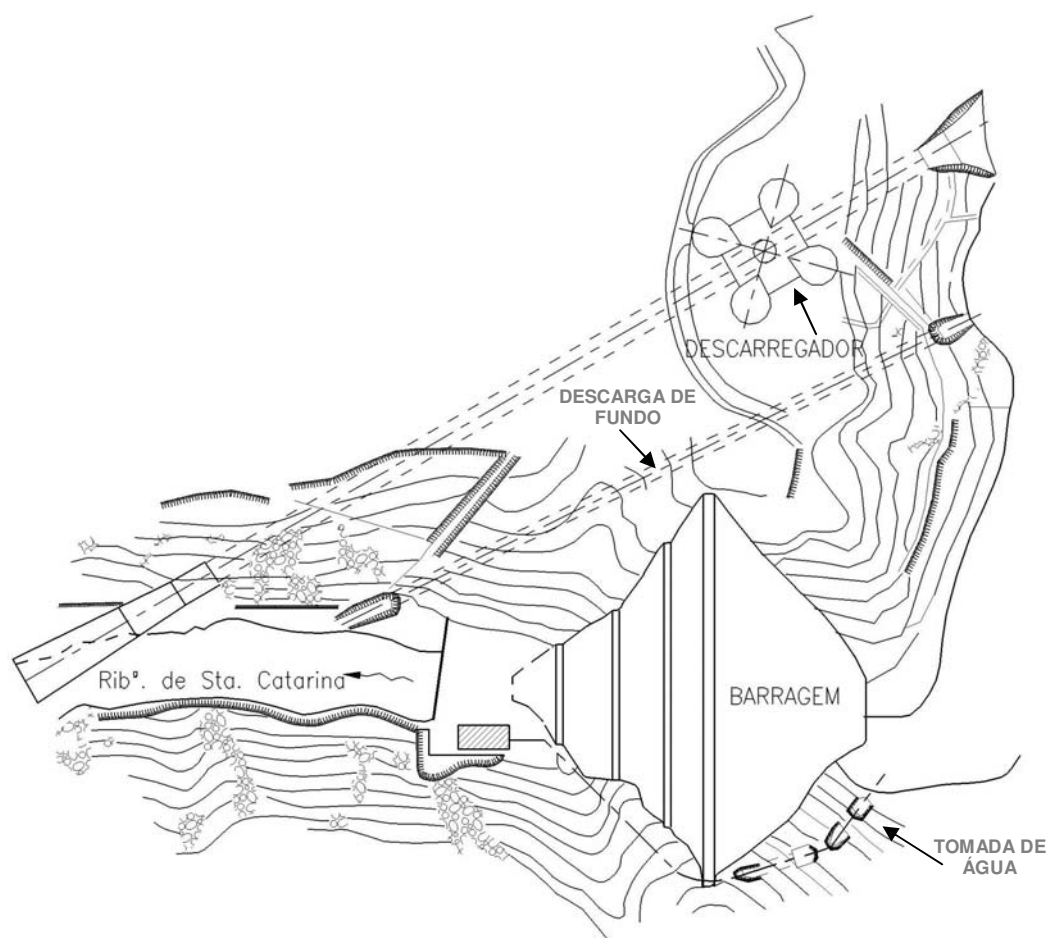
A barragem da Paradela viria a registar deformações excessivas e danos diversos ao nível das lajes de betão armado, com esmagamento por compressão de juntas e roturas do betão, tendo chegado a verificar-se perdas de água da ordem de 1400 l/s. Entre 1962 e 1978 foram efectuadas diversas reparações das lajes que resultaram insatisfatórias, tendo-se procedido, em 1980, ao revestimento da cortina de betão armado por um geotêxtil não tecido impregnado por resina impermeabilizante polimerizável (Maranha das Neves, 1987).

No que se refere às estruturas hidráulicas, as soluções construídas neste período têm também características particulares. Um número significativo de barragens têm descarregadores de cheias em poço com soleira controlada (Pego do Altar, Arade, Maranhão e Montargil) ou livre (Campilhas). As barragens de Vale do Gaio e Paradela têm soleiras mistas, seguidas de canal ou poço. Tratam-se de descarregadores que, em geral, têm capacidades de evacuação importantes.

Os descarregadores em poço utilizam, em muitos casos, as galerias de derivação provisória que partilham com o sistema de descarga de fundo. Constituem exemplos destes arranjos as barragens de Pego do Altar, Campilhas, Arade, Maranhão e Montargil (Oliveira Lemos, 1987).

Na Figura 4.33 apresenta-se, a título de exemplo, o arranjo geral da barragem de Pego do Altar.





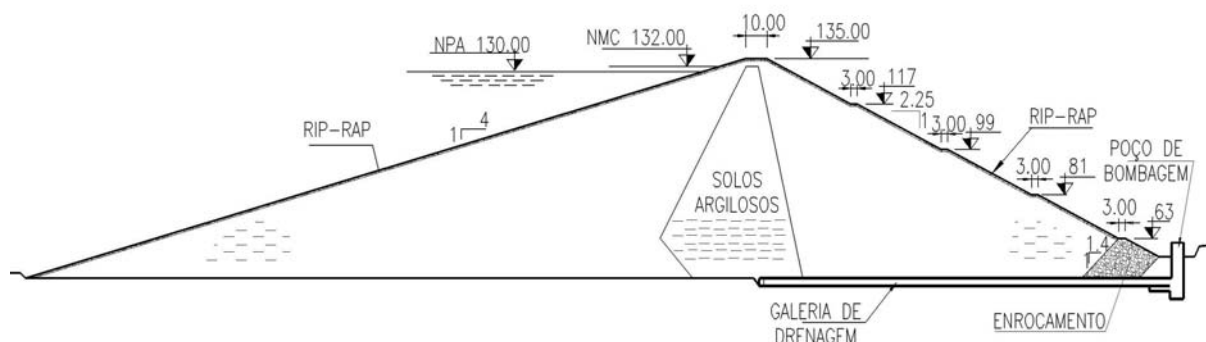
**Fig. 4.33 - Arranjo geral da barragem de Pego do Altar.**

Período de 1960-1980

Neste período, construíram-se, essencialmente, barragens de terra homogénea e de terra zonada sem filtro chaminé. São exemplos as barragens de Divor, Pisco, Alfândega da Fé, Burga e Salgueiro, de terra homogénea, e as barragens de Santa Clara, Monte da Rocha, Peneireiro e Toulica, de terra zonada.

As barragens de terra zonada deste período utilizam, na maioria dos casos, materiais de granulometria extensa compactados com cilindros vibradores, localizando na zona central (núcleo) os materiais com maior percentagem de finos.

De entre as barragens de terra zonada construídas neste período, salienta-se a barragem de Santa Clara, concluída em 1968, que se mantém, à data, a maior barragem portuguesa de terra, com 87 m de altura máxima (Figura 4.34). Esta barragem dispõe de uma galeria longitudinal de injeção e de uma galeria transversal de drenagem, na zona do leito do rio, que termina num poço de bombagem. O descarregador de cheias é em poço, com soleira livre, ligando à galeria de derivação provisória, também utilizada pelo sistema de descarga de fundo, semelhante, portanto, ao arranjo da maioria das barragens do período antecedente.

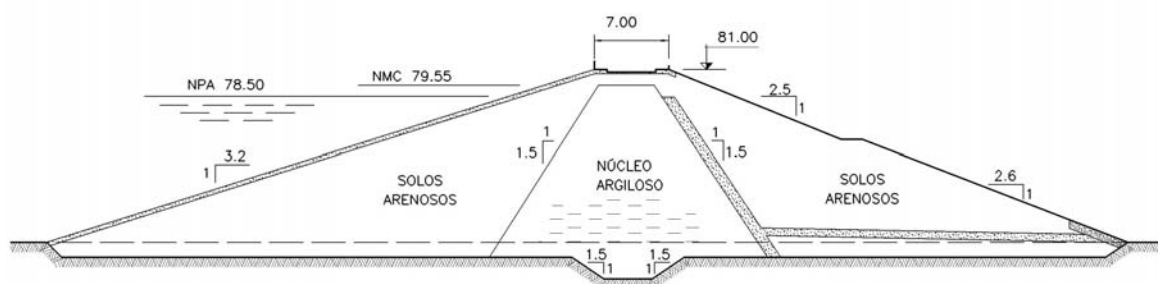


**Fig. 4.34 – Perfil tipo da barragem de Santa Clara.**

A barragem de Fonte Serne, projectada em 1973 e construída em 1976, é a primeira barragem com filtro chaminé. Funda-se em depósitos plio-pleistocénicos constituídos por alternâncias de argilas e areias, materiais também interessados pela albufeira, onde foram exploradas as argilas para o núcleo e as areias para os maciços. Trata-se, portanto, de um aterro zonado com materiais com características bem diferenciadas (ao contrário das anteriores barragens deste tipo) a justificar plenamente a introdução do filtro chaminé que viria, mais tarde, a generalizar-se.

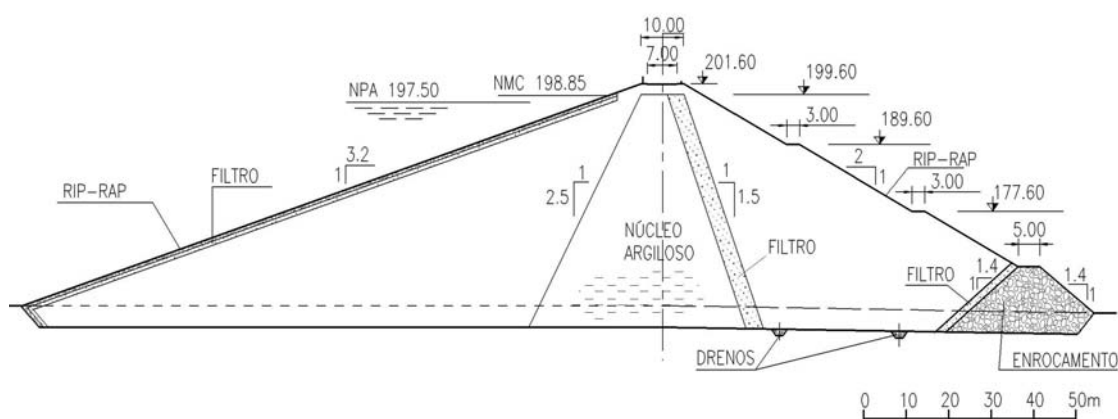
A barragem do Alvito, projectada em 1970 e construída em 1977, era, inicialmente, uma barragem de terra zonada sem filtro chaminé e com um tapete filtrante na metade de jusante do contacto núcleo-fundação. O perfil tipo viria a ser objecto de alteração em fase de construção, tendo sido introduzido um filtro chaminé a jusante do núcleo e retirado o tapete filtrante no contacto núcleo-fundação. É com a barragem do Alvito que se inicia a medição de tensões totais e a medição de deslocamentos horizontais internos por intermédio de tubos inclinométricos (Maranha das Neves, 1987).

Nas Figuras 4.35 e 4.36 apresentam-se os perfis tipo das barragens de Fonte Serne e do Alvito.



**Fig. 4.35 – Perfil tipo da barragem de Fonte Serne.**

A barragem do Monte da Rocha, com 55 m de altura máxima, concluída em 1972, tem uma concepção estrutural e um arranjo geral muito semelhante à barragem de Santa Clara. A solução de barragem construída consistiu numa variante à solução de projecto, com perfil tipo de terra homogénea. A alteração visava uma redução significativa do volume de aterro, conseguida através de taludes exteriores mais inclinados, e uma exploração optimizada das manchas de empréstimo, através da sua redução em planta, compensada pelo aumento da profundidade. Os meios mecânicos de escavação, transporte e compactação disponíveis à data permitiam a utilização de materiais de granulometria extensa e com maiores percentagens de grossos, compactados em camadas de maior espessura.



**Fig. 4.36 – Perfil tipo da barragem do Alvito.**

O perfil de maior altura da barragem do Monte da Rocha foi instrumentado em fase de construção com células de medição de pressão intersticial, baterias de assentamento e, após conclusão dos aterros, com inclinómetros. Instalaram-se, também, marcas topográficas, para medição de deslocamentos verticais no corpo da barragem.

Esta barragem exibiu deformações excessivas, desde a fase de primeiro enchimento, concentradas na zona envolvente do perfil instrumentado. O deslocamento máximo vertical ultrapassava, em 2005, 1 m.

Consolidou-se neste período, na década de 60, o conhecimento do comportamento dos solos e, posteriormente, já na década de 70, a utilização de métodos numéricos e a exploração dos sistemas de observação para análise do comportamento das obras. Estes aspectos vieram fundamentar a opção pela compactação do núcleo do lado húmido, assunto que nas décadas anteriores havia sido alvo de grande controvérsia (Maranha das Neves, 1987). Efectivamente, a compactação do núcleo do lado húmido e com energias próximas das do ensaio Proctor Normal permite minimizar problemas de fracturação hidráulica.

No que se refere aos órgãos hidráulicos, as soluções dos descarregadores de cheias são, neste período, na esmagadora maioria dos casos, em canal com soleira livre, descarregando caudais de ponta reduzidos a moderados. Como excepções, indicam-se as barragens de Santa Clara e de Monte da Rocha, projectadas, respectivamente, em 1960 e em 1965, com descarregadores de cheias em poço/galeria e arranjos semelhantes aos que marcaram o período anterior, e, ainda, a barragem do Vilar, projectada em 1958, com descarregador de cheias em canal com soleira controlada.

#### Período de 1980-1990

Neste período, não se regista a construção de barragens de terra homogénea.

As soluções tipo construídas foram, essencialmente, barragens de aterro zonado, assinalando-se a construção de um número significativo de barragens ainda sem filtro chaminé, designadamente, Capinha, Vigia, Lucefecit, Carviçais e Curalha.

São desta época as primeiras barragens com utilização intensiva de enrocamento ou de misturas de solo-enrocamento. No que se refere às misturas de solo-enrocamento, são exemplos as barragens do Azibo e da Meimoa, construídas em 1982 e em 1985, respectivamente, ambas com o maciço estabilizador de jusante constituído por misturas de solo-enrocamento (Figuras 4.37 e 4.38). No que se refere às barragens de enrocamento, foi concluída, em 1985, a barragem do Beliche, com uma solução tipo de enrocamento com núcleo argiloso (Figura 4.39).

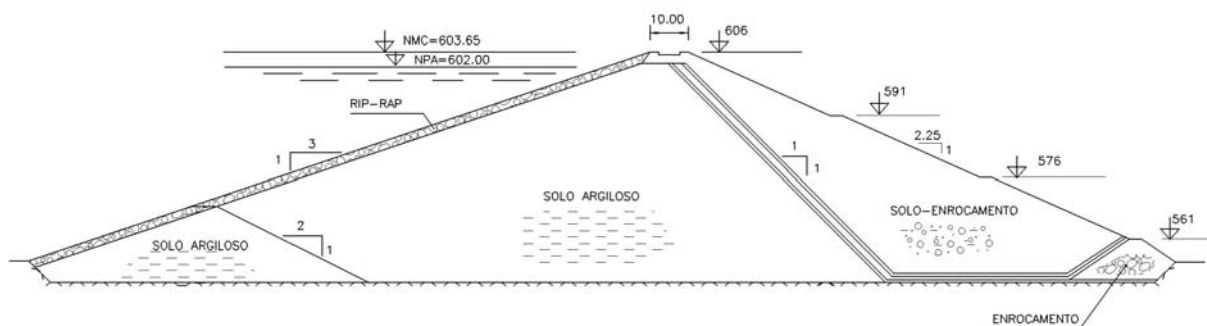


Fig. 4.37 – Perfil tipo da barragem do Azibo.

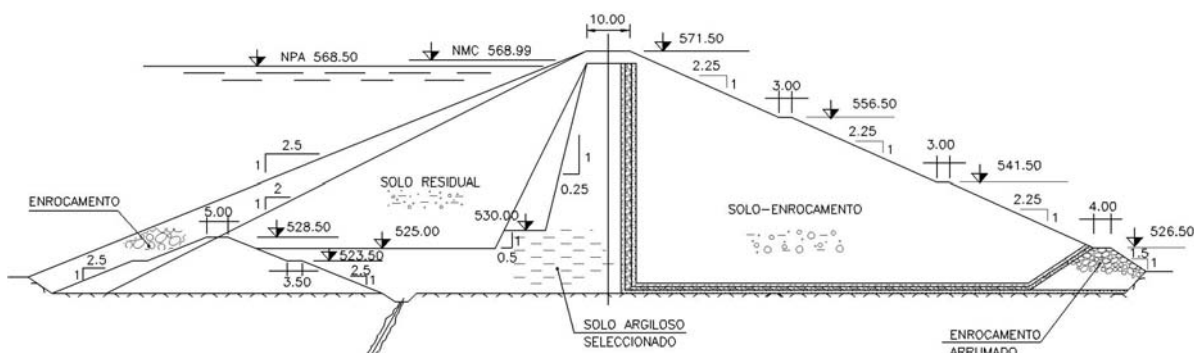


Fig. 4.38 – Perfil tipo da barragem da Meimoa.

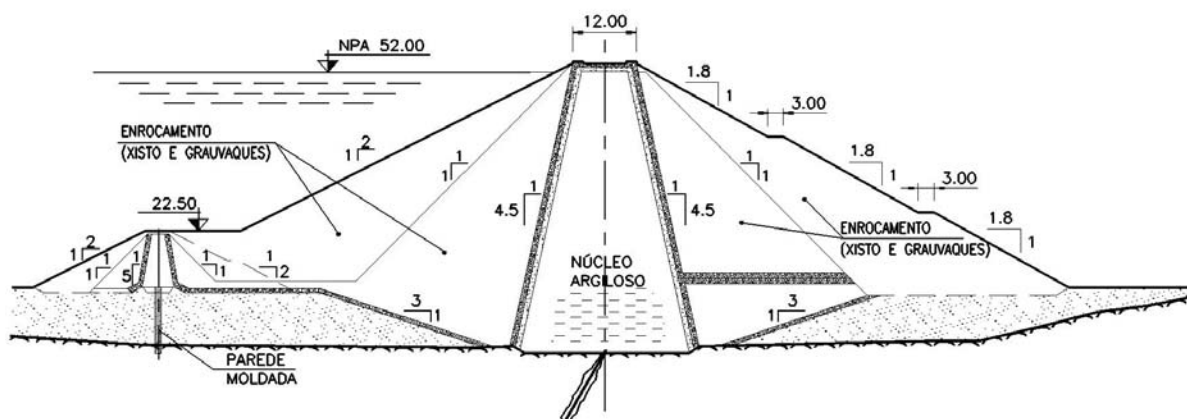


Fig. 4.39 – Perfil tipo da barragem do Beliche.

A construção de barragens de enrocamento (e misturas de solo-enrocamento) com núcleo incentivou o tratamento aprofundado das questões relacionadas com a deformabilidade dos aterros dos maciços e do núcleo, com a transferência de tensões entre ambos e com o dimensionamento dos filtros críticos.

No que se refere às estruturas hidráulicas, as soluções de descarregadores de cheias construídas neste período foram, na sua quase totalidade (com uma excepção que constitui o descarregador de cheias em poço da barragem da Capinha), soluções em canal, com soleira controlada ou com soleira livre.

#### Período de 1990-2005

Trata-se do período de maior construção em Portugal, em parte resultante da disponibilização de fundos comunitários no âmbito de vários programas de apoio ao desenvolvimento. Construíram-se barragens dos mais diversos tipos.

As barragens mais construídas neste período são barragens de terra zonada com núcleo e integram sistemas filtrantes/drenantes constituídos por filtro chaminé (ou filtro crítico), por tapete filtrante e por pé de jusante em enrocamento. Constituem exemplos as barragens de Alijó, Sabugal e Minutos concluídas, respectivamente, em 1991, 2000 e 2003 (Figuras 4.40 a 4.42).

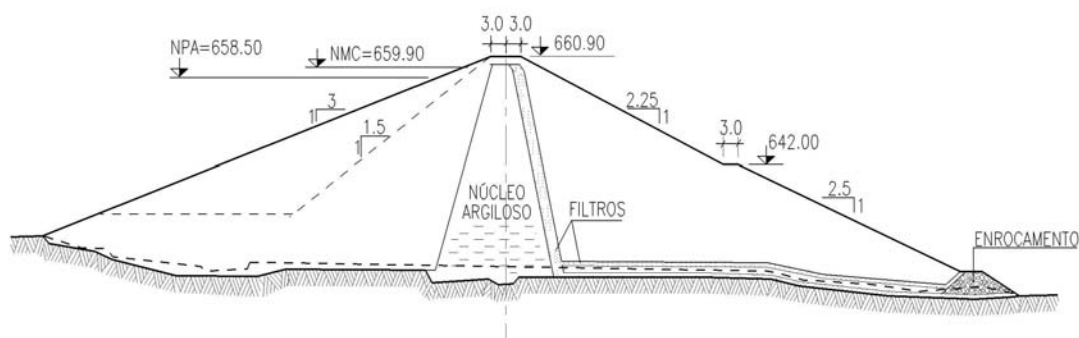


Fig. 4.40 – Perfil tipo da barragem de Alijó.

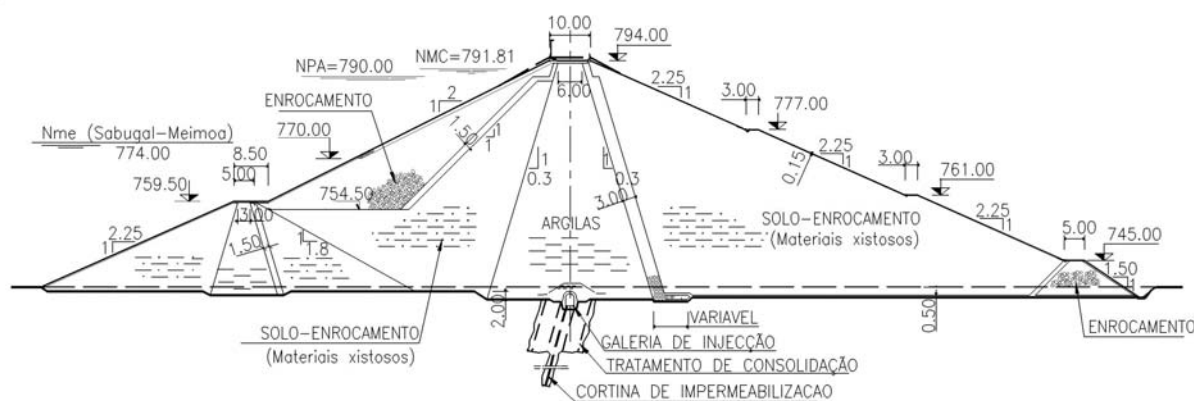


Fig. 4.41 – Perfil tipo da barragem do Sabugal.





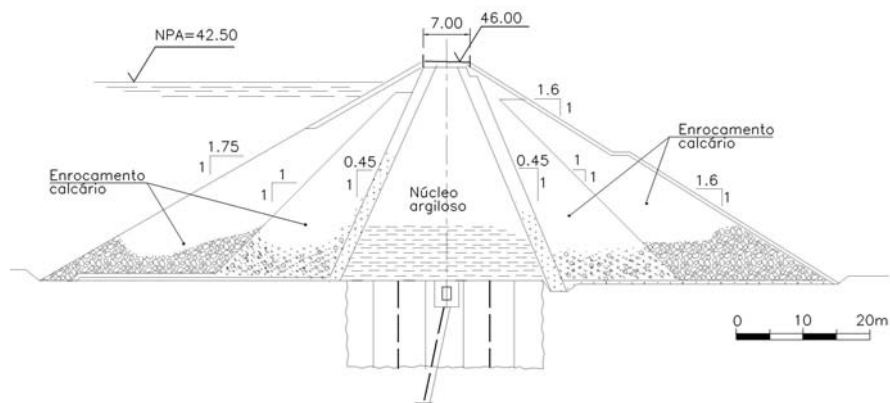


Fig. 4.44 – Perfil tipo da barragem de S. Domingos.

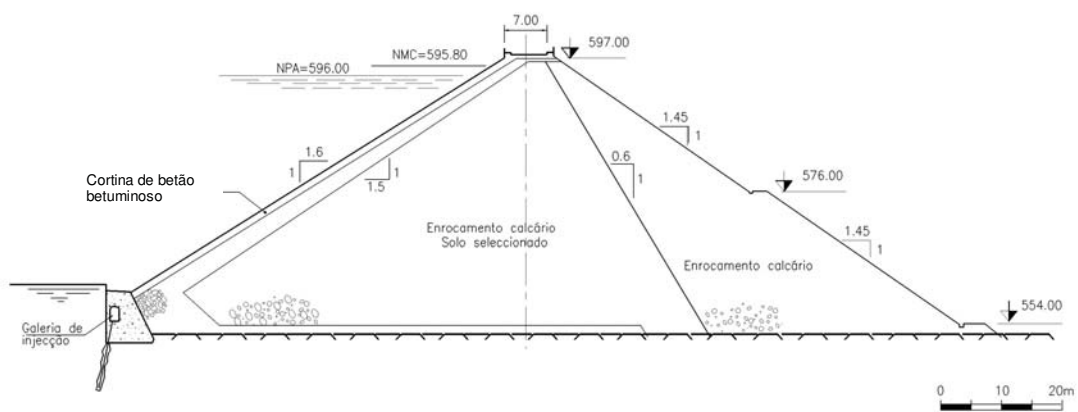


Fig. 4.45 – Perfil tipo da barragem da Apartadura.

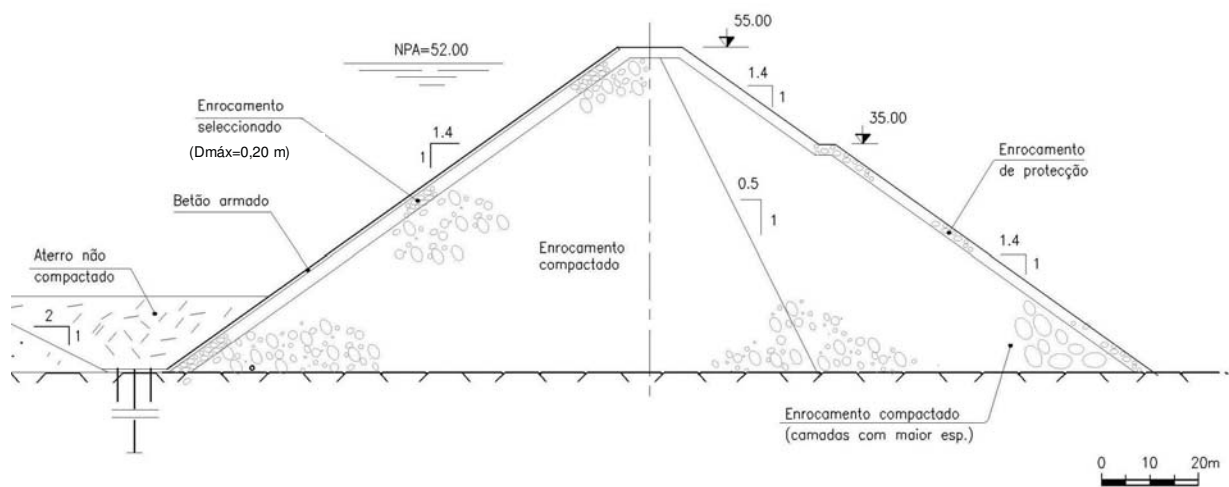


Fig. 4.46 – Perfil tipo da barragem de Odeleite.

Salienta-se, ao nível do projecto, a generalização a empresas privadas de estudos que até então eram essencialmente desenvolvidos ao nível da investigação, designadamente no LNEC. É este o caso, por exemplo, dos estudos de tensões-deformações que passaram a ser prática corrente no âmbito da realização do projecto, concomitantemente ao aparecimento no mercado de programas de cálculo automático para o efeito.

Ao nível da construção, passaram também a ser actividades correntes a execução de aterros experimentais e de ensaios de controlo da construção, bem como de ensaios de caracterização mecânica durante a fase de construção e a observação das obras com vista, designadamente, a uma primeira validação dos modelos de cálculo e dos desempenhos esperados.

Finalmente, a observação e a inspecção de barragens passaram a ser actividades correntes no domínio da avaliação da segurança.

Neste período, os descarregadores de cheias construídos são, na esmagadora maioria, descarregadores em canal com soleira livre. Um número apreciável destas estruturas tem soleiras em labirinto.

Este tipo de soleira (cuja divulgação em Portugal se deve, essencialmente, a Pinto de Magalhães) terá sido estudada pela primeira vez em 1854 e permite, para uma dada carga de funcionamento e para uma mesma largura, a descarga de maiores caudais que outros tipos de descarregadores (Pinto de Magalhães, 1983).

Neste período, foi publicado em Portugal um conjunto de Regulamentos e Normas bastante completo, de que adiante se falará, que enquadram as actividades de projecto, construção e avaliação de segurança.

Na Figura 4.47 ilustra-se o arranjo geral da barragem dos Minutos, projectada em 2000 e concluída em 2003, que reflecte já o novo quadro regulamentar e normativo.

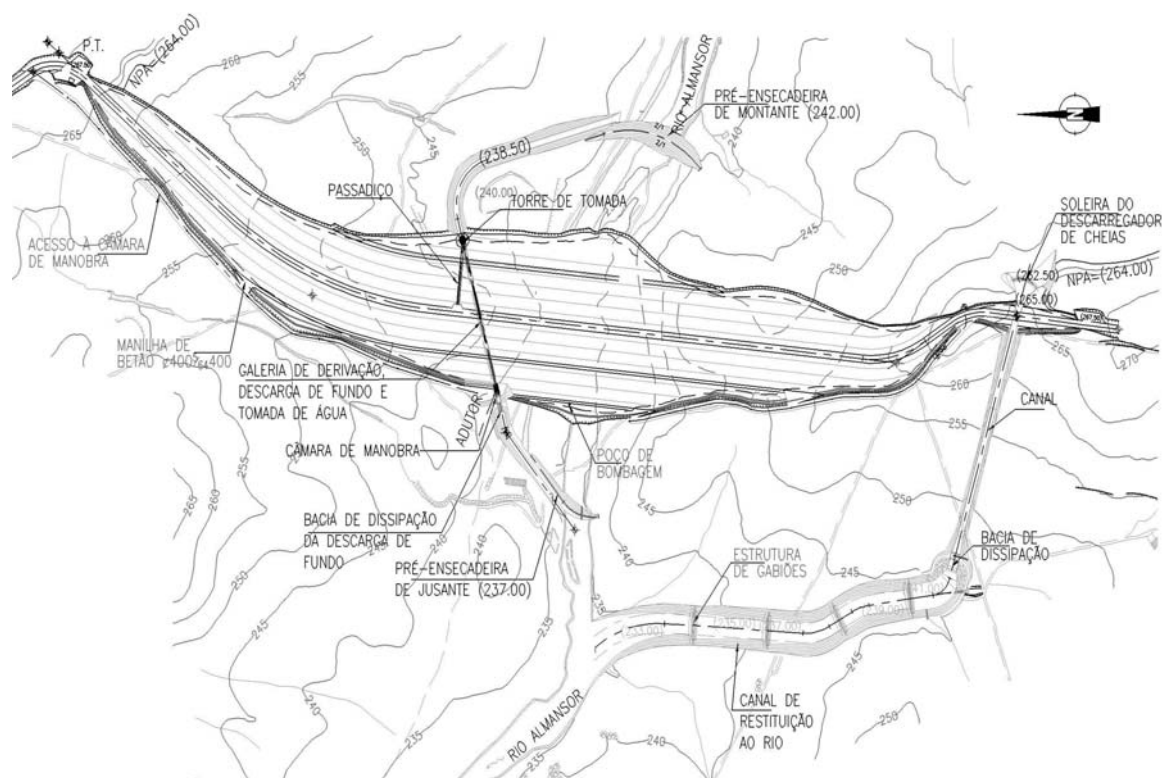
Apresenta-se, subsequentemente, de forma sumária, alguns aspectos relativos à barragem dos Minutos que ilustram actividades à data cada vez mais frequentes no âmbito do projecto e da construção de barragens em Portugal, designadamente no que se refere à caracterização mecânica, à observação e à avaliação do comportamento em fase de obra.

Trata-se de uma barragem de terra zonada fundada, essencialmente, em gnaisse granítico-biotíticos, apresentando-se o maciço de fundação, em geral, muito alterado e muito fracturado, com absorções totais nos ensaios Lugeon até profundidades máximas da ordem de 20 a 25 m. O terreno de fundação foi objecto de um tratamento de consolidação superficial e de um tratamento de impermeabilização profundo.

Os materiais do núcleo e dos maciços estabilizadores foram explorados no interior da albufeira. Os materiais do núcleo são constituídos por areias argilosas e argilas de baixa plasticidade - percentagem de finos entre 30 e 60% e IP entre 8 e 18% - e os materiais dos maciços por areias siltosas, em geral, não plásticas, com percentagem de finos entre 20 e 35%, no maciço de montante, e entre 13 e 40%, no maciço de jusante.

As areias para os filtros foram fabricadas em pedra e objecto de mistura com as aluviões da linha de água, tendo a percentagem da mistura evoluído ao longo da execução dos aterros. Relativamente aos materiais fabricados, caracterizaram-se, em fase de construção, coeficientes de permeabilidade da ordem de  $5 \times 10^{-5}$  m/s.





**Fig. 4.47 - Arranjo geral da barragem dos Minutos.**

Em fase de obra realizou-se uma extensa campanha de caracterização mecânica dos materiais do núcleo e maciços (análises granulométricas, limites de Atterberg, ensaios triaxiais, ensaios edométricos, ensaios de determinação do coeficiente de permeabilidade *in situ* e em câmara triaxial) que permitiu rectificar a parametrização utilizada em fase de projecto e fundamentar algumas alterações introduzidas em obra.

As verificações de estabilidade global, os estudos de tensões-deformações e de percolação foram reformulados para a nova parametrização, visando a interpretação futura do comportamento da obra pela análise conjunta dos resultados dos modelos de cálculo aferidos e da exploração do sistema de observação (composto por inclinómetros de medição de deslocamentos verticais e horizontais internos, células de medição da pressão intersticial, células de medição de tensão total, piezómetros hidráulicos, medidor de caudal e marcas topográficas).

A título de exemplo, apresenta-se, na Figura 4.48, uma comparação entre os assentamentos estimados para a fase de construção por intermédio de estudos de tensões-deformações (com os parâmetros de projecto e com os parâmetros modificados em fase de obra) e os resultados do sistema de observação. Na Figura 4.49 apresentam-se algumas fotografias da fase de construção.

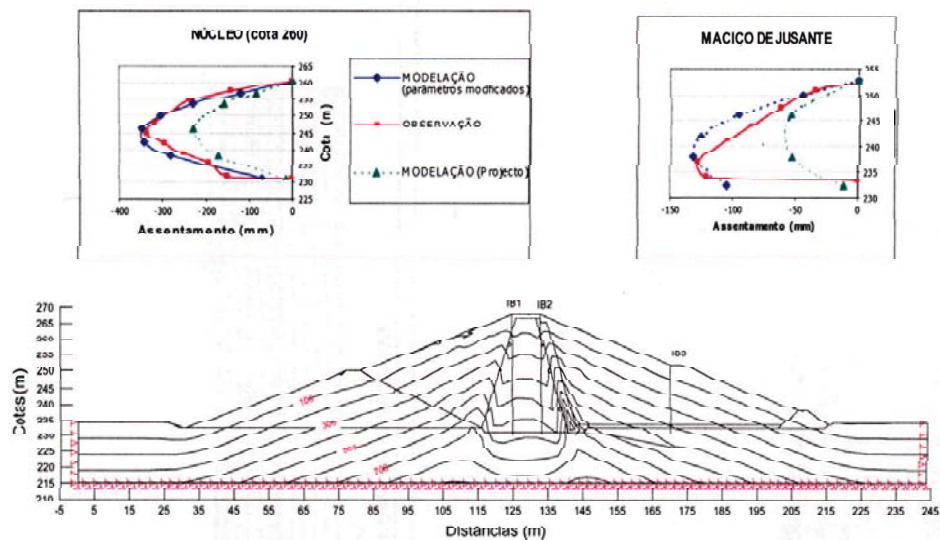


Fig. 4.48 - Barragem dos Minutos. Resultados dos estudos de tensões-deformações (Vazquez, 2002).



Vista geral dos aterros. Fotografia tirada do encontro direito.



Pormenor dos aterros do núcleo, do filtro chaminé e do maciço de jusante.



Vista geral da soleira do descarregador. Em curso a montagem de armaduras num dos tramos de betonagem.



Vista dos aterros do maciço estabilizador de montante e do enrocamento de protecção. Visível a torre de tomada de água. Fotografia tirada para o encontro direito.

Fig. 4.49 - Barragem dos Minutos. Fotografias da fase de construção (Agosto de 2001).

### **4.5.3 – Disposições regulamentares e normativas e entidades afins ao projecto, construção e exploração**

A primeira peça legislativa relativa à segurança de barragens portuguesas foi o “Regulamento de Pequenas Barragens de Terra”, publicado em forma de Decreto-Lei em 1968 (Silva Gomes, 1999). Este Regulamento viria a ser substituído, e o seu âmbito alargado, em 1993, pelo “Regulamento de Pequenas Barragens” (Silva Gomes, 1996).

A legislação actualmente em vigor no domínio das barragens integra Regulamentos e Normas publicadas no Diário da República, sob a forma de anexos a Decretos-Lei e a Portarias.

A legislação portuguesa publicada integra os seguintes documentos:

- i. “Regulamento de Segurança de Barragens” (SRB, 1990), objecto de revisão recentemente publicada (SRB, 2007);
- ii. “Regulamento de Pequenas Barragens” (SRB, 1993);
- iii. “Normas de Projecto de Barragens” (SRB, 1993a);
- iv. “Normas de Observação e Inspeção de Barragens” (SRB, 1993b);
- v. “Normas de Construção de Barragens” (SRB, 1998).

Aguardam publicação:

- vi. as “Normas de Exploração de Barragens”;
- vii. o “Regulamento Técnico para Elaboração dos Programas de Exploração de Albufeiras”.

A actual legislação integra um conjunto de documentos bastante completo (Quadros A1.3 a A1.8 do Anexo 1) que colocou, na década de noventa, o país numa posição destacada a nível internacional (Silva Gomes, 1994). É, no entanto, omissa no que se refere à análise e à apreciação de riscos - embora enquadre algumas actividades do domínio da gestão de riscos, das quais se citam, a título de exemplo, a observação e a inspeção, os estudos de rotura e os planos de emergência internos (reflectindo, no essencial, abordagens orientadas para a segurança).

Em Portugal, desenvolvem actividades no domínio das barragens três Comissões (Silva Gomes, 2001):

- i. *Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens (CNPGB)*, nomeada por despacho do Ministro do Ambiente e presidida pelo Presidente do Instituto da Água (INAG), conta com 2 secretários, 42 vogais e 12 membros honorários, representa Portugal na Comissão Internacional das Grandes Barragens (CIGB) e promove, designadamente, actividades, estudos e divulgação dos conhecimentos nas áreas afins;
- ii. *Comissão de Segurança de Barragens (CSB)*, funciona junto do Conselho Superior de Obras Públicas e é nomeada pela respectiva tutela; tem um presidente e 15 vogais e as suas competências são definidas no RSB;

- iii. *Comissão de Gestão de Albufeiras (CGA)*, criada pelo Decreto-Lei 21/98 de 3 de Fevereiro, é presidida pelo Presidente do INAG, competindo-lhe estabelecer um Regulamento técnico com as regras de elaboração dos programas de exploração das albufeiras.

A generalidade dos projectos de grandes barragens e a maioria dos projectos de barragens abrangidas pelo RSB é, à data, elaborada por empresas de consultoria privada. Os projectos destas barragens são, em geral, adjudicados na sequência de concursos públicos ou de concursos limitados, função dos montantes em causa, pelos principais donos de obra (Câmaras Municipais, DGADR e Direcções Regionais de Agricultura, EDIA, Grupo Águas de Portugal e INAG). A excepção constitui o grupo EDP, que realiza habitualmente os projectos das suas obras.

As regras de adjudicação dos concursos, definidas caso a caso (atendendo, naturalmente, ao enquadramento legal em vigor) contemplam, habitualmente, o custo proposto para a prestação de serviços, a qualidade técnico-científica da proposta, a experiência da empresa e da equipa técnica que se propõe realizar o trabalho.

Os projectos de barragens não são, habitualmente, objecto de revisão (como acontece noutras áreas da engenharia), embora alguns Donos de Obra recorram a comissões de acompanhamento que integram, em geral, para além de técnicos seus, técnicos de outras instituições.

A fiscalização da construção das barragens é, também, na maioria dos casos, objecto de adjudicação a empresas privadas, por intermédio de concursos públicos ou concursos limitados. O Grupo EDP constitui, também neste domínio, a principal excepção, fiscalizando uma parte importante das suas obras. Neste capítulo, a EDIA tem também assegurado a fiscalização da construção de algumas das suas barragens.

As equipas técnicas de projecto e de fiscalização, mesmo nos casos, excepcionais, em que o projecto e a fiscalização são assegurados pela mesma empresa ou grupo, são habitualmente distintas (reflectindo as diferentes especificidades das respectivas intervenções), o que concorre para alguma dispersão de informação técnica relevante para a avaliação do desempenho das obras em fase de exploração.

A elaboração de um documento final que resumisse as principais questões associadas à concepção e ao projecto, à assistência técnica (designadamente, alterações, adaptações e complementação em fase de construção) e à fiscalização da construção e, ainda, à análise do comportamento durante a construção (elementos habitualmente dispersos por várias peças escritas e desenhadas) seria, crê-se, de grande utilidade para as actividades de controlo da segurança e avaliação de riscos durante a fase de exploração, onde intervêm, numa maneira geral, outras equipas técnicas.

O RSB define as competências das várias entidades envolvidas no controlo da segurança, que se exerce, de acordo com o mesmo, desde a fase de projecto e por toda a vida da obra. As entidades interessadas são o dono de obra, o INAG (Autoridade na matéria), o LNEC, o Serviço Nacional de Bombeiros e Protecção Civil (SNBPC) e a Comissão de Segurança de Barragens (CSB).

Assim, por exemplo, compete ao dono de obra submeter os projectos à aprovação da Autoridade, bem como os planos de observação e de primeiro enchimento. Compete também ao dono de obra submeter, à aprovação da Autoridade, o nome do director técnico da obra e do técnico responsável pela exploração.

Em fase de construção, são competências do dono de obra, entre outras, promover a adequada execução das obras, facilitar a acção da fiscalização e organizar o arquivo técnico de construção e, em fase de exploração, garantir a aplicação das normas de segurança, promover a observação do comportamento das obras, comunicar à Autoridade e promover a análise de ocorrências excepcionais ou circunstâncias anómalas, promover a definição de medidas para as remediar e organizar e manter actualizado o arquivo técnico da exploração.

Cabe, pois, ao dono de obra um papel fundamental no âmbito da segurança, determinante no sucesso da obra e que é, naturalmente, muito facilitado nos casos de donos de obra com técnicos experientes no domínio das barragens.

Das competências da Autoridade, sublinha-se a articulação com as restantes entidades envolvidas no processo e a sua intervenção numa fase fundamental da vida da obra, o primeiro enchimento. Durante esta fase, compete à autoridade o controlo do enchimento e a autorização da entrada da obra em serviço, matérias em que é assessorada pelo LNEC.

A Autoridade, no âmbito do seu papel transversal a todas as fases, de projecto, construção, enchimento e exploração, assume competências diversas, designadamente e por exemplo, pronunciar-se sobre os projectos, fiscalizar a construção das obras e aprovar o director técnico da obra, aprovar os planos de observação e de primeiro enchimento, aprovar as normas de segurança e o técnico responsável pela exploração, controlar o comportamento e a conservação das barragens e determinar a implementação de medidas estruturais e não estruturais necessárias para a garantia da segurança de pessoas e bens.

No que se refere ao LNEC, compete-lhe, sempre que lhe for atribuída pela Autoridade uma intervenção de carácter sistemático, entre outras, elaborar ou rever os planos de observação e de primeiro enchimento e controlar a sua execução, promover a constituição, na sua sede, de um arquivo actualizado com os dados dos sistemas de observação das barragens, acompanhar de forma permanente e actualizada o comportamento das barragens e realizar inspecções e pareceres em casos de ocorrências excepcionais ou de circunstâncias anómalas.

Ao SNBPC compete, designadamente, assegurar o planeamento de emergência e coordenar as acções de socorro.

Finalmente, à CSB, o RSB atribui um conjunto de competências, designadamente, no âmbito da segurança das obras e do vale a jusante.

#### **4.5.4 – Registos históricos e estados limite reconhecidos**

Em Portugal não existe uma base de dados de roturas de barragens e/ou da ocorrência de estados limite. Existem, no entanto, algumas publicações onde pode ser encontrada informação relevante sobre ocorrências registadas em barragens portuguesas, das quais se salienta a publicação recente de Veiga Pinto e Faria (2001).

As referências bibliográficas consultadas identificam uma única rotura de uma grande barragem de aterro portuguesa com libertação do volume armazenado para jusante. Trata-se da barragem de Venda Velha, localizada na herdade de Rio Frio, com 4 hm<sup>3</sup> de volume armazenado, que rompeu em 1959, por erosão externa



na sequência de galgamento, devido a insuficiente capacidade de vazão do descarregador de cheias. Não houve vítimas a lamentar.

Outras roturas com libertação do volume armazenado têm sido identificadas em barragens de pequena a média dimensão. São esses os casos da barragem dos Hospitais, localizada no Concelho de Portel, distrito de Évora, com 12 m de altura e cerca de 270 000 m<sup>3</sup> de volume armazenado, que rompeu por erosão interna durante o primeiro enchimento, e da barragem de Vendinha, localizada no Concelho de Évora, com menos de 8 m de altura máxima, que rompeu por erosão externa na sequência de galgamento (Veiga Pinto e Faria, 2001).

No Quadro 4.31 resumem-se algumas roturas de barragens de aterro portuguesas de pequena a média dimensão, todas por erosão externa na sequência de galgamento. Em nenhum dos casos apresentados houve libertação da totalidade do volume armazenado ou consequências de assinalar a jusante.

**Quadro 4.31 – Algumas roturas ocorridas em barragens de aterro portuguesas (compilado a partir de Veiga Pinto e Faria, 2001).**

BARRAGEM	CONCELHO	TIPO	ALTURA (m)	VOLUME ARMAZENADO (m <sup>3</sup> )	MODO DE ROTURA	DATA
Amieira	Portimão	Terra	11	300 000	Erosão externa por galgamento	1997
Gata	Castro Verde	Terra homogénea	10,5	500 000	Erosão externa por galgamento, devido a insuficiência do descarregador de cheias	?
Água do Sobreiro (montante)	?	Terra	< 15	?	Erosão externa por galgamento, devido a insuficiência do descarregador de cheias	1997
Água do Sobreiro (jusante)	?	Terra	< 15	?	Erosão externa por galgamento, devido a insuficiência do descarregador de cheias	1997
Marzelonas	Beja	Terra	?	300 000	Erosão externa por galgamento, devido a insuficiência do descarregador de cheias	?
Monte da Ribeira	Vidigueira	Terra homogénea	15	180 000	Erosão externa por galgamento, devido a insuficiência do descarregador de cheias cuja secção estava obstruída com elementos metálicos que materializavam o aumento do NPA	1997

No que se refere a esta matéria, assinala-se a criação em 2007, no âmbito da Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens, de um grupo de trabalho de registo de roturas de barragens.

Duma maneira geral, e em particular no que se refere às barragens de aterro, a publicação do RSB, em 1990, constituiu um marco no domínio da segurança e da avaliação do desempenho destas obras.

O RSB (SRB, 1990) estabeleceu um prazo de cinco anos, após a sua entrada em vigor, para a sua aplicação às obras em exploração ou em abandono. Esta disposição encontrou diversos obstáculos à sua implementação, dos quais se citam a inexistência de um inventário de barragens em exploração e limitações ao nível de recursos humanos, técnicos e financeiros (Silva Gomes, 1999).

O prazo estabelecido viria a revelar-se claramente insuficiente, designadamente face ao elevado número de barragens abrangidas à data pelo regulamento, que se aplicava<sup>19</sup>:

- i. a todas as barragens de altura superior a 15 m, medida desde a parte mais baixa da superfície geral das fundações até ao coroamento;
- ii. a barragens de altura inferior a 15 m cujas albufeiras tivessem uma capacidade superior a 100000 m<sup>3</sup>;
- iii. a outras barragens com risco potencial<sup>20</sup> elevado ou significativo.

Imediatamente após a entrada em vigor do RSB, a EDP, responsável pela exploração de 40 grandes barragens, iniciou a aplicação do Regulamento às suas barragens (Cordeiro et al., 1999).

Em 1996, o Instituto da Água (INAG), enquanto Autoridade no domínio da segurança de barragens, iniciou também um programa de avaliação das condições de segurança e de aplicação do RSB às grandes barragens em exploração (com excepção das barragens da EDP), na sequência de uma estação húmida particularmente gravosa, em que ocorreram diversos incidentes e acidentes.

O INAG, com o apoio técnico do LNEC, lançou 11 concursos públicos que abrangeram 38 grandes barragens portuguesas (Ribeiro da Silva et al., 2005). Estas barragens foram objecto de estudos de inspecção e diagnóstico no âmbito da segurança estrutural e hidráulico-operacional, tendo sido realizados estudos prévios e projectos de execução das intervenções de reabilitação a executar. Realizaram-se, também, estudos de rotura e elaboraram-se os planos de emergência internos das barragens.

No âmbito do diagnóstico das condições de segurança, salientam-se, no que se refere a estados limite do corpo das barragens de aterro, a ocorrência frequente de danos nos materiais de protecção do talude de montante (na maioria dos casos, meteorização dos enrocamentos de protecção), erosão externa superficial ou parcial do paramento de jusante, movimentos do aterro (em geral, assentamentos localizados), fissuração e fendilhação do aterro (em geral, reconhecidas no coroamento), caudais moderados percolados pelo aterro com zonas de

---

<sup>19</sup> A revisão do RSB recentemente publicada altera o âmbito de aplicação.

<sup>20</sup> De acordo com o RSB (SRB, 1990), risco potencial é a quantificação das consequências de um acidente, independentemente da probabilidade da sua ocorrência, e que pode ser graduado nos seguintes níveis: i) baixo, na ausência de perdas de vidas humanas e custos materiais reduzidos, ii) significativo, havendo perda de algumas vidas humanas e custos materiais relativamente importantes e iii) elevado, quando há lugar à perda de um número apreciável de vidas humanas e os custos materiais sejam altos. A revisão do regulamento, recentemente publicada, muda a designação do risco potencial para “danos potenciais”.

emergência nas cotas inferiores do talude de jusante e caudais moderados ou caudais elevados localizados, percolados pela fundação e/ou pelo contacto aterro-fundação.

No que se refere à segurança hidráulico-operacional, assinala-se a ocorrência frequente de insuficiente capacidade de vazão do descarregador de cheias (por subdimensionamento do hidrograma da cheia afluyente de projecto, em muitos casos devido ao agravamento das exigências regulamentares no que se refere a esta matéria), embora se tenha verificado também que a capacidade revista dos descarregadores de cheias era, muitas vezes, superior à prevista nos estudos de projecto.

Relativamente às descargas de fundo, em algumas barragens, este órgão de segurança encontrava-se inoperacional, verificando-se, também, em muitos casos, que os operadores adoptavam práticas incorrectas na operação dos equipamentos hidromecânicos, como por exemplo, a manobra em abertura parcial de comportas e válvulas não dimensionadas para este tipo de operação.

A manobra dos equipamentos hidromecânicos das descargas de fundo pode, aliás, ser uma importante fonte de perigo para a segurança estrutural do corpo de barragens de terra, já que a operação deficiente destes equipamentos pode induzir vibrações significativas e roturas dos órgãos de descarga (designadamente de galerias em betão simples ou betão armado não blindadas) com subsequente introdução de água em pressão nos aterros confinantes, matéria que confere enfoque às regras de exploração e segurança, inexistentes na generalidade das barragens estudadas, embora constitua actualmente uma exigência regulamentar.

Na sequência da estação húmida de 2000/2001, cujas condições meteorológicas, à semelhança do que ocorrera em 1995/1996, foram também particularmente adversas, o INAG promoveu, com o apoio técnico do LNEC, a realização de estudos de avaliação preliminar de riscos que abrangeram 573 barragens de pequena a média dimensão. Trataram-se de estudos condicionados pela escassa informação, relativa ao projecto, construção e/ou exploração da generalidade destas obras.

Das 573 barragens analisadas, 489 eram barragens de aterro. Destas, 327 eram abrangidas pelo RSB e 75 eram grandes barragens, de acordo com a classificação da CIGB.

Na esmagadora maioria dos casos, estas barragens eram objecto de manutenção e exploração deficientes e exibiam diversos estados limite, associados ao corpo da barragem e fundação e aos órgãos hidráulicos.

No que se refere ao corpo da barragem, alguns dos estados limite detectados foram:

- i. erosão externa superficial do paramento de montante (por acção da ondulação);
- ii. erosão externa superficial do paramento de jusante (na maioria dos casos por acção directa da precipitação e de escorrências superficiais, embora nalguns casos por galgamento do aterro);
- iii. fissuração e fendilhação do aterro (em geral, identificada no coroamento e com desenvolvimento longitudinal, raras vezes, transversal);



- iv. movimentos diferenciais do aterro (em geral, assentamentos diferenciais visíveis por observação do coroamento);
- v. perda de estabilidade global do talude de jusante;
- vi. caudais moderados, caudais excessivos localizados ou caudais excessivos percolados através do aterro (emergindo nas cotas inferiores do talude de jusante);
- vii. caudais moderados, caudais excessivos localizados ou caudais excessivos percolados através da fundação (emergindo de forma localizada na inserção do aterro na fundação ou imediatamente a jusante do aterro).

No que se refere aos descarregadores de cheias, os principais estados limite detectados foram: i) insuficiente capacidade de vazão do descarregador de cheias (muitas vezes com concepções deficientes, designadamente e por exemplo, canais descarregadores com curvas acentuadas em trechos de regime rápido ou canais descarregadores materializados por escavação em materiais erodíveis); ii) obstrução das secções de escoamento (alteamento precário da soleira descarregadora para aumentar a capacidade de armazenamento, caudal sólido acumulado nos canais de aproximação à soleira, nos canais descarregadores e nas bacias de dissipação) e iii) rotura estrutural do betão (em geral, da laje de fundo e/ou dos muros dos canais descarregadores).

No que se refere às descargas de fundo, a maioria encontrava-se inoperacional.

Em 2005 e 2006 voltaram a ser lançados pelo INAG concursos de novos grupos de barragens e concursos visando estudos complementares de algumas das barragens analisadas em concursos anteriores.

Apresentam-se, em seguida, alguns exemplos de estados limite de utilização e de estados limite últimos reconhecidos em barragens portuguesas por observação directa, na sequência de inspecção visual das obras.

Os exemplos dados reportam-se a barragens inspeccionadas pela autora no âmbito do trabalho realizado pela COBA para o INAG, referente ao *Plano Especial de Barragens 2001*. As fotografias apresentadas constam do trabalho mencionado.

Os estados limite ilustrados foram reconhecidos em grandes barragens (de acordo com a definição da CIGB) ou em barragens abrangidas pelo RSB. Assim, nas respectivas legendas, as barragens aparecem identificadas, a seguir ao nome, com a designação CIGB ou RSB como forma de diferenciação.

A ordem de apresentação dos exemplos segue a ordem dos grupos de estados limite discriminados nos Quadros 4.19 e 4.20, primeiro, os aspectos gerais (ordem de numeração 100), depois a fundação, encontros e vale a jusante (ordem 200), em seguida o corpo das barragens de aterro (ordem 400), as estruturas hidráulicas (ordem 500) e, finalmente, a albufeira (ordem 600).



Fot. 4.1 - Barragem da Sobrena (CIGB). Vista da margem direita da albufeira. Fotografia tirada para montante. Volume armazenado na albufeira deficitário (ELUt101), por afluições inferiores às estimadas e perdas de água pela fundação e/ou albufeira (COBA, 2001e).



Fot. 4.2 - Barragem de Algalé II (RSB). Vista do aterro e do terreno a jusante. Percolação localizada pela fundação, na zona central do vale, configurando caudais moderados (ELUt 205) (COBA, 2001f).



Fot. 4.3 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Ressurgência com caudais moderados reconhecida no encontro direito, a jusante (ELUt 205) (COBA, 2001g).



Fot. 4.4 - Barragem de Michões (CIGB). Vista do terreno a jusante da barragem. Fotografia tirada do encontro direito. Reconheceu-se erosão superficial dos terrenos a jusante da inserção do aterro na fundação (ELUt206) (COBA, 2001d).





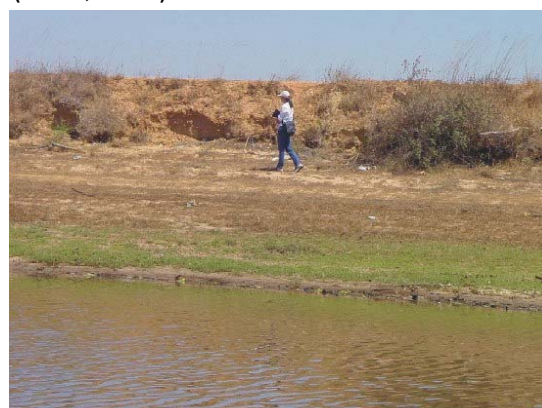
Fot. 4.5 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista do encontro esquerdo, a jusante. Reconhecidos ravinamentos profundos (ELU 205) (COBA, 2001g).



Fot. 4.6 - Barragem de Cadouços III (CIGB). Pormenor dos ravinamentos profundos reconhecidos no encontro direito (ELU 205) (COBA, 2001h).



Fot. 4.7 - Barragem de Michões (CIGB). Vista do paramento de montante. Fotografia tirada para o encontro direito. Visível a alteração do enrocamento de protecção do talude de montante, abaixo do nível frequente da albufeira (ELUt401) (COBA, 2001d).



Fot. 4.8 - Barragem de Monte dos Alhos (RSB). Vista do paramento de montante. Fotografia tirada para jusante. Visível a erosão externa superficial do aterro (ELUt408), por acção da ondulação (COBA, 2001i).

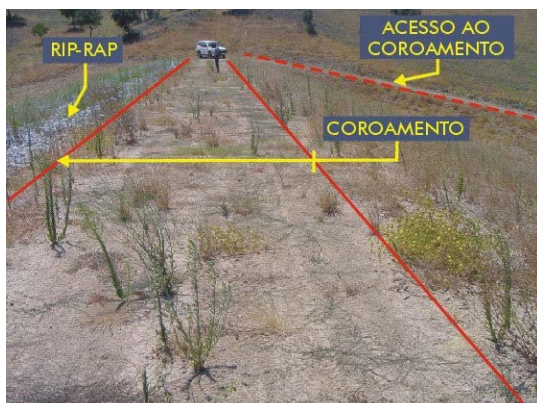


Fot. 4.9 - Barragem de Covões (CIGB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo. Reconhecidos assentamentos em trechos localizados (ELUt410), erosão externa superficial do aterro (ELUt408) e vegetação arbustiva e arbórea (ELUt411) (COBA, 2001j).



Fot. 4.10 - Barragem de Covões (CIGB). Pormenor de fenda longitudinal no coroamento que tem, nalguns trechos, abertura da ordem de grandeza do cm (ELUt407) (COBA, 2001j).





Fot. 4.11 - Barragem de Algalé II (RSB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo. Reconhecida fendilhação excessiva longitudinal (ELU407) (COBA, 2001f).



Fot. 4.12 - Barragem de Algalé II (RSB) . Pormenor de fenda longitudinal no coroamento que tem, nalguns trechos, abertura da ordem de grandeza do cm (ELU407) (COBA, 2001f).



Fot. 4.13 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro direito. Reconhecido desnivelamento do coroamento na zona central, de maior altura dos aterros (ELUt410) (COBA, 2001g).

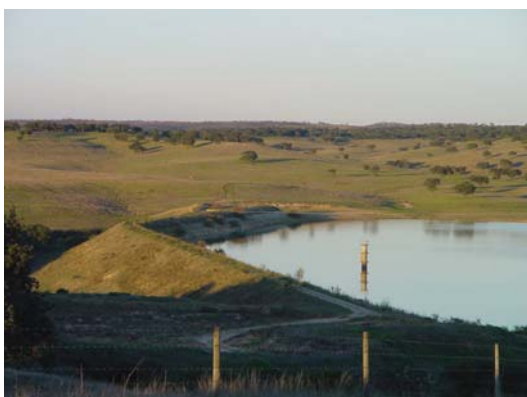


Fot. 4.14 - Barragem de Cadouços I (RSB). Vista do coroamento. Fotografia tirada para o encontro direito. Reconhecido desnivelamento excessivo do coroamento na zona central, de maior altura dos aterros (ELU408), fissuração e fendilhação longitudinal (ELUt409) e vegetação arbustiva e arbórea (ELUt411) (COBA, 2001k).

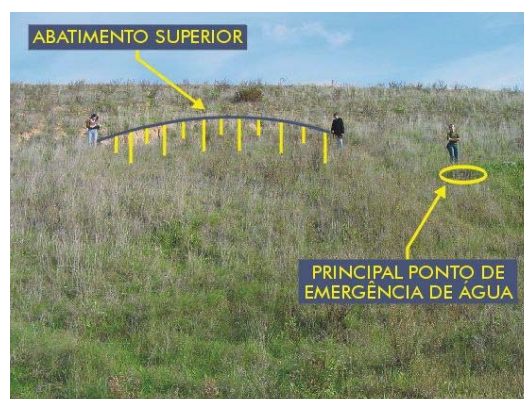


Fot. 4.15 - Barragem de Cadouços I (RSB). Pormenor do coroamento na zona onde se reconheceu um desnível importante relativamente à cota geral do coroamento (ELU408) e em que se identificaram erosões externas (no coroamento e talude de jusante), eventualmente resultantes de galgamento por reduzida altura de lâmina de água (ELU409) (COBA, 2001k).

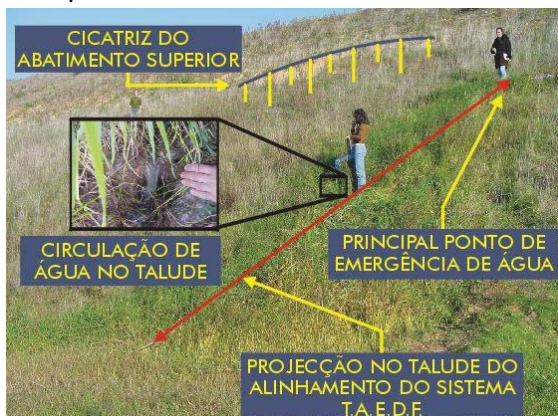




Fot. 4.16 - Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista geral do corpo da barragem. Fotografia tirada do encontro esquerdo. Reconhecido um escorregamento no talude de jusante (ELU411) e percolação concentrada com emergência de caudais importantes a cotas elevadas do talude (ELU405) e erosão interna (ELU410), (COBA, 2001).



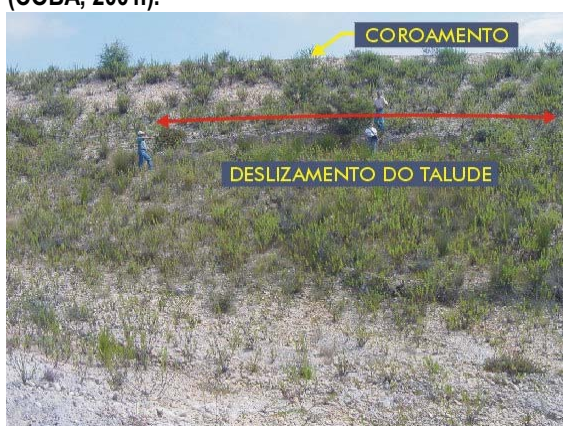
Fot. 4.17 - Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista parcial do talude de jusante. Reconhecido um escorregamento de talude (ELU411) e várias ressurgências com um ponto de emergência principal (ELU405). As ressurgências dispõem-se, aproximadamente, no alinhamento da conduta de tomada de água e descarga de fundo (COBA, 2001).



Fot. 4.18 - Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista de pormenor da área envolvente do principal ponto de emergência de água (ELU405) onde se reconheceu erosão interna tubular (ELU410), (COBA, 2001).



Fot. 4.19 - Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista de pormenor do caudal efluente pelo principal ponto de emergência de água (ELU405) (COBA, 2001).



Fot. 4.20 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista do paramento de jusante. Fotografia tirada para montante. Reconhecido um escorregamento de talude com rejeito de cerca de 0,8-1,0 m (ELU411) (COBA, 2001g).



Fot. 4.21 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Pormenor do rejeito da cicatriz de escorregamento (ELU411) (COBA, 2001g).





Fot. 4.22 - Barragem de Cadouços III (CIGB). Vista geral do paramento de jusante. Fotografia tirada do encontro esquerdo. Reconhecidos ravinamentos profundos (ELU406) e afluência de caudais excessivos (ELU405) (COBA, 2001h).



Fot. 4.23 - Barragem de Cadouços III (CIGB). Pormenor do paramento de jusante. Fotografia tirada para montante. Pormenor dos ravinamentos profundos no aterro (ELU406) (COBA, 2001h).



Fot. 4.24 - Barragem de Monte dos Alhos (RSB). Vista da brecha de uma antiga barragem (RSB) que terá rompido por erosão interna (ELU410) e que se implanta na albufeira de Monte dos Alhos. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001i).



Fot. 4.25 - Barragem da Charnequinha (RSB). Haste e volante de manobra (apoiados em poste de iluminação) da comporta de montante da descarga de fundo e tomada de água. Operacionalidade condicionada (ELU511) por dificuldades de acessibilidade. Corrosão de todos os elementos metálicos e provável inoperacionalidade dos equipamentos (ELU515) (COBA, 2001m).



Fot. 4.26 - Barragem de Covões (CIGB). Válvula de cunha a jusante da conduta de tomada de água e descarga de fundo. Corrosão acentuada (ELU510) (COBA, 2001j).

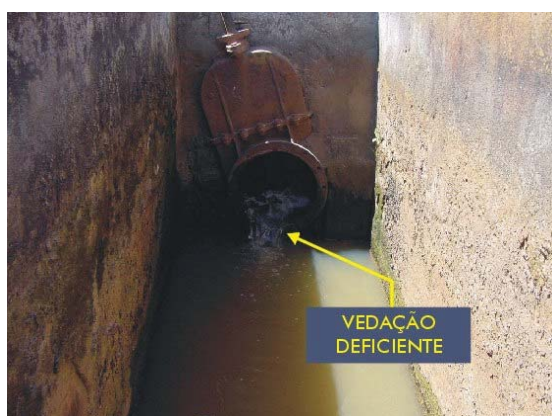




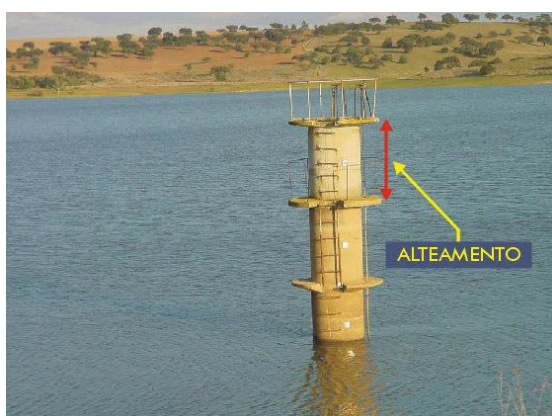
Fot. 4.27 - Barragem da Terça (RSB). Vista geral do passadiço de acesso à plataforma de manobras da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Reconhecida corrosão de todos os elementos metálicos (ELU512) e deterioração excessiva do betão (ELU505) (COBA, 2001n).



Fot. 4.28 - Barragem da Terça (RSB). Pormenor do dispositivo de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Operacionalidade condicionada (ELUt511), designadamente por condicionamentos estruturais do passadiço de acesso (COBA, 2001n).



Fot. 4.29 - Barragem de Monte dos Alhos (RSB). Vista da válvula de jusante da tomada de água e descarga de fundo. Fotografia tirada para montante. A válvula de cunha estava fechada. Perda de estanquidade da válvula (ELU511) e corrosão acentuada (ELU512) (COBA, 2001i).



Fot. 4.30 - Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista da torre de tomada de água e descarga de fundo. Visível a plataforma superior de manobra das comportas de montante, só acessível por embarcação. Fotografia tirada para montante. Operacionalidade condicionada (ELUt511) por dificuldades de acessibilidade (COBA, 2001i).



Fot. 4.31 - Barragem de Vale da Ursa (CIGB). Vista do local de manobras da válvula de tomada de água e descarga de fundo de jusante. Fotografia tirada do coroamento para jusante (visível o vale a jusante da barragem). Câmara inundada e operacionalidade condicionada (ELUt511) (COBA, 2001i).





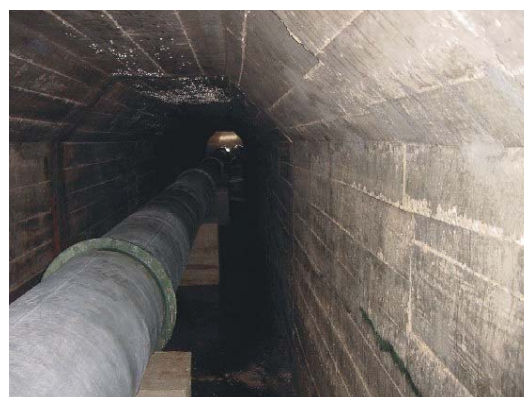
Fot. 4.32 - Barragem de Vale Cobrão (CIGB). Vista da torre de manobra do sistema de descarga de fundo e tomada de água, acessível por passadiço a partir do coroamento. A torre foi objecto de alteamento aquando do alteamento da barragem. Reconhecidas deteriorações no betão dos pilares do passadiço de acesso (ELUt505) (COBA, 2001c).



Fot. 4.33 - Barragem de Vale Cobrão (CIGB). Vista da saída da descarga de fundo (bacia de dissipação) e da tomada de água (câmara a montante do canal de rega). Reconhecidas deteriorações no betão (ELUt505) (COBA, 2001c).



Fot. 4.34 - Barragem de Michões (CIGB). Vista da torre de tomada e passadiço de acesso à plataforma de manobras da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Reconhecida deterioração do betão do pilar de guiamento (ELUt505) (COBA, 2001d).



Fot. 4.35 - Barragem de Michões (CIGB). Vista da secção interior da galeria visitável e da conduta do sistema de tomada de água e descarga de fundo. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se fissuração e fendilhação do betão da galeria (ELUt507) e percolação localizada através do betão (ELUt504) (COBA, 2001d).



Fot. 4.36 - Barragem de Algalé I (RSB). Soleira do descarregador de cheias e trecho inicial do canal. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se fissuração e fendilhação no rasto e nos muros do canal (ELUt507) e material sólido acumulado no interior do canal (ELUt501) (COBA, 2001o).



Fot. 4.37 - Barragem de Algalé I (RSB). Trecho final do canal descarregador e fossa de erosão a jusante. Fotografia tirada do encontro esquerdo. Rotura do trecho final do canal (ELUt516) (COBA, 2001o).





Fot. 4.38 - Barragem da Vale Cobrão (CIGB). Soleira e trecho inicial do canal descarregador. Fotografia tirada para montante. Reconheceu-se erosão superficial do betão (ELUt506), fissuração e fendilhação no rasto e nos muros do canal (ELUt507), movimentos entre blocos (ELUt508) e vegetação em crescimento nas juntas do rasto do canal (ELUt501) (COBA, 2001c).



Fot. 4.39 - Barragem da Vale Cobrão (CIGB). Canal descarregador: trecho final a montante da bacia de dissipação. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se fissuração e fendilhação no rasto e nos muros do canal (ELUt507), movimentos entre blocos com aberturas nas juntas importantes (ELUt508), percolação através de juntas (ELUt503) e vegetação em crescimento nas juntas do rasto do canal (ELUt501) (COBA, 2001c).



Fot. 4.40 - Barragem da Vale Cobrão (CIGB). Bacia de dissipação. Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se obstrução significativa da bacia de dissipação (e do canal de restituição) com material sólido acumulado e vegetação arbustiva (ELUt501) e erosão superficial dos dentes da bacia (ELUt506) (COBA, 2001c).



Fot. 4.41 - Barragem de Daroeira (CIGB). Vista da soleira do descarregador de cheias e do trecho final do canal de aproximação. Reconheceu-se material sólido no canal de aproximação, junto à soleira (ELUt501), e deteriorações do betão (ELUt505) (COBA, 2001).



Fot. 4.42 - Barragem de Daroeira (CIGB). Vista do canal descarregador (sucessão de trechos em degrau). Fotografia tirada para jusante. Reconheceu-se erosão superficial do betão (ELUt506), fissuração e fendilhação do betão (ELUt507) e rotura parcial de lajes do rasto do canal (ELUt510) (COBA, 2001).





Fot. 4.43 - Barragem de Daroeira (CIGB). Vista do canal descarregador (trecho a montante de uma curva). Fotografia tirada para jusante. Rotura parcial de lajes do rasto do canal (ELU510) (COBA, 2001).



Fot. 4.44 - Barragem de Daroeira (CIGB). Vista do canal descarregador (trecho final). Fotografia tirada para montante. Rotura da secção do canal (ELU516) (COBA, 2001).



Fot. 4.45 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista geral do talude de montante da barragem e da entrada do descarregador de cheias, escavado no terreno natural. Fotografia tirada da margem esquerda da albufeira, para jusante. Reconhecida erosão superficial do rasto e dos taludes que materializam a secção de entrada (ELU506) (COBA, 2001g).



Fot. 4.46 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista de pormenor da entrada do canal descarregador escavado no terreno natural. Reconhecida erosão superficial do rasto (ELU506) (COBA, 2001g).



Fot. 4.47 - Barragem de Cadouços II (CIGB). Vista geral do canal descarregador escavado no terreno natural. Fotografia tirada para jusante. Erosão e ravinamentos profundos no rasto do canal escavado (ELU506 e ELU507) (COBA, 2001g).

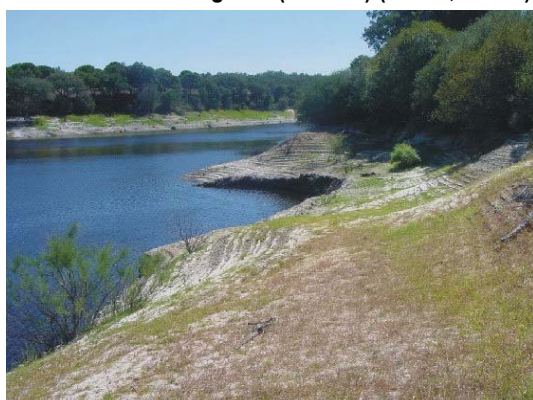




Fot. 4.48 - Barragem de Cadouços III (CIGB). Vista parcial do talude de montante e da entrada do descarregador de cheias, escavado no terreno natural. Fotografia tirada do paramento de montante para a margem direita. Reconhecidas erosões superficiais no rasto e nos taludes da secção de entrada do descarregador (ELUt506). O acesso ao coroamento atravessa a secção de entrada do descarregador, condicionando (em cheia) a acessibilidade ao coroamento e aos equipamentos de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo (ELUt511) (COBA, 2001h).



Fot. 4.50 - Barragem da Terça (RSB). Vista parcial do talude de montante e da entrada do descarregador de cheias. Fotografia tirada da margem direita da albufeira. Alargamento da secção original do descarregador de cheias por erosão do terreno natural à direita, por insuficiente capacidade de vazão do descarregador (ELUt509) (COBA, 2001n).



Fot. 4.49 - Barragem de Cadouços III (CIGB). Vista do canal descarregador de cheias, escavado no terreno natural. Fotografia tirada para jusante. Reconhecidas erosões superficiais no rasto e nos taludes do canal escavado (ELUt506) (COBA, 2001h).



Fot. 4.51 - Barragem da Terça (RSB). Vista do canal descarregador, escavado no terreno natural. Fotografia tirada para montante. Reconhecidas erosões superficiais no rasto e nos taludes do canal escavado (ELUt506) (COBA, 2001n).

Fot. 4.52 - Barragem de Porches (CIGB). Margem esquerda da albufeira. Fotografia tirada para montante. Visível pequeno movimento de instabilidade do talude (ELUt605) (COBA, 2001b).

## 4.6 – CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

As barragens de aterro são infra-estruturas complexas, constituídas por subsistemas diversos, cujo bom desempenho individual e articulado é essencial para o sucesso da obra.

A implementação fundamentada de abordagens orientadas para o risco requer, em primeiro lugar, o conhecimento das obras em questão, designadamente, das condicionantes locais e ambientais, dos materiais de construção e da concepção estrutural, dos aspectos construtivos e de exploração, assim como dos estados limite e modos de rotura potenciais.

O conhecimento das vulnerabilidades associadas a cada obra permitirá fundamentar a avaliação da sua fiabilidade.

A existência de bases de dados de barragens, com a síntese das suas principais características, e de registos históricos dos vários modos de rotura, permitem fundamentar o cálculo de frequências históricas de rotura, e de frequências normalizadas, matéria que será retomada no Capítulo 5.

Em 1986 estavam registadas pela CIGB mais de 36000 grandes barragens em exploração em todo o mundo, sendo que cerca de 83% são barragens de terra e de enrocamento. À data, deverão existir mais de 50000 grandes barragens.

As barragens de aterro são hoje as mais construídas em todo o mundo. Tratam-se de soluções versáteis, seja no que se refere às condições de fundação seja no que se refere aos materiais de construção, cuja construção foi impulsionada, na segunda metade do século XX, pelos avanços tecnológicos no domínio da execução de aterros.

Os desenvolvimentos científicos vieram, também, contribuir para a consolidação de algumas questões fundamentais associadas à sua concepção estrutural, ao dimensionamento e à inspecção e observação do seu comportamento.

Não obstante o consenso generalizado sobre alguns critérios fundamentais de projecto, tratam-se de obras sempre singulares, fruto da diversidade de factores que as condicionam e da sua valorização - necessariamente subjectiva - por parte do projectista, a quem cabe, apesar das incertezas, tomar decisões. A singularidade destas obras deve estar sempre presente quando se procede ao tratamento estatístico de registos históricos, que devem ser utilizados de forma parcimoniosa.

Os registos históricos são, no entanto, uma fonte indiscutivelmente valiosa de informação.

A análise dos registos históricos de roturas permite concluir que:

1. a percentagem de roturas de grandes barragens tem vindo a decrescer, sendo esta percentagem significativamente inferior para barragens construídas depois de 1950;
2. uma grande percentagem de roturas (estimada em 70% em CIGB, 1995a) ocorreram em barragens com idades até 10 anos;

3. Os modos de rotura mais frequentes do corpo de barragens de aterro são a erosão externa por galgamento e a erosão interna;
4. A erosão externa por galgamento tem como causa mais comum a insuficiente capacidade de evacuação do descarregador de cheias.

Nas diversas referências bibliográficas consultadas, o valor de frequência anual de rotura de barragens de aterro varia, duma maneira geral, entre  $5 \times 10^{-4}$  e  $2 \times 10^{-5}$ .

Foster et al. (2000) apresentam valores de  $5,6 \times 10^{-5}$  para a frequência anual de rotura por erosão interna e de  $1,5 \times 10^{-5}$  para a frequência anual de rotura por perda de estabilidade global do maciço de jusante, para barragens em exploração há mais de cinco anos. As frequências anuais de rotura por erosão externa por galgamento são, neste estudo, um pouco inferiores à indicada para a rotura por erosão interna.

Atendendo, designadamente, às condicionantes locais e ambientais, aos materiais de construção e à concepção estrutural do corpo das barragens e dos órgãos hidráulicos, elaboraram-se mapas de vulnerabilidades em correlação com os estados limite últimos *erosão interna*, *erosão externa (por galgamento)* e *perda de estabilidade global do maciço de jusante*.

O dimensionamento de estruturas pelo método dos estados limite é prática corrente há várias décadas, tendo sido mais recentemente adoptado pela engenharia civil geotécnica, o que implicou, naturalmente, alguns ajustamentos.

Esta prática, adoptada a nível europeu pelos Eurocódigos, permitiu, designadamente, a uniformização do dimensionamento de diversos tipos de obras de engenharia.

Julga-se que se teria muito a ganhar com a transposição desta filosofia para o dimensionamento de barragens de aterro, obras que congregam diferentes tipos de estruturas (aterros, túneis, galerias, torres, passadiços, descarregadores de cheias, etc.).

Com o intuito de contribuir para a uniformização na implementação das análises de riscos (matéria que será tratada no Capítulo 5) mas, também, de incentivar a discussão e a adopção futura desta filosofia de dimensionamento no domínio das barragens de aterro, identificaram-se estados limite últimos e de utilização afins a estas obras.

As soluções tipo das grandes barragens de aterro portuguesas apresentam especificidades associadas às épocas em que foram projectadas e construídas com interesse para as análises de riscos.

O parque de grandes barragens de aterro portuguesas em exploração contava, em 2005, com cerca de 153 obras, 93 das quais cadastradas no *site* da CNPGB.

Trata-se de um parque de barragens muito heterogéneo. Algumas das barragens mais antigas (construídas, fundamentalmente, antes de 1960) têm soluções que foram, à data da sua construção, arrojadas e inovadoras para a época. As barragens construídas entre 1960 e 1990 reflectem, duma maneira geral, o conhecimento do comportamento dos solos, os avanços tecnológicos de execução de aterros e a integração progressiva de

sistemas de observação. No que se refere às barragens mais recentes (posteriores a 1990) é visível a consolidação dos critérios de projecto e dos procedimentos de execução, controlo e observação.

A consolidação dos critérios de projecto, a sistematização e a generalização da boa prática na engenharia de barragens foi impulsionada, na década de 90, pela publicação do Regulamento de Segurança de Barragens e das Normas de Projecto, de Observação e Inspeção e de Construção.

Não obstante, o aumento significativo do número de barragens de aterro construídas neste período, designadamente promovidas por particulares e ao abrigo de fundos de desenvolvimento, contribuiu para a existência, hoje em dia, de um número significativo de obras que não se regem pelos códigos de boa prática acima mencionados. Tratam-se de obras de pequena a média dimensão, em muitos casos com concepções deficientes e dimensionamentos desconhecidos, em más condições de conservação e exibindo uma diversidade de estados limite.

No que se refere a roturas de grandes barragens de aterro portuguesas, na bibliografia da especialidade, encontra-se apenas referência a um caso, a barragem de Venda Velha. Trata-se de uma barragem que rompeu em 1959, por erosão externa na sequência de galgamento, por insuficiente capacidade de vazão do descarregador de cheias, que provocou uma cheia induzida no vale a jusante.

Regista-se a referência a diversas roturas de barragens de aterro de pequena a média dimensão, originando cheias no vale a jusante. Citam-se, a título de exemplo, os casos da barragem dos Hospitais, que rompeu por erosão interna na sequência do primeiro enchimento, e da barragem da Vendinha, que rompeu por erosão externa na sequência de galgamento.

A inexistência de uma base de dados destas ocorrências históricas é uma lacuna que importa colmatar, sendo de salientar, no que se refere a este aspecto, o trabalho recentemente iniciado, de registo de roturas, por um grupo constituído no seio da Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens, que se reveste do maior interesse.



## 5 – GESTÃO DE RISCOS

### 5.1 - INTRODUÇÃO

A gestão de riscos, e a análise de riscos em particular, contam já com algumas décadas de experiência e o reconhecimento generalizado nalgumas áreas técnico-científicas, como são os casos, designadamente, das indústrias aeroespacial, nuclear, química, exploração de petróleo e gás *offshore*, transporte ferroviário e rodoviário de explosivos e produtos inflamáveis.

A *Society for Risk Analysis*<sup>21</sup> (SRA), com delegações nos Estados Unidos da América, Japão e Europa constitui um exemplo do interesse que a matéria desperta. Com mais de 25 anos de existência, a SRA é responsável por diversas publicações e constitui um *forum* de discussão e divulgação de informação relativa às várias actividades da gestão de riscos, no âmbito de diversas áreas técnico-científicas e económico-sociais.

Existem, pois, ao dispor da engenharia de barragens, métodos e técnicas de apoio à gestão e à análise de riscos relativamente aos quais há grande experiência de utilização noutras áreas e um vasto conjunto de bibliografia da especialidade. Não obstante, o carácter singular das barragens, as especificidades das suas diversas componentes e a complexidade das interacções entre estas, exigem a realização de um trabalho de base pormenorizado que fundamente a adaptação e/ou utilização sustentada das ferramentas existentes.

No domínio das barragens, as análises de riscos só na última década começaram a ter uma divulgação generalizada no seio da comunidade científica afim - embora as primeiras análises deste tipo datem dos anos 70 (Bowles et al., 1998) - registando-se a realização de congressos e conferências que tratam implícita ou explicitamente o tema e a publicação de documentação diversa sobre a matéria.

No que se refere a congressos e conferências que tenham tratado abordagens orientadas para o risco, inseridas no tema da segurança de barragens, salientam-se: o *International Workshop on Dam Safety Evaluation*, em Grindelwald, Switzerland (em 1993), o *International Seminar on Dam Safety*, em Trivandrum, Índia (em 1996) e o *International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety*, em Barcelona, Espanha (em 1998).

O 20º Congresso das Grandes Barragens, organizado pela CIGB, que se realizou em Beijing, China (em 2000), constitui um marco na divulgação das abordagens de riscos, já que foi o primeiro grande congresso internacional em que o risco aparece como uma área individual de destaque: Questão 76 – *The use of risk analysis to support dam safety decisions and management*.

A seguir ao 20º Congresso da CIGB, realizaram-se vários congressos e *workshops* dedicados especificamente ao risco, de que são exemplos o *Specialty Workshop on Risk Assessment for Dams*, em Utah, EUA (em 2001), o *Large Dams Risk Workshop*, em Launceston, Austrália (em 2003), e o *Dam Safety Risk Assessment Seminar and Workshop*, em Ottawa, Canadá (em 2004).

---

<sup>21</sup> [www.sra.org](http://www.sra.org)



No que se refere a publicações, particular destaque é devido ao Boletim 130 da CIGB, publicado em 2005 sob o título *Risk Assessment in Dam Safety Management. A Reconnaissance of Benefits, Methods and Current Applications*.

Outras publicações justificam também a sua referência, pelo seu valor técnico-científico e/ou pela sua contribuição para a divulgação de metodologias e métodos inerentes à gestão de riscos no domínio das barragens, designadamente:

1. *Guidelines on Risk Assessment* (ANCOLD, 1994);
2. *Alamo Dam Demonstration Risk Assessment. Summary Report* (USACE, 1999);
3. *Reservoir Safety – Floods and Reservoir Safety Integration* (Brown e Root, 2002);
4. *Risk Management for UK Reservoirs* (CIRIA, 2000);
5. *Dam Safety Risk Analysis Methodology. Version 3.3.1* (USBR, 2003);
6. *Guidelines on Risk Assessment. Revision of 1994 Guidelines* (ANCOLD, 2003);
7. *Risk and Uncertainty in Dam Safety* (Hartford e Baecher, 2004).

Embora alguns países – como são os casos da África do Sul, da Austrália e da Nova Zelândia - e alguns Donos de Obra – designadamente, a BC Hydro (Canadá) e o USBR (EUA) - tenham já experiência relevante na implementação de actividades de gestão e de análise de riscos, estas estão ainda longe de se constituírem como prática corrente na generalidade dos países membros da CIGB.

Verifica-se, aliás, relativamente a esta matéria, uma grande heterogeneidade de posições entre os países que integram a CIGB, que passa pela aceitação, aceitação condicionada ou contestação explícita a este tipo de abordagens (CIGB, 2005).

Algumas comissões nacionais de grandes barragens constituíram grupos de trabalho para apropriação e desenvolvimento dos conhecimentos na matéria. São esses os casos, por exemplo, das Comissões Australiana, Francesa, Italiana, Canadiana e Portuguesa. A Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens (CNPGB) constituiu, em 2003, o Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens, cuja actividade deverá ser concluída em 2008.

Em Portugal, no domínio das barragens, não existe experiência na implementação de análises de riscos, embora algumas das actividades da gestão de riscos, designadamente do controlo de riscos, sejam uma prática estabelecida e disponham já de normas e regulamentação afim. São esses os casos, designadamente, das actividades de auscultação e inspecção, dos estudos de rotura e dos planos de emergência internos.

No âmbito das análises de riscos, o estudo sobre a barragem de Al Wahda (Mineiro, 1992) é a primeira aplicação deste tipo de análise a uma barragem de aterro, o que constitui uma excepção que não teve continuidade na engenharia civil geotécnica portuguesa (Maranha das Neves, 2002a).

No presente capítulo, após a apresentação da metodologia geral de gestão de riscos, da terminologia e de alguns conceitos fundamentais afins, tratam-se as principais actividades inerentes à gestão de riscos em barragens: análise de riscos, apreciação de riscos e controlo de riscos.

No que se refere à análise de riscos, são objecto de tratamento particular a identificação e a avaliação de modos de rotura, abordando-se também (naturalmente com menor desenvolvimento) a identificação e a avaliação das consequências, com vista à estimativa do risco. Relativamente à apreciação de riscos, tratam-se questões relacionadas com a percepção do risco, com o significado e a representação do risco individual e do risco societal e propõem-se critérios de apreciação de riscos para barragens portuguesas. No âmbito do controlo de riscos, são objecto de referência sumária as actividades de decisão, mitigação, prevenção e detecção, planeamento de emergência, revisão e comunicação de riscos.

No trabalho desenvolvido deu-se particular destaque à análise de riscos e à apreciação de riscos, atendendo a que o controlo de riscos encerra um conjunto diversificado de actividades, algumas comuns ao controlo da segurança e que são já objecto de implementação corrente e, outras, cujas matérias ultrapassam o âmbito desta dissertação.

Finalmente, faz-se referência às práticas de utilização de abordagens orientadas para o risco no domínio das barragens, com particular destaque para os países com experiência já relevante nestas matérias, e apresentam-se algumas conclusões e considerações finais.

## 5.2 – METODOLOGIA GERAL E TERMINOLOGIA

A *gestão de riscos* (Figura 5.1) consiste no desenvolvimento integrado das actividades de *análise de riscos* e de *apreciação de riscos* (*avaliação de riscos*) e de decisão sobre a sua aceitabilidade e/ou tolerabilidade, mitigação, prevenção, detecção, planeamento de emergência, revisão e comunicação de riscos (cujo conjunto de actividades se insere no *controlo de riscos*).

A *gestão de riscos* encerra, pois, um conjunto de actividades por excelência multidisciplinares que interessam não só a vasta área técnico-científica das análises de riscos – envolvendo os domínios da geologia e da geotecnia, das estruturas, da hidrologia e da hidráulica, dos equipamentos eléctricos e hidromecânicos e do ambiente - como também as áreas política, social e económico-financeira. Estas últimas assumem particular destaque na apreciação de riscos e nos processos de decisão e de comunicação.

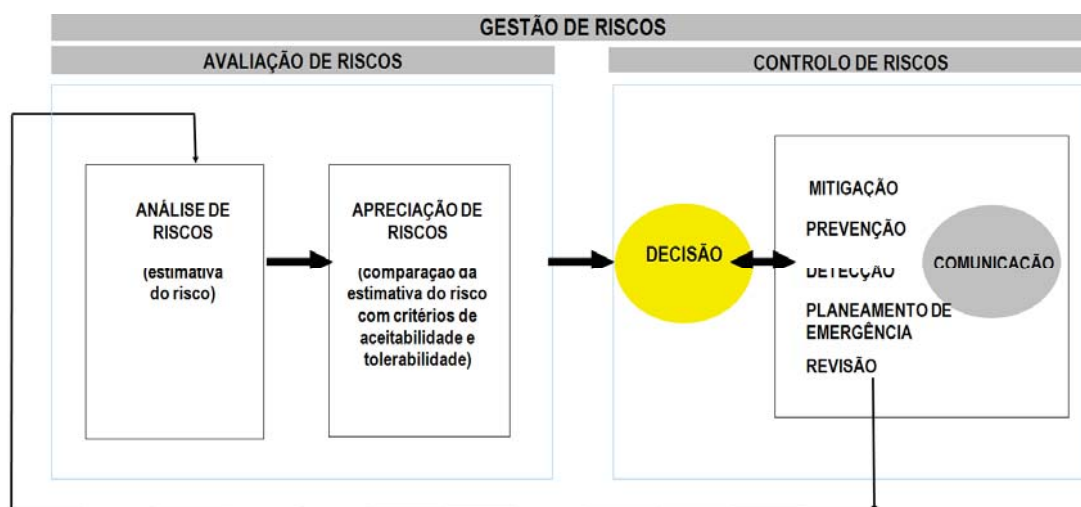


Fig. 5.1 – Actividades fundamentais da gestão de riscos.

Os interesses diversificados das várias áreas, por vezes opostos, têm que ser compatibilizados na maioria das actividades de controlo de riscos, designadamente e em particular, na decisão e na mitigação de riscos, no aviso e alerta das populações e na globalidade do planeamento de emergência que requer um trabalho conjunto, perfeitamente articulado, para que seja implementado com sucesso.

Na Figura 5.2 pormenorizam-se as principais etapas das actividades contidas na gestão de riscos, que adiante serão objecto de tratamento.

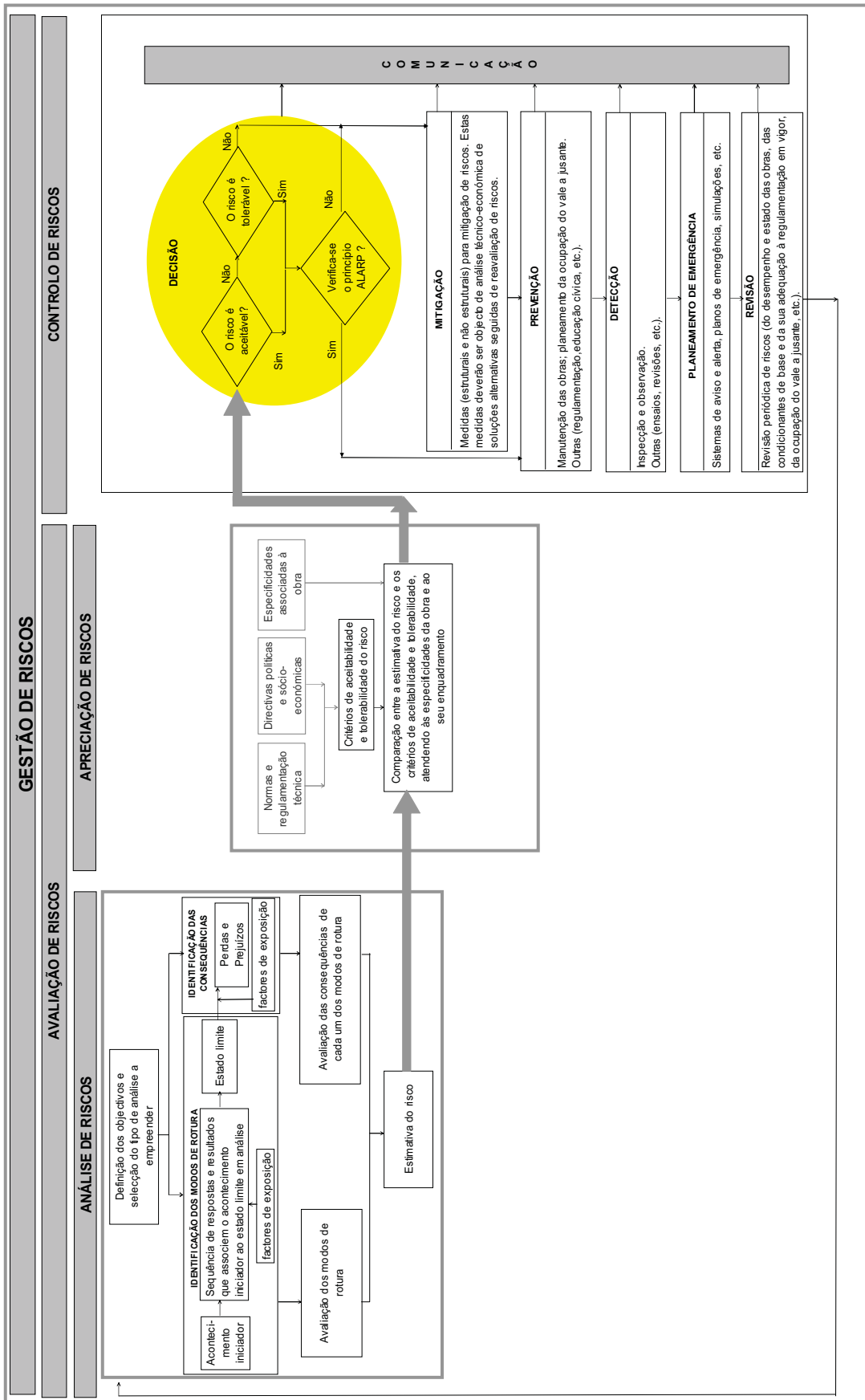
Vários são os benefícios e os obstáculos que têm sido associados à implementação da gestão e da análise de riscos, no domínio das barragens. Um conjunto importante dos argumentos, que em seguida se sintetizam, é reconhecido na generalidade dos trabalhos da especialidade, dos quais se citam, a título de exemplo, Morris et al. (1999), Bowles et al. (1997, 1998 e 1999) e Kreuzer (2000).

No que se refere aos principais benefícios, são de distinguir:

1. o conhecimento fundamentado e pormenorizado das barragens, respectivos subsistemas e componentes, e interações entre estes, assim como dos vários modos de rotura, o que é um resultado dos processos lógicos, indutivos ou dedutivos, inerentes à maioria dos métodos de apoio à implementação das análises de riscos;
2. a focalização no trinómio acções (ou causas) – desempenho - consequências e a clarificação do que é certo e do que é incerto, conduzindo a uma análise mais objectiva dos riscos e dos custos-benefícios de medidas estruturais e não estruturais para a sua mitigação;
3. a possibilidade de hierarquização da importância, para uma determinada barragem, dos diversos modos de rotura, com vista, por exemplo, à definição de prioridades de implementação de medidas de mitigação de riscos;
4. a possibilidade de hierarquização de barragens, dentro de um determinado grupo, visando a definição de prioridades de intervenção;
5. a divulgação e a generalização do conhecimento numa área científica habitualmente restrita;
6. a informação mais objectiva do decisor e do público em geral.

No que se refere aos principais obstáculos, distinguem-se:

1. a eficácia das abordagens tradicionais que têm pautado o projecto e a avaliação da segurança de barragens, pelo que o acréscimo de tempo e custo associados à realização de algumas das actividades da gestão de riscos, designadamente as inseridas na avaliação de riscos, podem ser considerados um investimento discutível, nomeadamente em países em que os níveis de segurança dos respectivos parques de barragens se possam considerar elevados;



Legenda: ALARP – Abreviatura de As Low As Reasonably Possible, princípio que adiante se referirá

Fig. 5.2 – Principais etapas das actividades da gestão de riscos.

2. o carácter singular das barragens (condições de fundação, sismologia, regime hidrológico, materiais de construção, zonamentos internos, sistemas filtrantes/drenantes, técnicas de colocação e compactação, órgãos hidráulicos, equipamentos hidromecânicos e eléctricos, etc.), cujo comportamento depende dos vários subsistemas e componentes afins e das respectivas interligações, que determina a possibilidade de ocorrência de um leque muito variado de modos de materialização da rotura, dificultando a sua avaliação;
3. a carência de normas orientadoras que permitam, em conjunto com a divulgação e a formação das entidades e dos técnicos interessados, a aplicação harmoniosa e eficaz deste tipo de metodologias pela generalidade da comunidade científica afim;
4. a necessidade de estabelecer critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos, que interessam aspectos tão diversos como os técnico-científicos, socio-políticos, económico-financeiros, ambientais, éticos e morais;
5. a complexidade da estimativa da probabilidade de ocorrência de determinados modos de rotura, constituindo a erosão interna do corpo de barragens de aterro o exemplo mais frequentemente assinalado;
6. o cepticismo, que em geral precede a aplicação de novas metodologias e que, crê-se, desempenha um papel principal no seio da oposição à implementação destas novas abordagens.

A gestão de riscos constitui, efectivamente, uma área recente no domínio das barragens, facto que explica o aparecimento, em referências bibliográficas da especialidade, de significados distintos atribuídos a alguns dos seus termos chave.

O vocábulo risco merece, naturalmente, destaque particular.

A palavra risco entrou para a terminologia da engenharia de barragens muito antes da aplicação a esta área dos conceitos de gestão de riscos. É, pois, natural que se encontrem em várias fontes bibliográficas significados distintos para o risco. Estes foram, no entanto, evoluindo no tempo, assumindo, à data, um consenso quase generalizado.

O risco, inicialmente considerado, por alguns autores, como a probabilidade de rotura (associada ao colapso estrutural) e, por outros, como a materialização das consequências dessa rotura é, actualmente, associado ao produto da probabilidade de ocorrência da rotura pelas respectivas consequências, como se pode ver pelas definições que se apresentam no Quadro 5.1.

**Quadro 5.1 – Algumas definições actuais do vocábulo risco.**

DEFINIÇÃO	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA
<i>Risk is a measure of the probability and severity of an adverse effect to health, property, or environmental. Risk is estimated by the mathematical expectation of the consequences of an adverse event occurring (i.e. the product of the probability of occurrence and the consequences). However, a more general interpretation of risk involves probability and consequences in non-product form.</i>	CIRIA (2000)
<i>Risk is sometimes narrowly defined as the probability of a specified unwanted event or hazard occurring within a given period, but it can more generally be considered as a function of the probability of occurrence and the magnitude of the consequences.</i>	Penman (2000)
<i>Risk is a measure of economic loss or human injury in terms of both the incident likelihood and the magnitude of the loss or injury.</i>	Menescal et al. (2001)
<i>Risk is a measure of the probability and severity of an adverse effect to life, health, property, or the environment. Risk is estimated by the mathematical expectation of the consequences of an adverse event occurring or, alternatively, by the triplet of scenario, probability of occurrence and the consequence.</i>	CIGB (2005)

No que se refere ao caso português, não podem deixar de se mencionar os conceitos introduzidos pela primeira edição de RSB, de 1990, de risco potencial e de risco efectivo. O primeiro, designando a quantificação das consequências de um acidente, independentemente da probabilidade da sua ocorrência, e, o segundo, o produto do risco potencial pela probabilidade de ocorrência do acidente com ele relacionado.

A revisão do RSB, recentemente publicada, introduz, como seria de esperar, alterações à terminologia acima apresentada. Risco potencial foi substituído por danos potenciais e risco efectivo por risco (SRB, 2007). As alterações mencionadas visam, designadamente, a uniformização com o significado da palavra risco que gradualmente se tem vindo a impor no domínio das barragens.

Em síntese, e atendendo às actuais orientações da CIGB, risco é a medida da probabilidade e da severidade de uma ocorrência com consequências humanas, sócio-económicas ou ambientais adversas.

O risco é, pois, uma quantificação matemática que deverá traduzir, num determinado instante, o conhecimento e estado da barragem e a expectativa do seu desempenho futuro e das consequências duma eventual rotura. A grandeza risco variará ao longo da vida da obra, seja por variação da probabilidade de materialização da rotura seja por variação das consequências inerentes, carecendo, assim, de revisão periódica.

Um outro vocábulo que merece um destaque particular é a palavra *falha*. Trata-se de um termo de grande utilização no âmbito das análises de riscos que caracteriza, duma maneira geral, uma deficiência com capacidade para comprometer a função atribuída a um determinado componente ou subsistema.

A utilização deste vocábulo é uma prática estabelecida há décadas no âmbito de abordagens orientadas para o risco no domínio de algumas engenharias, como são os casos, por exemplo, das engenharias química, mecânica e electrotécnica. No domínio das barragens, trata-se, no entanto, de um termo que levanta algumas



reservas. Identificar, por exemplo, o colapso estrutural do corpo de uma barragem pela palavra *falha* não parece, em primeira análise, apropriado. No entanto, será difícil dissociar este termo das análises de risco de barragens já que faz parte integrante da designação de alguns dos métodos de maior divulgação.

A utilização de termos pouco intuitivos e de difícil aceitação pelo meio técnico é factor de confusão e entrave à desejada uniformização.

No domínio das barragens, os termos técnicos tradicionalmente utilizados nem sempre são iguais aos termos correspondentes utilizados noutras obras civis, sendo que se procurou, neste documento, fazer um esforço de aproximação à terminologia dos Eurocódigos.

Previamente ao desenvolvimento das matérias relativas à gestão de riscos, e face à importância dos termos da especialidade assumirem um significado preciso, considerou-se pertinente introduzir nesta secção um pequeno glossário de termos afins à sua compreensão. Este é apresentado dividido em duas partes: i) termos e conceitos gerais no âmbito da gestão de riscos (Quadro 5.2) e ii) termos específicos das análises de riscos (Quadro 5.3). Tendo em conta que se trata de um pequeno glossário, optou-se por não recorrer à ordem alfabética.

Os termos constantes dos Quadros 5.2 e 5.3 são apenas aqueles de maior uso e que se considerou importante apresentar em conjunto, sendo que ao longo do texto, sempre que se julgar pertinente, se introduzirá o significado de outros termos relevantes para a compreensão das matérias em análise.

**Quadro 5.2 – Glossário de alguns vocábulos afins à gestão de riscos de barragens.**

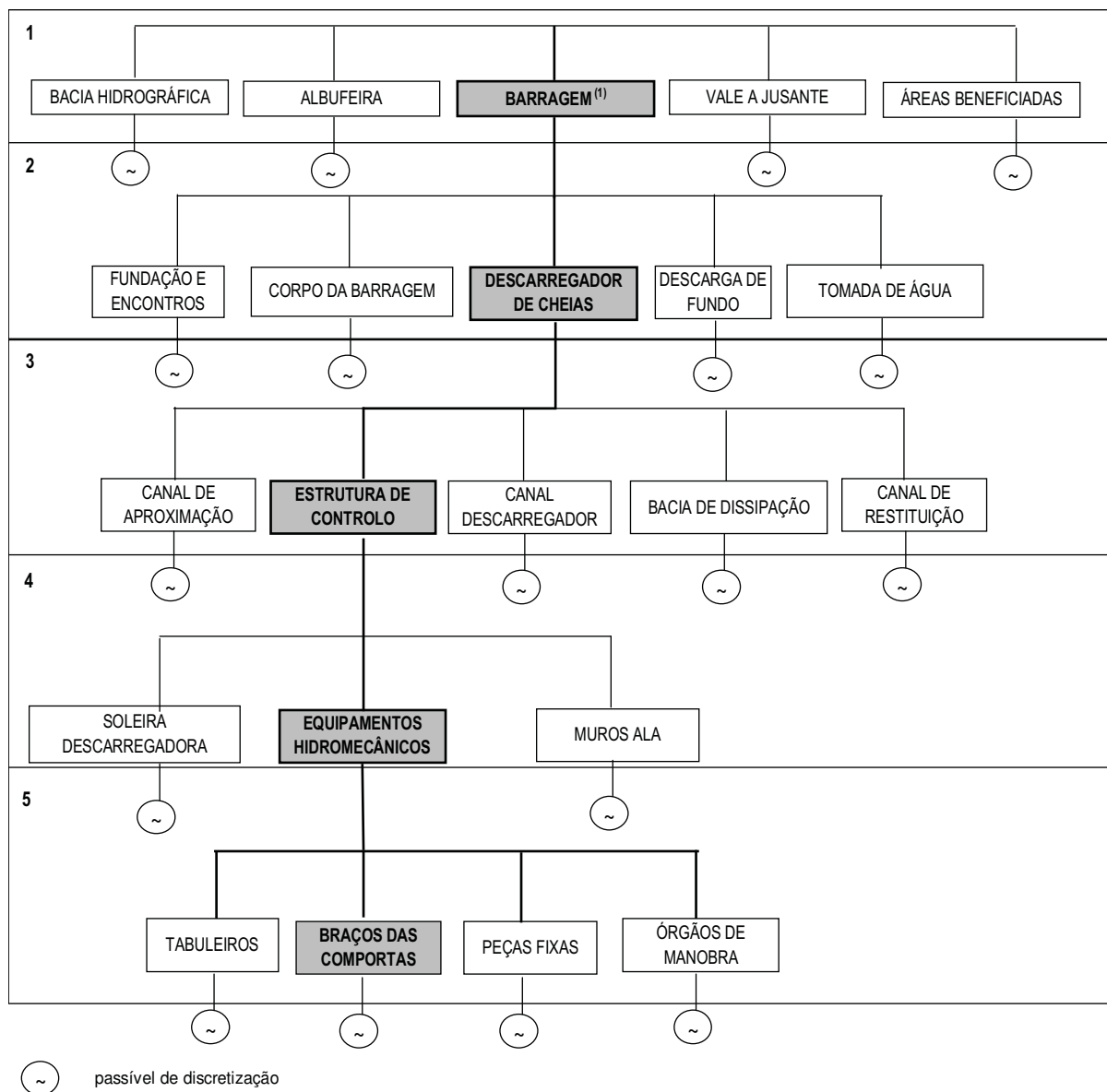
<b>TERMO/EXPRESSÃO</b>	<b>SIGNIFICADO/CONCEITOS</b>
Risco	Medida da probabilidade e da severidade de uma ocorrência com consequências humanas, sócio-económicas ou ambientais adversas.
Risco aceitável	Risco que a sociedade ou o indivíduo potencialmente interferido estão preparados para aceitar, sem quaisquer alterações ao nível das medidas de controlo de riscos (ainda que se considere que deve sempre ser verificado o princípio ALARP).
Risco intolerável	Risco que a sociedade ou o indivíduo potencialmente interferido não estão dispostos a tolerar.
Risco tolerável	Risco superior ao aceitável e inferior ao intolerável (intervalo de tolerabilidade) que a sociedade ou o indivíduo potencialmente interferido estão dispostos a tolerar, de forma a assegurar determinados benefícios e no pressuposto deste ser mantido sob controlo e de ter sido verificado o princípio ALARP.
Risco involuntário	Risco que é imposto à sociedade ou ao indivíduo potencialmente interferido.
Risco voluntário	Risco que a sociedade ou o indivíduo potencialmente interferido estão preparados para aceitar, de modo a obter algum benefício.
Risco individual	O incremento de risco imposto a um indivíduo pela existência de uma unidade industrial perigosa, no caso em análise, de uma barragem
Risco societal	Risco associado a consequências catastróficas (por exemplo, perdas de vidas humanas e feridos graves, elevadas perdas económico-financeiras, danos ambientais, etc.) com grande impacto na comunidade afectada e na população em geral, captando a atenção dos meios de comunicação social e resultando em intervenções várias do poder político.

**Quadro 5.2 (cont.) – Glossário de alguns vocábulos afins à gestão de riscos de barragens.**

TERMO/EXPRESSÃO	SIGNIFICADO/CONCEITOS
Análise de riscos	<p>Análise de riscos é o processo conducente à estimativa do risco. Trata-se de uma actividade que exige a compreensão pormenorizada do sistema, subsistemas e/ou componentes afins e das suas respectivas interacções.</p> <p>Uma análise de riscos inclui, em geral, as seguintes etapas: i) definição dos objectivos e selecção do tipo de análise a empreender; ii) identificação dos modos de rotura – acontecimento iniciador, respostas e resultados nos subsistemas de vários níveis que associem, tendo em conta os respectivos factores de exposição, o acontecimento iniciador ao estado limite do sistema (ou subsistema) em análise, iii) identificação das consequências, também função de factores de exposição; iv) avaliação dos modos de rotura, v) avaliação das consequências e vi) estimativa do risco.</p> <p>As análises de risco visam apoiar um determinado processo de decisão, pelo que o seu nível de desenvolvimento e tipo de análise são função dos objectivos pretendidos. Podem dividir-se as análises de risco em duas categorias genéricas: análises qualitativas ou semi-quantitativas e análises quantitativas.</p>
Análise de riscos qualitativa ou semi-quantitativa	Análise descritiva ou análise que incorpora a criticalidade através de escalas de ordenação para caracterizar a possibilidade de ocorrência de rotura, a grandeza das suas consequências e o risco.
Análise de riscos quantitativa	Análise que recorre à quantificação da probabilidade de ocorrência de rotura e da grandeza das consequências (que também têm carácter probabilístico).
Apreciação de riscos	<p>Ponderação e julgamento do significado do risco. Há que comparar a estimativa do risco com critérios pré-estabelecidos de risco aceitável e de risco tolerável.</p> <p>Trata-se de uma actividade que ultrapassa o domínio técnico e que deverá integrar determinações provenientes de entidades reguladoras, em conformidade com directivas políticas e socio-económicas, ponderadas que sejam as especificidades da obra em causa (como sejam, por exemplo, os seus objectivos, a importância dos seus benefícios, o meio em que se insere, etc.).</p>
Avaliação de riscos	Consiste no conjunto das actividades de análise de riscos e de apreciação de riscos.
Controlo de riscos	<p>Conjunto de actividades integradas de decisão, mitigação, prevenção, detecção, planeamento de emergência, revisão e comunicação do risco, a empreender na sequência da avaliação de riscos.</p> <p>Após a apreciação do risco há que tomar decisões, designadamente, sobre a necessidade da sua mitigação e sobre a viabilidade técnico-económica das eventuais medidas de mitigação de riscos, a implementar nos casos em que o risco seja intolerável ou nos casos em que o risco, sendo tolerável (ou aceitável), é passível de redução em conformidade com o princípio ALARP.</p>

**Quadro 5.2 (cont.) – Glossário de alguns vocábulos afins à gestão de riscos de barragens.**

TERMO / EXPRESSÃO	SIGNIFICADO/CONCEITOS
Controlo de riscos (cont.)	<p>Qualquer que seja o caso, haverá que implementar medidas de prevenção, de detecção, de planeamento de emergência e de revisão periódica do risco. A revisão do risco resulta, designadamente, do seu carácter variável no tempo.</p> <p>Por outro lado, há que implementar e coordenar o funcionamento de um sistema de comunicação do risco, no sentido da sua divulgação. A diversidade de Entidades potencialmente interessadas no âmbito do controlo de riscos obriga a uma planificação cuidada da divulgação do risco entre os vários intervenientes que permita, de forma rápida e eficiente, transmitir informações e decisões, por exemplo, em situações de alerta e de alarme. Também a divulgação do risco aos meios de comunicação, e à população em geral, assume particular relevância, seja em situações de exploração normal seja em situações de emergência.</p>
ALARP	Princípio que estipula que um risco que esteja dentro do intervalo de tolerabilidade se aceita apenas se a sua redução for impraticável ou se os custos das medidas estruturais ou não estruturais conducentes à sua redução forem desproporcionados em relação ao benefício.
Gestão de riscos	Desenvolvimento integrado das actividades de <i>avaliação de riscos</i> (análise de riscos e apreciação de riscos) e de <i>controlo de riscos</i> (decisão, mitigação, prevenção, detecção, planeamento de emergência, revisão e comunicação).
Sistema	<p>Domínio com fronteiras bem definidas que pode ser sucessivamente decomposto em vários níveis de subsistemas, até níveis elementares. Os subsistemas de vários níveis (que podem, por exemplo, ser conjuntos de estruturas, estruturas ou componentes elementares) relacionam-se entre si e concorrem, em conjunto, para o adequado desempenho do sistema.</p> <p>Na Figura 5.3 apresenta-se uma divisão ilustrativa em sistemas e subsistemas que se julga globalmente adequada às especificidades do domínio das barragens (para um arranjo geral hipotético). Apresenta-se, designadamente, o conjunto de cinco sistemas principais - <i>bacia hidrográfica, albufeira, barragem, vale a jusante, áreas beneficiadas</i> – e subsistemas de vários níveis da <i>barragem</i>.</p>



(1) – Considera-se que a barragem é o conjunto constituído pela fundação e encontros (e terreno imediatamente a jusante) pelo corpo da barragem e pelas restantes construções anexas: órgãos hidráulicos de exploração e segurança, galerias, poços de bombagem, etc.

Fig. 5.3 – Exemplo de sistemas e subsistemas no domínio das barragens.

**Quadro 5.3 – Glossário de alguns vocábulos específicos das análises de riscos de barragens.**

<b>TERMO/ EXPRESSÃO</b>	<b>SIGNIFICADO/CONCEITOS</b>	<b>EXEMPLOS/OBSERVAÇÕES</b>
Estrutura	Combinação organizada de partes ligadas entre si e concebidas para suportar carregamentos com rigidez adequada	Alguns subsistemas são estruturas ou conjuntos de estruturas.
Acontecimento iniciador	Evento (ou causa) com potencial directo ou indirecto para originar uma falha num dado componente elementar ou um estado limite numa determinada estrutura.	Acontecimentos iniciadores podem ser acções, propriedades dos materiais e geometria, mediante a ocorrência de determinadas condições.  Erros de projecto, de construção, de manutenção ou de operação, em conjugação com determinadas situações de exploração.  Exemplos: 1 – cheia superior à cheia de dimensionamento; 2 – compactação do lado seco dos materiais do núcleo de uma barragem de aterro zonado devido a execução e controlo deficientes.
Falha	Deficiência com capacidade para comprometer a função atribuída a um determinado componente elementar (ou, eventualmente, a um subsistema).	Exemplo de uma falha no subsistema <i>equipamentos hidromecânicos</i> : erro do <i>software</i> que transmite a ordem para o arranque do órgão de manobra das comportas do descarregador de cheias.  No domínio das análises de riscos, falha é muitas vezes utilizada como sinónimo de rotura.
Estados limite	Estados para além dos quais as estruturas deixam de cumprir critérios de dimensionamento relevantes (EN1990).  Os estados limite últimos associam-se à segurança das pessoas e/ou das estruturas, incorporando os modos de colapso, ou outros modos de roturas estruturais, e os estados que antecedem o colapso.  Os estados limite de utilização associam-se, no essencial, aos requisitos de serviço da estrutura ou de uma parte da estrutura e à aparência dos trabalhos de construção.	Exemplo de um estado limite último do subsistema corpo da barragem (barragem de aterro): perda de estabilidade global.  Exemplo de um estado limite de utilização do subsistema corpo da barragem: meteorização do enrocamento de protecção do paramento de montante.
Durabilidade	A estrutura durante o período de vida da obra não pode sofrer deteriorações que comprometam, relativamente aos critérios de dimensionamento, a sua segurança e/ou funcionalidade, tendo em conta as condições ambientais em que se insere e ou níveis de manutenção exigíveis.	Uma durabilidade inadequada pode traduzir-se pela materialização de estados limite de utilização ou de estados limite últimos durante o período de vida da obra.
Rotura	Perda da capacidade de uma estrutura para cumprir os requisitos de segurança ou de funcionalidade.	Materialização de estados limite últimos, com ou sem libertação de uma onda de cheia para jusante, e de alguns estados limite de utilização.

**Quadro 5.3 (cont.) – Glossário de alguns vocábulos específicos das análises de riscos de barragens.**

TERMO/ EXPRESSÃO	SIGNIFICADO/CONCEITOS	EXEMPLOS/OBSERVAÇÕES
Efeito	Resposta e/ou resultado de um determinado subsistema a um determinado evento.  A resposta constitui a forma como o subsistema responde ao evento. O resultado decorre da materialização da resposta do subsistema ao evento.	(Ver exemplo relativo à expressão <i>modo de rotura</i> ).
Modo de falha	Forma como se desenvolve a falha	(Ver exemplo relativo à expressão <i>modo de rotura</i> ).
Modo de rotura	Forma como se desenvolve a rotura.  Sucessão de eventos, designadamente respostas e resultados nos subsistemas de diferentes níveis que associam o acontecimento iniciador ao estado limite da estrutura em análise, para determinados factores de exposição.	Exemplo de um modo de rotura do corpo de uma barragem de aterro:  Segregação dos materiais do filtro chaminé durante a sua colocação (acontecimento iniciador) → incapacidade do filtro chaminé cumprir a sua função drenante (falha inicial) → subida da linha superior de saturação no maciço estabilizador de jusante (resposta) → aumento das pressões intersticiais no maciço estabilizador de jusante (resultado) → perda de estabilidade global do maciço estabilizador de jusante (estado limite último).
Vulnerabilidade	Susceptibilidade à materialização de estados limite ou de consequências, decorrente, no essencial, de factores intrínsecos do subsistema ou sistema em questão.	Exemplos:  1) método de execução dos aterros hidráulicos (relativo à materialização de determinados estados limite do corpo de barragens de aterro);  2) idade média elevada da população residente no vale a jusante (relativo às consequências de uma cheia induzida).
Fiabilidade	Capacidade da estrutura cumprir os requisitos de segurança, funcionalidade e durabilidade que pode ser medida, por exemplo, numa base anual.	Do ponto de vista matemático:  $fiabilidade = 1 - \text{probabilidade de rotura}$
Factores de exposição	Factores não controláveis (à partida) exteriores ao subsistema ou sistema em questão que concorrem para o agravamento ou para a atenuação dos efeitos de uma falha numa componente elementar ou da ocorrência de um estado limite.	Exemplos:  1) Ausência do operador de serviço (relativo a estados limite de órgãos hidráulicos com equipamentos hidromecânicos);  2) instante do dia em que ocorre o colapso do corpo da barragem (relativo às consequências).
Consequências	Perdas e prejuízos resultantes da ocorrência de rotura, que podem ser tangíveis (visíveis e, de alguma forma, mensuráveis) ou intangíveis (visíveis mas não mensuráveis).	O termo é associado, em geral, a roturas que originem a libertação do volume armazenado.  Exemplos:  Morte de pessoas, prejuízos materiais e danos ambientais no vale a jusante da barragem (tangíveis) e trauma e sofrimento (intangíveis).



No que se refere a alguns termos adoptados no presente trabalho, cujo significado foi anteriormente apresentado, crê-se que se justifica identificar outros vocábulos utilizados com o mesmo significado nalgumas das referências bibliográficas consultadas (Quadro 5.4).

**Quadro 5.4 – Comparação entre alguns termos adoptados no presente trabalho e termos com o mesmo significado encontrados na revisão bibliográfica.**

TERMOS ADOPTADAS NO PRESENTE TRABALHO	TERMOS COM O MESMO SIGNIFICADO EM REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	
	TERMO	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA
Acontecimento iniciador	Causa Causa primária Acontecimento iniciador Ameaça	CIGB (1995a) (Boletim nº 99) CIGB (2005) (Boletim nº130) Brown e Root (2002) Vários autores
Falha (componente elementar) Estado limite último	Falha Rotura	CIGB, 2005 (Boletim nº130); ANCOLD (1994) Brown e Root (2002)
Modo de rotura	Efeito  Modo de falha  Cenário de falha	Johnston et al. (1999) (citados em Brown e Root, 2002)  ANCOLD (1994); USBR (2003); Brown e Root (2002); Bowles et al. (2001)  CIGB (2005) (Boletim nº 130)
Efeito (resposta e resultado)	Condições adversas Mecanismo de deterioração Resposta	USACE (1999) Brown e Root (2002) CIGB (2005) (Boletim nº130)

Glossários desenvolvidos relativos à terminologia da gestão de riscos podem ser encontrados em:

- I. *The Use of Risk Analysis to Support Dam Safety Decisions and Management*; relato geral da Questão 76 do 20º Congresso das Grandes Barragens (Kreuzer, 2000);
- II. *Risk Assessment in Dam Safety Management. A Reconnaissance of Benefits, Methods and Current Applications*; Boletim 130 da CIGB (CIGB, 2005);
- III. *1º Relatório de Progresso* (GTAR, 2005) que contém a versão portuguesa do glossário da CIGB (2005).

## 5.3 – ANÁLISE DE RISCOS

### 5.3.1 – Considerações iniciais

A análise de riscos é, na sua essência, o processo conducente à estimativa do risco.

A análise de riscos potencia o tratamento das incertezas de forma explícita, clarificando o que se sabe e o que se não sabe. Por outro lado, o tratamento de forma sequencial, dedutiva ou indutiva, dos modos de rotura, promove um conhecimento pormenorizado do sistema.

As análises de riscos apoiam-se, em geral, no estudo exaustivo do sistema, através da sua decomposição sucessiva em subsistemas de vários níveis até subsistemas elementares, discriminando as suas interacções.

Esta abordagem promove o conhecimento privilegiado, fundamentando, por um lado, a análise do seu desempenho face a determinados acontecimentos (e das respectivas consequências) e, por outro, a localização mais eficiente e otimizada de medidas de mitigação, prevenção e/ou detecção de riscos.

À análise de riscos está associada uma escala de tempo, que determina a necessidade de acompanhamento da evolução do risco durante a vida da obra.

No que se refere aos tipos de análises de riscos, julga-se necessário estabelecer, à data, uma separação entre as metodologias que, face ao actual estado do conhecimento, podem ser objecto de aplicação prática na engenharia de barragens – análises qualitativas ou semi-quantitativas - e as metodologias que carecem de desenvolvimento científico e que devem ser encaradas, na generalidade dos casos, ao nível da investigação – análises quantitativas (recorrendo a análises de fiabilidade para quantificação da probabilidade).

No que se refere às análises de riscos qualitativas ou semi-quantitativas, a existência de normas de aplicação permitiriam uma mais fácil divulgação e generalização, bem como a sua utilização criteriosa e harmoniosa por todos os intervenientes.

No que se refere às análises de riscos quantitativas, o estabelecimento de objectivos e de programas prioritários de investigação permitirá a sua evolução sustentada.

Nas secções subsequentes deste capítulo apresenta-se a caracterização das principais etapas das análises de riscos, nomeadamente:

- i. definição dos objectivos e selecção dos tipos de análises a empreender;
- ii. identificação dos modos de rotura;
- iii. avaliação dos modos de rotura;
- iv. identificação e avaliação das consequências;
- v. estimativa do risco.

A identificação e a avaliação das consequências são objecto de tratamento menos desenvolvido, como referido anteriormente, por se centrarem noutros sistemas (vale a jusante e áreas beneficiadas), que não são, naturalmente, o objecto principal do presente trabalho, por se referirem a outras temáticas (designadamente, hidráulicas, económicas, sociais e ambientais).

### **5.3.2 – Objectivos e tipos de análises**

A etapa inicial duma análise de riscos consiste na identificação dos objectivos e no esclarecimento do enquadramento em que a análise se irá desenvolver. Estes, por sua vez, condicionam o tipo de análise e os métodos ou técnicas de apoio à sua implementação.

Julga-se pertinente referir, em primeiro lugar, alguns enquadramentos em que têm sido realizadas análises de riscos no domínio das barragens.

De acordo com Kreuzer (2000), tendo por base as comunicações apresentadas ao 20º Congresso da CIGB no âmbito da Questão 76, os campos de aplicação privilegiados das análises de risco são os que se indicam subsequentemente.

1. Avaliação da segurança: a *análise de riscos* é utilizada como complemento da avaliação da segurança feita com base nas normas e regulamentos em vigor ou para a calibração dos critérios tradicionais de segurança através do uso de probabilidades.
2. Avaliação de consequências: a *análise de riscos* é, neste caso, utilizada para melhor compreender a natureza e a dimensão das consequências, designadamente, através da incorporação das incertezas inerentes à análise da rotura da barragem com libertação do volume armazenado, no que se refere aos processos de formação e de propagação da onda.
3. Tomada de decisões: a *análise de riscos* é um instrumento de apoio directo a processos de decisão em que o binómio custo-benefícios assume papel preponderante, duma maneira geral, em associação: i) a projectos de iniciativa privada, ii) a análises comparativas de soluções alternativas para mitigação de riscos e iii) à definição de prémios de seguros.
4. Hierarquização: a *análise de riscos* é utilizada como instrumento de classificação de barragens, tendo por base, em geral, as acções e as condições locais, o estado da barragem e as consequências associadas à rotura. Donos de Obra responsáveis pela exploração de portefólios de barragens têm utilizado análises de riscos com vista à definição de prioridades de intervenção nas suas obras.
5. Critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos: as análises de riscos são utilizadas para adaptação deste tipo de critérios a barragens, definidos, numa primeira abordagem, com base em estatísticas de acidentes e em critérios disponíveis para outras estruturas ou infra-estruturas, e atendendo à percepção do risco de cada comunidade e/ou dono de obra.
6. Regulamentação e elaboração de normas: nalguns países, quer por iniciativa oficial quer por iniciativa de alguns donos de obra, tem-se verificado o investimento em programas experimentais de aplicação de análises de riscos com vista à sua incorporação futura em legislação de segurança de barragens e de protecção civil. São exemplos os programas desenvolvidos nos Estados Unidos da América pelo *Bureau of Reclamation* e pelo *Corps of Engineers* e, na Austrália, pela Comissão Nacional de Grandes Barragens.

Um aspecto curioso, que ressalta dos objectivos das análises de riscos assinalados por Kreuzer (2000), é o papel auxiliar, no domínio da segurança, atribuído às análises de riscos que têm, em conceito, uma maior abrangência.

O caminho a percorrer, de apropriação e desenvolvimento dos conhecimentos e da experimentação, permitirá clarificar os campos de aplicação e os objectivos privilegiados da realização de análises de riscos no domínio das barragens.

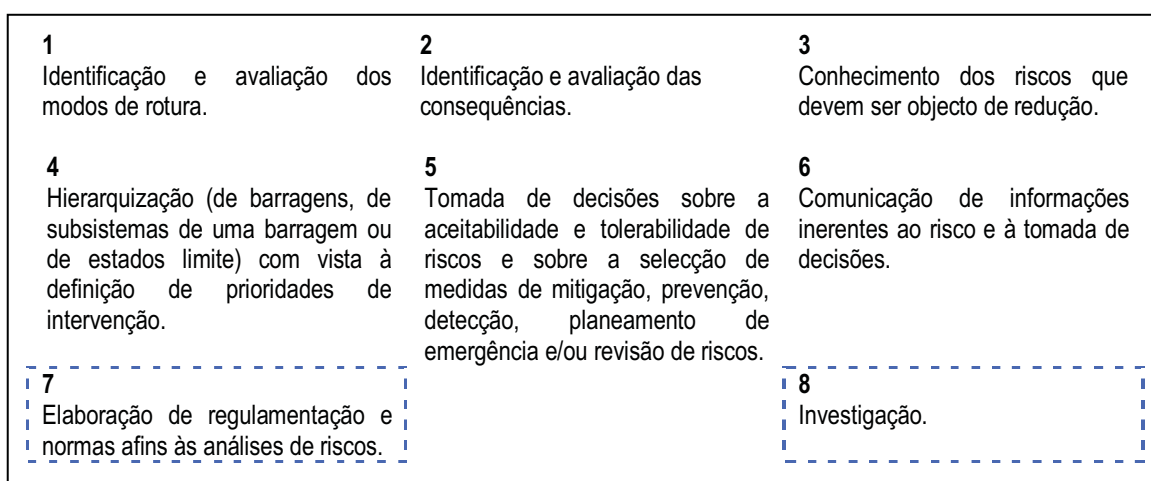
O objectivo último da realização de uma análise de riscos é o cálculo de uma grandeza matemática (ou par de valores)<sup>22</sup> que, em determinado momento, traduza o estado da barragem, a expectativa do seu desempenho futuro e das consequências da sua eventual rotura.

Este objectivo, que move um grande número de entusiastas da matéria, talvez pelo grande atractivo de reduzir à expressão de um número algo de grande complexidade, está, crê-se, longe de ser atingido.

A existência de condições, sustentáveis do ponto de vista técnico-científico, para que este objectivo pudesse ser cumprido, significaria que as análises de riscos se poderiam estabelecer como área autónoma no domínio das barragens.

Não sendo o caso, à data, as análises de risco têm vindo a cumprir, essencialmente, objectivos parcelares, como ferramenta complementar no âmbito de outras áreas, como são exemplos, a avaliação da segurança das obras e dos vales a jusante, a gestão de recursos financeiros, a legislação e, também, a investigação (Figura 5.4).

Os objectivos associados ao desenvolvimento de normas e legislação, designadamente à aferição de critérios de decisão, de aceitabilidade e de tolerabilidade do risco, e à investigação deverão, no essencial, ser cumpridos numa primeira fase (objectivos 7 e 8 assinalados na Figura 5.4).



**Fig. 5.4 – Principais objectivos que, à data, determinam a realização de análises de riscos.**

A grande maioria das análises de riscos referidas na bibliografia da especialidade reporta-se a obras em fase de exploração. Não obstante, julga-se pertinente realçar a possibilidade de utilização de análises de risco como ferramentas de apoio à decisão nas fases de concepção e projecto e de construção. Tratam-se, de facto, de

<sup>22</sup> A utilização de um par de valores (probabilidade; perdas e prejuízos) para caracterizar o risco, parece mais apropriado no âmbito de análises de riscos no domínio das barragens, em que os riscos de maior preocupação têm baixa probabilidade de ocorrência e as perdas e os prejuízos são, potencialmente, muito elevados ou, mesmo, catastróficos.

importantes campos de aplicação que podem ser explorados em benefício da segurança e da minimização de perdas e prejuízos associados à materialização de estados limite.

Efectivamente, nas fases de concepção e projecto os resultados das análises de riscos podem ser utilizados de forma mais eficaz e medidas de prevenção e/ou detecção de riscos podem ser implementadas de forma optimizada. Trata-se de uma fase privilegiada em que podem, por exemplo, ser alteradas localizações ou concepções das várias estruturas interessadas e incorporadas segundas linhas de defesa contra potenciais situações perniciosas, muitas vezes sem acréscimos de custos significativos.

Por outro lado, o tratamento integrado das consequências associadas à materialização de estados limite nas fases de concepção e projecto pode também contribuir para a selecção de soluções que permitam reduzir essas consequências, assim como fundamentar a elaboração de planos de emergência que contribuam para o ordenamento e gestão do território a jusante e para a rápida actuação em caso de acidente.

As análises de riscos podem, também, com benefícios vários em função dos objectivos, ser implementadas nas fases de construção e de primeiro enchimento.

A fase de construção de uma barragem é uma fase de grande interacção com as condicionantes locais, em que podem ser detectadas situações anómalas não previstas em fase de projecto que acarretem, por exemplo, paragens ou atrasos na execução dos trabalhos que poderiam ser antecipadas através da realização de análises de riscos específicas. Situações semelhantes podem acontecer em fase de primeiro enchimento, em que, pela primeira vez, as estruturas são sujeitas a um conjunto importante de solicitações exteriores.

No Quadro 5.5 apresenta-se um conjunto de exemplos de enquadramentos hipotéticos de realização de análises de riscos.

Apresentam-se subsequentemente, dois exemplos reais em que foram realizadas análises de riscos que se enquadram, respectivamente, no âmbito dos exemplos número 9 e números 7, 8 e 9 do Quadro 5.5.

1. Em 1995, a *South Australian Water Corporation* (SAWC) deixou de pertencer ao Estado, tendo ficado responsável pela exploração de 16 grandes barragens de abastecimento público e de controlo de cheias. Destas, 9 tinham mais de 75 anos e muitas não cumpriam as normas de projecto e segurança em vigor. A SAWC promoveu, então, a realização de uma análise de riscos das barragens a seu cargo, para hierarquização e definição de prioridades das medidas estruturais e não estruturais a implementar (Bowles et al., 1998).
2. A *Southern Rural Water* (Australia) desenvolveu uma análise de riscos da barragem de *Pykes Creek*, com um volume armazenado de 23,9 hm<sup>3</sup>, construída em 1911 e alteada em 1930. A densidade de ocupação do leito de cheias do vale a jusante é muito elevada (tendo crescido significativamente desde a sua construção) e a barragem não verificava as exigências da ANCOLD, no que se referia à cheia de projecto do descarregador de cheias e ao sismo de projecto da torre de tomada de água. A barragem exibia, ainda, estados limite associados a algumas das suas componentes, como por exemplo, passagens de água importantes pelas comportas de guarda do sistema de tomada de água e descarga

de fundo. O objectivo da análise de riscos foi a caracterização de todos os modos de rotura plausíveis e das respectivas consequências, a definição das medidas estruturais ou não estruturais a implementar, designadamente para adaptação às exigências regulamentares, e a sua hierarquização em função do respectivo custo-benefício (Bowles et al., 1999).

**Quadro 5.5 – Exemplos tipo de enquadramentos de realização de análises de riscos.**

<b>ENQUADRAMENTOS DE REALIZAÇÃO DE ANÁLISES DE RISCOS</b>		
<b>EXEMPLO ILUSTRATIVO</b>		<b>FASE</b>
1	Barragem em fase de projecto em que se pretende comparar os riscos correspondentes a diferentes arranjos gerais com vista à escolha das soluções a executar e/ou à localização de medidas de prevenção e detecção de riscos a incorporar.	Projecto
2	Barragem a construir num vale com condicionantes geológico-geotécnicas (de fundação e associados aos materiais de construção) complexas que podem determinar, durante a construção, diversas situações de atrasos e acréscimos de custos.	Projecto/ construção
3	Barragem em que se verificou a suspensão da empreitada com os aterros parcialmente executados.	Construção
4	Barragem em que se verificou a existência de deficiências construtivas com impacto na segurança.	Construção
5	Barragem em que se constataram desempenhos anómalos do corpo dos aterros (ex: assentamentos excessivos de colapso por molhagem)	1º Enchimento
6	Portefólio de barragens que se pretende hierarquizar, com vista ao estabelecimento de prioridades de intervenção para mitigação de riscos.	Exploração
7	Barragem em que foram detectados indicadores de estados limite em desenvolvimento, designadamente e por exemplo, caudal percolado pelo corpo do aterro excessivo, com emergência de água generalizada no talude de jusante.	Exploração
8	Barragem a jusante da qual o vale sofreu alterações significativas, no que se refere à sua ocupação.	Exploração
9	Barragem em exploração há décadas que importa adequar às exigências da regulamentação actual, pretendendo-se tomar decisões selectivas de intervenção com base em análises objectivas de custos-benefícios das medidas estruturais e não estruturais a empreender, face à magnitude dos riscos em causa.	Exploração

Os exemplos tipo e os exemplos reais anteriormente apresentados permitem ilustrar algumas das situações em que as análises de riscos podem ser efectuadas, nas fases de concepção e projecto, construção, 1º enchimento e exploração, aplicando-se a grupos de barragens, a uma determinada barragem ou a um determinado estado limite em particular.

Em relação directa com a diversidade de objectivos e de enquadramentos em que as análises de riscos podem ser realizadas, o tipo de análise a empreender pode assumir também diversas formas e nível de pormenorização, embora tendo por base uma metodologia comum.

No âmbito do cumprimento de objectivos de apoio à avaliação de segurança e à gestão, algumas entidades, como é o caso do USBR, definem tipos e categorias de análises de riscos, em função dos objectivos e do nível de pormenor pretendido, do enquadramento da sua realização (contexto, recursos humanos, tecnológicos e financeiros, informação e tempo disponíveis, etc.) ou da magnitude das suas consequências.

O USBR (2003) define duas categorias e cinco tipos de análises.

Na realidade, a primeira categoria integra as análises de riscos propriamente ditas, subdivididas em três tipos: i) *portfolio risk analysis* (PRA), análise qualitativa ou semi-quantitativa que se aplica a grupos de barragens, visando a sua hierarquização; ii) *comprehensive facility review* (CFR), análise qualitativa ou semi-quantitativa que se aplica a uma obra em particular e visa, essencialmente, a compreensão dos modos de rotura e das respectivas consequências; iii) *issue evaluation risk analysis*, análise quantitativa, em que as incertezas e as probabilidades de ocorrência de determinados estados limite e das respectivas consequências são especificamente tratadas.

Já a segunda categoria constitui uma fase subsequente às análises de riscos, reportando-se a actividades de controlo de riscos, designadamente associadas à tomada de decisões sobre a aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos e à análise de medidas para mitigação dos riscos. Nesta categoria, o USBR inclui dois tipos de análises: i) *identificação de medidas alternativas* com vista à mitigação dos riscos, que pode ter carácter qualitativo e ii) *avaliação de medidas alternativas*, que pressupõe uma análise técnico-económica das várias alternativas possíveis.

Face à actual fase de desenvolvimento e aplicação das análises de riscos, considera-se pertinente considerar três categorias de análises de riscos: uma preliminar, outra qualitativa ou semi-quantitativa e uma outra quantitativa. A opção por uma das categorias e a escolha dos métodos e técnicas de apoio à sua implementação deve ser função dos fins e do objecto da análise, da fase de vida das obras, da informação e tempo disponíveis e do pormenor e resultados pretendidos.

Os métodos e técnicas de apoio à realização de análises de riscos, que se resumem no Quadro 5.6, são objecto de tratamento pormenorizado nos Capítulos 6 e 7.

No Quadro 5.6 apresentam-se, também, em relação com os métodos identificados, as fases de vida da obra, o domínio de aplicação e os objectivos privilegiados das respectivas análises de risco, assim como algumas observações.



Quadro 5.6 – Categorias e métodos de análises de riscos.

Tipo de análise	Métodos	Fase de aplicação	Domínio de aplicação	Objectivos	Observações
Análise preliminar de riscos	Índices de riscos	Exploração	Grupo de barragens	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Classificação das barragens em função do seu risco.</li> <li>2. Hierarquização das barragens com vista à definição de prioridades de implementação de medidas de prevenção, detecção, mitigação ou correcção.</li> </ol>	<p>Este tipo de métodos, em geral de aplicação expedita e simples, tem aplicação privilegiada a portefólios de barragens em exploração. Poderá, também, ser aplicado em fase de projecto, com vista à definição de requisitos técnicos e contratuais de fases posteriores.</p>
Análises qualitativas ou semi-quantitativas de riscos	<p>Diagramas de localização, causa e indicadores das falhas (LCI)</p> <p>Registo de riscos e Registo e criticidade de riscos</p>	<p>Exploração</p> <p>Projecto Construção Exploração</p>	<p>Barragem</p> <p>Barragem Subsistema</p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificação e avaliação de consequências.</li> <li>2. Identificação e avaliação dos modos de rotura através de conjuntos LCI.</li> <li>3. Hierarquização dos conjuntos LCI com vista à definição de prioridades de intervenção.</li> </ol> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificação de eventos indesejáveis (materialização de estados limite, consequências de roturas noutros subsistemas, etc.).</li> <li>2. Identificação dos efeitos ou consequências dos eventos indesejáveis.</li> <li>3. Identificação dos riscos que devem ser objecto de mitigação.</li> <li>4. Identificação das medidas de controlo desses riscos.</li> </ol> <p>Na sua forma semi-quantitativa, para além da identificação, promove a avaliação dos eventos indesejáveis, dos efeitos ou consequências e dos riscos.</p>	<p>O método baseia-se, fundamentalmente, nos resultados de visitas de inspecção, embora o nível de pormenor dependa da restante informação disponível.</p> <p>O método não está normalizado, pelo que aparece sob diferentes formas.</p> <p>Requer a existência de informação pormenorizada e promove o conhecimento aprofundado dos vários subsistemas e componentes das obras e das suas interligações, embora não trate de forma sistematizada o modo de materialização dos eventos indesejáveis (que podem assumir diferentes formas).</p>
	Análise dos perigos e da operacionalidade (HAZOP)	Construção Exploração	Subsistema	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificação de eventos indesejáveis no subsistema em análise (estados limite ou outros) a partir de desvios de determinadas grandezas.</li> <li>2. Identificação das causas desses desvios.</li> <li>3. Identificação de consequências noutros subsistemas ou sistemas.</li> <li>4. Identificação das medidas de controlo dos riscos.</li> </ol>	<p>O método centra-se na análise dos desvios de grandezas que caracterizam ou têm repercussão no desempenho do subsistema.</p> <p>A sua aplicação qualitativa é a mais habitual, embora possa ser objecto de extensão semi-quantitativa.</p>

**Quadro 5.6 (cont.) – Categorias e métodos de análises de riscos.**

Tipo de análise	Métodos	Fase de aplicação	Domínio de aplicação	Objectivos	Observações
Análises qualitativas ou semi-quantitativas de riscos (cont.)	Análise do modo e efeito das falhas (FMEA) e Análise do modo, efeito e criticidade das falhas (FMECA)	Projecto Construção Exploração	Barragem  Subsistema	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificação de modos de rotura e dos respectivos acontecimentos iniciadores.</li> <li>2. Identificação dos efeitos no subsistema em análise, em subsistemas interferidos e no sistema e identificação de consequências noutros sistemas.</li> <li>3. Identificação de medidas de controlo de riscos (nomeadamente de detecção, prevenção e mitigação).</li> </ol> <p>Na sua forma semi-quantitativa, para além de identificação, promove a avaliação dos modos de rotura e das respectivas consequências, fornecendo informação semi-quantitativa para apoio à tomada de decisão.</p>	<p>Trata-se de um método com grande aceitação noutras áreas técnico-científicas.</p> <p>É um método indutivo, descritivo e qualitativo que promove, através do raciocínio sistemático e lógico, sem recorrer a formulações matemáticas, o conhecimento fundamentado da importância dos vários riscos.</p> <p>Requer a existência de informação pormenorizada.</p>
Análises quantitativas de riscos	Análise de árvore de eventos	Projecto Construção Exploração	Subsistema	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificação do desempenho expectável da barragem ou subsistema, face a um determinado acontecimento iniciador (sequências de modos de rotura e sequências de sucesso)</li> <li>2. Identificação das consequências, face à materialização de um determinado modo de rotura que constitui, neste caso, o acontecimento iniciador (análise de consequências).</li> <li>3. Quantificação da probabilidade de rotura.</li> <li>4. Quantificação da probabilidade e magnitude das consequências.</li> <li>5. Informação quantitativa para apoio à tomada de decisão.</li> </ol>	<p>As árvores de eventos podem também ser utilizadas no âmbito de análises qualitativas.</p> <p>Trata-se, talvez, do método mais apropriado para a realização de análises de riscos de barragens.</p> <p>É um método lógico, do tipo indutivo, que dado um acontecimento iniciador promove a análise de sequências lógicas de ocorrências de eventos por intermédio de construções gráficas.</p>

**Quadro 5.6 (cont.) – Categorias e métodos de análises de riscos.**

Tipo de análise	Métodos	Fase de aplicação	Domínio de aplicação	Objectivos	Observações
Análises quantitativas de riscos (cont.)	Análise de árvore de falhas	Projecto Construção Exploração	Subsistema  Estado limite	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Identificação das sequências que conduzem à materialização da falha (ou rotura).</li> <li>2. Avaliação da probabilidade de rotura.</li> <li>3. Informação quantitativa para apoio à tomada de decisão.</li> </ol> <p>Podem, também, ser utilizados em análises de consequências, para identificação e avaliação das sequências que conduzem a determinadas consequências.</p>	<p>As árvores de falhas podem também ser utilizadas no âmbito de análises qualitativas.</p> <p>Trata-se de um método gráfico, dedutivo, que a partir de uma determinada falha procura identificar todas as sequências que conduzem à sua materialização.</p> <p>Os fundamentos teóricos das árvores de falhas estão perfeitamente desenvolvidos e têm larga divulgação, contando com manuais e normas de aplicação.</p> <p>As árvores de falhas são muitas vezes utilizadas em análises pós-acidente.</p> <p>Uma análise quantitativa (probabilística) de riscos pode, à data, ser realizada apenas para alguns dos estados limite, designadamente no que se refere ao corpo de barragens de atorro.</p>

### **5.3.3 – Identificação dos modos de rotura**

#### **5.3.3.1 – Considerações prévias**

A identificação dos modos de rotura constitui uma etapa fundamental das análises de riscos.

Nas secções subsequentes apresentam-se alguns aspectos que se consideram fundamentais no âmbito da identificação dos modos de rotura, designadamente, a decomposição do sistema, a identificação dos acontecimentos iniciadores (pontos de partida), a identificação dos estados limite (pontos de chegada) e dos seus modos plausíveis de ocorrência (caminhos possíveis de ligação entre uns e outros).

A decomposição do sistema, embora possa parecer, à partida, uma tarefa de menor importância, assume um papel fundamental no sucesso da análise de riscos a empreender, já que é nesta fase que se identificam todos os subsistemas e componentes com interesse para o adequado desempenho do sistema. A não identificação de uma componente fundamental para o desempenho do subsistema ou do sistema pode significar o insucesso da análise.

Por outro lado, a completa identificação quer dos acontecimentos iniciadores quer dos estados limite assume, igualmente, papel fundamental, já que estes baseiam a implementação de métodos indutivos ou dedutivos de apoio à realização das análises de riscos, como são exemplos, respectivamente, as *árvores de eventos* e as *árvores de falhas*.

Efectivamente, quer os acontecimentos iniciadores quer os estados limite podem ser pontos de partida para percorrer os diversos subsistemas e identificar todas as sucessões de respostas e resultados que associam os primeiros aos segundos, ou vice-versa.

#### **5.3.3.2 – Decomposição do sistema e dos subsistemas**

Na secção 5.2 apresentou-se o significado de sistema e referiram-se alguns exemplos sumários de sistemas e de decomposições possíveis em subsistemas.

A decomposição do sistema em sucessivos subsistemas, não tendo uma solução única, visa sempre a identificação de áreas funcionais relevantes para o comportamento global do sistema.

O sistema pode assumir um carácter mais geral ou mais particular, função dos objectivos da análise que se pretende desenvolver. Um sistema num determinado contexto pode ser um subsistema num contexto mais geral.

No contexto do presente trabalho considera-se como sistema a barragem (como foi anteriormente apresentado na Figura 5.3), entendida como o conjunto das estruturas construídas (corpo da barragem, órgãos hidráulicos, anexos, galerias) e as respectivas fundações, encontros e terreno imediatamente a jusante.

Após a definição dos objectivos e selecção do tipo de análise a empreender, há que discretizar o sistema em subsistemas sucessivos, até às suas componentes elementares consideradas relevantes para a análise em questão.

Nas Figuras 5.5 e 5.6 indica-se, a título de exemplo, uma decomposição possível (parcial) nalguns subsistemas de uma obra hipotética. Trata-se de uma decomposição espacial que se julga de grande utilidade no domínio das barragens, designadamente, pela possibilidade de se estabelecer uma relação directa com as principais actividades de detecção (inspecção e observação) de estados limite em desenvolvimento e com alguns métodos de apoio à implementação das análises de riscos, como adiante se verá. A decomposição apresentada pressupõe um determinado *arranjo geral* que embora válido para um conjunto alargado de obras deste tipo, carece de adaptação face à especificidade de cada obra.



Fig. 5.5 – Decomposição ilustrativa dos sistemas *albufeira* e *barragem*.

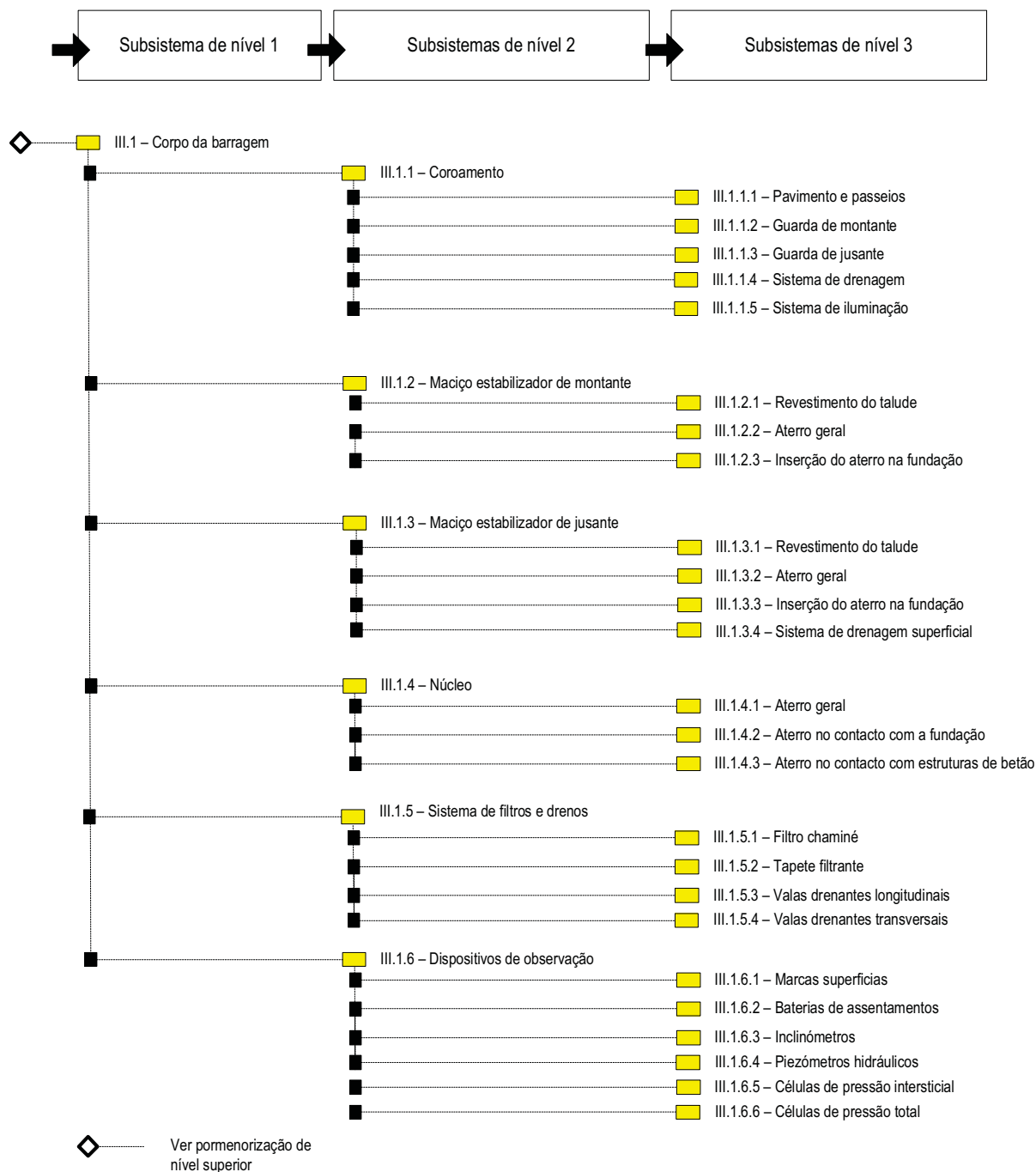


Fig. 5.6 – Decomposição ilustrativa do subsistema *corpo da barragem*.

### 5.3.3.3 – Acontecimentos iniciadores

Um acontecimento iniciador é um evento com potencial directo ou indirecto para originar uma falha num dado componente elementar ou um estado limite num determinado subsistema.

A identificação de acontecimentos iniciadores, ao nível de todos os componentes e subsistemas, interessa uma grande diversidade de áreas técnico-científicas e, dentro de cada área científica, o conhecimento de especificidades associadas a cada uma das fases de vida da obra, desde a concepção e projecto, passando pela construção e primeiro enchimento até à exploração. Algumas destas fases estão muitas vezes separadas

por períodos de tempo significativos e são da responsabilidade de equipas técnicas diferentes. Por outro lado, entre a ocorrência de um acontecimento iniciador com potencial para originar um estado limite, directa ou indirectamente, e a materialização desse estado limite, ou de evidências ao nível de respostas e resultados dos subsistemas interferidos, podem passar vários anos.

A identificação de todos os possíveis acontecimentos iniciadores é, embora à partida possa não parecer, uma tarefa difícil. Não obstante, alguns acontecimentos iniciadores são de fácil identificação. Citam-se, a título de exemplo, os sismos e as cheias, acções que podem ser consideradas variáveis ou acidentais em função do período de retorno associado, que em determinadas condições podem constituir eventos com potencial para despoletar situações conducentes à rotura.

A CIGB subdivide os acontecimentos iniciadores nas seguintes classes (CIGB, 2005): i) cheias; ii) sismos; iii) acções hidráulicas normais conjugadas com deficiências de projecto ou construção; iv) acção humana (operação deficiente, sabotagem, guerra, etc.).

Tratam-se de categorias gerais que não são independentes. As cheias e os sismos podem ocorrer (enquanto acontecimentos iniciadores), por exemplo, em conjugação com deficiências de projecto ou construção. Por outro lado, as cheias e os sismos só sob determinadas condições são efectivamente acontecimentos iniciadores.

Na categoria iii) cabe uma percentagem importante de acontecimentos iniciadores relevantes para a segurança das estruturas.

As categorias apresentadas pela CIGB não se enquadram na filosofia geral dos Eurocódigos, em que se procede à verificação de estados limite para determinadas situações de projecto, tendo em conta as acções, as propriedades dos materiais e a geometria.

Na bibliografia da especialidade, aparece com alguma frequência a subdivisão em duas categorias gerais: acontecimentos externos e internos. Duma maneira geral, incluem-se nos acontecimentos externos as acções (sismos, cheias, vento, temperatura, etc.), os erros humanos e a intervenção humana (sabotagem, guerra) e, nos internos, as várias formas de perda de estabilidade (Brown e Root, 2002).

A classificação em acontecimentos externos e internos implica, no entanto, uma dependência directa das definições de sistema e subsistemas adoptadas, o que pode originar interpretações diversas.

A subdivisão de acontecimentos iniciadores de forma clara e em categorias independentes é, na realidade, uma tarefa complexa que resulta, designadamente, das diferentes estruturas (que se relacionam entre si) que, em conjunto, constituem a barragem.

Pensa-se ser conveniente utilizar uma classificação geral, individualizando, por um lado, as acções e, por outro, as propriedades dos materiais e a geometria, que serão objecto de pormenorização, caso a caso, visando a selecção das situações de projecto que associadas às acções, às propriedades dos materiais e à geometria correspondem a acontecimentos iniciadores relevantes para os subsistemas em questão, função do tipo de análise a desenvolver.



No Quadro 5.7 apresentam-se alguns exemplos de acções, propriedades dos materiais e geometria que, em determinadas condições (também objecto de exemplificação), poderão constituir-se como acontecimentos iniciadores.

Embora as acções sejam, em geral, de fácil identificação e tipificação, podem ser de difícil quantificação. É esse o caso de algumas acções acidentais, designadamente, explosões associadas a actos de sabotagem, de guerra ou resultantes de impactos não premeditados.

As resistências e as funcionalidades são determinadas pela estrutura em análise e podem ser muito diversas, assim como as condições que podem estar na origem de acontecimentos iniciadores. Os acontecimentos associados à perda de resistência ou de funcionalidade resultam, duma maneira geral, de deficiências de projecto, construção, manutenção e operação ou de modificações diversas em fase de exploração, incluindo o envelhecimento.

No Quadro 5.7 apresentaram-se algumas condições genéricas com capacidade para despoletar acontecimentos iniciadores, concretizando-se, subsequentemente, alguns exemplos associados a uma barragem hipotética:

1. subavaliação da cheia (fase de projecto) de dimensionamento do descarregador de cheias (subsistema descarregador de cheias);
2. interpretação incorrecta de ensaios de caracterização mecânica dos materiais de aterro dos maciços estabilizadores do corpo da barragem (fase de projecto), conduzindo à adopção de valores de cálculo dos parâmetros de resistência superiores aos reais (subsistema corpo da barragem);
3. tratamento deficiente de juntas abertas do maciço rochoso (fase de construção) que serve de fundação aos aterros do corpo da barragem, potenciando caudais percolados excessivos (subsistema fundação e encontros);
4. ocorrência de uma cheia (fase de exploração) superior à cheia de dimensionamento do descarregador (subsistema descarregador de cheias);
5. acumulação de detritos em poços de alívio de uma fundação terrosa (fase de exploração), a jusante do pé da barragem, determinando o seu funcionamento deficiente e o aumento das pressões intersticiais no maciço terroso de fundação do maciço estabilizador de jusante (subsistema fundação e encontros);
6. perda de óleo do servomotor de manobra duma comporta de serviço de descarga de fundo (fase de exploração), impedindo o seu normal funcionamento (subsistema descarga de fundo);
7. acumulação de detritos no interior de um canal descarregador de cheias (fase de exploração), reduzindo a sua capacidade de vazão (subsistema descarregador de cheias).

No Quadro 5.8 apresenta-se um pequeno glossário de termos associados aos acontecimentos iniciadores anteriormente referidos em que se procurou seguir, na medida do possível, as definições utilizadas nos Eurocódigos (EN 1990).

Quadro 5.7 – Exemplos de acções, propriedades dos materiais e geometria e de condições de concretização de acontecimentos iniciadores.

CATEGORIA	TIPO	EXEMPLOS	CONDIÇÕES
<b>ACÇÕES</b>	<p>Acções acidentais</p> <p>Acções variáveis</p> <p>Acções permanentes</p>	<p>Bombardamentos (ou outros actos de guerra ou sabotagem)</p> <p>Impacto de aeronaves (ou outros actos acidentais)</p> <p>Onda resultante da rotura de uma barragem a montante</p> <p>Onda resultante da perda de estabilidade global dos taludes da albufera</p> <p>Precipitação intensa (sobre o sistema)</p> <p>Cheias</p> <p>Sismos</p> <p>Cheias</p> <p>Sismos</p> <p>Vento</p> <p>Neve</p> <p>Temperatura</p> <p>Sobrecarga rodoviária</p> <p>Pressão hidrostática</p> <p>Pressão das terras</p> <p>Pressão hidrostática</p> <p>Pressão das terras</p> <p>Peso próprio (*)</p> <p>Assentamentos</p>	<p>Algumas condições podem determinar que acções se constituam como acontecimentos iniciadores.</p> <p>Duma maneira geral, as acções podem assumir valores superiores aos suportados pelas estruturas, tendo em conta os critérios de dimensionamento:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>por terem sido ignoradas;</li> <li>por terem sido quantificadas de forma deficiente;</li> <li>por serem superiores (ou mais gravosas) ao definido nas normas e regulamentação aplicáveis aquando da execução do projecto;</li> <li>por terem sofrido alterações com o tempo não antecipadas.</li> </ol>
<b>PROPRIEDADES DOS MATERIAIS</b>	<p>Vários tipos (função da estrutura em causa)</p>	<p>Composição granulométrica (*)</p> <p>Plasticidade (*)</p> <p>Peso próprio (*)</p> <p>Índice de vazios (*)</p> <p>Parâmetros de resistência ao corte (*)</p> <p>Deformabilidade (*)</p> <p>Coefficiente de permeabilidade (*)</p> <p>Outros</p>	<p>Do mesmo modo, as propriedades dos materiais e a geometria podem ser insuficientes para suportar as acções (ou as funcionalidades podem ser afectadas), tendo em conta os critérios de dimensionamento:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>por terem sido alteradas em relação ao previsto;</li> <li>por terem sido avaliadas ou definidas de forma deficiente;</li> <li>por serem inferiores (resistências) ao definido nas normas e regulamentação aplicáveis aquando da execução do projecto ou não cumprirem os requisitos de serviço (funcionalidades);</li> <li>por as estruturas terem sido construídas de forma deficiente (ou equipamentos terem sido fabricados e/ou montados de modo inadequado);</li> <li>por terem sofrido alterações não antecipadas.</li> </ol>
<b>GEOMETRIA</b>	<p>(função da estrutura em causa)</p>	<p>Folga (*)</p> <p>Largura do coroamento (*)</p> <p>Inclinação dos taludes e largura de bermas (*)</p> <p>Outros (ex: relativos à geometria dos zonamentos internos)(*)</p>	

(\*) Exemplos associados ao corpo de uma barragem de terra

**Quadro 5.8 – Glossário de termos afins à definição de acontecimentos iniciadores (EN 1990).**

<b>TERMO / EXPRESSÃO</b>	<b>SIGNIFICADO / EXEMPLOS</b>
Acções	Conjuntos de forças aplicadas às estruturas (acções directas) ou conjuntos de deformações ou acelerações resultantes, por exemplo, de variações de temperatura ou de sismos (acções indirectas).
Acções permanentes	Acções que, para um dado período de referência, assumem valores constantes ou com variações negligenciáveis ou, não sendo negligenciáveis, em que as variações são sempre no mesmo sentido, até se atingirem determinados valores limites.
Acções variáveis	Acções que, para um dado período de referência, sofrem variações de magnitude que não são negligenciáveis e assumem valores com variação significativa (crescente ou decrescente), num dado período de referência.
Acções acidentais	Acções habitualmente de curta duração mas de magnitude significativa, que têm baixa probabilidade de ocorrência durante o período de vida da estrutura.
Resistências	Propriedades dos materiais e geometria, que asseguram a capacidade da estrutura (parte da estrutura, secção de uma parte da estrutura ou componente elementar) para resistir às acções sem atingir a rotura.
Funcionalidades	Propriedades dos materiais e geometria, ou especificações, que asseguram a capacidade da estrutura (parte da estrutura, secção de uma parte da estrutura ou componente elementar) para desempenhar com sucesso as funções para as quais foi concebida.

O leque alargado e a natureza dos acontecimentos iniciadores com capacidade para induzir estados limite constituem, naturalmente, o primeiro obstáculo a ultrapassar para a implementação de análises de riscos.

Tendo em conta que um conjunto diversificado de acontecimentos iniciadores conduzem ao mesmo tipo de resposta ou resultados, por vezes o ponto de partida numa análise de riscos não é o acontecimento iniciador mas sim as subsequentes respostas ou resultados num dos subsistemas, analisando-se, a partir deste, todas as sucessões de eventos plausíveis conducentes a estados limite.

Este modo de proceder, utilizado nalguns métodos e técnicas de apoio à realização de análises de riscos, tem vantagens e desvantagens.

No que se refere às vantagens, salienta-se o facto de ficarem substancialmente reduzidas as sucessões de eventos a analisar. Por outro lado, em geral, as respostas e os resultados dos subsistemas que passam a ser o ponto de partida das análises podem ser objecto de detecção, seja por intermédio de dispositivos de observação seja por intermédio de inspecção. Este aspecto torna bastante apelativa a consideração, nalguns casos (determinados pelos objectivos das análises, fase de vida da obra, informação disponível sobre a mesma, etc.), de efeitos dos acontecimentos iniciadores como ponto de partida das análises.

Relativamente às desvantagens, salienta-se o facto de poder ficar comprometido o cálculo da probabilidade de ocorrência dos estados limite (por desconhecimento da probabilidade de ocorrência dos acontecimentos

iniciadores, que não são objecto de tratamento, e por limitações associadas ao cálculo da probabilidade condicionada de determinada resposta que não aparece referenciada a um dado acontecimento iniciador), restringindo muitas vezes o tipo de análises passíveis de implementação (qualitativas e semi-quantitativas).

Uma outra desvantagem é a limitação do aprofundamento do conhecimento ao nível dos vários subsistemas em causa, que resulta do não tratamento da sucessão de eventos que pode estabelecer a associação entre um acontecimento iniciador num dado componente elementar e a resposta ou resultado de um dos subsistemas principais.

A título de exemplo, identificam-se, no que se refere ao subsistema corpo da barragem, para um dado acontecimento iniciador, algumas respostas e resultados que podem constituir o ponto de partida de análises de riscos:

1. segregação dos materiais do filtro chaminé durante a sua colocação, em fase de construção dos aterros da barragem, condicionando, designadamente, o respectivo coeficiente de permeabilidade (acontecimento iniciador);
2. subida da linha superior de saturação no maciço estabilizador de jusante, em fase de exploração (resposta);
3. assentamentos de colapso por molhagem dos aterros, na sequência da subida da linha superior de saturação no maciço estabilizador de jusante (resultado);
4. fendilhação superficial (resultado).

#### **5.3.3.4 – Modos de rotura**

No Capítulo 4 foram tratados os estados limite de barragens e apresentadas listagens de estados limite de utilização e de estados limite últimos de barragens de aterro.

A identificação, ao longo do sistema, das ligações plausíveis entre acontecimentos iniciadores e estados limite constitui uma etapa fundamental da análise de riscos. O desenvolvimento, com sucesso, desta etapa, pressupõe a compreensão das sucessões de eventos e efeitos que podem conduzir à materialização da rotura.

Em sistemas complexos, como é o caso das barragens, esta tarefa pode revelar-se de grande dificuldade, sendo particularmente importante o recurso a métodos e técnicas de apoio à sua realização.

Existem ao dispor da engenharia de barragens diversos métodos relativamente aos quais há já grande experiência de utilização noutras áreas técnico-científicas. De entre os métodos mais utilizados, destacam-se aqueles que parecem adequar-se melhor ao domínio das barragens e que serão objecto de tratamento no Capítulo 7, a saber:

1. Registo de Riscos e Registo e Criticalidade de Riscos;

2. Análise dos Perigos e da Operacionalidade (HAZOP<sup>23</sup>);
3. Análise do Modo e Efeito das Falhas (FMEA<sup>24</sup>) e Análise do Modo, Efeito e Criticalidade das falhas (FMECA<sup>25</sup>);
4. Análise de Árvore de Eventos (ETA<sup>26</sup>);
5. Análise de Árvore de Falhas (FTA<sup>27</sup>).

Uma referência é devida, também, a um método de análise de riscos desenvolvido especificamente para barragens, designado por Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas (LCI<sup>28</sup>), que será também tratado no Capítulo 7.

Duma maneira geral, os métodos acima referidos ajudam a analisar de forma sistematizada acontecimentos iniciadores e efeitos com interesse para a materialização de estados limite e, nalguns casos, a eliminar sequências que não conduzem à materialização desses estados limite (ou seja, sequências que não se constituam como modos de rotura) e a determinar as sequências críticas.

A generalidade dos métodos em questão utiliza como ponto de partida da análise: i) os acontecimentos iniciadores (nalguns casos, os efeitos desses acontecimentos) ou ii) os estados limite que se pretendem analisar, constituindo-se, respectivamente, como métodos indutivos ou dedutivos.

Quando se inicia a análise a partir dos estados limite é muitas vezes conveniente pormenorizar, em primeiro lugar, esses estados limite, o que poderá permitir eliminar, desde logo, modos de ocorrência sem interesse para a obra em questão.

Efectivamente, um estado limite pode ser passível de pormenorização por englobar fenómenos muito diversos. É esse o caso, por exemplo, do estado limite último *erosão interna* que pode ser decomposto, por exemplo, atendendo à forma de desagregação das partículas e ao subsequente modo de transporte. Na Figura 5.7 apresenta-se a pormenorização do estado limite último *erosão interna*, em conformidade com a tipologia estabelecida pela FRCOLD (1997), indicando-se, para um dos casos, alguns eventos hipotéticos associados à sua materialização.

Os eventos hipotéticos discriminados no exemplo constante da Figura 5.7 ilustram o interesse que pode haver, relativamente a algumas análises de risco, em iniciar a análise não pelo acontecimento iniciador do modo de ocorrência do estado limite mas num ponto intermédio que poderá ser, por exemplo, um efeito no subsistema em análise (assentamentos diferenciais do corpo da barragem) ou um estado limite de um outro subsistema (rotura da condução de descarga de fundo).

---

<sup>23</sup> Abreviatura da designação inglesa do método (*Hazard and Operability Analysis*)

<sup>24</sup> Iniciais da designação inglesa do método (*Failure Mode and Effect Analysis*)

<sup>25</sup> Iniciais da designação inglesa do método (*Failure Mode, Effect and Critically Analysis*)

<sup>26</sup> Iniciais da designação inglesa do método (*Event Tree Analysis*)

<sup>27</sup> Iniciais da designação inglesa do método (*Fault Tree Analysis*)

<sup>28</sup> Iniciais da designação inglesa do método (*Location, Cause and Indicator Diagrams*)

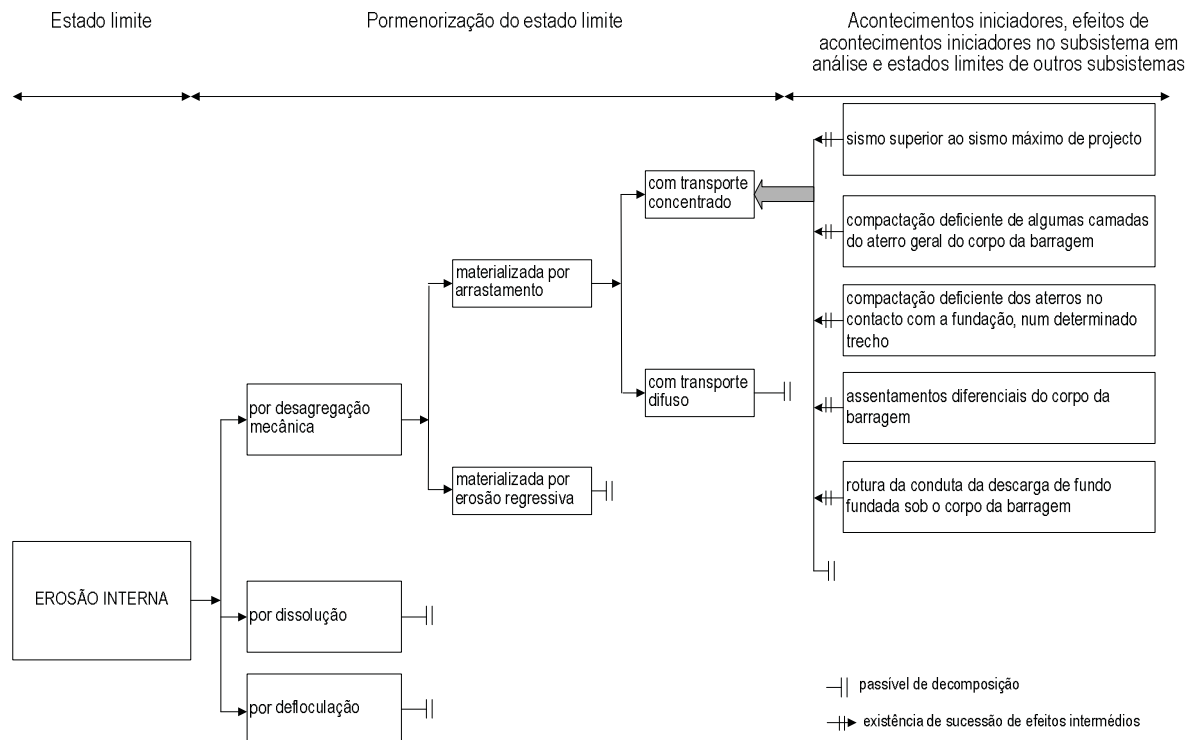


Fig. 5.7 – Exemplo de decomposição do estado limite último erosão interna.

Na Figura 5.8 apresenta-se uma barragem hipotética que baseou um exemplo de um modo de rotura, erosão interna por desagregação mecânica materializada por arrastamento com transporte concentrado, discriminado de forma dedutiva na Figura 5.9.

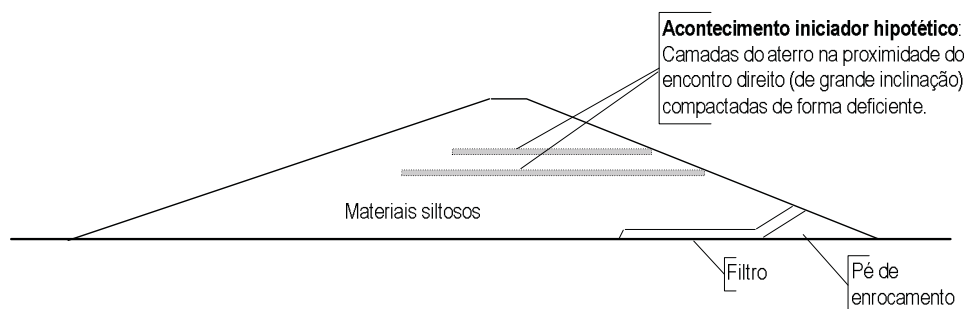


Fig. 5.8 – Representação esquemática do perfil tipo da barragem de terra do exemplo da Figura 5.9.

Na Figura 5.9 estão identificados alguns factores de exposição e algumas vulnerabilidades (cujo significado foi anteriormente apresentado, no Quadro 5.3) que podem influenciar a rotura.

Em geral, um número importante de vulnerabilidades e de factores de exposição condicionam o desenvolvimento dos modos de rotura, potenciando uma grande diversidade de sequências de eventos plausíveis e de resultados, o que dificulta a estimativa da probabilidade de ocorrência de cada uma dessas sequências e dos estados limite em questão.

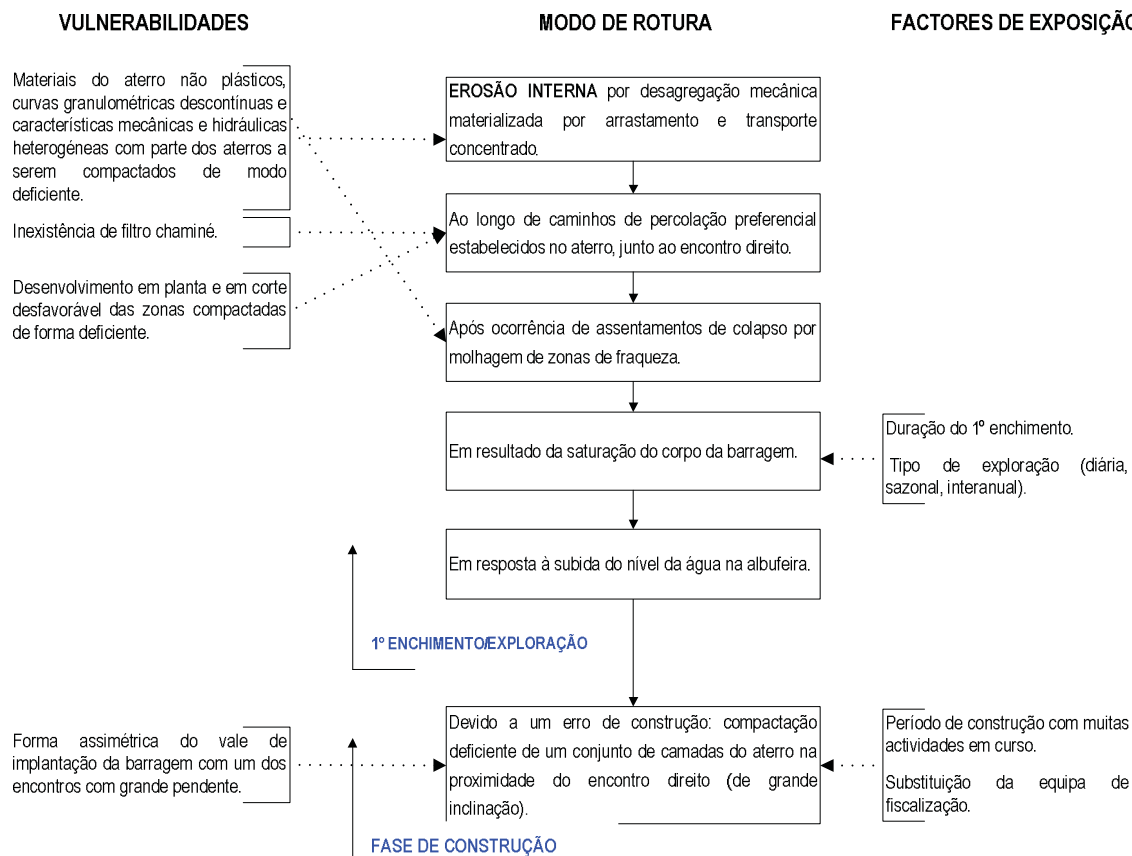


Fig. 5.9 – Exemplo de um modo de rotura do corpo de uma barragem de terra homogênea por erosão interna.

Quando a análise é feita de forma indutiva há que proceder, inicialmente, à selecção dos acontecimentos iniciadores relevantes para o sistema em apreço, induzindo-se, a partir deles, as respostas e os resultados nos vários subsistemas interferidos.

Na Figura 5.10 apresenta-se esquematicamente uma barragem que baseou dois exemplos de diferentes modos de rotura, partindo dos seguintes acontecimentos iniciadores: *segregação dos materiais do filtro chaminé comprometendo a sua função drenante* (Figura 5.11) e *segregação dos materiais do filtro chaminé comprometendo a sua função filtrante* (Figura 5.12).

À semelhança do exemplo apresentado na Figura 5.9, também nos exemplos das Figuras 5.11 e 5.12 se apresentam vulnerabilidades e factores de exposição que influenciam as sequências de eventos e efeitos relevantes para a materialização ou não dos estados limite.

Os exemplos das Figuras 5.11 e 5.12 servem também para mostrar que diferentes estados limite últimos podem ocorrer em sequência, aspecto que por vezes é negligenciado nas bases de registos históricos.



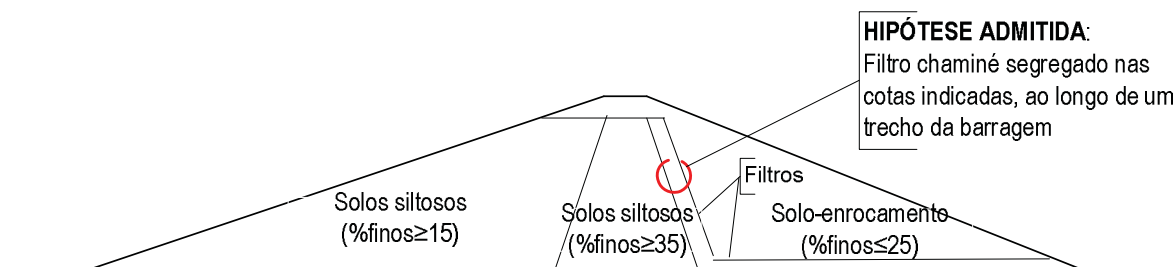


Fig. 5.10 – Representação esquemática do perfil tipo da barragem de terra dos exemplos das Figuras 5.11 e 5.12.

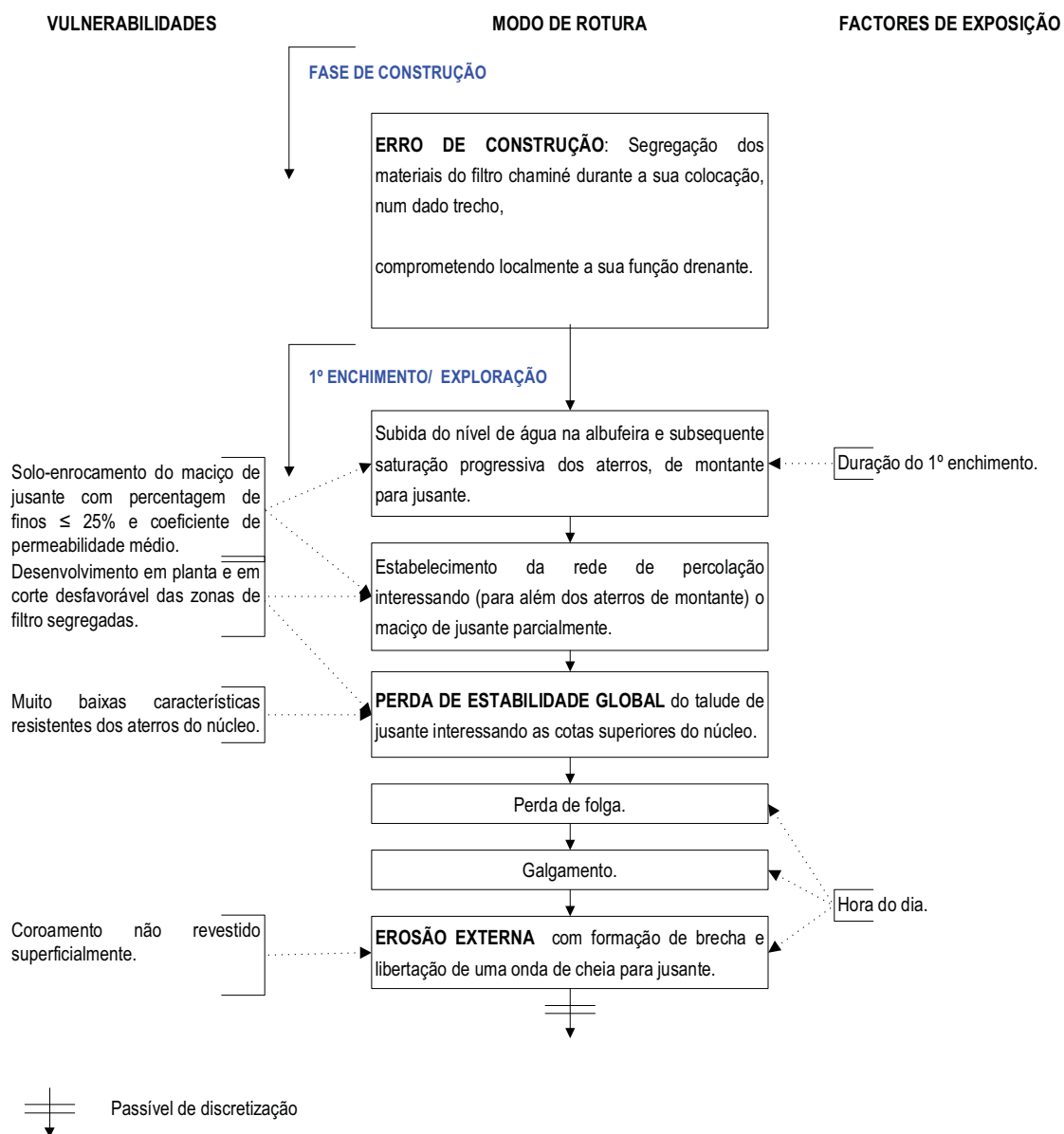
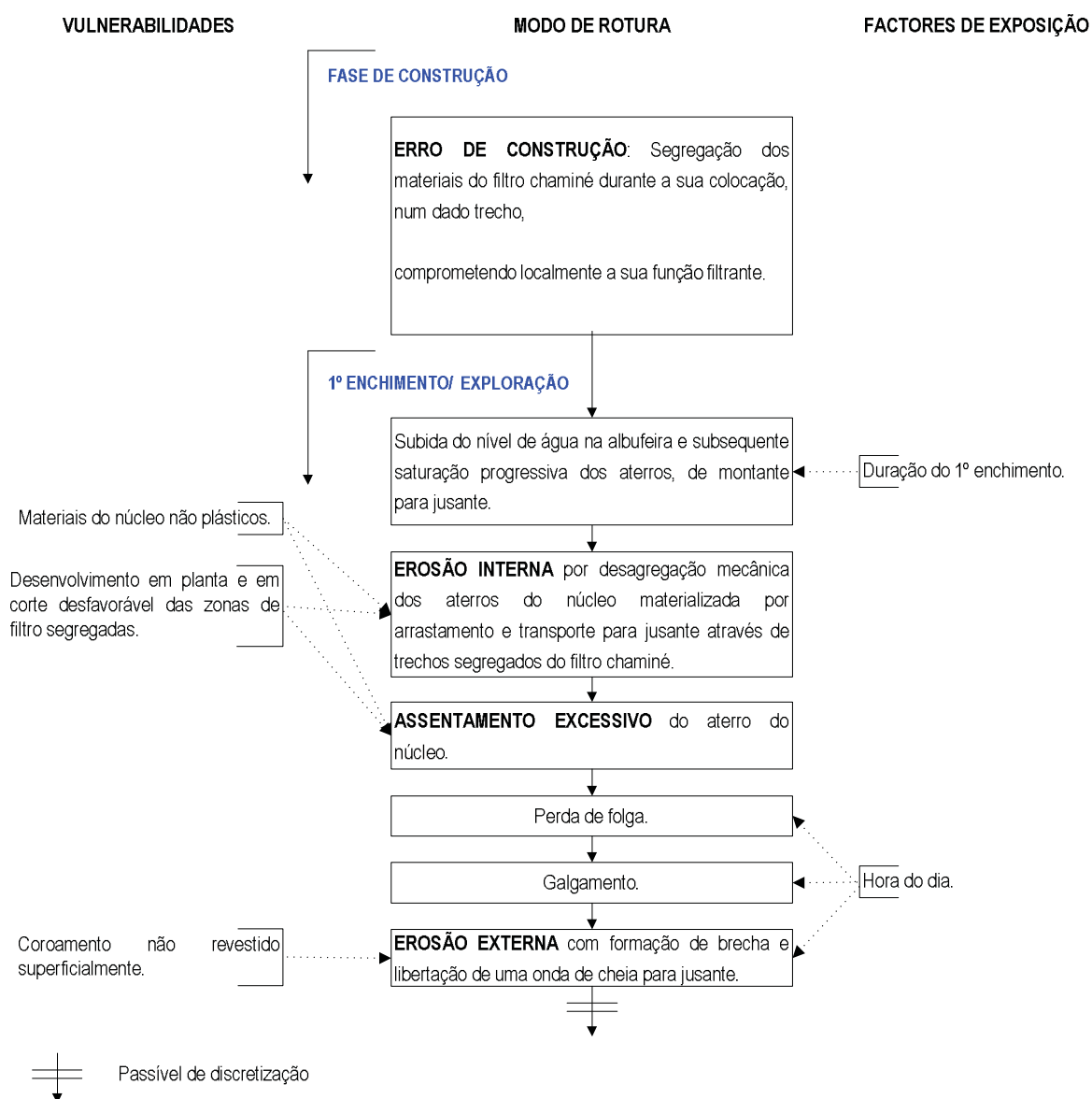


Fig. 5.11 – Exemplo de um modo de rotura do corpo de uma barragem de terra zonada iniciado por um erro de construção, afectando localmente a função drenante do filtro chaminé.



**Fig. 5.12 – Exemplo de um modo de rotura do corpo de uma barragem de terra zonada iniciado por um erro de construção, afectando localmente a função filtrante do filtro chaminé.**

Na realidade, os exemplos apresentados constituem uma sequência possível entre os acontecimentos iniciadores e os modos de rotura em causa, sequência que se estabelecerá, ou não, mediante a ocorrência de determinados factores.

Na Figura 5.13 exemplifica-se, a ocorrência de sequências possíveis entre o acontecimento iniciador e os estados limite do exemplo da Figura 5.11. As probabilidades associadas à materialização de determinadas sequências diferem de barragem para barragem em função, designadamente, das suas vulnerabilidades. Por outro lado, a uma determinada sequência podem corresponder, para barragens semelhantes, diferentes probabilidades de concretização, que são determinadas, por exemplo, por factores de exposição, meios de detecção ou normas de exploração diferentes.



Resulta evidente que a identificação e a avaliação de todas as situações plausíveis conducentes a estados limite de obras complexas, como é o caso das barragens, é um trabalho exaustivo e de implementação morosa, que implica, por forma a assegurar a viabilidade técnico-económica da sua realização, a utilização de métodos e técnicas simplificadas e, eventualmente, o recurso a programas de cálculo automático.

### **5.3.4 – Avaliação dos modos de rotura**

#### **5.3.4.1 – Considerações prévias**

A apreciação da importância, absoluta ou relativa, dos vários modos de rotura implica a sua avaliação, seja de forma semi-quantitativa ou quantitativa, e, conseqüentemente, a ponderação das incertezas associadas a cada uma das situações em questão.

Uma das mais valias das análises de riscos consiste, precisamente, na possibilidade de tratar de forma explícita as incertezas, associadas, designadamente, aos acontecimentos iniciadores, às respostas e aos resultados nos subsistemas e no sistema e à materialização dos estados limite.

As incertezas são expressas por intermédio da probabilidade, construção matemática que data aproximadamente de 1670, embora os axiomas da teoria da probabilidade só tenham sido formulados no século XX, em 1993, por Kolmogorov (Vick, 2002).

Contemporâneas do conceito de probabilidade são as suas duas interpretações: como frequência, quando utilizado para descrever taxas de ocorrência, e como grau de convicção (objectivo ou subjectivo), quando utilizado para descrever estados ou, por exemplo, a validade de hipóteses de cálculo.

A selecção do(s) método(s) para estimativa das probabilidades depende da interpretação que se faz desta medida das incertezas e relaciona-se directamente com o tipo de análise de riscos em causa e com os métodos e técnicas de apoio à sua implementação.

Nesta secção discriminam-se as incertezas associadas à ocorrência da rotura, em seguida tratam-se as probabilidades enquanto medida das incertezas e, finalmente, apresentam-se os métodos de estimativa dessas probabilidades.

#### **5.3.4.2 – Incertezas**

A definição de *incerteza* tem sido objecto de discussão e controvérsia (Hartford e Baecher, 2004), sendo, ainda à data, utilizada com diferentes significados.

A palavra *incerteza* é habitualmente utilizada como sinónimo de *falta ou ausência de certeza*, embora vários autores tenham atribuído à incerteza um significado mais restrito, associado a situações em que a falta de certeza não pode ser representada por probabilidades numéricas. É esse, por exemplo, o ponto de vista do US Water Resources Council's (1983).

A tendência actual é, no entanto, a de atribuir à incerteza um sentido mais lato, fundamentado no facto de mesmo quando não se atribuem probabilidades a incertezas vagas elas serem implicitamente contabilizadas nas tomadas de decisões (Hartford e Baecher, 2004).

As análises de riscos incorporam incertezas diversas, designadamente, de carácter aleatório e de carácter epistémico. Entendendo-se por aleatório o que pode ser descrito de forma probabilística e, neste caso, a probabilidade é a frequência resultante de uma série infinita ou suficientemente longa de repetições, e por epistémico o que se desconhece (não é aleatório mas sim desconhecido), sendo neste caso, a probabilidade, uma medida do grau de convicção na ocorrência de um dado evento, estado ou justeza de determinados pressupostos.

Em conceito, a probabilidade aleatória deverá ter um valor único e a respectiva incerteza ser irreduzível, enquanto a probabilidade epistémica deverá poder assumir diferentes valores, função do indivíduo que a estima e do estado do conhecimento à data dessa estimativa, podendo a incerteza ser modificada, por exemplo, com o aumento do conhecimento.

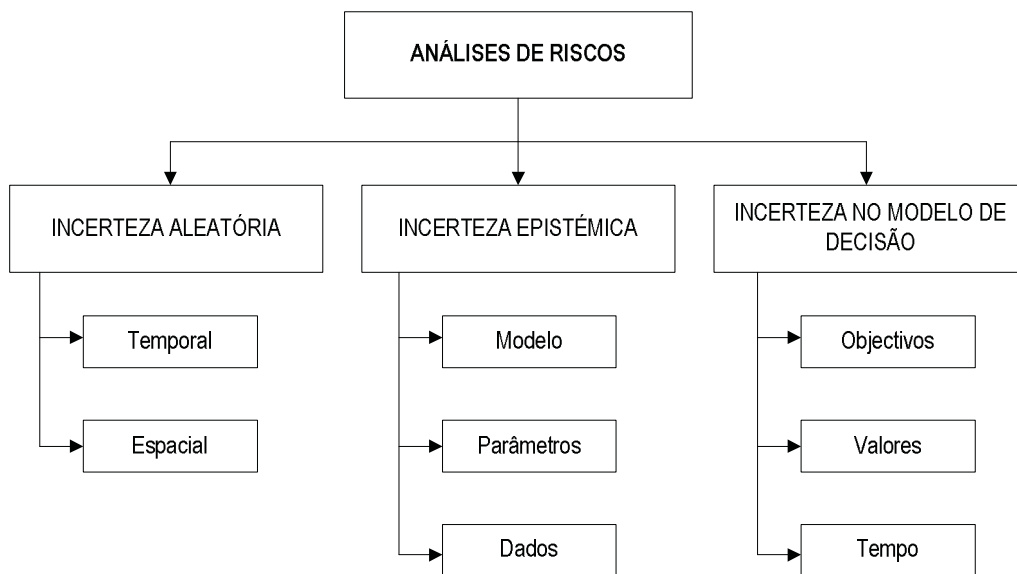
A incerteza aleatória pode estar relacionada com a variabilidade temporal e/ou espacial dos processos naturais e é aproximada por modelos e simplificações matemáticas.

A incerteza epistémica pode ser dividida em:

- i. incertezas do modelo, que reflectem a inabilidade do modelo ou dos métodos de dimensionamento para representarem o verdadeiro comportamento físico do sistema ou a inabilidade na escolha do melhor modelo ou na variação deste no tempo em condições pouco conhecidas;
- ii. incertezas dos parâmetros, que reflectem a inabilidade na estimativa dos parâmetros a partir dos resultados de ensaios/observações disponíveis;
- iii. incertezas nos dados, relacionadas com erros de medição, transcrição ou transmissão, inconsistências ou falta de homogeneidade dos dados, falta de representatividade, etc., que se reflectem no conhecimento disponível para descrever o desempenho do sistema.

Embora muitas vezes não seja objecto de tratamento nas análises de riscos, alguns autores referem, ainda, um terceiro tipo de incertezas, as incertezas associadas ao modelo de decisão, onde se integram, por exemplo, a incapacidade em compreender os objectivos da decisão, a necessidade, eventual, de analisar soluções alternativas ou a incerteza associada a horizontes de projecto (Hartford e Baecher, 2004).

Na Figura 5.14 identificam-se os principais tipos de incertezas associados às análises de riscos. A classificação apresentada, adaptada de Hartford e Baecher (2004), embora geral, aplica-se bem às várias problemáticas das análises de riscos em barragens e está estruturada de forma simples e de fácil compreensão.



**Fig. 5.14 – Incertezas associadas às análises de riscos (adaptado de Hartford e Baecher, 2004).**

Outros tipos de divisão das incertezas têm sido ensaiados (Christian et al., 1994, e Melchers, 1999, citados em Caldeira, 2002; Einstein, 2002).

Importa realçar que a classificação das incertezas e o seu tratamento de forma distinta pode ser apenas uma conveniência de cálculo. Por exemplo, algumas variáveis consideradas aleatórias podem sê-lo apenas por limitação do conhecimento.

Em Caldeira (2005) pode encontrar-se uma caracterização pormenorizada dos vários tipos de incertezas afectos às análises de riscos.

### **5.3.4.3 – Probabilidade**

As probabilidades são utilizadas nas análises de riscos, como na engenharia em geral, como uma medida das incertezas, podendo significar, função das incertezas em causa, frequência ou grau de convicção.

A interpretação enquanto frequência descreve o número relativo de vezes que se obtém um determinado resultado numa série longa de repetições, em iguais circunstâncias, de uma determinada experimentação e assume, implicitamente, que não se podem estimar probabilidades de eventos únicos ou de estados da natureza (que são constantes e não variáveis aleatórias).

Em oposição, a interpretação enquanto grau de convicção aceita a estimativa de probabilidades de eventos únicos e de estados da natureza, condicionada portanto ao indivíduo que faz a estimativa e ao conjunto do conhecimento e da informação disponível num determinado momento.

Em associação a esta dualidade de interpretação do significado da probabilidade existem duas escolas de inferência estatística, a Tradicional e a Bayesiana (Figura 5.15).

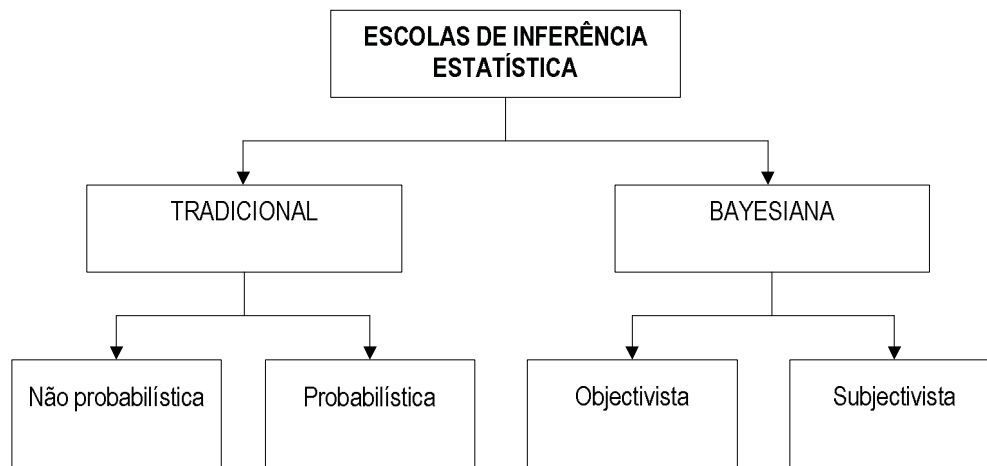


Fig. 5.15 – Escolas de inferência estatística (Hartford e Baecher, 2004).

A escola Tradicional define a probabilidade como frequência e usa uma abordagem de refutação fundamentada em funções matemáticas do conjunto de dados observados (estimadores),  $g(z)$ , utilizadas para inferir o valor de um desconhecido (mas constante) estado da natureza,  $\theta$ .

Uma das dificuldades associadas à escola Tradicional é a escolha de uma boa função, realizada na base de um julgamento intuitivo, que deve ser posteriormente avaliada tendo em conta as propriedades exigíveis a um bom ajustamento.

Dentro da escola Tradicional podem-se individualizar duas correntes, uma, probabilística, que considera que só a função probabilidade é importante para a inferência estatística e, outra, não-probabilística, que considera que a globalidade do quadro de referência experimental é importante. Assim, enquanto a corrente probabilística pode parar uma determinada verificação após recolher as evidências necessárias para fundamentar a hipótese em causa, a corrente não probabilística considera que esta metodologia permite verificar qualquer hipótese e assume como abordagem a ponderação entre a possibilidade de rejeitar uma hipótese correcta e a possibilidade de aceitar uma hipótese errada, baseando-se em estimadores não desviados, intervalos de confiança e testes de hipóteses (Hartford e Baecher, 2004).



Em oposição à escola Tradicional, a escola Bayesiana trata a probabilidade como grau de convicção e não interpreta os estados da natureza como constantes desconhecidas mas sim como variáveis que podem ser descritas como funções de probabilidade.

A escola Bayesiana assume como ponto de partida uma distribuição de probabilidade inicial para descrever o estado da natureza,  $f_{\theta}(\theta)$ , sendo a função de verosimilhança dos dados utilizada para actualizar as probabilidades e obter uma função de distribuição de probabilidade condicionada, de acordo com o teorema de Bayes, como adiante se verá.

Independentemente do significado da probabilidade, do ponto de vista matemático, esta é o resultado de uma teoria que se baseia numa construção lógica com um reduzido número de axiomas. Abordagens aprofundadas sobre esta matéria, no contexto da engenharia civil, podem ser encontradas em Benjamin e Cornell (1970) e em Ang e Tang (1975, 1984), citados em Vick (2002).

Os seguintes axiomas estão na base de todas as relações matemáticas da teoria da probabilidade:

- **axioma 1** – a probabilidade  $P[A_i]$  do acontecimento  $A_i$  tem um valor maior ou igual a 0 e menor ou igual a 1;
- **axioma 2** – a soma das probabilidades de cada conjunto de acontecimentos mutuamente exclusivos e colectivamente exaustivos é 1;
- **axioma 3** – a probabilidade de que dois acontecimentos independentes ocorram,  $A_i$  e  $A_j$ , é igual ao produto das respectivas probabilidades.

O conjunto de todos os resultados possíveis de uma experiência é o espaço da amostra e cada resultado um ponto da amostra (que pode ser discreto ou contínuo). Um acontecimento composto ( $A$ ) é um conjunto de pontos da amostra e o complementar de  $A$  integra todos os pontos da amostra que não pertencem a  $A$ . A intersecção de dois acontecimentos  $A$  e  $B$  integra os pontos comuns dos acontecimentos  $A$  e  $B$ . A reunião de  $A$  e  $B$  integra todos os pontos da amostra contidos em  $A$  ou  $B$  ou em  $A$  e  $B$  (Figura 5.16).

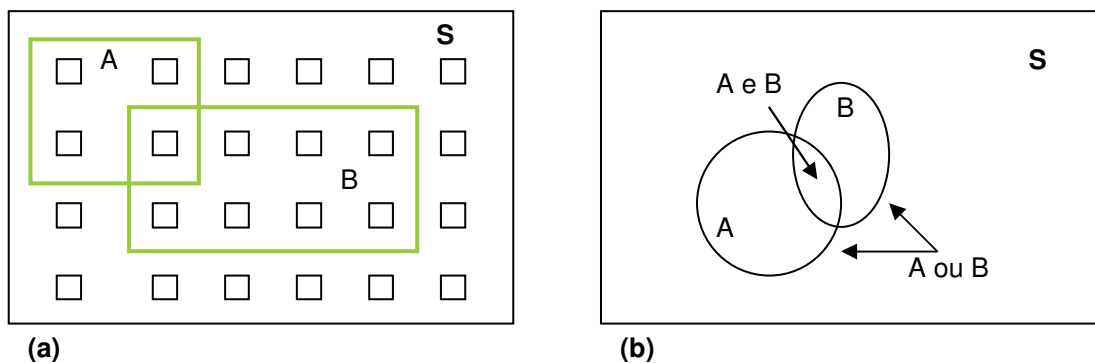


Fig. 5.16 – Espaço da amostra (S) e acontecimentos A e B.

Os acontecimentos A e B da Figura 5.16 são dependentes porque partilham pontos da amostra, caso contrário, seriam independentes.

Algumas relações matemáticas da teoria da probabilidade muito utilizadas discriminam-se subsequentemente:

1. união de eventos

$$P[A_1 \cup A_2] = P(A_1) + P(A_2) - P(A_1 \cap A_2) \quad (5.1)$$

e, se os eventos forem mutuamente exclusivos,

$$P[A_1 \cup A_2] = P(A_1) + P(A_2). \quad (5.2)$$

2. evento complementar

$$P(\bar{A}) = 1 - P(A) \quad (5.3)$$

3. probabilidade condicionada

$$P[A \setminus B] = \frac{P[A \cap B]}{P[B]} \quad (5.4)$$

$$P[A \setminus B] = P(A) \text{ se A e B forem eventos independentes.} \quad (5.5)$$

A probabilidade condicionada constitui, na realidade, um dos conceitos fundamentais da teoria da probabilidade e das análises de riscos, ou seja, a probabilidade de um acontecimento A ser influenciada pelo facto de ocorrer o acontecimento B.

Uma referência é devida ao teorema de Bayes, que fornece um algoritmo formal para combinar vários tipos de informações relativas à ocorrência de um acontecimento que funcionam como indicadores da materialização do acontecimento, ou seja, para determinar  $P[A \setminus B]$  em que A é o acontecimento e B o indicador.

O recurso ao teorema de Bayes requer o conhecimento da probabilidade de ocorrência *a priori* do acontecimento  $P[A]$ , ou seja, antes da incorporação da informação fornecida pelo indicador. Por outro lado, o indicador apresenta duas propriedades que podem ser determinadas a partir da amostra, uma que expressa o grau de associação do indicador ao acontecimento  $P[B \setminus A]$  e outra que expressa a sua relação falso positivo  $P[B \setminus \bar{A}]$ :

$$P[A \setminus B] = \frac{P[A]P[B \setminus A]}{P[A]P[B \setminus A] + P[\bar{A}]P[B \setminus \bar{A}]} \quad (5.6)$$

sendo,

$P[A|B]$  a probabilidade condicionada de A dado B

$P[A]$  a probabilidade de A

$P[B|A]$  a probabilidade condicionada de B dado A

$P[\bar{A}]$  a probabilidade do complementar de A

$P[B \setminus \bar{A}]$  a probabilidade condicionada de B dado o complementar de A

Em muitos casos, não existem dados ou modelos de base que permitam a estimativa objectiva das incertezas, havendo que recorrer à sua estimativa subjectiva. Tratam-se, por exemplo, de incertezas associadas a acontecimentos únicos, a fenómenos físicos mal compreendidos ou a condições cuja caracterização envolveria avultados custos. A estimativa destas incertezas é tradicionalmente feita por especialistas na área em questão, com base na experiência e conhecimentos adquiridos, na sua inteligência, na intuição e em factores difíceis de representar de forma matemática.

Dentro da escola Bayesiana, que considera a probabilidade um grau de convicção, é admissível a estimativa de probabilidades com base na opinião pessoal, desde que sejam cumpridos certos requisitos, de forma a verificarem-se os axiomas da teoria da probabilidade.

Investigações sobre o comportamento humano têm demonstrado que esta é, no entanto, uma tarefa difícil, estimando as pessoas, duma maneira geral, as probabilidades subjectivas de forma deficiente, ou seja, com falta de consistência e de coerência, muitas vezes com excesso de autoconfiança nas suas avaliações e quase sempre muito pouco calibradas. Na prática, as pessoas utilizam artifícios mentais para simplificar a estimativa das probabilidades subjectivas que conduzem a erros sistemáticos, designados por tendências cognitivas, matéria que será retomada na secção seguinte.

#### **5.3.4.4 – Métodos para estimativa das probabilidades**

##### *5.3.4.4.1 – Julgamento de engenharia*

As estimativas com base *no julgamento de engenharia* reflectem o grau de convicção na ocorrência de uma dada condição, tendo em conta o conhecimento de que se dispõe sobre a área técnica em questão, a intuição e as regras fundamentais da teoria da probabilidade, consistindo, pois, na estimativa subjectiva de probabilidades.

O *julgamento de engenharia* pode ser utilizado em qualquer circunstância: dados de base em grande quantidade ou em quantidade insuficiente, boa compreensão sobre os modelos em questão ou compreensão deficiente, etc. Naturalmente, a qualidade das estimativas depende, designadamente, duma maior compreensão sobre os modelos e de um maior número de dados de base.

A estimativa de probabilidades subjectivas coerentes, consistentes e bem calibradas não é inata ao ser humano. Há, pois, que compreender, numa primeira análise, as causas fundamentais dos erros associados à estimativa

de probabilidades subjectivas e, em seguida, corrigi-las, conferindo fundamentos teóricos e treino prático a quem tem a responsabilidade de implementar esta técnica.

Duma maneira geral, as probabilidades subjectivas são estimadas tendo por base outras situações assemelháveis, por vezes ignorando outro tipo de informação relevante. Também a forma como se estimam as incertezas pode conduzir a resultados muito diversos, por exemplo, começar por estimar o valor esperado (melhor estimativa) da incerteza e ajustá-lo em seguida para cima ou para baixo conduz a estimativas diferentes das que resultam de estimar os valores máximo e mínimo que a incerteza pode assumir e, em seguida, definir o valor esperado (Hartford e Baecher, 2004).

Uma das tendências mais frequentemente atribuídas à estimativa de probabilidades subjectivas é o excesso de confiança (Lichtenstein et al., 1982, citados em Hartford e Baecher, 2004). O excesso de confiança (medido como a diferença entre o erro real e a estimativa do erro das probabilidades atribuídas) é particularmente visível em probabilidades com valores reduzidos, inferiores a 0,1, e aumenta progressivamente à medida que as probabilidades se reduzem. Por outro lado, há uma dificuldade evidente em distinguir os vários níveis de probabilidades entre intervalos da ordem de  $10^{-1}$  e  $10^{-6}$ .

Uma causa de erro associada à estimativa de probabilidades subjectivas apontada na bibliografia da especialidade é o facto de não se ter em conta os valores *a priori* das probabilidades, tendo por base compilações de dados históricos. Assim, por exemplo, um acontecimento que se sabe ser raro no mundo físico pode ser caracterizado por uma probabilidade subjectiva relativamente alta com base em evidências escassas.

Acresce que parece existir uma tendência para valorizar informações ou resultados recentes e para ignorar a variabilidade das propriedades estatísticas de pequenas amostras.

Quando estão em causa diversas variáveis, como nas análises de riscos, levantam-se outras questões de grande importância, como sejam, a compreensão da dependência e independência probabilística entre variáveis e a estimativa de probabilidades condicionadas.

Hartford e Baecher (2004) dão, relativamente à independência entre variáveis, um exemplo muito sugestivo na área da geotecnia, relativo aos parâmetros  $c'$  e  $\phi'$ . Tratam-se, na sua essência, de parâmetros de uma regressão linear, pelo que a estimativa das incertezas associadas a  $c'$  e a  $\phi'$  não pode ser feita de forma separada, como acontece duma maneira geral.

Por outro lado, parece haver uma tendência para, em determinadas circunstâncias (quando os acontecimentos seguem um padrão), as pessoas estimarem a probabilidade de ocorrência conjunta de dois acontecimentos superior à probabilidade de cada um dos acontecimentos (Kahneman e Tversky, 1982, citados em Hartford e Baecher, 2004).

Algumas razões contribuem para julgamentos deficientes, em particular se realizados por um único indivíduo, designadamente (Stewart, 2000, citado em Caldeira, 2005):

1. se mantém uma atitude unilateral e desviada;
2. se não considera os conceitos teóricos ou os métodos analíticos para esclarecer e fundamentar o pensamento;
3. se não tem em conta informações críticas de outras fontes;
4. se não há discussão entre pares;
5. se desenvolve um pensamento condicionado pela maioria e não um pensamento integrado e independente;
6. se assume que dispõe de toda a informação necessária para a resolução do problema e se abstém de colocar questões;
7. se não procura ser crítico do seu trabalho;
8. se não pesquisa factos para a corroboração das hipóteses e teses admitidas;
9. se tem tendência para formular opinião ou dar um conselho sem o fundamentar.

No entanto, o dispor de um grupo de indivíduos, em vez de um indivíduo, designadamente de especialistas nas matérias relativamente às quais se pretende estimar as probabilidades subjectivas, não é condição suficiente para se obterem boas estimativas.

No sentido de melhorar os resultados das estimativas de probabilidades subjectivas têm sido implementadas algumas técnicas, cujas principais etapas e procedimentos se apresentam em seguida (Hartford e Baecher, 2004).

1. Motivação – explicação do objectivo da estimativa de probabilidades subjectivas, estabelecimento de ligações entre os membros do grupo de trabalho, revisão dos conceitos subjacentes e discussão das eventuais tendências motivadoras de estimativas que não reflectam, de forma objectiva, as convicções dos próprios.
2. Treino – estimativa de probabilidades subjectivas de exercícios tipo, visando a familiarização com estimativas tendenciosas e com as diferentes fontes de erros e estimulando uma atitude crítica dos especialistas relativamente às suas estimativas.
3. Estruturação – revisão dos aspectos técnicos a serem tratados, decomposição das sequências que podem conduzir à rotura e definição das incertezas a avaliar; duma maneira geral, quanto mais pormenorizada for a decomposição mais fácil é atribuir as probabilidades condicionadas, já que estas

assumem valores maiores; a decomposição até um nível em que as probabilidades a estimar se situem entre 0,01 e 0,99 é considerada adequada, sendo que o óptimo será conseguir reduzir o intervalo das probabilidades a estimar para 0,1 a 0,9.

4. Estimativa das probabilidades – consiste na estimativa propriamente dita das probabilidades e na verificação da sua coerência com os pressupostos da teoria da probabilidade. Numa fase inicial da estimativa das probabilidades subjectivas é aconselhável a utilização de correlações empíricas de descritores verbais para classificar as incertezas, como as que se representam no Quadro 5.9.

**Quadro 5.9 – Correlações empíricas de descritores verbais das incertezas (Vick, 1997, citado em Hartford e Baecher, 2004).**

Descrição verbal	Probabilidade equivalente	Intervalo de probabilidade	
		inferior	superior
Virtualmente impossível	0,01	0,00	0,05
Muito improvável	0,10	0,02	0,15
Improvável	0,15	0,04	0,45
pouco provável	0,25	0,02	0,75
Desconhecido	0,50	0,25	0,85
Provável	0,75	0,25	0,95
Bastante provável	0,80	0,30	0,99
Muito provável	0,90	0,75	0,99
Virtualmente certo	0,99	0,90	1,00

Relativamente a determinados parâmetros, é muitas vezes necessário estimar a distribuição de probabilidades, processo que se deve iniciar pela estimativa dos valores extremos e da probabilidade destes serem excedidos, passando-se, em seguida, à estimativa dos valores intermédios e das respectivas probabilidades. Esta estimativa pode ser feita de três formas, uma, fixando valores para os parâmetros e estimando em seguida as respectivas probabilidades (forma que é tida como a mais adequada), outra, fixando as probabilidades e estimando em seguida os parâmetros que correspondem a essas probabilidades e, uma terceira, estimando a mediana do parâmetro, os pontos intermédios dos intervalos resultantes, os pontos intermédios subsequentes e, finalmente, os pontos correspondentes a 0,01 e 0,99.

Ainda menos intuitivo que estimar probabilidades subjectivas é a estimativa da correlação entre incertezas, ou seja, como é que a incerteza em relação a um evento pode ser afectada pelo conhecimento da ocorrência ou não de outro evento. Tendo em conta que a estimativa de coeficientes de correlação é muito pouco intuitiva, a forma mais simples de estimar a dependência probabilística de duas incertezas é estimar primeiro as probabilidades condicionadas de um dos eventos para vários valores do outro evento, estimando-se, em seguida, as probabilidades marginais deste último evento. A probabilidade condicional inversa pode ser calculada a partir do teorema de Bayes.

5. Documentação – onde fica registado todo o processo de estimativa das probabilidades subjectivas e os respectivos resultados.

O recurso a um grupo de especialistas para a obtenção de um julgamento de engenharia acarreta, na maioria dos casos, a necessidade de ultrapassar opiniões divergentes. Duas das abordagens mais utilizadas para a obtenção de convergência ou de consenso acordado são o *fórum aberto* e o *painel Delfos* (Caldeira, 2005).

O *fórum aberto* consiste na discussão pública (entre membros do grupo) dos assuntos em debate, sendo, pois, condicionada pelas diferenças de comportamento de cada indivíduo em função do grupo e pelo ascendente que alguns indivíduos podem exercer sobre outros por razões de vária ordem (hierárquicas, curriculares, de conhecimento, de personalidade, etc.).

O *painel delfos* procura ultrapassar os condicionalismos do *fórum aberto* através de uma abordagem sistemática e iterativa para se atingir o consenso. As opiniões de cada especialista são formuladas, com base na mesma informação, a título individual, sendo em seguida as opiniões individuais fornecidas a um especialista independente que as analisa globalmente e produz uma interpretação “média” que devolve a cada um dos membros do grupo para análise, repetindo-se o procedimento até que seja obtido o consenso. Outra técnica alternativa consiste na solicitação de comentários e explicações a cada um dos membros do grupo pelo especialista independente, após análise das respectivas opiniões, até à obtenção de um acordo. Qualquer destas técnicas é, naturalmente, muito dependente do especialista que lidera o processo.

Uma outra técnica alternativa associada ao *painel delfos* consiste na distribuição das opiniões individuais de cada um dos membros do grupo, de forma anónima, a todos os membros, pedindo-lhes o ajustamento das suas opiniões em função das restantes. Trata-se, talvez, da técnica que mais salvaguarda a independência de opinião.

#### 5.3.4.4.2 – Estimativas estatísticas com base em dados históricos

As estimativas estatísticas reflectem a frequência de ocorrência de um determinado acontecimento, no tempo ou no espaço, duma maneira geral aproximadas por modelos de distribuição de probabilidades (frequências) de forma matemática regular, como são o caso das distribuições *Normal*, *Lognormal* e *Poisson*.

As frequências caracterizam ocorrências passadas ou históricas e admitem que as ocorrências futuras são semelhantes às ocorrências objecto de tratamento estatístico.

No domínio das barragens, a utilização de registos históricos para estimativa da frequência de rotura por materialização de determinado estado limite último encerra grandes limitações, objecto de referência no Capítulo 4.

Recentemente, alguns autores implementaram, no domínio das barragens, o conceito de frequência normalizada: partindo de frequências históricas associadas a barragens semelhantes e ao modo de rotura em



causa, modificam-se os valores das frequências para atender a condições específicas da obra em análise, matéria também introduzida no Capítulo 4. Trata-se, neste caso, de um método misto que recorre a estimativas estatísticas com base em dados históricos que são modificados, por exemplo, por intermédio do julgamento de engenharia.

As principais dificuldades que advêm desta metodologia, que tem por base a frequência normalizada, relacionam-se, por um lado, com a heterogeneidade das barragens (seja no que se refere à obra específica em causa, seja no que se refere à base de dados em questão), com o número reduzido de casos inventariados e com a informação disponível sobre estes, em geral escassa (particularmente visível quando se pretende pormenorizar os modos de ocorrência de estados limite últimos), e, por outro, com as dificuldades associadas à normalização das frequências das bases de dados para atender às particularidades da obra em causa.

A normalização das frequências pode ser feita por ajustamento directo, reflectindo, de forma qualitativa, os factores que diferenciam a barragem em questão da “barragem média” ou através do teorema de Bayes (o que requer que a fiabilidade dos factores indicadores seja conhecida quer na sua forma falso-negativo quer na sua forma falso-positivo) escrito sob a forma de razão entre a probabilidade de ocorrência e a probabilidade de não ocorrência (Hartford e Baecher, 2004):

$$\frac{P[A \setminus B]}{1 - P[A \setminus B]} = \frac{P[A]}{1 - P[A]} \times \frac{P[B \setminus A]}{P[B \setminus \bar{A}]} \quad (5.7)$$

#### 5.3.4.4.3 – Análises de fiabilidade

A teoria da fiabilidade introduz, de forma explícita, as incertezas dos modelos e/ou dos parâmetros que são propagadas através dos cálculos para se obterem as probabilidades associadas à resposta do sistema em análise.

A fiabilidade, S, em termos probabilísticos é dada por

$$S = P(R > E) = P(R - E > 0) = P(g > 0) = \iint_{\text{área.com. } r - e > 0} f_{R,E}(r, e) dr de \quad (5.8)$$

em que

P é a probabilidade

R as resistências

E os efeitos

g=R-E é a função de desempenho

$f_{R,E}(r, e)$  é a função de densidade de probabilidade conjunta de R e de E (Figura 5.17).

A probabilidade de rotura,  $P_r$ , é dada por

$$P_r = 1 - S = P(g \leq 0) = \int_{g \leq 0} f_x(\mathbf{X}) d\mathbf{X} \quad (5.9)$$

em que

$f_x$  é a função de densidade de probabilidade conjunta do vector de todas as variáveis de base,  $\mathbf{X}$ .

O cálculo da probabilidade de rotura pressupõe a selecção de critérios específicos de desempenho, os parâmetros relevantes de carga e de resistência, as propriedades dos materiais, as características geométricas do problema, designadas por variáveis de base,  $X_i$ , e a relação entre estas para cada critério de desempenho, função de desempenho (Caldeira, 2005):

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n). \quad (5.10)$$

A rotura ocorre quando  $Z < 0$ , resultando a probabilidade de rotura dada pelo integral múltiplo:

$$P_r = \int \dots \int_{g(\mathbf{X}) < 0} f_x(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (5.11)$$

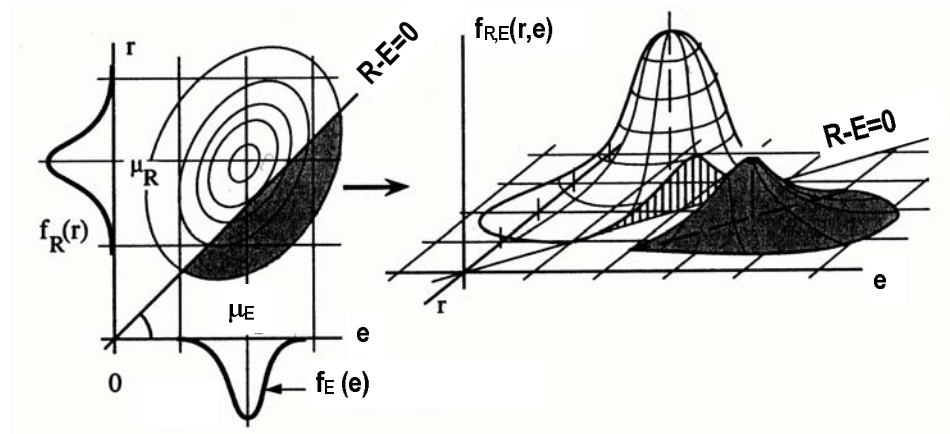


Fig. 5.17 – Representação da função de desempenho e da função de densidade de probabilidade conjunta de R e E (Caldeira, 2005).

A probabilidade de rotura pode ser calculada (Caldeira, 2005):

1. por integração analítica exacta, quando (em casos especiais) a integração indicada pode ser resolvida analiticamente;
2. por integração numérica, em geral, quando o número de variáveis de base é pequeno;

3. por métodos analíticos aproximados, utilizando aproximações analíticas mais simples do integral múltiplo, que se podem subdividir em métodos de fiabilidade de primeira ordem (FORM<sup>29</sup>) e em métodos de fiabilidade de segunda ordem (SORM<sup>30</sup>);
4. por métodos de simulação numérica (em geral designados por simulação de Monte Carlo) que envolvem um algoritmo de amostragem para aproximar a distribuição de probabilidades associada à função de desempenho, caracterizando-se pela sucessiva repetição de análises de fiabilidade com os valores amostrados;
5. por métodos gráficos a partir de dados experimentais das variáveis aleatórias R e E, quando estes estão disponíveis;
6. por combinação de diferentes métodos.

Uma análise pormenorizada desta matéria pode ser encontrada em Caldeira (2005).

### 5.3.5 – Identificação e avaliação de consequências

À rotura de uma barragem estão associadas perdas e prejuízos.

Assim, por exemplo, todos os estados limite que tenham como resultado a interrupção do pedido acarretam prejuízos materiais nas áreas beneficiadas pelo fornecimento de água.

As consequências que, no entanto, mais constituem motivo de preocupação reportam-se a todos os estados limite últimos que têm como resultado a libertação de uma onda de cheia para jusante. Efectivamente, podem, neste caso, ocorrer consequências catastróficas, incluindo elevado número de vítimas mortais.

As consequências são função do modo de rotura que provoca a libertação do volume armazenado (na medida em que este condiciona as características hidrodinâmicas da cheia induzida), da ocupação do vale inundado e do seu valor ambiental.

A identificação das consequências implica, assim, os seguintes passos:

1. caracterização do processo de formação da cheia;
2. caracterização da propagação da cheia no vale a jusante;

---

<sup>29</sup> First Order Reliability Methods – aplica-se quando a função de desempenho é uma função linear de variáveis normais não correlacionadas ou quando é uma função não linear que pode ser representada por uma aproximação linear de primeira ordem com variáveis normais equivalentes.

<sup>30</sup> Second Order Reliability Methods – aplica-se quando a função de desempenho não linear é representada por uma aproximação linear de segunda ordem com variáveis normais equivalentes.

3. caracterização da ocupação do vale (tipo de zonas afectadas, edificações, estruturas e infra-estruturas, serviços, etc.) e do seu valor ambiental, incluindo a caracterização da sua vulnerabilidade.

A caracterização do processo de formação da cheia visa definir a onda de inundação na secção da barragem, que depende, designadamente: i) no caso de um estado limite último associado aos equipamentos hidromecânicos dos órgãos hidráulicos, das características destes órgãos e ii) no caso de um estado limite último do corpo da barragem, do modo de materialização desse estado limite, já que este determina o tempo de formação, as dimensões e a configuração geométrica da brecha.

O tempo de formação, as dimensões e a configuração geométrica da brecha (por ordem decrescente de importância) condicionam os valores dos caudais de ponta e os níveis máximos na secção da barragem.

Os modelos mais importantes utilizados para caracterização do processo de formação da brecha indicam-se subsequentemente (Viseu, 2006).

1. Modelos baseados em equações empíricas de previsão, definidas tendo em conta análises estatísticas de roturas históricas, que relacionam o caudal máximo efluente com as características da barragem e da albufera. Citam-se, a título de exemplo, os seguintes:

$$i) Q_{\text{máx}}=0,607H_{\text{hid}}^{1,24}V_{\text{hid}}^{0,295} \text{ (Froehlich, 1995)} \quad (5.12)$$

em que  $H_{\text{hid}}$  é a carga hidráulica máxima sobre a base da brecha e  $V_{\text{hid}}$  é o volume descarregado durante a rotura;

$$ii) Q_{\text{máx}}=0,0443g^{0,5}H_{\text{hid}}^{1,4}V_{\text{hid}}^{0,367} \text{ (Webby, 1996)} \quad (5.13)$$

em que  $g$  é a aceleração da gravidade;

$$iii) Q_{\text{máx}}=H_{\text{hid}}^{0,5}(H_{\text{hid}}^2+kV_{\text{alb}}^{0,5}) \text{ (Lemperière, 1996)} \quad (5.14)$$

em que  $k$  é um coeficiente que varia entre 0,1 para argilas bem compactadas e 1 para materiais incoerentes de reduzida dimensão.

Estes modelos não simulam a brecha nem definem um hidrograma efluente, apenas caracterizam o caudal máximo efluente.

2. Modelos baseados em métodos físicos que se implementam desde 1965 mas são, ainda hoje, de exactidão limitada, registando-se resultados muito distintos entre diferentes modelos, quer no que se refere à estimativa do caudal efluente quer no que se refere, em particular, ao tempo de formação da brecha, facto que não será seguramente alheio às características dos aterros modelados.

Estes modelos simulam a evolução da brecha e calculam o hidrograma efluente resultante da rotura de barragens de aterro, recorrendo a modelos de erosão e transporte sólido.

3. Modelos paramétricos que admitem que, num primeiro instante, apenas uma pequena parte da barragem é instabilizada, seguindo-se uma destruição contínua e constituindo dados de entrada a geometria final e o tempo de formação da brecha, estimados com base no tratamento de dados históricos ou de resultados experimentais.

Estes modelos simulam a evolução da brecha e calculam o hidrograma efluente, obviando à descrição física detalhada da rotura. Habitualmente, admite-se o aumento linear das dimensões da brecha no tempo, entre dois estados especificados da brecha.

O módulo de cálculo do processo de formação da cheia do programa DAMBRK<sup>31</sup> constitui o modelo paramétrico de maior divulgação.

Em barragens de aterro, a forma final atribuída à brecha (independentemente do modo como a rotura ocorre) é, em geral, trapezoidal com taludes inclinados a 1:2 (V:H) quando a erosão do aterro atinge a fundação e continua a evoluir ou, quando tal não acontece, triangular (Viseu, 2006). Franca (2002) conclui que em barragens de enrocamento sujeitas a galgamento a forma da brecha tende a ser semi-parabólica.

Singh (1989), citado em Viseu (2006), aponta para larguras finais do topo da brecha entre 2 a 5 vezes a altura da barragem e o USBR (1989) indica valores de largura média das brechas entre 1 a 3 vezes a altura da barragem. Froehlich (1995) apresenta a seguinte expressão empírica para o cálculo da largura média da brecha ( $B_{\text{medio bre}}$ ):

$$B_{\text{medio bre}} = 0,1803k_0V_{\text{hid}}^{0,32}H_{\text{bre}}^{0,19} \quad (5.15)$$

em que  $k_0$  é um coeficiente empírico que depende da causa da rotura ( $k_0=1,4$  para erosão externa por galgamento e  $k_0=1$  para os restantes modos de colapso)

$H_{\text{bre}}$  é a altura da brecha (m)

$V_{\text{hid}}$  é o volume descarregado.

No que se refere ao tempo de formação da brecha em barragens de aterro, diversos autores citados em Viseu (2006) indicam valores situados no intervalo 0,1 h a 3 h. Froehlich (1995) apresenta a seguinte expressão empírica para o cálculo do tempo de formação da brecha ( $t_{\text{rot}}$ ):

$$t_{\text{rot}} = 0,00254V_{\text{hid}}^{0,53}/H_{\text{bre}}^{0,9} \text{ em horas} \quad (5.16)$$

Caracterizado o processo de formação da brecha, há que caracterizar a cheia no vale a jusante. Para tal, pode recorrer-se a modelos de simulação da propagação da cheia, classificados em função dos graus de simplificação das equações de Saint-Venant (formulação matemática de base dos escoamentos em superfície livre, dinâmicos e variáveis) (Viseu, 2006):

---

<sup>31</sup> O modelo considera uma lei de evolução da brecha ao longo do tempo linear ou não linear com expoente entre 1 e 4, definindo o utilizador a forma e as dimensões finais da brecha e o tempo de rotura, podendo a forma da brecha ser triangular, rectangular ou trapezoidal.

1. modelos hidrológicos e hidráulicos simplificados;
2. modelos analíticos;
3. modelos hidrodinâmicos.

A modelação da propagação da cheia pode ainda ser realizada recorrendo a modelos baseados em equações empíricas de previsão (Viseu, 2006).

Os modelos diferem entre si pela sua aplicabilidade, exactidão, robustez, estabilidade e complexidade (Viseu, 2006).

Os modelos hidrológicos e hidráulicos simplificados e os modelos analíticos são, efectivamente, modelos simplificados, de fácil e rápida utilização. Estes modelos são, em geral, utilizados nos casos de barragens de pequena a média dimensão, em vales de reduzida ocupação ou no âmbito de estudos preliminares.

Os modelos hidrodinâmicos podem ser unidimensionais<sup>32</sup> ou bidimensionais<sup>33</sup>, tendo os primeiros, actualmente, grande divulgação e implementação, devido à disponibilidade no mercado de programas de cálculo automático para o efeito, como é exemplo o programa DAMBRK (BOSSDAMBRK, 1991). Trata-se, efectivamente, de um modelo fácil de utilizar e com bons resultados. Os modelos hidrodinâmicos bidimensionais são aplicados com menos frequência e, em geral, em situações hidráulicas e topográficas particulares, requerendo, designadamente, levantamentos topográficos de maior detalhe.

As características hidrodinâmicas da cheia induzida no vale a jusante utilizadas para identificação das consequências são, em geral, a altura máxima do escoamento ( $h_{max}$ ), a velocidade máxima ( $U_{max}$ ) e o tempo de chegada ( $t_{cheg}$ ).

No que se refere à altura da água, admite-se, em geral, que um indivíduo médio sem possibilidade de se abrigar corre perigo de vida para alturas superiores a 1 m. Naturalmente, a existência de edificações ou outras estruturas que permitam a sua evacuação em altura permitir-lhe-ão maior possibilidade de sobrevivência.

No que se refere à velocidade do escoamento, é referido o valor de 2 m/s para a velocidade média do escoamento como limite superior para danos reduzidos em edificações, admitindo-se que a destruição de edifícios ocorrerá para velocidades superiores a 5,5 m/s e que roturas com maior grau de destruição de edificações correspondem a maior número de fatalidades (Viseu, 2006).

O produto entre a altura de água e a velocidade do escoamento ( $Uh$ ) é muitas vezes utilizado como medida do perigo associado a uma cheia, seja no que se refere a fatalidades seja no que se refere a danos materiais.

---

<sup>32</sup> Nos modelos hidrodinâmicos unidimensionais as variáveis são definidas a uma dimensão no plano horizontal.

<sup>33</sup> Nos modelos hidrodinâmicos bidimensionais as variáveis são definidas a duas dimensões no plano horizontal.

O USBR (1989) indica valores de 1 m<sup>2</sup>/s para o limite máximo que um indivíduo médio consegue suportar mantendo a estabilidade.

No Quadro 5.10 apresenta-se a classificação de consequências (vítimas mortais e danos materiais), em função do produto da altura de água pela velocidade do escoamento, adoptada pelo RESCDAM (1999) e citada em Viseu (2006).

**Quadro 5.10 – Classes de consequências em função de  $Uh$  (RESCDAM, 1999, citado em Viseu, 2006).**

PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA DE VÍTIMAS MORTAIS	$Uh$ (m <sup>2</sup> /s)		
	REDUZIDA	MÉDIA	IMPORTANTE
Crianças	<0,1	0,1-0,24	>0,25
Adultos	<0,3	0,3-0,7	>0,7
DANOS MATERIAIS	REDUZIDOS	PARCIAIS	TOTAIS
Automóveis	<0,9	0,9-1,5	>1,5
Edificações de vários tipos (construção deficiente)	<1,3	1,3-2,5	>2,5
Edificações de madeira (construção adequada)	<2	2-5	>5
Edificações de betão armado e alvenaria de tijolo (construção adequada)	<3	3-7	>7

Nos Quadros 5.11 e 5.12 apresenta-se a classificação da perigosidade da cheia induzida, respectivamente, para seres humanos (em função da altura máxima de água,  $h_{m\acute{a}x}$ , e do produto da altura de água pela velocidade do escoamento,  $Uh$ ) e para edifícios.

**Quadro 5.11 – Perigosidade da cheia induzida para seres humanos (Viseu, 2006).**

CLASSIFICAÇÃO DA PERIGOSIDADE DA CHEIA	PARÂMETROS	
	ESTÁTICO ( $h_{m\acute{a}x}$ )	DINÂMICO ( $Uh$ )
Reduzida	< 1 m	<0,5 m <sup>2</sup> /s
Média	1-3 m	0,5-0,75 m <sup>2</sup> /s
Importante	3-6 m	0,75-1 m <sup>2</sup> /s
Muito importante	> 6 m	> 1 m <sup>2</sup> /s

**Quadro 5.12 – Perigosidade da cheia induzida para edifícios (Viseu, 2006).**

CLASSIFICAÇÃO DA PERIGOSIDADE DA CHEIA	PARÂMETROS	
	DINÂMICO (U)	DINÂMICO ( $Uh$ )
Reduzida	< 2m/s	<3 m <sup>2</sup> /s
Média	2-4 m/s	3-5 m <sup>2</sup> /s
Importante	4-5,5 m/s	5-7 m <sup>2</sup> /s
Muito importante	> 5,5 m/s	> 7 m <sup>2</sup> /s

A caracterização da ocupação do vale, nas áreas inundáveis, implica a identificação do tipo de zonas em causa (urbanas, industriais, agrícolas, florestais, etc.), das edificações, estruturas e infra-estruturas existentes, do tipo



de ocupação das habitações (residências permanentes, segunda habitação, etc.), dos serviços afectados, do valor ambiental das zonas, etc. Habitualmente, o vale é subdividido em três zonas, como adiante se verá, em função do tempo de chegada da cheia ( $t_{cheg.}$ ).

A quantificação dos danos e das vítimas mortais requer, para além da caracterização da ocupação do vale a jusante e da perigosidade da cheia, a caracterização da vulnerabilidade do vale, que se relaciona com a probabilidade condicionada de ocorrências de danos e vítimas mortais, dada a ocorrência de rotura da barragem, e difere, portanto, da totalidade das consequências potenciais. A título de exemplo, refere-se que uma população jovem será menos vulnerável que uma população idosa, designadamente porque é mais fácil de evacuar, e uma zona de nível económico elevado menos vulnerável que uma zona de baixo nível económico, devido a uma maior robustez das edificações.

A quantificação dos danos e das vítimas mortais nos casos de rotura em situação de cheia deve reportar-se à diferença entre a totalidade dos danos resultantes da rotura da barragem e os danos que ocorreriam em situação de cheia natural, sem a existência da barragem (Betâmio de Almeida e Viseu, 1997).

A estimativa da perda potencial de vidas (PPV) é, em geral, feita em função do número de pessoas em perigo ( $PAR^{34}$ ) e do tempo de aviso ( $t_{avs}$ ), habitualmente considerado igual à soma do tempo de formação da brecha e do tempo de chegada da onda após materialização da brecha, designado por tempo de chegada da cheia ( $t_{cheg.}$ ).

Graham (1998), citado em Viseu (2006), propõe as seguintes expressões para cálculo do número expectável de vítimas:

1.  $PPV=0,5PAR$  para  $t_{avs}<15$  min; (5.17)

2.  $PPV=PAR^{0,6}$  para  $15 \text{ min}<t_{avs}<90$  min; (5.18)

3.  $PPV=0,0002PAR$  para  $t_{avs}>90$  min. (5.19)

As expressões propostas baseiam-se na divisão do vale em três zonas de perigosidade distinta, em função do tempo de aviso.

Aboelata et al. (2003), citados em Caldeira (2005), analisaram 180 casos históricos de cheias com perdas de vida e identificaram também três tipos de zonas de mortalidade:

1. zonas de acaso, em que as vítimas são arrastadas pelas cheias ou retidas debaixo de água e a sua sobrevivência é fruto do acaso; a taxa de vítimas mortais varia entre 40 e 100% com um valor médio de 90%;
2. zonas intermédias, em que os locais de abrigo são severamente afectados expondo as vítimas potenciais aos escoamentos; a taxa de perdas de vida situa-se entre 0 e 50%, com um valor médio de 10%;

---

<sup>34</sup> Iniciais da designação inglesa *people at risk*.

3. zonas seguras, em que não existe escoamento ou onde os escoamentos têm altura e velocidade reduzidas; a taxa de vítimas mortais é nula.

No estudo efectuado, Aboelata et al. (2003) concluíram ainda que o tipo de abrigo disponível é mais importante que as velocidades de escoamento e estas mais importantes que a altura de água, no que se refere às vítimas mortais.

Viseu (2006) propõe a divisão do vale a jusante da barragem em três zonas, tendo em conta o tempo de chegada da cheia ( $t_{\text{cheg}}$ ), a saber:

1. zona de auto-salvamento (ZAS), que está limitada a jusante pela secção da linha de água onde  $t_{\text{cheg}} < 0,5$  h;
2. zona de intervenção principal (ZIP), delimitada a montante pela secção de  $t_{\text{cheg}}$  igual a 0,5 h e, a jusante, pela secção onde  $t_{\text{cheg}} < 1$  a 2 h;
3. zona de intervenção secundária (ZIS), delimitada a montante pela secção de  $t_{\text{cheg}}$  igual a 1 a 2h.

A divisão do vale acima discriminada (que no essencial difere da proposta Graham na definição da zona de maior perigo: até à secção definida por um  $t_{\text{cheg}}$  de meia hora em vez de um quarto de hora) insere-se no âmbito do planeamento de emergência, correspondendo a zona ZAS à zona em que o aviso à população é realizado a partir da barragem e em que a população é responsável pelo seu auto-salvamento, a zona ZIP à zona em que o aviso é desencadeado pela protecção civil e onde se concentram os esforços desta no âmbito das operações de socorro e, a zona ZIS, onde o aviso é ainda da responsabilidade da protecção civil, sendo, no entanto, o tempo disponível para assegurar a evacuação superior e não se esperando, em princípio, a ocorrência de vítimas mortais.

Finalmente, salienta-se que a avaliação das consequências encerra o tratamento das incertezas associadas quer à caracterização do processo de formação da cheia e da sua propagação quer à caracterização da vulnerabilidade do vale a jusante.

À semelhança do referido na secção 5.3.4, no âmbito da avaliação dos modos de rotura, podem aplicar-se, numa maneira geral, os métodos de estimativa de probabilidades atrás referidos.

Utilizar-se-ão, em geral, os métodos de *juízo de especialidade* e de *estimativa com base em dados históricos* no âmbito de análises de risco qualitativas e semi-quantitativas, podendo também recorrer-se às *análises de fiabilidade* para cálculo da formação da brecha e da propagação da onda de cheia, no âmbito de análises quantitativas.

Refere-se, a este propósito, que Betâmio de Almeida e Santos (2005) apresentam uma aplicação para análise das incertezas associadas aos parâmetros de um modelo de formação de uma brecha por galgamento numa barragem de enrocamento e à sua propagação no modelo, recorrendo ao método de simulação de Monte Carlo.

A caracterização do processo de formação da brecha será, talvez, a etapa de avaliação das consequências que encerra um maior número de incertezas, dependendo, designadamente, do tipo e geometria da barragem, da

topografia do vale, das características dos materiais de aterro e da protecção dos taludes e coroamento, do nível de água e do volume armazenado na albufeira aquando da rotura.

As incertezas associadas à formação da brecha propagam-se na modelação da propagação da cheia no vale a jusante (e combinam-se com as incertezas associadas aos modelos de propagação), reflectindo-se na estimativa das vítimas mortais e danos materiais, que também encerra incertezas próprias. Chauhan et al. (2004) salientam e ilustram com um caso de estudo a importância das incertezas associadas à formação da brecha.

### 5.3.6 – Estimativa do risco

As análises de riscos semi-quantitativas são, em geral, fundamentadas em *estimativas estatísticas com base em dados históricos* e/ou no *juízo de engenharia*, sendo concretizadas por ordenações qualitativas ou numéricas do grau de importância, seja dos modos de rotura, seja das consequências.

As estimativas estatísticas com base em dados históricos aplicam-se, preferencialmente, a acções, como são exemplo as cheias e os sismos, habitualmente tratadas como variáveis aleatórias. Já as respostas das várias componentes de uma barragem a essas acções têm, necessariamente, a ver com graus de convicção e não podem ser caracterizadas com probabilidades objectivas, no sentido em que o desempenho e a eventual rotura dum barragem não é um resultado de uma longa série de respostas sob condições idênticas.

As respostas e resultados na barragem a acontecimentos iniciadores, assim como as consequências da sua rotura, requerem, pois, a utilização de, pelo menos, dois dos métodos de estimativa de probabilidades disponíveis – juízo de engenharia e estimativa com base em dados históricos – e, preferencialmente, dos três métodos (incluindo as análises de fiabilidade).

O juízo de engenharia tende a ser heurístico e holístico, não pode ser facilmente calibrado e não está delimitado por uma lógica formal (Skipp e Woo, 1993, citados em Brown e Root, 2002)

As avaliações qualitativas caracterizam-se, portanto, pela subjectividade, que não deve contudo ser motivo para as desvalorizar, até porque o carácter subjectivo do *juízo de engenharia* tem estado sempre presente nas abordagens tradicionais de dimensionamento e avaliação do desempenho das barragens, cujo sucesso, seja ao nível da segurança, funcionalidade ou durabilidade, é indiscutível.

As análises quantitativas baseiam-se, por um lado, na definição de curvas de casualidade dos acontecimentos iniciadores e, por outro, na definição de curvas de probabilidade condicionada de rotura do sistema para vários casos de carga resultantes da partição das curvas de casualidade do acontecimento iniciador em questão. A integração destas curvas permite obter a probabilidade anual de rotura.

A definição de curvas de casualidade de acontecimentos iniciadores associados a acções, como sejam os sismos e as cheias, é relativamente simples de fazer, o mesmo já não se podendo dizer de outro tipo de acontecimentos iniciadores ou efeitos a partir dos quais se iniciem as análises de riscos, como é o caso, por exemplo, da percolação que, não sendo um acontecimento discreto no tempo, não é adequado associar-lhe períodos de retorno (Hartford e Baecher, 2004).

Os diversos acontecimentos iniciadores que podem conduzir à rotura, as diferentes sucessões de eventos associadas a um determinado acontecimento iniciador, as incertezas relativas a cada um dos ramos destas sucessões de eventos e, conseqüentemente, das respectivas probabilidades condicionadas de materialização, são exemplos de factores que determinam a complexidade do cálculo probabilístico da rotura de uma barragem.

Não obstante, para algumas componentes das obras e/ou para alguns modos de rotura (como é o caso da perda de estabilidade global do corpo de uma barragem de aterro) é possível dispor-se de modelos para estimação do desempenho previsível. Nestes casos, pode recorrer-se, por exemplo, às análises de fiabilidade para cálculo da probabilidade de rotura, designadamente a métodos analíticos aproximados (FORM e SORM) ou a métodos de simulação (simulação de Monte Carlo).

A estimativa do risco depende, pois, do tipo de análise de riscos empreendida, designadamente, semi-quantitativa ou quantitativa.

No que se refere às análises semi-quantitativas, o risco é, geralmente, caracterizado por um par de valores (ou classes) relativos, por um lado, à estimativa da probabilidade dos modos de rotura e, por outro, à estimativa das conseqüências.

No que se refere às análises quantitativas, em conceito, o risco pode ser estimado através da seguinte expressão (Caldeira, 2005):

$$\text{Risco} = \sum_{i=1}^N \text{Risco}_i = \sum_{i=1}^N ((P(A_i) \times P(EL \setminus A_i) \times P(R \setminus A_i, EL) \times P(C \setminus A_i, EL, R)) \cdot C_i \quad (5.20)$$

em que

Risco é o risco total;

Risco<sub>i</sub> são os riscos parciais;

P(A<sub>i</sub>) é a probabilidade anual de ocorrência do acontecimento iniciador A<sub>i</sub>;

P(EL\A<sub>i</sub>) é a probabilidade condicional de rotura (também designada vulnerabilidade) ou a perda de fiabilidade por materialização de um determinado estado limite EL iniciado pelo acontecimento iniciador A<sub>i</sub>;

P(R\A<sub>i</sub> EL) é a probabilidade condicional do resultado produzido no sistema quando se verifica o estado limite EL iniciado pelo acontecimento iniciador A<sub>i</sub>;

P(C\A<sub>i</sub> EL R) é a probabilidade condicional de conseqüências (perdas de vida e prejuízos, quando estão em causa modos de colapso com libertação de onda de cheia para jusante), C, ocorrendo o resultado R após a materialização do estado limite EL iniciado pelo acontecimento iniciador A<sub>i</sub>.

A expressão apresentada é, naturalmente, uma expressão geral que pode ser pormenorizada de forma diferente em função das questões em análise e do respectivo enquadramento.

## 5.4 – APRECIÇÃO DE RISCOS

### 5.4.1 - Considerações iniciais

Um dos aspectos porventura mais controversos da gestão de riscos em barragens é a definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos que fundamentem a apreciação da estimativa do risco.

Os critérios de aceitabilidade e tolerabilidade presidem à comparação do risco calculado, tendo em conta as especificidades da obra em causa, e baseiam as decisões inerentes às actividades compreendidas pelo controlo de riscos, designadamente, no que se refere a eventuais investimentos com vista à mitigação dos riscos remanescentes.

A definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco encerra, por um lado, interesses políticos e exigências sociais e, por outro, interesses económicos (designadamente, associados à construção e à exploração da infra-estrutura em questão) e exigências normativas e regulamentares em vigor, aspectos, muitas vezes, de difícil harmonização.

Os critérios aplicáveis a barragens devem ser coerentes com critérios já existentes para outras infra-estruturas ou indústrias, ponderadas que sejam as suas especificidades e a natureza dos seus riscos, sendo o aspecto de maior controvérsia a atribuição, de forma directa ou indirecta, de um valor à vida humana.

Embora, pela sua natureza, esta seja uma matéria em que o poder político devia ter uma intervenção explícita, verifica-se que a grande maioria dos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos em barragens provêm de donos de obra, associações profissionais e/ou entidades reguladoras, de que são exemplos o USBR, a ANCOLD e o *United Kingdom Health and Safety Executive* (HSE). Na Europa, a Holanda e a Suíça dispõem de legislação sobre o assunto, embora desenvolvida fora do âmbito das barragens.

É objectivo da presente secção a apresentação de uma proposta de princípio de critérios de apreciação de riscos para barragens portuguesas que fundamente a avaliação dos resultados de análises de risco qualitativas ou semi-qualitativas e de análises de riscos quantitativas.

Nos itens seguintes tratam-se, inicialmente, alguns temas gerais que permitem situar a problemática em análise, designadamente no que se refere à percepção e à atitude perante o risco (do indivíduo e da sociedade), e caracterizam-se o risco individual e o risco societal. Em seguida, apresentam-se critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos individual e societal utilizados em diversas indústrias e infra-estruturas perigosas e alguns critérios que têm vindo a ser propostos no domínio das barragens. Finalmente, propõe-se um conjunto de critérios que se julga adequado à realidade do parque de barragens português.

### 5.4.2 – Percepção e atitude perante o risco

A definição de critérios de aceitabilidade e de tolerabilidade de riscos que recolham aceitação implica, em primeiro lugar, a compreensão dos factores que condicionam a atitude perante o risco do indivíduo e da sociedade em geral e, portanto, olhar o risco de um ponto de vista pouco habitual para a comunidade científica.

Em casa, no trabalho, em deslocações ou em actividades de desporto e lazer, as pessoas vivem rodeadas de perigos que encerram consequências potenciais indesejáveis. A percepção e a subsequente atitude perante os mais diversos riscos é condicionada pelas características do risco, pelas características do indivíduo e pela relação indivíduo-risco que se estabelece (Figura 5.18).

As características associadas aos riscos reportam-se, por um lado, à fonte de perigo e à probabilidade da sua materialização, e, por outro, às suas consequências.

As fontes de perigo podem ser diversas. São exemplos as fontes directamente associadas à natureza, tufões, cheias, sismos, vulcões, etc., e as fontes directa ou indirectamente associadas ao indivíduo e à sociedade em geral, fruto de escolhas individuais ou de imposições diversas, tais como, infra-estruturas e estruturas várias (centrais, barragens, pontes, minas, edifícios, etc.), meios de transporte (automóvel, comboio, avião, etc.), actividades profissionais, actividades de desporto ou lazer (jogos de futebol, canoagem, ski, rapel, parapente, etc.), cuidados de saúde (intervenções cirúrgicas, medicação, exames de diagnóstico), bens de consumo, etc.

As consequências da materialização das diversas fontes de perigo podem ser diversas: doença, morte, perdas económicas e financeiras, danos ambientais, etc. Algumas características das consequências que as permitem diferenciar entre si são a sua magnitude, a sua reversibilidade ou irreversibilidade, a sua ocorrência imediata ou a médio/longo prazo e o seu carácter certo ou incerto.

As características associadas ao indivíduo, como sejam o sexo, a idade, a etnia, as suas experiências e capacidades, nível cultural e actividade, influenciam, de forma intuitiva ou racional, a percepção que o indivíduo tem do risco e a sua atitude perante ele. A diversidade humana é grande (Figura 5.19) e não pode, naturalmente, ser dissociada dos grupos e das sociedades em que o indivíduo se insere e da região e país que habita (Figura 5.20).

Neste contexto, referem-se, em seguida, dois estudos que se afiguram bastante interessantes.

O primeiro é o estudo de Flynn et al. (1994), relativo à influência do contexto sócio-cultural na percepção de riscos para a saúde, cujos resultados de um inquérito nacional realizado nos Estados Unidos se reproduzem na Figura 5.21. Neste estudo, os autores verificaram que as respostas dos homens brancos eram significativamente diferentes das dos restantes grupos estudados, conferindo menor grau de importância, em média, a todos os riscos analisados. Os autores justificam as diferenças invocando razões sócio-económicas, designadamente, poder, estatuto, alienação e confiança do grupo em questão.

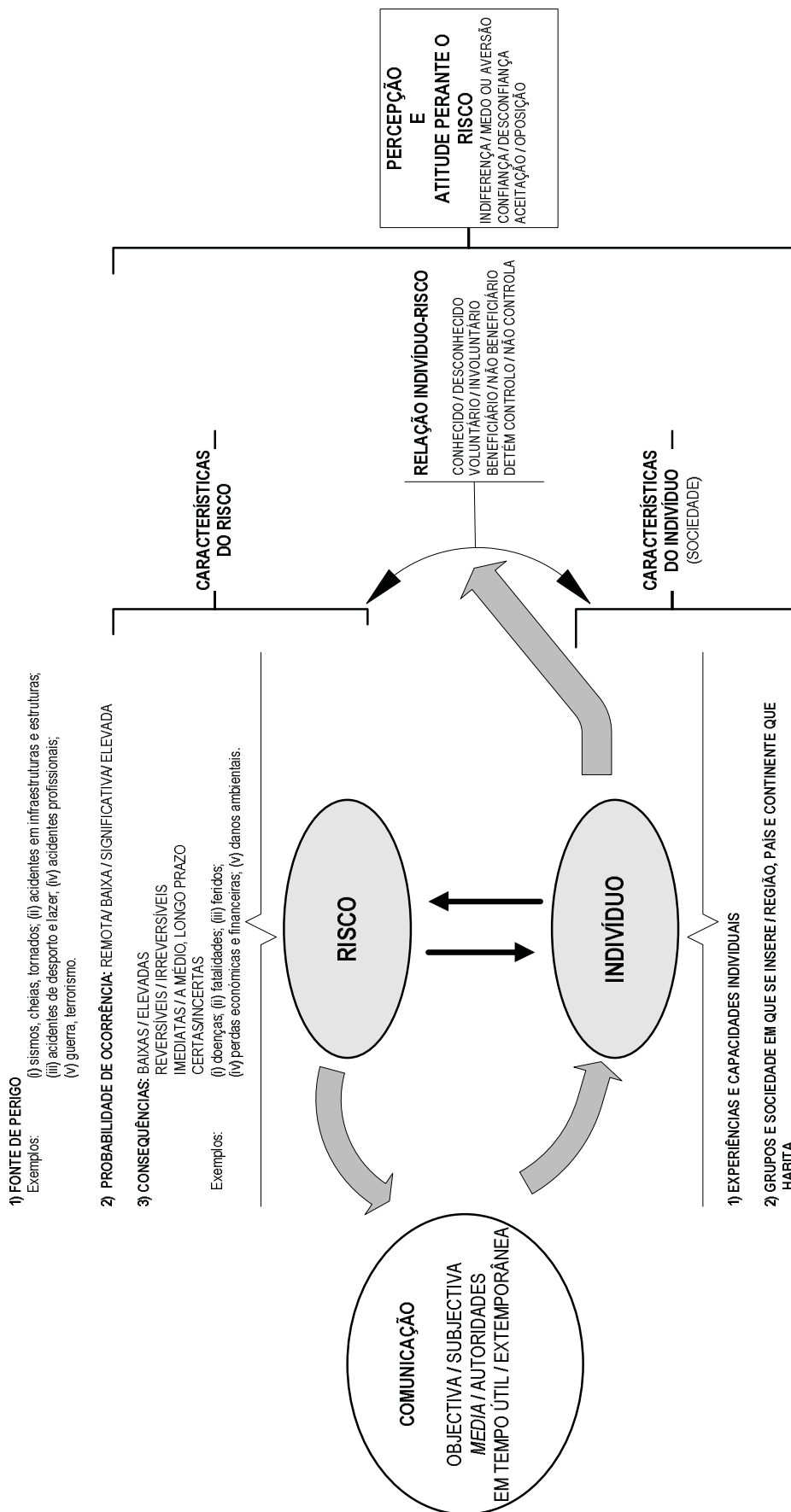


Fig. 5.18 – Alguns factores associados à percepção e à atitude perante o risco.



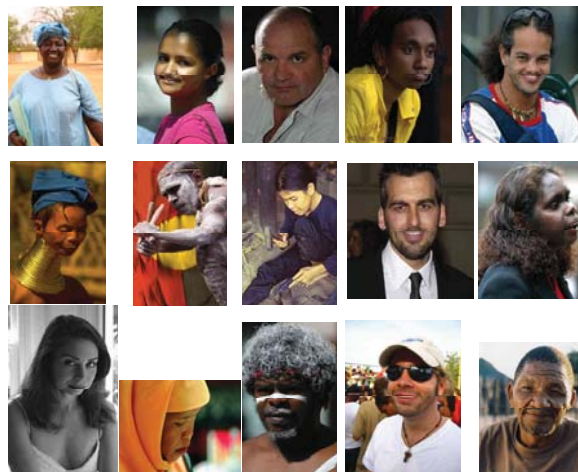


Fig. 5.19 – Algumas imagens da diversidade individual

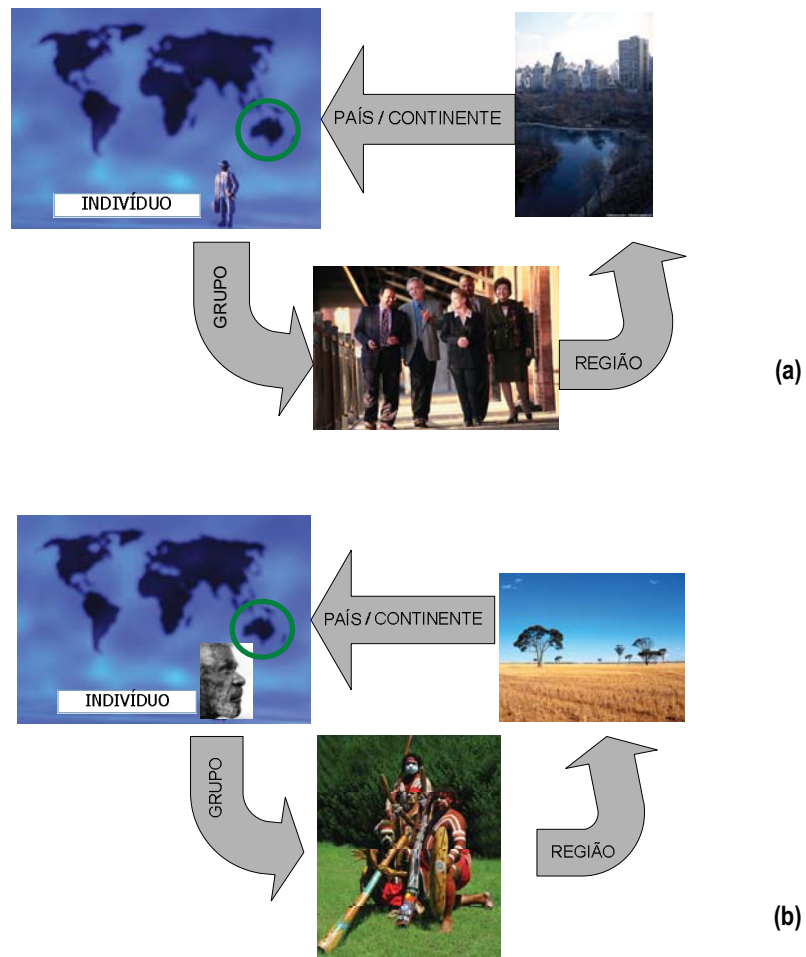


Fig. 5.20 – O indivíduo e a sua inserção sócio-cultural. O mesmo país, realidades distintas: (a) e (b)

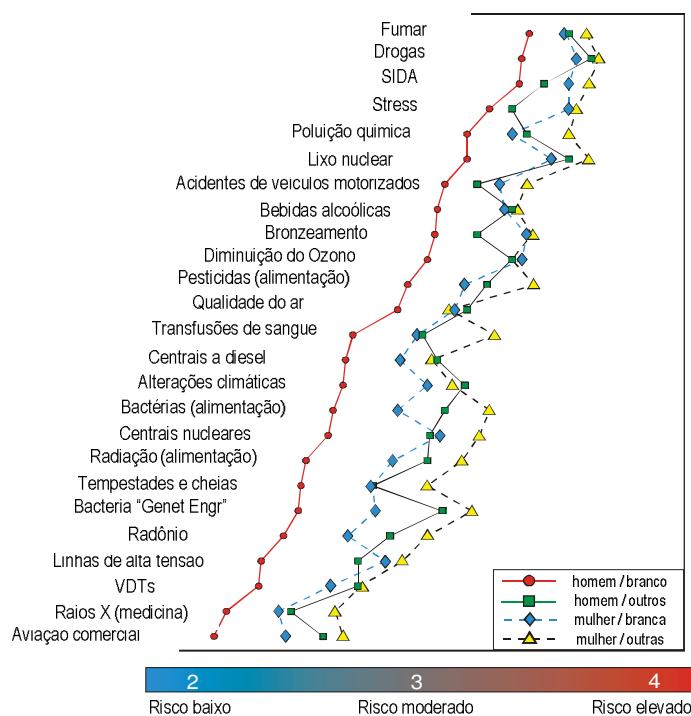


Fig. 5.21 – Resultados do estudo de Flynn et al. (1994).

O segundo é o estudo de Slovic et al. (1996), em que os autores comparam as respostas de dois grupos semelhantes de nacionalidades distintas, americana e francesa, relativas a atitudes perante o risco. Uma das conclusões do estudo salienta a diferença de confiança na gestão de riscos por parte das autoridades políticas e técnico-científicas, muito superior no grupo francês relativamente ao americano.

A relação que o indivíduo estabelece com o risco é condicionada pelas características do risco e do indivíduo, sendo que este é condicionado pelos grupos e pela sociedade em que se insere, e por um conjunto de factores exteriores que interessam o conhecimento ou desconhecimento que se tem do risco, o facto da exposição ao risco ser voluntária ou involuntária, do indivíduo ser ou não ser beneficiário (directo ou indirecto) da fonte de perigo e do indivíduo partilhar ou não o controlo do risco.

Alguns factores, como os que se indicam no Quadro 5.13, contribuem para a amplificação ou atenuação social do risco (Kasperson et al., 1988). Beck (1997) aborda, entre outros, este tipo de factores, em associação com riscos com consequências de grande escala, incluindo aqueles com capacidade para afectar todo o planeta.

Quadro 5.13 – Factores que contribuem para a amplificação ou atenuação social do risco (adaptado de Kasperson et al., 1988).

AMPLIFICAÇÃO SOCIAL DO RISCO	ATENUAÇÃO SOCIAL DO RISCO
Novos riscos (eventualmente catastróficos)	Riscos bem conhecidos (ou benefícios necessários)
Ocultação dos riscos por parte das autoridades	Relação de confiança entre o público e as autoridades
Falta de controlo dos riscos por parte das autoridades	Riscos controlados pelas autoridades
Informação transmitida de forma alarmista e pouco fundamentada	Informação transmitida de forma objectiva e fundamentada

Em conjunto, as características do risco e do indivíduo e a relação que se estabelece entre os dois determinam a sua percepção e atitude perante o risco, designadamente, de indiferença ou medo e aversão, de confiança ou desconfiança nas autoridades, de aceitação ou oposição.

A percepção e a atitude perante o risco, pela sua natureza e factores que as condicionam, podem modificar-se no tempo, função de alterações diversas, sejam associadas ao risco sejam associadas ao indivíduo e às relações que este estabelece com o risco.

No que se refere a esta matéria, é, no entanto, interessante referir um aspecto sublinhado por Slovic et al. (1981), que, formada a primeira impressão, a percepção que um indivíduo tem do risco tende a alterar-se de forma lenta e novas evidências só aparentam ser fiáveis se forem consistentes com a opinião inicialmente formada.

As razões que levam um indivíduo a ter grande confiança nos seus julgamentos são complexas, salientando Slovic (1972) que o facto de conseguirmos, com muita facilidade, processar informação sensorial nos pode, erradamente, levar a pensar que podemos, com a mesma facilidade, processar informação conceptual. Estudos recentes salientam as duas vias fundamentais, uma racional e outra emocional, no processamento da informação e subsequente tomada de atitude ou decisão (Slovic e Weber, 2002).

Slovic, assim como outros autores, vêm há várias décadas estudando as especificidades da percepção e atitude perante o risco, havendo um vasto conjunto de bibliografia publicada sobre a matéria. Referem-se, a título de exemplo, Douglas e Wildavsky (1982), Slovic (1987), Funtowicz e Ravtz (1992), Pidgeon et al. (1992), Wynne (1992), Slovic e Peters (1998) e Slovic et al. (2002).

A natureza e as características da generalidade dos estudos relativos à percepção do risco dificultam, como salientam Ball et al. (1998), a sua ponderação e incorporação em critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos. Afigura-se, no entanto, que estes possam ser de grande utilidade na área da comunicação do risco.

Efectivamente, um aspecto importante a realçar relaciona-se com o conhecimento que se tem sobre o risco em causa, muitas vezes limitado à informação transmitida pelos meios de comunicação social. A quantidade de informação e de imagens que os meios de comunicação transmitem sobre determinado acidente, assim como os debates e entrevistas que promovem, podem aumentar a preocupação sobre determinado risco, em detrimento de outros, porventura com consequências de maior magnitude e/ou com maior probabilidade de ocorrência, contribuindo assim para moldar a percepção do risco.

Os meios de comunicação tendem a transmitir mais informação e imagens negativas que positivas e, por outro lado, o indivíduo tende a valorizar mais os aspectos negativos de determinado perigo que os seus benefícios (Flynn et al., 2000), sobretudo se estiverem em causa riscos involuntários, aspectos que somados justificarão, pelo menos em parte, a aversão a determinados riscos, como é exemplo, a energia nuclear.

Compete, pois, às autoridades (políticas e técnico-científicas) promover uma comunicação objectiva e equilibrada dos riscos.

Um outro aspecto fundamental que se coloca na comunicação dos riscos é a escolha do momento em que se promove a sua divulgação. O momento certo para comunicar os riscos ao público é muitas vezes de difícil discernimento, havendo, designadamente que encontrar, no caso de novos riscos, um equilíbrio entre o conhecimento que as autoridades dispõem e o conhecimento que gostariam de ter, já que a sua comunicação tardia (ou cedo de mais) pode comprometer definitivamente a confiança do indivíduo e da sociedade em geral na adequada gestão do risco por parte das autoridades. No caso de riscos que não são novos, mas relativamente aos quais o público não está alertado, as dificuldades podem ainda ser superiores, por interesses económico-financeiros instalados.

Ainda no que se refere à comunicação do risco, a forma como são transmitidas as consequências desse risco assume, em geral, particular relevância e condiciona a percepção do risco por parte dos indivíduos. Indicam-se, subsequentemente, algumas formas alternativas de apresentação das consequências da rotura de uma barragem, no que se refere a fatalidades (adaptado de Slovik e Weber, 2002, ao caso das barragens):

- i. número de mortos;
- ii. mortos por milhão de habitantes;
- iii. mortos por milhão de m<sup>3</sup> de água armazenada;
- iv. mortos por milhão de m<sup>3</sup> de água fornecida;
- v. mortos por milhão de euros de água fornecida;
- vi. perda de esperança de vida associada à ocupação do vale a jusante da barragem (áreas inundáveis).

A necessidade de transmitir as consequências de forma a estas serem facilmente apreendidas implica, necessariamente, simplificações.

Assim, por exemplo, associar à frequência de um determinado acidente o número de fatalidades implica tratar todas as fatalidades de igual forma, não distinguindo, por exemplo, grupos etários, exposições voluntárias ou involuntárias ao risco, beneficiários ou não beneficiários da fonte de perigo, etc.

O número de fatalidades associado a um determinado acidente condiciona sobremaneira a atitude perante o risco. Efectivamente, é reconhecida a aversão dos indivíduos e da sociedade em geral a riscos cujas consequências encerram um número elevado de perda de vidas humanas, em geral associados a acidentes de

probabilidade de ocorrência baixa, por comparação com riscos com um número reduzido de perda de vidas humanas e probabilidade de ocorrência elevada.

Um acidente com probabilidade anual de ocorrência de  $10^{-7}$  e com consequências de 1 000 000 de fatalidades e um acidente com probabilidade anual de ocorrência de  $10^{-2}$  e 10 fatalidades correspondem ao mesmo risco,  $10^{-1}$  p.a., que, no entanto, é valorizado de forma diferente quer pelos indivíduos quer pela sociedade em geral (ANCOLD, 1994).

Esta maior valorização de riscos de baixa probabilidade de ocorrência e elevadas fatalidades estará relacionada com o facto de intuitivamente (mas ignorando conceitos fundamentais da teoria da probabilidade, designadamente da probabilidade condicionada) associarmos uma maior probabilidade de morrer dada a ocorrência de um acidente potencialmente catastrófico. Assim, por exemplo, em geral, se se imaginar a ocorrência de um desastre de avião estimar-se-á uma probabilidade de morrer superior à que se estimaria para a ocorrência de um desastre de automóvel, ignorando as diferentes probabilidades de ocorrência de cada um dos acidentes.

A questão dos acidentes de baixa probabilidade de ocorrência e elevadas fatalidades tem sido objecto de ampla discussão, com alguns autores a porem em causa a validade dos conceitos das análises de riscos para este tipo de ocorrências. Os resultados de uma análise de riscos reflectem, em muitos casos, custos anuais prováveis, enquanto a ocorrência de uma catástrofe que conduza a um número de fatalidades elevadas, como pode ser o caso da rotura de uma barragem, constituirá um acontecimento singular do qual, por exemplo, o respectivo dono de obra poderá nunca recuperar (ANCOLD, 1994).

### **5.4.3 – Risco individual**

O risco individual, geralmente associado à probabilidade de uma pessoa morrer na sequência de um determinado acidente, é uma forma sugestiva de representar o risco, já que permite a sua comparação imediata com diferentes tipos de riscos. Ficam, no entanto, por representar outro tipo de consequências.

Quando se fala em risco individual, há que especificar em que grupo o indivíduo se insere e/ou quais as características do indivíduo, por exemplo, se se insere na totalidade da população ou se se insere num grupo específico de pessoas sujeito a determinada fonte de perigo, se é residente em áreas potencialmente interferidas, se é a pessoa mais exposta de determinado grupo, se é a pessoa média, se se encontra de alguma maneira protegido contra a fonte de perigo, etc.

Por outro lado, alguns critérios de risco individual contabilizam como fatalidades não só as fatalidades propriamente ditas mas também os feridos graves ou consideram que um determinado número de feridos graves equivale a uma fatalidade, aspecto importante quando se procede à comparação de registos de diferentes referências bibliográficas.

A análise conjunta de diferentes valores de risco individual poderá ajudar à definição de níveis de risco associados a fontes de perigo específicas, como sejam as barragens, com vista à apreciação dos resultados das análises de riscos, fundamentando as subseqüentes tomadas de decisão.

No Quadro 5.14 apresentam-se valores de níveis aceitáveis de risco individual, expressos em termos de probabilidade anual de perda de vida, gerais ou associados a vários tipos de actividades, compilados por Gulvanessian et al. (2002), citados em Caldeira (2005).

**Quadro 5.14 – Risco aceitável de morte por exposição a vários acidentes (Gulvanessian et al., 2002, citados em Caldeira, 2005).**

Acidentes	Risco (x10 <sup>-6</sup> p.a.)*	Acidentes	Risco (x10 <sup>-6</sup> p.a.)*
<b>Acidentes em edifícios</b>		<b>Ocupação (UK)</b>	
Rotura estrutural (UK)	0,14	Indústrias químicas e associadas	85
Incêndio em edifícios (Austrália)	4	Construção naval e engenharia marítima	105
<b>Desastres naturais (USA)</b>		Agricultura	110
Furacões (1901-72)	0,4	Indústrias de construção	150
Tornados (1953-71)	0,4	Ferrovias	180
Relâmpagos (1969)	0,5	Minas de carvão	210
Sismos (Califórnia)	2	Extracção	295
<b>Acidentes em geral (USA, 1969)</b>		Mineração (outras)	750
Envenenamento	20	Actividades <i>offshore</i> de petróleo e gás	1650
Afogamento	30	Pesca submarina	2800
Fogos e queimaduras	40	<b>Desportos (USA)</b>	
Quedas	90	Exploração de grutas	45
Acidentes rodoviários	300	Voos em planador	400
		Mergulho	420
		Asa delta	1500
		Paraquedismo	1900
<b>Todas as causas (UK, 1977)</b>			<b>Risco (x10<sup>-6</sup> p.a.)*</b>
Toda a população			12000
Mulheres de 30 anos			600
Homens de 30 anos			1000
Mulheres de 60 anos			10000
Homens de 60 anos			20000

\* O risco é expresso como a probabilidade de morte de uma pessoa com exposição normal durante um ano

Como se pode observar no Quadro 5.14, no que se refere aos acidentes, o risco aceitável associado a pesca submarina (2800x10<sup>-6</sup> p.a.) é o mais elevado e o risco associado a roturas estruturais em edifícios (0,14x10<sup>-6</sup> p.a.) o mais baixo.

Na Figura 5.22 reproduz-se uma comparação entre a probabilidade de morte de homens e mulheres e níveis médios de riscos aceitáveis compilada por Chicken (1975), citado em ANCOLD (1994). Sobrepõe-se ainda (linha a verde) o nível alvo do risco individual associado a barragens proposto pela ANCOLD (1994).

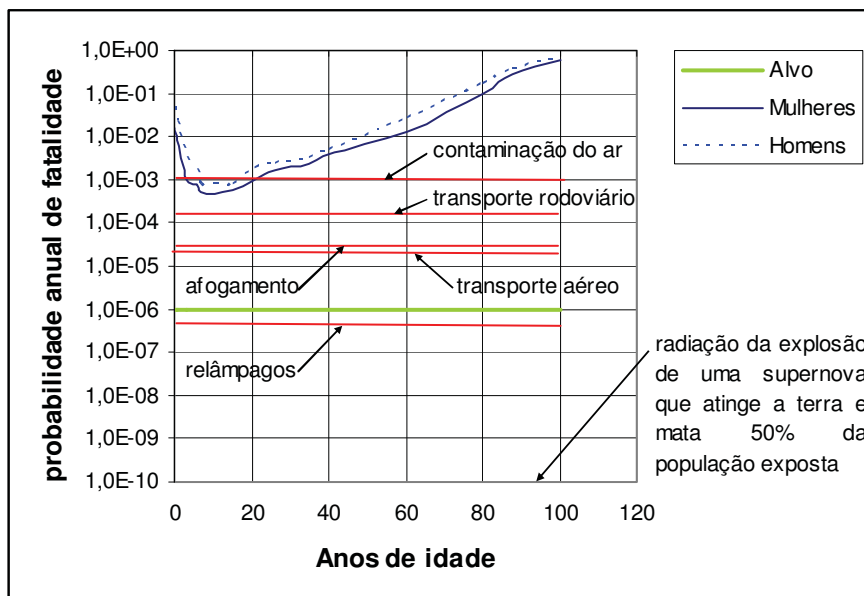


Fig. 5.22 – Comparação entre níveis de riscos (Chicken, 1975, citado em ANCOLD, 1994).

Os exemplos apresentados para o valor do risco individual mostram, designadamente, a variabilidade de níveis de risco associados a diferentes actividades, cuja aceitabilidade depende, entre outros factores, do grau de voluntarismo associado e do grau de envolvimento do indivíduo no sucesso da actividade em causa.

Um valor muitas vezes citado como apropriado para nível alvo de risco individual associado a estruturas de engenharia civil é  $10^{-6}$  p.a. (Caldeira, 2005), valor muito baixo se comparado com o admitido para outras actividades, como por exemplo, a construção naval e a engenharia marítima ( $105 \times 10^{-6}$  p.a.) e as indústrias químicas ( $85 \times 10^{-6}$ ), embora haja que atender às diferenças resultantes do risco ser involuntário ou voluntário.

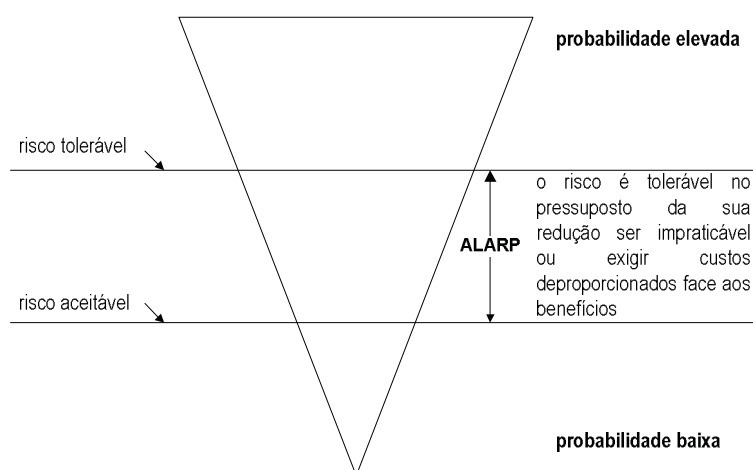
A sociedade tem o dever de definir níveis máximos de risco para as actividades associadas a riscos involuntários e a riscos cuja contribuição dos indivíduos para o sucesso das actividades seja desprezável (Faber, 2001).

A definição de critérios de risco integra, em geral, para além dos valores alvo, os valores máximos admissíveis para o risco, os primeiros designados por risco aceitável e os segundos por risco tolerável. É esta a definição geral da estrutura de tolerabilidade do risco, conhecida por TOR, definida no Reino Unido pelo HSE (2001) que tem vindo a ter uma divulgação crescente (Figura 5.23).

A estrutura de tolerabilidade do risco integra três zonas. A zona superior, acima da linha que define o nível de risco tolerável, constitui a zona em que o risco é, em qualquer circunstância, intolerável. A zona inferior, abaixo da linha que define o nível de risco aceitável, define a zona em que o risco é considerado trivial e adequadamente controlado. A zona intermédia, entre o nível de risco tolerável e o nível de risco aceitável, constitui a zona em que o risco pode, em determinadas circunstâncias, ser tolerado. A filosofia da criação desta zona intermédia está associada ao conceito da tolerabilidade de determinados riscos, por parte do indivíduo ou da sociedade, a troco de benefícios, admitindo-se que:

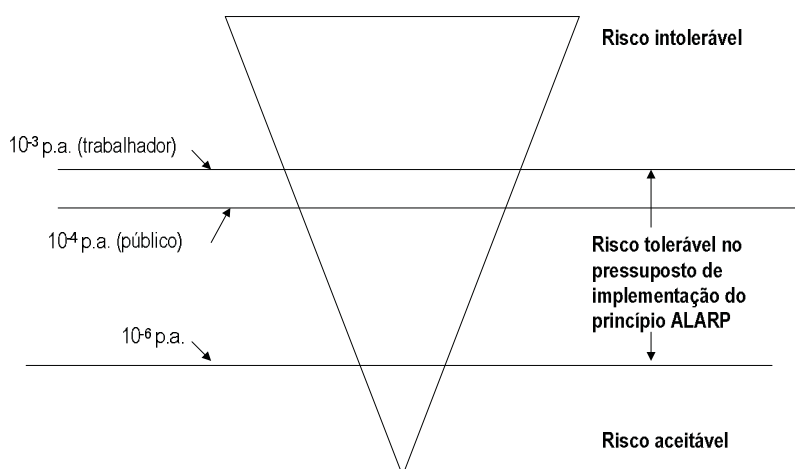


- a natureza e o nível dos riscos são devidamente avaliados, de forma fundamentada do ponto de vista técnico-científico, e os seus resultados adequadamente utilizados na definição de medidas de controlo dos riscos;
- os riscos residuais não são excessivamente elevados e são mantidos tão baixos quanto possível, dentro de limites custo-benefício razoáveis (princípio ALARP);
- os riscos são objecto de revisão periódica, com vista a garantir que se continua a verificar o princípio ALARP.



**Fig. 5.23 – Esquema de princípio utilizado para a definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco (HSE, 2001).**

O HSE (2001) define valores para os níveis de risco individual aceitável e tolerável, que se reproduzem na Figura 5.24. Realça-se que, de acordo com a definição do HSE, o risco individual abrange não só fatalidades mas também feridos graves.



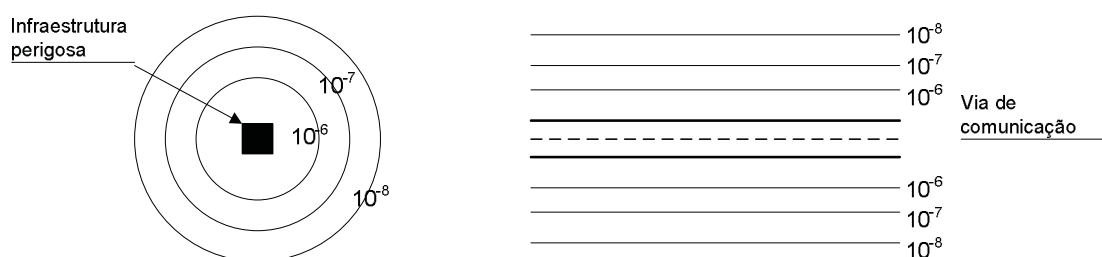
**Fig. 5.24 – Critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco individual (HSE, 2001).**

Os princípios que suportam a definição do TOR são os seguintes:

- 1) equidade – todos os indivíduos têm direitos incondicionais a determinados níveis de protecção, o que na prática se traduz pela especificação do nível de risco máximo a que um indivíduo pode ser exposto;
- 2) utilidade – as medidas de redução dos riscos devem ser objecto de análise do binómio custo-benefício, o que na prática se traduz pela aplicação de critérios do tipo ALARP para os riscos situados entre o limite de tolerabilidade e o limite de aceitabilidade;
- 3) técnico-científico – níveis de prevenção dos riscos satisfatórios são atingidos quando as medidas de controlo dos riscos seguem o estado da arte, que se pode considerar transversal às três zonas do TOR.

No que se refere a indústrias perigosas e ao transporte de mercadorias perigosas, a Holanda tem critérios governamentais para o risco individual. Os valores de risco individual tolerável variam entre  $10^{-6}$  (p.a.) para novos empreendimentos ou infra-estruturas e  $10^{-5}$  (p.a.) para empreendimentos ou infra-estruturas existentes.

O ministério holandês “Housing, Spatial Planning and Environment” estabelece valores de risco individual menores que  $10^{-6}$  (p.a.) para infra-estruturas novas com aplicação do princípio ALARP para valores inferiores a este limite, definindo isolinhas de igual risco individual em função da distância a infra-estruturas perigosas ou a vias de comunicação (transporte de substâncias perigosas), como se representa esquematicamente na Figura 5.25.



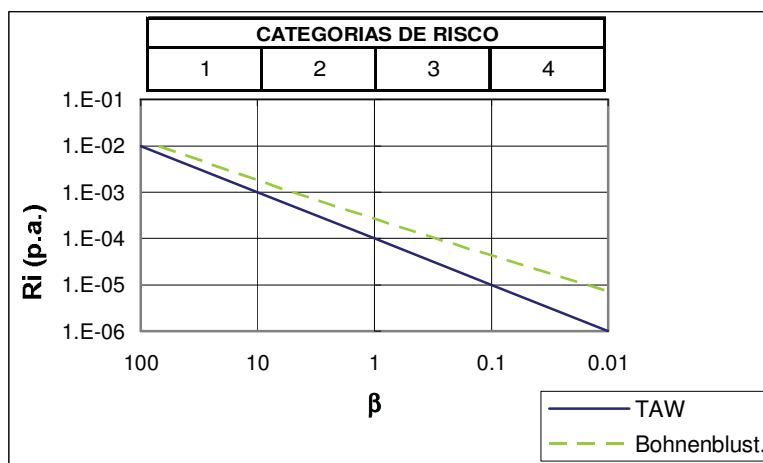
**Fig. 5.25 – Representação esquemática de isolinhas de igual risco individual para diferentes fontes de perigo (Jonkman et al., 2002).**

Na Holanda, o “Technical Advisory Committee on Water Defences” (TAW) propõe a utilização de um factor ( $\beta$ ) que pondera o grau de voluntarismo e/ou o benefício directo da actividade, na definição do risco individual ( $R_i$ ) aceitável para diferentes actividades:

$$R_i < \beta \cdot 10^{-4} \text{ (p. a.)} \tag{5.21}$$

Valores de  $\beta$  iguais a 10, 1, 0,1 e 0,01 são propostos para as seguintes actividades: montanhismo, deslocação em motociclos, deslocação aérea e fábricas, respectivamente.

Jonkman et al. (2002) apresentam uma comparação entre o valor de  $\beta$  proposto nas normas da TAW (TAW, 1985) e o valor de  $\beta$  proposto por Bohnenblust (1998) citado em Jorissen e Stallen (1988), que se representa na Figura 5.26.



- 1 Voluntário
- 2 Grande influência no resultado da actividade
- 3 Pequena influência no resultado da actividade
- 4 Involuntário

Fig. 5.26 – Risco individual de acordo com TAW (1985) e Bohnenblust (1998).

No que se refere a critérios de risco individual definidos para barragens, são de salientar as orientações constantes das normas para avaliação de riscos elaboradas pela comissão nacional de grandes barragens australiana (ANCOLD, 1994) que propõem, para as barragens australianas a construir, os seguintes valores alvo do risco individual:

- i.  $10^{-6}$  (p.a.), em média para a população em risco;
- ii.  $10^{-5}$  (p.a.), para a pessoa mais exposta.

Valores até 10 vezes os valores alvo acima referenciados podem ser tolerados para barragens já construídas, se a sua redução for impraticável ou se os custos associados à sua redução forem desproporcionados relativamente aos benefícios (princípio ALARP).

A BC Hydro (1993), citada em USACE (1999), dispõe também de critérios internos de risco individual que especificam um valor máximo de  $10^{-4}$  (p.a.), para a pessoa mais exposta.

## 5.4.4 - Risco societal

### 5.4.4.1 – Significado do risco societal

No que se refere a indústrias perigosas, com capacidade para originar acidentes com elevado número de fatalidades, têm-se vindo a desenvolver, nos últimos 30 a 40 anos, critérios de risco societal, em associação directa com o desenvolvimento das análises de risco quantitativas.

Dois países – Reino Unido e Holanda – e Hong Kong, muito industrializados e com elevada densidade populacional, foram os percussores destes critérios. Embora fruto de investigação paralela, os critérios desenvolvidos são muito semelhantes.

Tentativas para adaptar estes critérios à engenharia de barragens têm sido feitas na última década, designadamente, na Austrália, Estados Unidos, Reino Unido e Alemanha.

Pese embora um dos principais argumentos associados à definição de risco societal – a possibilidade dos respectivos critérios incorporarem a aversão da sociedade a acidentes com capacidade de originar um elevado número de fatalidades – verifica-se que a tendência actual é a de adoptar uma posição de neutralidade em relação à aversão ao risco.

As indústrias perigosas, em geral, fundamentam a apreciação de riscos em critérios mistos que integram o risco individual e o risco societal, política adoptada, designadamente, pelo HSE (2001) e que tem vindo a ser seguida pelos países percursos da definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos no domínio das barragens.

Dada a natureza deste tipo de indústrias e infra-estruturas, o risco societal assume um papel determinante na tomada de decisões. Não obstante, as indústrias que à data utilizam critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco societal para fundamentar a sua apreciação e a subsequente tomada de decisões encaram-nos mais como linhas de orientação do que como critérios estritos.

Originalmente, o risco societal estava relacionado com a ocorrência de grandes acidentes e o seu impacto nas pessoas (em geral, medido em fatalidades).

Mais recentemente, o conceito de risco societal veio a tornar-se mais abrangente, tendo sido definido pelo HSE (1995) como um “risco que, quando materializado, assume consequências de grande escala e/ou abrangência que implicam uma resposta do meio social e político, através de discussão pública e de mecanismos de regulação” (tradução do GTAR, 2005).

Não obstante esta definição mais vasta, adoptada pela CIGB (2005), os critérios de risco societal que encontram divulgação na bibliografia da especialidade e sobre os quais têm sido feitas tentativas de adaptação ao domínio das barragens reportam-se, duma maneira geral, ao seu significado original, mais fácil de avaliar.

Assim, uma medida simples do risco societal é o número de fatalidades/ano esperado, muitas vezes referido na bibliografia como perda potencial de vidas (PPV):

$$PPV = \iint_A Ri(x,y).m(x,y)dx dy. \quad (5.22)$$

em que

$R_i$  é o risco individual na localização  $(x,y)$

$m(x,y)$  é a densidade populacional na localização  $(x,y)$ , sendo que o número de pessoas em perigo é dado por  $PAR = \iint_A m(x,y)dx dy$ .

$A$  é a área para a qual se pretende calcular o valor esperado de fatalidades (por ano).

Ball e Floyd (1998) discriminam, a propósito desta matéria, os tipos de risco que habitualmente são classificados como risco societal, sugerindo diferentes designações para alguns deles, em conformidade com o especificado no Quadro 5.15.

**Quadro 5.15 – Caracterização de tipos de risco societal (adaptado de Ball e Floyd, 1998).**

Designação sugerida	Descrição	Exemplos	Actividades normais	Acidentes	Critério de apreciação
Risco colectivo	Riscos difusos associados a actividades do dia a dia.	Contaminação por dioxinas emitidas por incineradoras.	Sim	Não	Risco individual + análises de custo-benefício
Risco societal (simples)	Riscos associados a indústrias ou infra-estruturas perigosas em que as questões fundamentais se relacionam com a segurança de pessoas.	Transporte rodoviário de mercadorias perigosas.	Não	Sim	Curvas FN, em que F é a probabilidade anual (cumulativa) de um acidente com número de fatalidades igual ou superior a N
Risco societal (múltiplo)	Riscos associados a indústrias ou infra-estruturas perigosas em que as questões fundamentais são múltiplas, incorporando consequências de natureza diversa, para além das consequências associadas à segurança de pessoas.	Transporte marítimo de petróleo	Não	Sim	Curvas FN, em que N é o número de fatalidades ou outra medida dos danos
Interesse societal	Riscos associados a indústrias ou infra-estruturas perigosas, de consequências múltiplas, ponderados ao nível do planeamento e da tomada de decisão política.	Seleção de sistemas de produção de energia eléctrica alternativos.	Sim	Sim	Apreciação política, eventualmente apoiada em técnicas multi-critério.

O conceito de risco societal múltiplo constante do Quadro 5.15 adapta-se bem às consequências associadas à materialização de estados limite últimos em barragens que conduzam à libertação para jusante de uma onda de cheia, podendo os respectivos critérios de apreciação serem utilizados, designadamente quando estão em causa os resultados de análises de riscos quantitativas.

#### 5.4.4.2 - Representação do risco societal

O risco societal é, na generalidade dos casos, expresso através de curvas FN em gráficos bi-logarítmicos, representando-se em ordenadas o valor de F - probabilidade anual de um acidente com um número de fatalidades igual ou superior a N - e, em abcissas, o valor de N – número de fatalidades.

Embora menos corrente, podem utilizar-se também curvas fN, em que f é a probabilidade anual de um acontecimento com um número de fatalidades N.

A representação sob a forma fN é mais difícil de interpretar de imediato, facto que justifica a utilização da forma cumulativa de representação (FN), como se exemplifica em seguida.

O Quadro 5.16 apresenta um conjunto de resultados hipotéticos de uma análise quantitativa de riscos que se representa graficamente na Figura 5.27 sob a forma fN e, na Figura 5.28, sob a forma FN (em que sobrepõem os pontos fN), para as classes de fatalidades indicadas no Quadro 5.17.

**Quadro 5.16 – Resultados hipotéticos de uma análise de riscos.**

ACIDENTE	Nº FATALIDADES	PROBABILIDADE ANUAL f
1	12,1	$4,8 \times 10^{-03}$
2	123,0	$6,2 \times 10^{-06}$
3	33,4	$7,8 \times 10^{-03}$
4	33,2	$9,1 \times 10^{-04}$
5	29,2	$6,3 \times 10^{-03}$
6	15,6	$7,0 \times 10^{-04}$
7	67,3	$8,0 \times 10^{-05}$
8	9,5	$4,0 \times 10^{-03}$
9	52,3	$1,2 \times 10^{-06}$
10	2,7	$3,4 \times 10^{-04}$

**Quadro 5.17 – Resultados da análise de riscos representados no Quadro 5.16 subdivididos em 5 classes de fatalidades.**

Nº FATALIDADES	PROBABILIDADE ANUAL F	ACIDENTE
1 ou mais	$2,49 \times 10^{-02}$	1 a 10
3 ou mais	$2,46 \times 10^{-02}$	1 a 9
10 ou mais	$2,06 \times 10^{-02}$	1 a 7, 9
30 ou mais	$8,80 \times 10^{-03}$	2 a 4, 7 e 9
100 ou mais	$6,20 \times 10^{-06}$	2

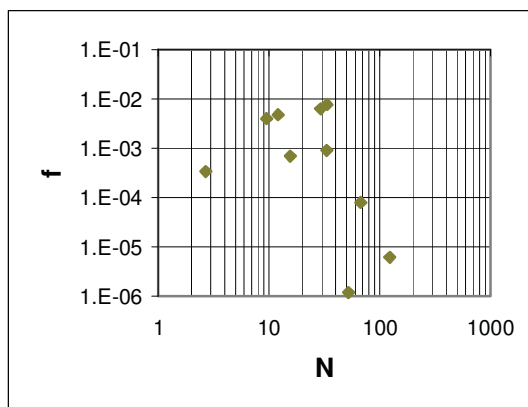


Fig. 5.27 – Representação fN do exemplo apresentado no Quadro 5.16.

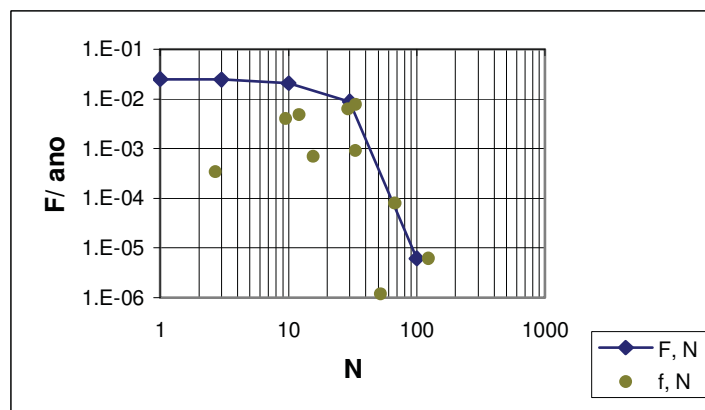


Fig. 5.28 – Representação FN do exemplo apresentado no Quadro 5.16, para as classes de fatalidades indicadas no Quadro 5.17.

Como referido anteriormente,  $F$  é, na generalidade da bibliografia da especialidade, interpretada como a probabilidade anual de um acidente com um número de fatalidades igual ou superior a  $N$ . Bowles e Chauhan (2004) consideram que  $F$  deveria ser a probabilidade anual de um acidente com um número de fatalidades superior a  $N$ .

Esta questão, que assume efectivamente importância quando se comparam os resultados das análises de riscos com os critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos é da maior pertinência.

Efectivamente, tratando-se da função de distribuição cumulativa complementar e sendo a função de distribuição cumulativa o integral da função densidade de probabilidade calculado entre  $(-\infty)$  e o valor da variável aleatória para o qual se pretende avaliar a função, ou seja, a probabilidade da variável aleatória ser menor ou igual a um dado valor,  $F$  deveria corresponder à probabilidade da variável aleatória ser maior que um dado valor (e não maior ou igual).

As curvas FN são as representações mais usuais do risco societal. Outras representações do risco societal podem, no entanto, ser encontradas na bibliografia da especialidade. Referem-se, a título de exemplo, o *valor esperado de fatalidades por ano*,  $E(N)$ , e o *integral do risco*, IR (Jonkman et al., 2001):



$$E(N) = \int_0^{\infty} x \cdot f_N(x) dx \quad (5.23)$$

em que  $f_N(x)$  é a função de densidade de probabilidade do número de fatalidades por ano;

$$IR = \int_0^{\infty} x(1 - F_N(x)) dx \quad (5.24)$$

em que  $F_N(x)$  é a função de distribuição de probabilidade do número de fatalidades por ano (ou seja, a probabilidade de ocorrerem menos de  $x$  fatalidades por ano).

As formas de representação do risco anteriormente apresentadas constituem simplificações no que se refere às consequências associadas a acidentes com capacidade para originar fatalidades múltiplas, já que estas, duma maneira geral, não se esgotam nas fatalidades.

Tratam-se, no entanto, de simplificações de grande utilidade, traduzindo as consequências de forma facilmente compreensível e favorecendo a transmissão da sua gravidade de forma intuitiva. A popularidade deste tipo de representação resulta também, naturalmente, duma maior valorização da vida humana relativamente a outro tipo de perdas.

Acresce que este tipo de representação permite ultrapassar uma questão de grande polémica: a atribuição de um valor monetário à perda de vidas humanas.

Não obstante, representações semelhantes substituindo o número de fatalidades,  $N$ , por perdas monetárias,  $C$ , podem ser encontradas na bibliografia da especialidade. Jonkman et al. (2002) referem, também, a extensão deste tipo de representação às perdas ambientais,  $A$ .

As representações do risco do tipo  $fN$  e  $FN$  (ou  $fC$  e  $FC$  ou, ainda,  $fA$  e  $FA$ ) anteriormente expostas inserem-se no âmbito das análises de riscos quantitativas. Variantes a este tipo de representações têm vindo a ser desenvolvidas no âmbito de análises qualitativas e semi-quantitativas. Tratam-se, de uma maneira geral, de matrizes de riscos que classificam a probabilidade de ocorrência da rotura e as respectivas consequências através de escalas numéricas ou descritivas.

Na Figura 5.29 apresenta-se um exemplo de uma matriz de risco com cinco classes de probabilidade (pouco provável, baixa, moderada, elevada, muito elevada), cinco classes de consequências (muito baixas, baixas, moderadas, elevadas e muito elevadas) e cinco classes de risco (1 a 5).

Encontram-se variações nas matrizes de riscos no número de classes de probabilidades da ocorrência, no número de classes de consequências, no significado das diferentes classes e no número e significado das classes de risco, como adiante se verá.

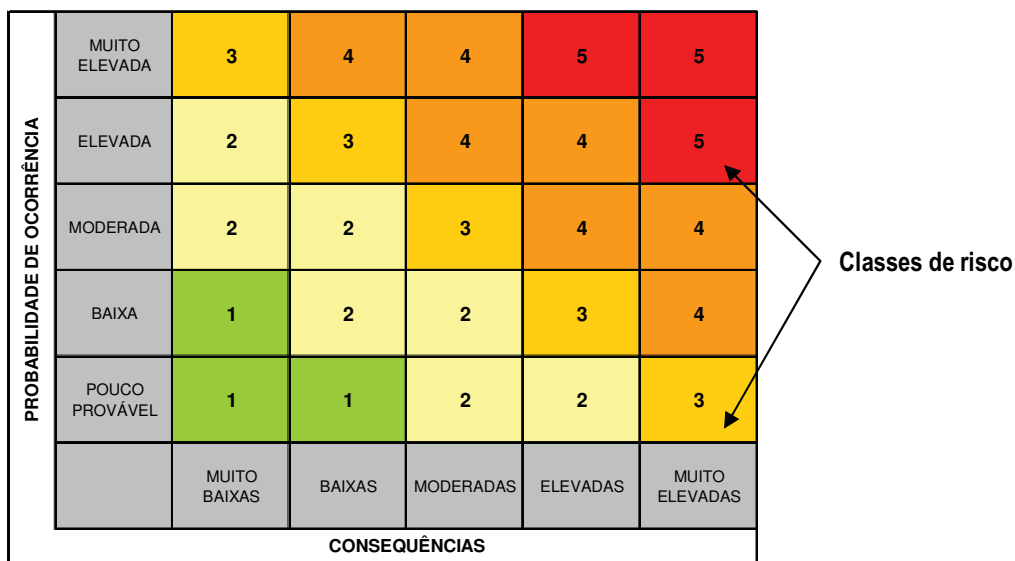


Fig. 5.29 – Exemplo de uma matriz de riscos.

### 5.4.4.3 - Critérios de apreciação do risco societal

#### 5.4.4.3.1- Indústrias e infra-estruturas perigosas

Os critérios de apreciação do risco societal mais vulgares compõem-se por critérios de aceitabilidade e de tolerabilidade.

As origens dos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos remontam ao final dos anos 60.

O primeiro critério de aceitabilidade do risco provém do Reino Unido: a designada curva de Farmer que se baseava na frequência de libertação de iodo-131 (Farmer, 1967, citado em Ball e Floyd, 1998).

Seria, no entanto, a Holanda, na sequência de alguns desastres ocorridos na Europa, a propor os primeiros critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco, designados por curvas de Groningen (Groningen, 1978, citado em Ball e Floyd, 1998), representadas na Figura 5.30.

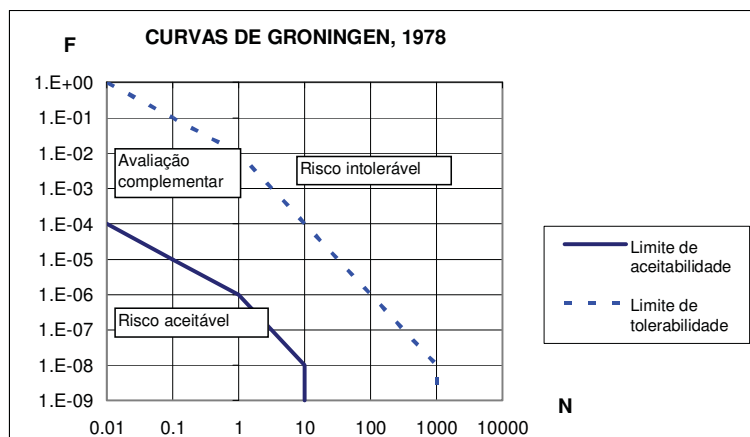


Fig. 5.30 – Critérios de risco societal de Groningen (1978), citado em Ball e Floyd (1998).

Um aspecto particular relacionado com as curvas de Groningen reporta-se ao facto das fatalidades serem “fatalidades equivalentes”, contabilizando de forma indirecta os feridos. Assim, correspondem a 1 fatalidade, 1 ferido em estado crítico, 10 feridos graves, 100 feridos ligeiros ou 1000 feridos muito ligeiros.

Os critérios de risco societal são actualmente, na maioria dos casos, representados por linhas rectas em gráficos bi-logarítmicos FN semelhantes aos das curvas de Groningen. A expressão matemática que traduz estes critérios é a seguinte:

$$F \times N^{-a} = k \quad (5.25)$$

em que

F – probabilidade anual de ocorrência de N ou mais fatalidades para um dado acidente (significado habitual, embora questionado por alguns autores, como anteriormente referido)

N – número de fatalidades

$-a$  – factor de aversão

k - constante

Quanto maior é a aversão ao risco maior é o ângulo que a recta faz com a horizontal, sendo que um valor do factor de aversão igual 1 corresponde, na interpretação da generalidade das referências bibliográficas consultadas, a uma atitude de risco neutro e a uma inclinação de 45° num gráfico bi-logarítmico de ordenadas e abcissas com escalas idênticas. Na realidade, não se trata exactamente de uma posição de neutralidade relativamente à aversão ao risco, já que o correspondente critério fN terá uma inclinação superior a 1.

A questão da aversão a riscos com elevadas fatalidades não parece ser fundada em questões objectivas mas sim em questões subjectivas, como as intuições e emoções do público e as preferências dos decisores. Faber (2001) considera que se pode evitar a consideração da aversão a riscos nos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos se se recorrer à integração da globalidade das consequências, directas ou indirectas, imediatas ou desfasadas no tempo (fatalidades, perdas económico-financeiras, perdas ambientais, doenças, instabilidade emocional, perturbações sociais, desconfiança no poder político, etc.), o que, na prática, resulta bastante difícil.

Os critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco foram evoluindo de forma paralela em diversos países, com particular destaque para o Reino Unido, Holanda e Honk Hong. Apesar das diferenças entre os critérios destes países, registam-se, naturalmente, muitas semelhanças. No Quadro 5.18 apresenta-se uma comparação entre os principais critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco que surgiram nestes países nos últimos 30 anos (Ball e Floyd, 1998).

**Quadro 5.18 – Critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco associados a indústrias e infra-estruturas perigosas (Ball e Floyd, 1998).**

ANO	PAÍS	PONTO ÂNCORA(*)		INCLINAÇÃO	OBSERVAÇÕES
		N	F		
1978	Holanda	10	10 <sup>-04</sup>	-2	Ponto âncora retirado da curva de Groningen para o limite de tolerabilidade. O limite de aceitabilidade foi definido 100 vezes abaixo.
1982	R. Unido	10	10 <sup>-04</sup>	-1	Curva revista de Kinchin definida para reactores nucleares.
1988	H. Kong	10	10 <sup>-04</sup>	-1	Curva das normas de risco societal para o limite de tolerabilidade aplicável a instalações perigosas.
1989	Holanda	10	10 <sup>-05</sup>	-2	Ponto âncora baseado no risco individual. Curva das normas de risco societal para o limite de tolerabilidade aplicável a instalações perigosas. O limite de aceitabilidade foi assumido 100 vezes abaixo.
1991	R. Unido	500	2x10 <sup>-04</sup>	-1	Curva do ACDS(**) para o limite de tolerabilidade aplicável a vias de comunicação utilizadas para o transporte de substâncias perigosas com comunidades nas proximidades. O limite de aceitabilidade foi assumido 1000 vezes abaixo (Figura 5.31).
1993	H. Kong	10	10 <sup>-04</sup>	-1	Curva das normas de risco societal para o limite de tolerabilidade aplicável a instalações perigosas definida em 1988. Introdução do limite de aceitabilidade 100 vezes abaixo e da caracterização da zona intermédia como zona ALARP (Figura 5.32).
1995/6	Holanda	10	10 <sup>-05</sup>	-2	Curva das normas de risco societal para o limite de tolerabilidade aplicável a instalações perigosas definida em 1989. Removido o limite de aceitabilidade anteriormente assumido (Figura 5.33).

(\*)Ponto de partida do estabelecimento do critério

(\*\*)ACDS – Advisory Committee on Dangerous Substances

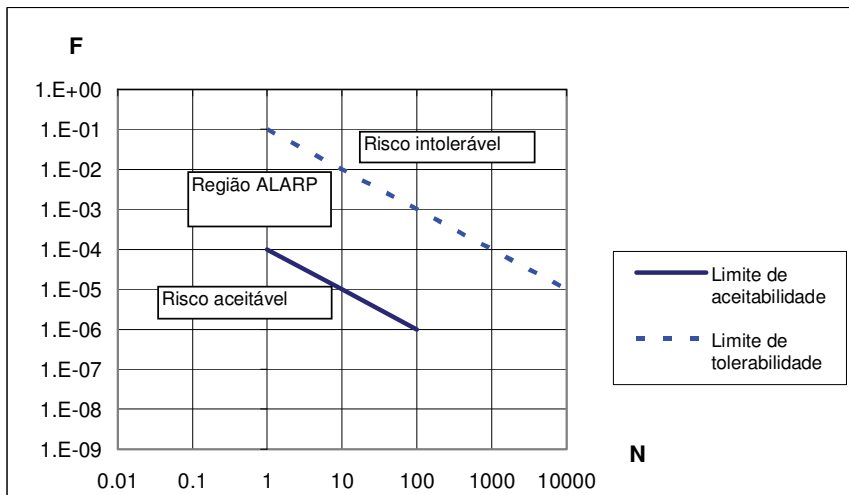


Fig. 5.31 – Critérios de risco societal (Reino Unido/1991).

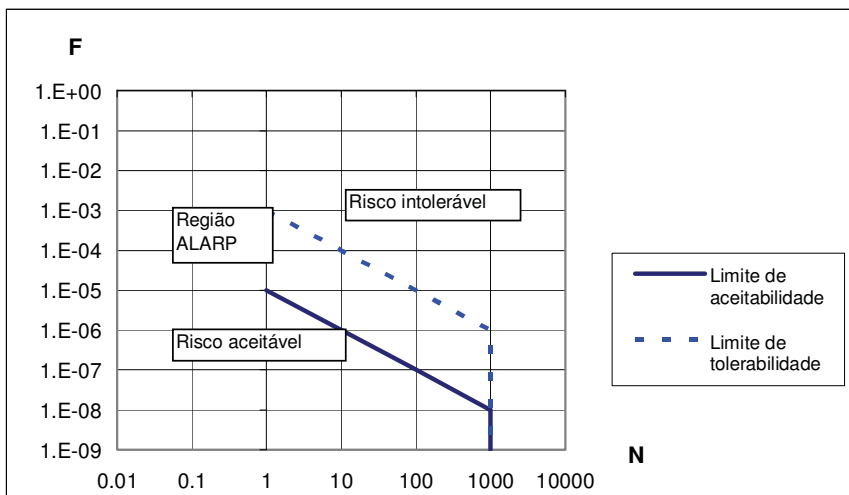
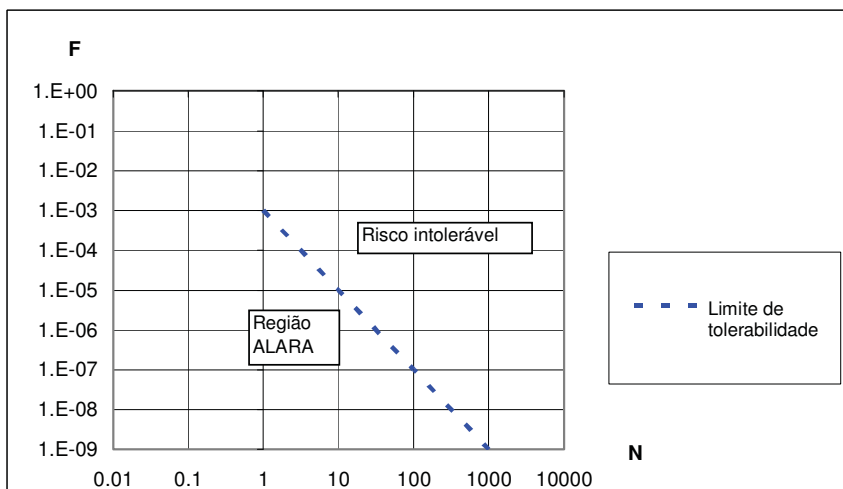


Fig. 5.32 – Critérios de risco societal para instalações perigosas (Hong Kong/1993).



ALARA - As Low As Reasonably Achievable (de acordo com Ball e Floyd, 1988, critério menos exigente que o ALARP)

Fig.5.33 – Critérios de risco societal (Holanda/1996).

Os critérios de risco societal desenvolvidos no Reino Unido e em Hong Kong adoptam um gradiente de -1, em oposição ao gradiente adoptado de forma sistemática na Holanda, -2. Este último assume explicitamente uma menor tolerância a acidentes com capacidade para originar um número elevado de fatalidades. Vale a pena, no entanto, realçar, como referido anteriormente, que um critério de risco societal com gradiente igual a -1 relativo a curvas FN encerra, implicitamente, alguma aversão ao risco, se o raciocínio for feito com base nas correspondentes curvas fN.

Os pontos âncora dos diferentes critérios de apreciação de riscos são, muitas vezes, definidos tendo em conta critérios de risco individual.

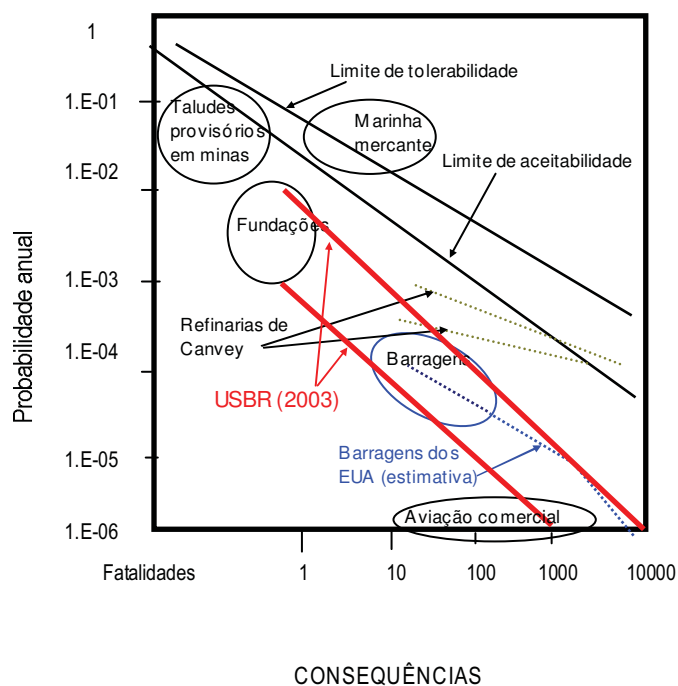
A relação entre o risco individual e o risco societal não é, no entanto, evidente. Segundo Ball e Floyd (1998), esta depende de diversos factores, designadamente, da natureza da fonte de perigo em causa, das condicionantes locais, da distribuição espacial e temporal da população potencialmente afectada, etc. Estes autores sugerem, tendo por base a análise dos resultados de diversos estudos de avaliação de riscos, a seguinte relação aproximada: sendo  $x$  a probabilidade anual de ocorrência de um acidente com 10 ou mais fatalidades  $10x$  será a ordem de grandeza da probabilidade anual máxima de morte de um indivíduo.

A grande maioria dos critérios de tolerabilidade do risco utiliza, como ponto âncora, o valor  $10^{-4}$  ou o valor  $10^{-5}$ , para 10 fatalidades, sendo o limite de aceitabilidade estabelecido 100 a 1000 vezes abaixo do limite de tolerabilidade.

Vale a pena mencionar que a definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos é muitas vezes suportada por riscos materializados no passado. Faber (2001) apresenta, num diagrama fN, alguns resultados passados associados a diferentes actividades (e outros estimados), incluindo algumas obras de engenharia, compilados por Bea (1990), que se reproduzem na Figura 5.34.

Relativamente à Figura 5.34 são de salientar alguns aspectos particulares:

- i) os limites de aceitabilidade e tolerabilidade apresentados são bastante mais permissivos que a generalidade dos critérios existentes para diversas indústrias e infra-estruturas perigosas;
- ii) os limites de aceitabilidade e tolerabilidade definem uma aceitação crescente do risco com o aumento do número de fatalidades, o que difere da generalidade dos critérios existentes;
- iii) a zona de risco indicada para as barragens situa-se acima da generalidade dos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos existentes, facto que poderá estar associado com os dados históricos (localização geográfica e período dos acidentes em causa) que fundamentaram a realização do gráfico reproduzido, sendo que a zona em referência se enquadra nos critérios do USBR (2003).



**Fig. 5.34 – Diagrama fN com a indicação da materialização de riscos de algumas actividades (Bea, 1990, citado em Faber, 2001).**

Os critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos acima analisados aplicam-se a estimativas de riscos resultantes de análises quantitativas.

As análises de riscos qualitativas e semi-quantitativas requerem, pela sua natureza, critérios de apreciação da estimativa do risco de natureza diferente. No que se refere a este tipo de análises, os critérios de apreciação de riscos mais usuais são as matrizes de riscos.

Na Figura 5.35 apresenta-se um exemplo duma matriz de risco proposta num documento de orientação com vista à aplicação de legislação de avaliação de riscos do governo escocês (Scottish Executive, 2006).

O significado atribuído às várias classes de riscos identificadas a cores na matriz da Figura 5.35 indica-se subsequentemente.

Risco muito elevado – Riscos críticos que requerem a implementação de medidas imediatas. Os riscos inseridos nesta classe podem ter uma probabilidade de ocorrência moderada a muito elevada e a magnitude das consequências, significativas ou catastróficas, exige prioridade máxima na implementação de medidas estruturais ou não estruturais para mitigação de riscos.

Risco elevado – Riscos importantes com probabilidade de ocorrência baixa e consequências significativas a catastróficas ou probabilidade de ocorrência moderada a muito elevada e consequências de magnitude



moderada. Esta classe de riscos requer a implementação, imediata ou no curto prazo, de medidas estruturais ou não estruturais para mitigação de riscos.

Risco moderado – Riscos com probabilidade de ocorrência moderada a muito elevada e consequências baixas ou probabilidade de ocorrência muito baixa a baixa e consequências moderadas a catastróficas. Esta classe de riscos requer a implementação, no curto prazo, de medidas de observação e de inspeção das estruturas e de mitigação das consequências, com vista ao desenvolvimento de estudos aprofundados da situação e à eventual definição posterior de outro tipo de medidas.

Risco baixo – Riscos com consequências insignificantes, independentemente da probabilidade de ocorrência, ou riscos com consequências baixas e probabilidade de ocorrência muito baixa a baixa. Esta classe de riscos requer a implementação eventual de medidas de observação e de controlo mínimas.

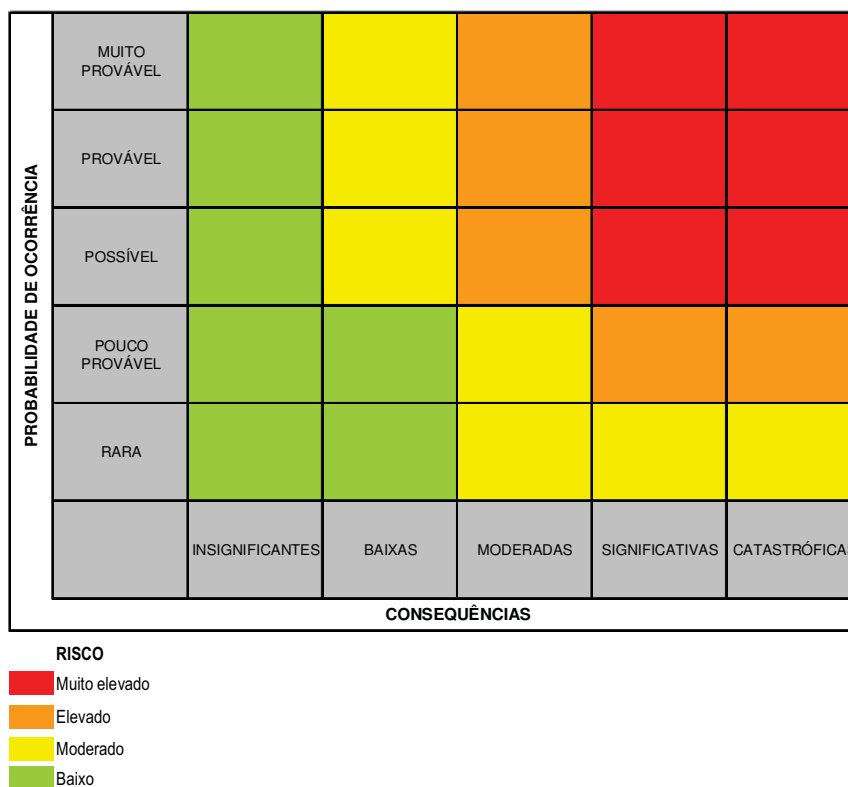


Fig. 5.35 - Matriz de riscos (Scottish Executive, 2006).

Nos Quadros 5.19 e 5.20 apresenta-se o significado das classes de probabilidades e de consequências definidas pelo Scottish Executive (2006).

Relativamente ao exemplo de critérios de apreciação de riscos acima apresentado, é de salientar que são considerados riscos moderados acidentes com probabilidade de ocorrência até uma vez em cada 500 anos e

consequências catastróficas, o que parece muito permissivo e é paradigmático da dificuldade de tratamento de acidentes cujas consequências sejam catastróficas.

**Quadro 5.19 – Significado das classes de probabilidades (Scottish Executive, 2006).**

Nível	Descrição	Probabilidade anual associada	Observações
5	Muito provável	> 20%	Ocorrências registadas regularmente. Pode ocorrer uma vez em cada 5 ou menos anos.
4	Provável	10-15%	Ocorrências registadas regularmente. Pode ocorrer uma vez em cada 7 a 10 anos.
3	Possível	5-10%	Algumas ocorrências registadas. Pode ocorrer uma vez em cada 10 a 20 anos.
2	Pouco provável	0,4 - 5%	Não é expectável que ocorra e/ou sem ocorrências registadas. Pode ocorrer uma vez em cada 20 a 250 anos.
1	Raro	< 0,2%	Pode ocorrer em circunstâncias excepcionais. Pode ocorrer uma vez em cada 500 ou mais anos.

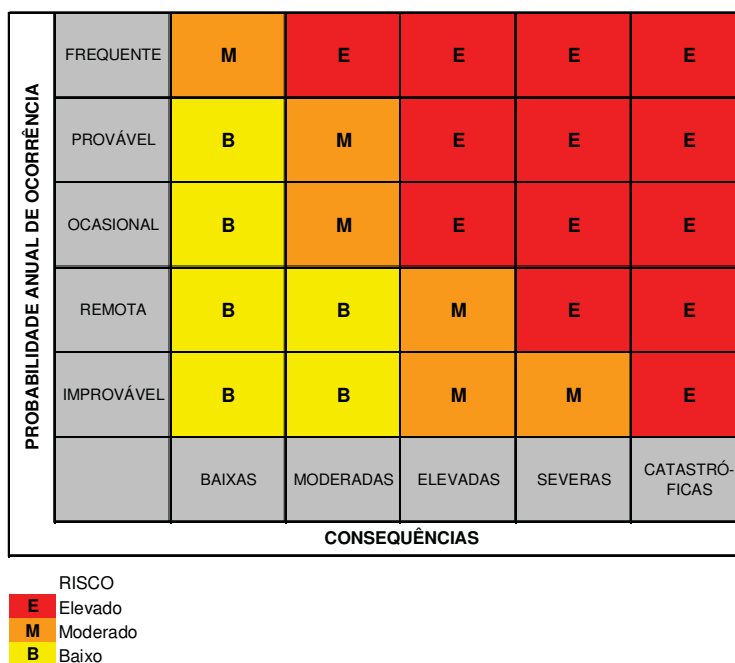
**Quadro 5.20 – Significado das classes de consequências (Scottish Executive, 2006).**

Nível	Descrição	Categorias	Observações
5	Catastróficas	Pessoas e bens	Impacto sobre centenas de pessoas, com número significativo de fatalidades, grande número de feridos graves e feridos com afectação de longo prazo ou permanente. Grande número de desalojados por períodos longos e carecendo de apoios externos generalizados. Danos muito elevados em propriedades, estruturas e infraestruturas carecendo de importantes intervenções de demolição e reconstrução. Interrupção de importantes serviços da comunidade por períodos prolongados e impossibilidade de funcionamento sem apoio externo.
		Ambiente	Impactos ambientais de grandes dimensões com efeitos a longo prazo ou permanentes.
		Segurança	Impactos muito importantes ao nível da segurança.
		Operacionalidade	Impacto de grandes dimensões ao nível da operacionalidade. Necessidade de recorrer a ajuda nacional.
4	Significativas	Pessoas e bens	Número significativo de pessoas afectadas, com diversas fatalidades e número importante de feridos hospitalizados e de feridos graves. Número significativo de desalojados por um ou mais dias e necessitando de apoio externo. Danos significativos em propriedades, estruturas e infraestruturas carecendo de apoios externos. Funcionamento parcial da comunidade.
		Ambiente	Impactes ambientais significativos com efeitos a médio/ longo prazo.
		Segurança	Impacto significativo ao nível da segurança.
		Operacionalidade	Impacto significativo na operacionalidade. Necessidade de recorrer a ajuda local ou regional.

**Quadro 5.20 (cont.) – Significado das classes de consequências (Scottish Executive, 2006).**

Nível	Descrição	Categorias	Observações
3	Moderadas	Pessoas e bens	Inexistência de fatalidades. Alguns feridos hospitalizados ou necessitando de tratamento médico. Existência de desalojados por um período entre 6 a 24 horas em reduzido número, resolução com meios locais. Danos localizados em propriedades, estruturas, infraestruturas e afectação localizada de serviços, não impedindo, no entanto, o normal funcionamento da comunidade afectada.
		Ambiente	Impactes ambientais moderados com efeitos apenas no curto prazo ou impactes ambientais reduzidos com efeitos a médio/ longo prazo.
		Segurança	Eventual impacto localizado ao nível da segurança.
		Operacionalidade	Impacto localizado ao nível da operacionalidade.
2	Baixas	Pessoas e bens	Inexistência de fatalidades. Reduzido número de feridos ligeiros. Existência de desalojados por um período muito reduzido (inferior a 6 horas) e em reduzido número. Reduzidos danos em propriedades, estruturas, infraestruturas e reduzido número de serviços afectados.
		Ambiente	Impactes ambientais reduzidos.
		Segurança	Sem afectação da segurança.
		Operacionalidade	Impacto reduzido ao nível da operacionalidade.
1	Insignificantes	Pessoas e bens	Inexistência de fatalidades, feridos ou quaisquer impactos na saúde. Inexistência de desalojados. Danos insignificantes em propriedades, estruturas, infraestruturas ou serviços.
		Ambiente	Sem impactes ambientais.
		Segurança	Sem afectação da segurança.
		Operacionalidade	Sem afectação da operacionalidade.

Apresenta-se, na Figura 5.36, a matriz de riscos utilizada num projecto europeu de estações de abastecimento de hidrogénio (Norsk Hydro ASA e DNV, 2003).



**Fig. 5.36 - Matriz de riscos (Norsk Hydro ASA e DNV, 2003).**

O significado atribuído às várias classes de riscos indica-se subsequentemente.

Risco elevado – Riscos intoleráveis. Necessidade de realização de análises complementares com vista à ratificação ou rectificação da estimativa do risco. Para as situações em que a estimativa do risco seja ratificada deverão implementar-se soluções para mitigação dos riscos.

Risco moderado – Riscos toleráveis sujeitos à aplicação do princípio ALARP. Necessidade de realização de análises complementares com vista à ratificação ou rectificação da estimativa do risco. Para as situações em que a estimativa do risco seja ratificada deverão realizar-se análises técnico-económicas de soluções para mitigação dos riscos, com vista a fundamentar as decisões sobre a sua implementação ou sobre a aceitação do risco.

Risco baixo – Riscos aceitáveis, relativamente aos quais não se afigura necessário a implementação de medidas para redução dos riscos.

Nos Quadros 5.21 e 5.22 apresenta-se o significado das classes de probabilidades e de consequências definidas pelos autores.

**Quadro 5.21 – Significado das classes de probabilidades (Norsk Hydro ASA e DNV, 2003).**

Nível	Descrição	Frequência anual associada	Observações
5	Frequente	> 10	De ocorrência frequente no período de vida da infraestrutura. Pode ocorrer mais de 10 vezes por ano.
4	Provável	1	Ocorrência expectável de várias vezes no período de vida da infraestrutura. Pode ocorrer uma vez por ano.
3	Ocasional	0,1	De ocorrência provável no período de vida da infraestrutura. Pode ocorrer uma vez em cada 10 anos.
2	Remota	0,01	De ocorrência pouco provável no período de vida da infraestrutura. Pode ocorrer uma vez em cada 100 anos.
1	Improvável	< 0,001	Pode ocorrer em circunstâncias excepcionais. Pode ocorrer uma vez em cada 1000 ou mais anos.

**Quadro 5.22 – Significado das classes de consequências (Norsk Hydro ASA e DNV, 2003).**

Nível	Descrição	Categorias	Observações
5	Catastróficas	Pessoas	Várias fatalidades.
		Ambiente	Afectação de áreas ambientais no médio prazo. Período de recuperação ambiental superior a 5 anos.
		Económico-financeiras	Perda total da infraestrutura. Danos estruturais elevados na zona envolvente da infraestrutura.
4	Severas	Pessoas	Uma fatalidade
		Ambiente	Afectação de áreas ambientais no curto prazo. Período de recuperação ambiental de 2 a 5 anos.
		Económico-financeiras	Perda de parte importante da infraestrutura. Interrupção de operação durante meses.
3	Elevadas	Pessoas	Feridos graves: tratamentos hospitalares prolongados e/ou deficiências permanentes.
		Ambiente	Afectação de áreas ambientais por períodos inferiores a 2 anos.
		Económico-financeiras	Danos estruturais da infraestrutura consideráveis. Interrupção de operação por semanas.
2	Moderadas	Pessoas	Feridos ligeiros: tratamentos médicos necessários.
		Ambiente	Afectação local de áreas ambientais por períodos muito reduzidos, inferiores a 1 mês.
		Económico-financeiras	Danos estruturais mínimos. Perturbação mínima da operação.
1	Baixas	Pessoas	Feridos muito ligeiros. Pequenas perturbações.
		Ambiente	Danos ambientais mínimos.
		Económico-financeiras	Danos materiais mínimos.

Como se pode observar, da análise comparativa das duas matrizes de risco apresentadas, existem diferenças significativas entre elas, seja ao nível das classes de risco seja ao nível das classes de probabilidades e de consequências.

Este tipo de ferramenta de apreciação de riscos, utilizada no âmbito da avaliação de riscos de análises qualitativas e semi-quantitativas, é, pelas suas características, mais subjectivo que os critérios de risco individual e societal utilizados no âmbito da avaliação de análises de riscos quantitativas. É, pois, natural que existam diferenças importantes entre diferentes matrizes de risco, função do tipo de estrutura ou infra-estrutura em causa, da sua localização, enquadramento e entidades envolvidas.

#### 5.4.4.3.2 - Barragens

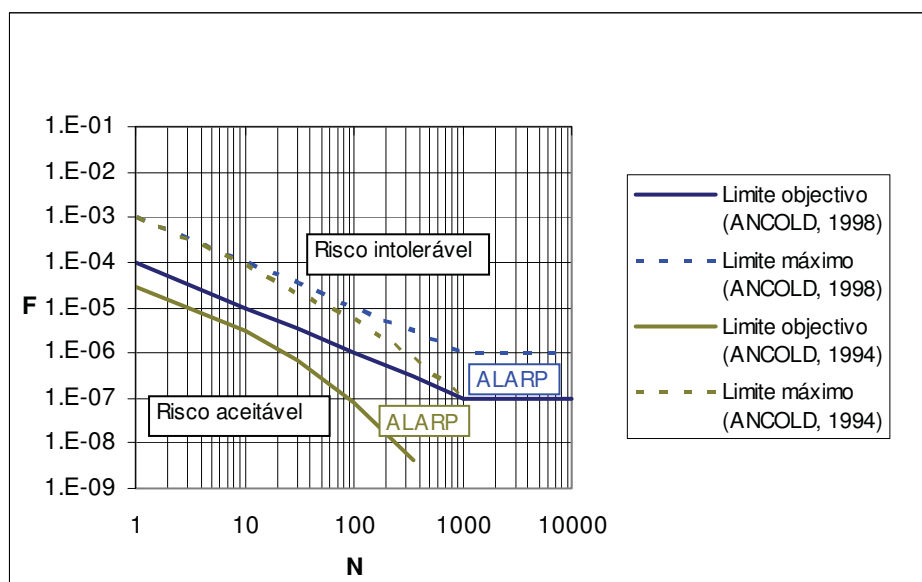
Os critérios de aceitabilidade de riscos no domínio das barragens são relativamente recentes e desenvolveram-se, no essencial, nos últimos 10 a 15 anos.

Na Austrália, África do Sul, Estados Unidos, Reino Unido e Alemanha tem-se vindo a desenvolver trabalho neste domínio, existindo já um conjunto de critérios cuja divulgação e utilização crescentes os torna elementos de referência.

Tratam-se, duma maneira geral, de critérios muito semelhantes aos desenvolvidos no âmbito de indústrias perigosas e do transporte de mercadorias perigosas, utilizando curvas FN em gráficos bi-logarítmicos para representação do risco societal.

Os critérios de risco societal mais divulgados no domínio das barragens são os critérios propostos pela ANCOLD. Inicialmente publicados no âmbito das normas para avaliação de riscos, em 1994, foram objecto de duas revisões, a primeira, em 1998 e, a segunda, em 2003.

Na Figura 5.37 representa-se, a verde, os critérios iniciais, de 1994, e, a azul, os critérios revistos em 1998. A traço cheio identificam-se as curvas FN objectivo, para barragens novas ou reabilitações de grande porte, e, a traço descontinuo, as curvas FN máximo, para barragens em exploração. Os critérios de risco máximo e de risco objectivo são associados, na bibliografia da especialidade, por diversos autores, aos critérios de risco tolerável e de risco aceitável, respectivamente.



**Fig. 5.37 – Critérios de risco societal (ANCOLD, 1994 e 1998).**

A ANCOLD utiliza, nos critérios revistos em 1998, linhas rectas de inclinação -1 (até ao limite de 1000 fatalidades) para definição dos limites máximo e objectivo do risco, quando inicialmente utilizava curvas de inclinação crescente com N, o que traduzia uma aversão ao risco crescente com N. Por outro lado, a diferença entre o limite máximo e o limite objectivo passou a ser menor, situando-se o limite objectivo 10 vezes abaixo do limite máximo.

É, ainda, de mencionar o facto das normas de 1994 definirem a verificação dos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco de forma independente para cada um dos modos de rotura, estabelecendo o documento de 1998 que a verificação dos critérios se faça para a totalidade dos modos de rotura.

Na Figura 5.38 representa-se, a azul, os critérios revistos em 1998 e, a rosa, os critérios actualmente em vigor, revistos em 2003.

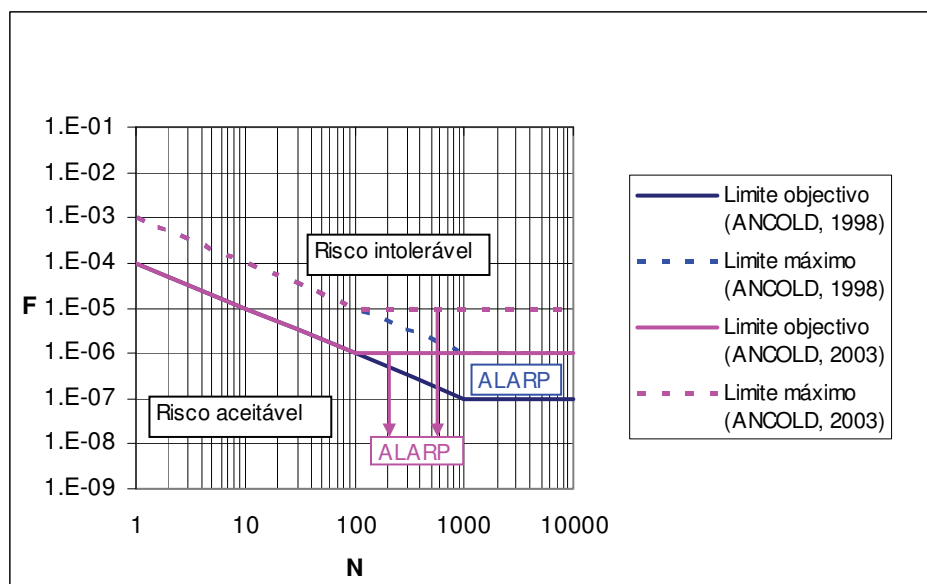


Fig. 5.38 – Critérios de risco societal (ANCOLD, 1998 e 2003).

A última revisão introduz, no essencial, duas alterações:

- i) considera que o princípio ALARP deve ser aplicado também a barragens cujo risco se situe abaixo do limite objectivo;
- ii) estabelece os trechos de probabilidade de ocorrência de N ou mais fatalidades constante para valores de  $10^{-6}$  e  $10^{-5}$ , respectivamente, para o limite objectivo e para o limite máximo.

Na Figura 5.39 representam-se os critérios de risco societal constantes duma proposta do USBR citada em Rissler (2002).

Tratam-se, neste caso, de critérios do tipo  $fN$ , distinguindo-se três zonas: i) uma zona de consequências baixas, até 2 fatalidades, independente da probabilidade anual de ocorrência do evento, em que as considerações económicas determinam as decisões sobre a aceitabilidade dos riscos; ii) uma zona de consequências elevadas, entre 200 a 1000 fatalidades, também independente da probabilidade anual de ocorrência, em que se exige, para apoio à tomada de decisões, a realização de estudos pormenorizados, seja no que se refere ao dimensionamento das estruturas seja no que se refere às consequências inerentes à materialização de estados limite últimos com capacidade para originar uma onda de cheia; iii) uma zona intermédia, em que as consequências se situam entre 2 a 200 fatalidades, em que se definem limites de tolerabilidade e aceitabilidade dos riscos, respectivamente,  $fN=10^{-3}$  e  $fN=10^{-4}$ , com uma zona de aplicação do critério ALARP entre os dois limites.



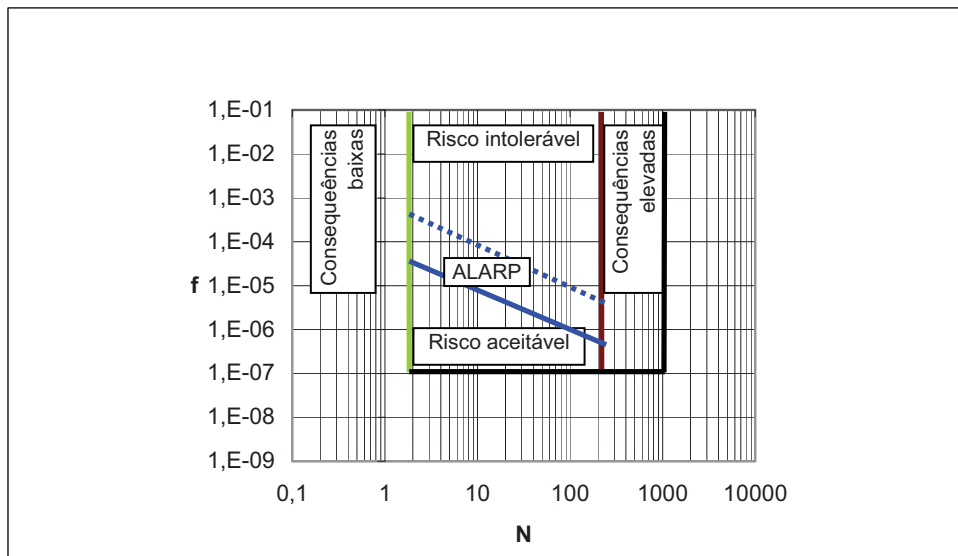


Fig. 5.39 – Critérios de risco societal. Proposta do USBR, citada em Rissler (2002).

Os critérios propostos pelo USBR, referidos em Rissler (2002), aparentemente semelhantes aos critérios da ANCOLD no intervalo de 2 a 200 fatalidades, são, na realidade, substancialmente diferentes, por se tratarem de critérios  $fN$  e os da ANCOLD de critérios  $FN$ . Para visualizar esta diferença, reproduz-se, na Figura 5.40, os critérios representados na Figura 5.39 e os correspondentes critérios  $FN$ , deduzidos dos primeiros admitindo que os valores de  $fN$  se situem sobre os limites aceitável e tolerável e considerando  $N$  igual a todos os inteiros entre 2 e 200.

Apresentam-se também, na Figura 5.40, alguns valores de risco individual (anteriormente apresentados Quadro 5.14). Como se pode observar, parecem permissivos os critérios  $fN$  (em particular os correspondentes ao risco aceitável) se se atender a valores diversos de risco individual, designadamente, por exemplo, os riscos de fatalidade anual de homens e mulheres com 30 anos (para todas as causas), respectivamente,  $10^{-3}$  e  $6 \times 10^{-4}$ .

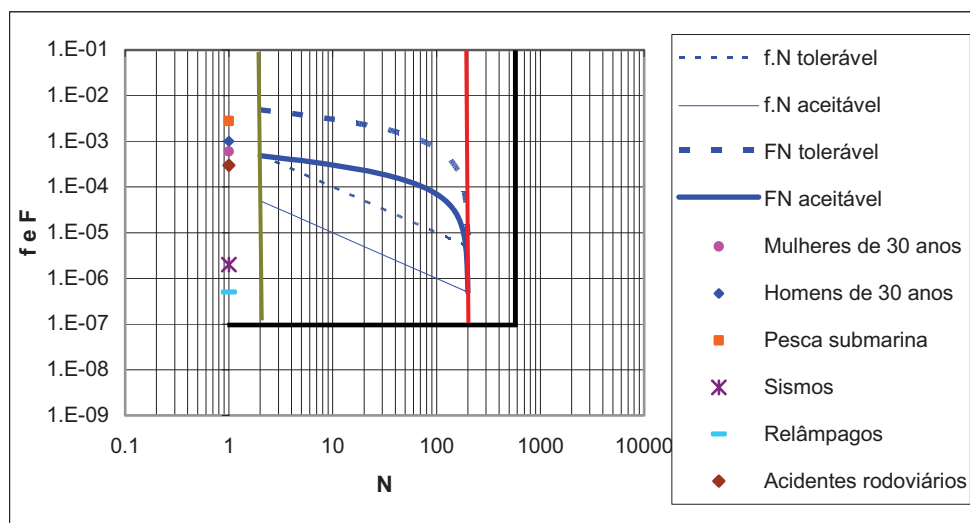


Fig. 5.40 – Critérios de risco societal  $fN$  e  $FN$ , de acordo com a proposta do USBR, citada em Rissler (2002), e sobreposição de alguns valores de risco individual.

Pese embora a proposta de critérios de risco societal anteriormente exposta, atribuída ao USBR, os critérios divulgados na bibliografia da especialidade por esta entidade (USBR, 1997 e 2003a), no âmbito da segurança de barragens, são diferentes e discriminam-se subsequentemente.

1. Critério relativo à probabilidade anual de rotura com libertação para jusante do volume armazenado (P) – para valores de P superiores a 0.0001 existe justificação, crescente com o aumento de P, para implementação de medidas, estruturais ou não estruturais, para redução do risco. Para valores inferiores a 0.0001, a justificação para implementação de acções de redução do risco reduz-se com a redução de P, passando a ser essencialmente determinada pela importância e pelo enquadramento global da obra (tipo e dimensão da obra, consequências, questões operacionais, incertezas diversas, etc.) e fundamentada por análises de custos-benefícios.
  
2. Critério relativo ao risco societal – critério do tipo  $fN$  que se representa na Figura 5.41. Para valores do produto  $fN$  superiores a 0.01 existe justificação para a implementação de medidas expeditas, imediatas e/ou a curto prazo, para a redução do risco. Para valores do produto  $fN$  entre 0.01 e 0.001, existe justificação para a implementação de medidas de redução dos riscos a médio prazo, integradas nas actividades gerais de acompanhamento da obra. Finalmente, para valores do produto  $fN$  inferiores a 0.001, a justificação para implementação de medidas para redução do risco reduz-se com a redução de  $fN$ , passando a ser determinadas pela importância e pelo enquadramento global da obra e fundamentadas por análises de custos-benefícios.

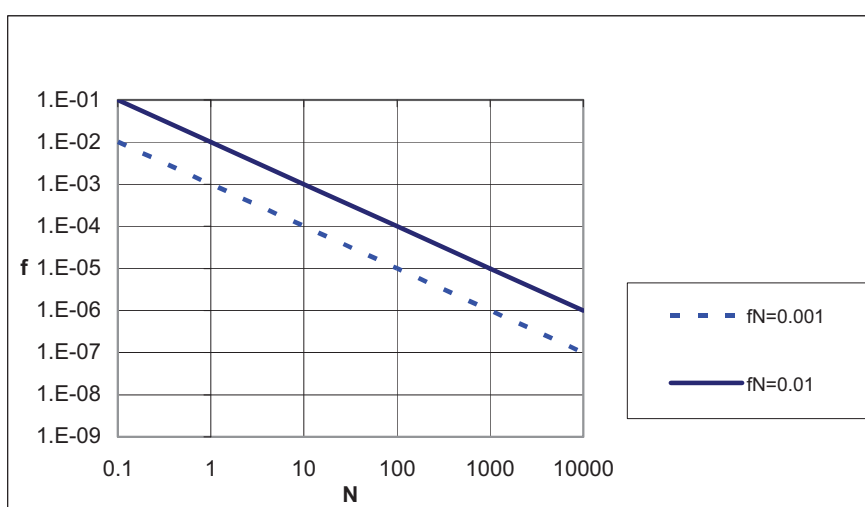


Fig. 5.41 – Critérios de risco societal  $fN$  (USBR, 1997 e 2003a).

De acordo com o USBR, o critério relativo à probabilidade anual de rotura aplica-se à totalidade dos modos de ocorrência de estados limite últimos com libertação de uma onda de cheia para jusante. Por outro lado, os critérios de risco societal aplicam-se, individualmente, a cada um dos modos de colapso plausíveis.

Os critérios do USBR parecem bastante permissivos, se se atender a riscos individuais diversos, incluindo actividades voluntárias e aquelas sobre as quais o indivíduo exerce controlo sobre o seu resultado, e se se

analisar os correspondentes critérios FN, por comparação com outros critérios que têm vindo a ser desenvolvidos para barragens, designadamente os da ANCOLD (Figura 5.42). Acresce que se tratam de critérios aplicáveis a cada um dos modos de rotura e não à totalidade dos modos de rotura.

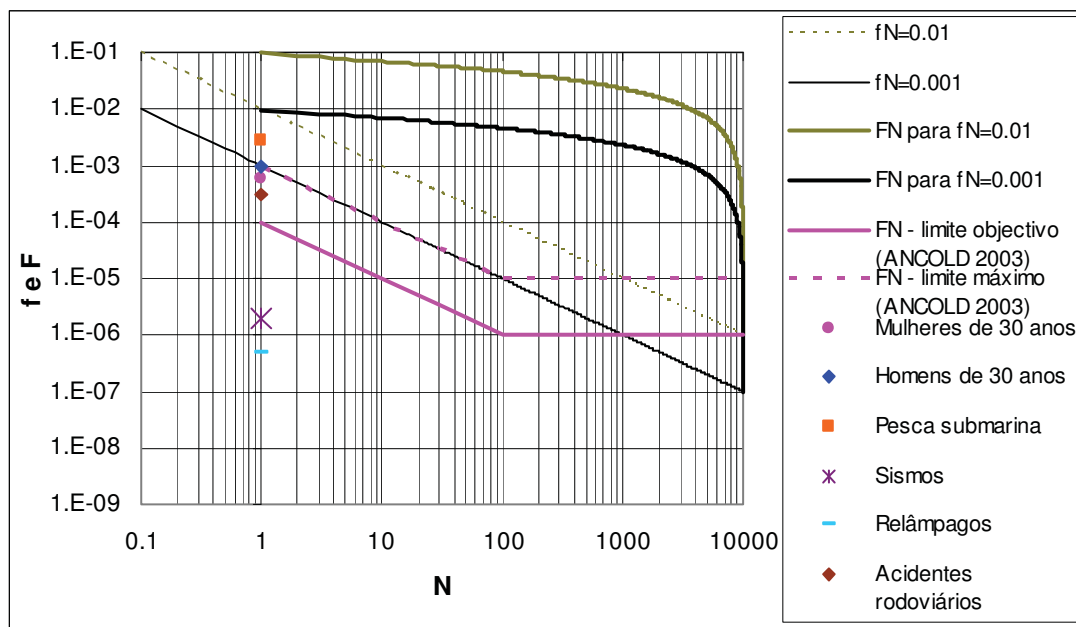
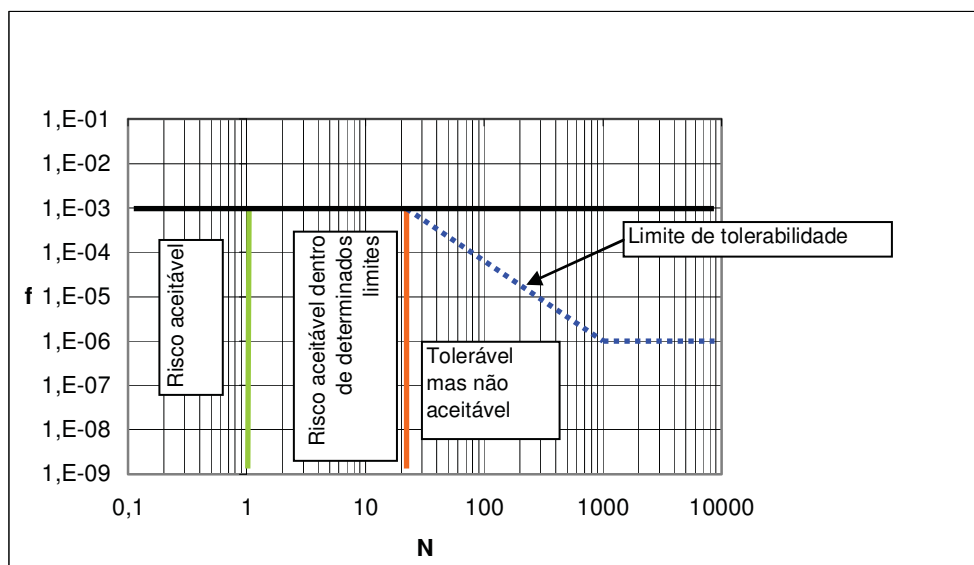


Fig. 5.42 – Critérios de risco societal fN do USBR (1997, 2003a), curvas FN correspondentes e alguns valores de risco individual.

Rettemeier et al. (2000) apresentaram uma primeira proposta de critérios de risco societal para as barragens alemãs que se reproduz na Figura 5.43. Tratam-se de critérios fN aplicáveis a cada modo de rotura de forma independente e que, como os autores sublinham, constituem uma primeira proposta que julgam adequada à realidade alemã.

Os autores truncam o gráfico fN na probabilidade  $10^{-3}$ , justificando este facto com o período de retorno da cheia de dimensionamento dos descarregadores de cheia, de acordo com as normas alemãs em vigor. Julga-se que a justificação carece de melhor fundamento já que, por um lado, a probabilidade de rotura não se confunde com a probabilidade de ocorrência de uma acção e, por outro, existem diversos modos de rotura plausíveis para além dos que se relacionam com a cheia de projecto.

De acordo com os critérios propostos, Rettemeier et al. (2000) consideram que o risco só é aceitável se não existirem fatalidades, podendo, ainda, para determinados enquadramentos (não especificados), ser considerado aceitável para um número de fatalidades inferior a 20. Para um número de fatalidades entre 20 e 1000 o limite de tolerabilidade é representado pela recta de inclinação -1,8 (cuja inclinação os autores admitem poder ser variável em função das obras em questão), abaixo da qual o risco é tolerável mediante a implementação de um conjunto de medidas de mitigação. Para um número de fatalidades igual ou superior a 1000, os autores estabelecem como critério uma linha horizontal a  $10^{-6}$ .



**Fig. 5.43 – Proposta de critérios de risco societal  $fN$  para as barragens alemãs (Rettemeier et al., 2000).**

À semelhança do referido para os critérios do USBR, os critérios apresentados por Rettemeier et al. (2000) parecem demasiado permissivos.

Na Figura 5.44, apresentam-se, sobrepostos aos actuais limites definidos pela ANCOLD, alguns pares de valores ( $F$ ,  $N$ ) para as barragens do Reino Unido (Brown e Root, 2002). Tratam-se, como os autores sublinham, de resultados indicativos, fruto de um conjunto importante de simplificações, de entre as quais se citam as seguintes:

- i) as probabilidades anuais de rotura associadas a cheias e a sismos foram estimadas, tendo em conta as probabilidades anuais de dimensionamento das acções extremas;
- ii) as probabilidades anuais de rotura associadas a erosão interna e a perda de estabilidade global foram estimadas tendo por base resultados de dados históricos, normalizados aos tipos de barragens em questão;
- iii) a existência de planos de emergência com implementação efectiva (que baseia a redução das consequências).

Vale a pena referir que, no Reino Unido, as normas de projecto especificam quatro categorias de obras, em função da magnitude das suas consequências, que adoptam os seguintes períodos de retorno para o dimensionamento, por ordem decrescente de importância:

- 1) cheias – 1000000 anos (considerado equivalente à cheia máxima provável), 10000 anos, 1000 anos e 150 anos;
- 2) sismos – 30000 anos, 10000 anos, 3000 anos e 1000 anos.

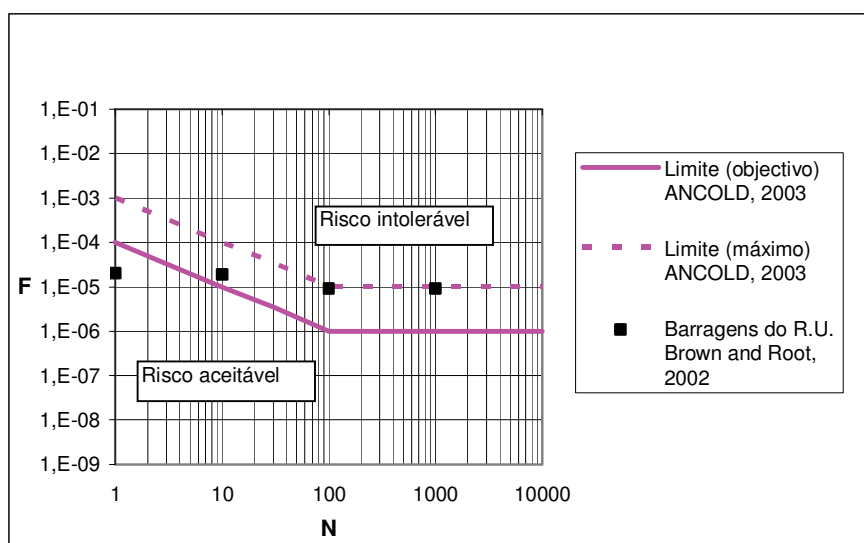


Fig. 5.44 – Pares (F,N) para algumas barragens do Reino Unido (Brown e Root, 2002).

Embora se tratem de valores indicativos, verifica-se que os resultados obtidos no estudo em referência são aproximados por uma recta, no gráfico FN de representação bi-logarítmica, de inclinação bastante inferior a -1, reflectindo uma oposição ao conceito generalizado de aversão a acidentes com grande número de fatalidades.

É de referir que os critérios de dimensionamento dos diferentes países condicionarão a probabilidade de rotura das respectivas obras, o que influenciará o par de valores F,N e deverá ser tido em conta na definição dos respectivos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco.

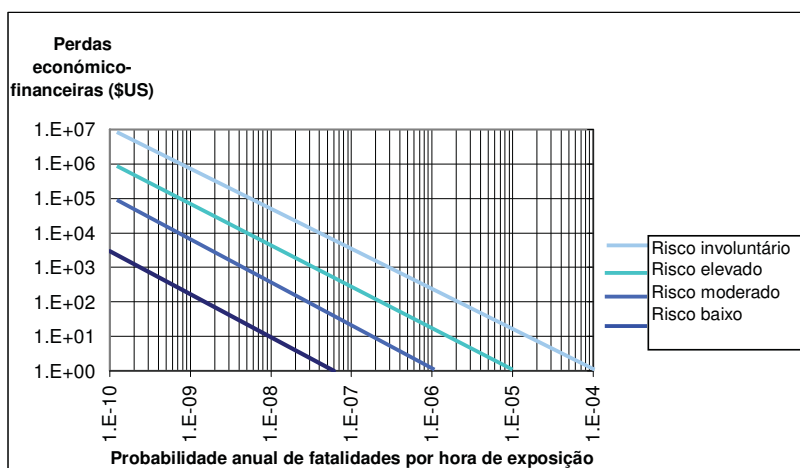
A África do Sul dispõe, também, de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco (Oosthuizen e Elges, 1998). Estes representam o risco em gráficos fN, fC e fA, sendo N a perda de vidas humanas, C as perdas económico-financeiras e A as perdas ambientais e sociais.

A África do Sul faz uso, ainda, de um outro critério, que se apresenta na Figura 5.45, em que, em ordenadas, se representam as perdas económico-financeiras anuais e, em abcissas, a probabilidade anual de fatalidade por hora de exposição.

A grande maioria dos critérios de apreciação de riscos de análises quantitativas faz uso do princípio ALARP. No que se refere a este princípio, vale a pena referir, por um lado, a complexidade e implicações da assunção de um custo (óptimo, mínimo ou máximo) para salvar uma vida humana e, por outro, as opções genéricas que se colocam ao decisor, do ponto de vista da gestão empresarial (Bowles, 2001) e que são, nomeadamente:

1. evitar o risco – opção que se pode colocar em fase anterior à construção ou, em fase posterior, designadamente de abandono;
2. reduzir a probabilidade de ocorrência da rotura – duma maneira geral, através da implementação de medidas estruturais (ex: aumento da capacidade de vazão do descarregador de cheias, alteamento do coroamento, aterro de reforço do pé de jusante, etc.) ou não estruturais (ex: limitação do nível de água na albufeira) e de medidas de detecção e inspecção;

3. reduzir as consequências – através, por exemplo, do realojamento de pessoas potencialmente interferidas pela onda de cheia resultante da rotura da barragem ou pela implementação de planeamento de emergência (neste caso a redução terá carácter potencial);
4. transferir o risco – através, por exemplo, de acordos contratuais;
5. aceitar o risco – após a redução dos riscos, ou transferência destes, os riscos remanescentes são aceites pelo dono de obra, podendo vir a ser sujeitos à realização de contratos com seguradoras.



**Fig. 5.45 – Critério de risco societal da África do Sul. Pares de valores perdas económicas e financeiras- probabilidade anual de fatalidades por hora de exposição (Oosthuizen e Elges, 1998).**

No âmbito das análises qualitativas e semi-quantitativas apresenta-se, na Figura 5.46, um exemplo duma matriz de risco utilizada por um dono de obra australiano, a *Melbourne Water & Port of Melbourne Corporation*, no âmbito da avaliação do seu parque de barragens, com vista à definição de prioridades de intervenção (Hartley, 2004).

Trata-se de uma matriz com cinco classes de risco – muito elevado, elevado, moderado, baixo e muito baixo – cuja classificação é fundamentada por cinco classes de probabilidades e quatro classes de consequências.

Nos Quadros 5.23 e 5.24 apresenta-se o significado que os autores atribuem a cada uma das classes de probabilidades e de consequências.

O autor não especifica o significado que atribui às classes de risco definidas nem o tipo de medidas a implementar na sequência da classificação.

Relativamente às classes de consequências definidas, não são feitas referências à contabilidade das fatalidades que, ou estarão traduzidas em custos, ou não existirão para as barragens analisadas.

No que se refere às classes de probabilidades, estas são escolhidas tendo por base não a estimativa da probabilidade de rotura (situação habitual) mas sim a estimativa do período de tempo que decorrerá até à rotura.

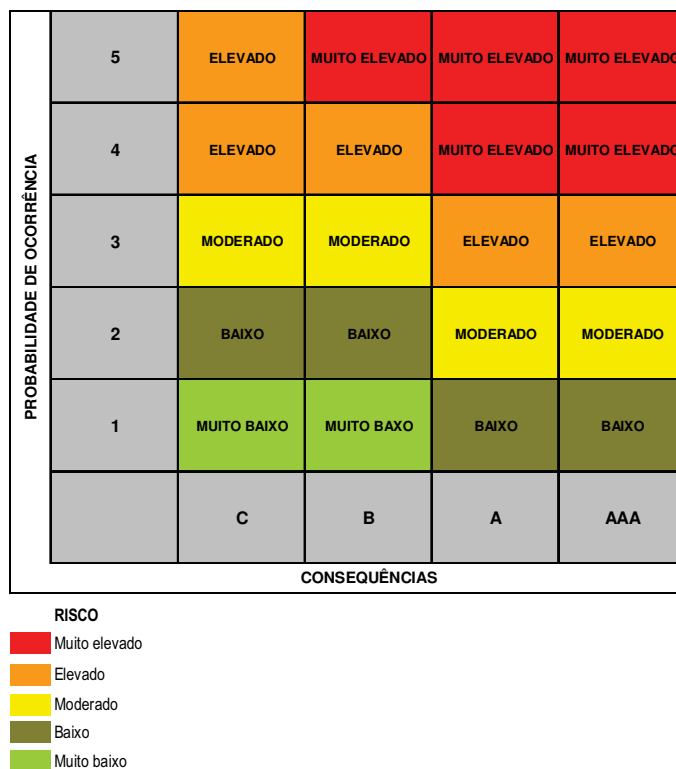


Fig. 5.46 - Matriz de riscos utilizada pela *Melbourne Water & Port of Melbourne Corporation* (Hartley, 2004).

Quadro 5.23 – Significado das classes de probabilidades (Hartley, 2004).

Classes	Descrição
5	Rotura no prazo máximo de 1 ano
4	Rotura no prazo de 1 a 5 anos
3	Rotura no prazo de 5 a 20 anos
2	Rotura no prazo de 20 a 50 anos
1	Rotura em prazo superior a 50 anos

Quadro 5.24 – Significado das classes de consequências (Hartley, 2004).

Classes	Descrição
AAA	Infraestrutura de importância crítica. Consequências da rotura catastróficas, com custos superiores a 12 milhões de euros.
A	Infraestrutura de importância estratégica. Consequências da rotura correspondentes a custos entre 6 e 12 milhões de euros.
B	Infraestrutura importante. Consequências da rotura correspondentes a custos entre 0,6 e 6 milhões de euros.
C	Consequências da rotura reduzidas, correspondentes a custos inferiores a 0,6 milhões de euros.



Um outro exemplo de matrizes de risco pode ser encontrado num trabalho de consultoria realizado pela empresa Robertson GeoConsultants Inc., com filiais no Canadá, EUA e Austrália, em que foi aplicado o método FMECA a barragens de estêreis de minas (Robertson, 2003).

Trata-se de uma matriz com nove classes de risco, cuja classificação é fundamentada em cinco classes de probabilidades e cinco classes de consequências (Figura 5.47). O autor não especifica o significado das nove classes de risco nem as correspondentes medidas.

O autor classifica, em matrizes independentes, quatro tipos de consequências:

1. ambientais;
2. ao nível da regulamentação em vigor;
3. ao nível da confiança e credibilidade nas instituições;
4. fatalidades e feridos.

PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA	MUITO ELEVADA	5	6	7	8	9
	ELEVADA	4	5	6	7	8
	MODERADA	3	4	5	6	7
	BAIXA	2	3	4	5	6
	MUITO BAIXA	1	2	3	4	5
		DESPREZÁVEIS	BAIXAS	MODERADAS	ELEVADAS	CATASTRÓFICAS
CONSEQUÊNCIAS						

Fig. 5.47 - Matriz de riscos utilizada pela Robertson GeoConsultants Inc. (Robertson, 2003).

No que se refere às classes de probabilidades, o autor define dois tipos de classificação, um para aplicação às consequências dos tipos 1 a 3 anteriormente discriminadas e, outro, para aplicação às consequências do tipo 4 (fatalidades e perdas).

Nos Quadros 5.25 e 5.26 apresenta-se o significado que os autores atribuem a cada uma das classes de probabilidades e de consequências.

**Quadro 5.25 – Significado das classes de probabilidades (Robertson, 2003).**

CLASSES	PROBABILIDADE DE ROTURA	
	FATALIDADES E FERIDOS	AMBIENTE/ REGULAMENTAÇÃO / CREDIBILIDADE E CONFIANÇA
MUITO ELEVADA	>10%	>50%
ELEVADA	1 a 10%	10 a 50%
MODERADA	0,1 a 1%	1 a 10%
BAIXA	0,01 a 0,1%	0,1 a 1%
MUITO BAIXA	<0,01%	<0,1%

**Quadro 5.26 – Significado das classes de consequências (Robertson, 2003).**

CLASSES	TIPO DE CONSEQUÊNCIAS			
	AMBIENTAIS	REGULAMENTAÇÃO	CONFIANÇA E CREDIBILIDADE	FATALIDADES E FERIDOS
<b>CATASTRÓFICAS</b>	Impactes ambientais irreversíveis e interessando extensas áreas.	Impossibilidade de cumprimento de obrigações regulamentares. Encerramento da infraestrutura ou restrições de operação severas.	Pesar local e internacional. Manifestações contra o dono de obra e instituições governamentais. Pagamento de grandes indemnizações.	Fatalidades múltiplas.
<b>ELEVADAS</b>	Impactes ambientais significativos irreversíveis ou grandes impactes reversíveis.	Incumprimento periódico de obrigações regulamentares.	Activismo local e internacional contra o dono de obra. Impactos financeiros no dono de obra.	Feridos graves. Eventuais fatalidades, em número reduzido.
<b>MODERADAS</b>	Impactes significativos irreversíveis.	Incumprimento ocasional de obrigações regulamentares.	Impacto essencialmente local. Reduzida atenção internacional. Pequenas alterações ao nível dos procedimentos.	Ocorrência de feridos. Eventuais feridos graves. Probabilidade muito reduzida de ocorrência de fatalidades.
<b>BAIXAS</b>	Impactes reduzidos.	Incumprimento pontual de obrigações regulamentares.	Impacto local reduzido. Eventual atenção internacional ao nível dos meios de comunicação.	Feridos ligeiros. Probabilidade muito reduzida de ocorrência de feridos graves.
<b>DESPREZÁVEIS</b>	Impactes muito reduzidos ou inexistentes	Impactos muito reduzidos ou inexistentes.	Impactos muito reduzidos ou inexistentes.	Inexistentes.

Finalmente, uma referência é devida aos métodos baseados em índices de riscos, cujos resultados são objecto de apreciação, caso a caso, tendo por base critérios especificamente definidos para os índices em questão.

Muitas vezes, este tipo de análise utiliza critérios complementares baseados na magnitude das consequências (montantes de perdas económicas e financeiras e número estimado de perdas de vidas humanas).

### 5.4.5 – Proposta de critérios de apreciação de riscos

Na secção anterior apresentaram-se critérios de apreciação de riscos para barragens, que se compilaram a partir de referências bibliográficas diversas.

Como ficou patente da exposição feita, existe já um número significativo de propostas de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos para apreciação dos resultados de análises de riscos quantitativas de barragens.

É curioso salientar que, pelo contrário, o número de análises de riscos quantitativas encontradas na bibliografia da especialidade é muito reduzido.

Julga-se que a adopção de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos pelos diferentes países deverá ser precedida de uma fase de experimentação das análises quantitativas que sirva de rectificação ou ratificação a esses critérios.

Face, designadamente, às grandes diferenças encontradas nos critérios apresentados e às especificidades e diversidade do parque de barragens em exploração em Portugal, julgou-se pertinente incluir uma proposta de critérios de princípio, para as barragens portuguesas.

Trata-se de uma proposta introduzida como ponto de partida para discussão e análise pormenorizada no âmbito da realidade portuguesa, atentas as exigências regulamentares e as orientações normativas em vigor.

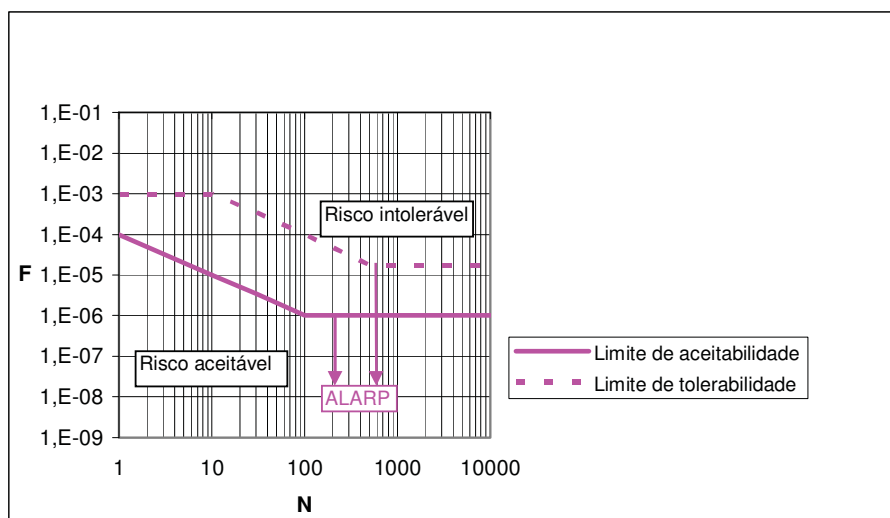
Efectivamente, uma questão que se coloca, à partida, na definição destes critérios, é a da probabilidade mínima de rotura que se pode exigir a estas obras. Esta, está directamente relacionada com as exigências regulamentares, com as normas e com os critérios de dimensionamento e de verificação dos estados limite últimos.

Os critérios de princípio que se propõem para apreciação de análises de riscos quantitativas de barragens portuguesas indicam-se subseqüentemente.

1. critério de risco individual – limite de tolerabilidade para barragens em exploração de  $10^{-4}$  p.a., em média para a população em risco; limite de tolerabilidade para novas barragens de  $10^{-5}$  p.a., em média para a população em risco; limite de aceitabilidade de  $10^{-6}$  p.a., em média para a população em risco.
2. critério de risco societal (Fig. 5.48) – tipo FN; limite de tolerabilidade definido pelo ponto âncora ( $10^{-3}$ ; 10) e pela inclinação -1, no intervalo de validade, em fatalidades, [10, 500], para valores entre 1 e 10 o limite de tolerabilidade é definido por uma recta horizontal a  $10^{-3}$ ; limite de aceitabilidade definido pelo ponto âncora ( $10^{-4}$ ; 1) e pela inclinação -1 no intervalo de validade, em fatalidades, [1, 100].

Os limites de tolerabilidade e de aceitabilidade deverão ser apreciados caso a caso para fatalidades, respectivamente, acima de 500 e de 100.

3. aplicação do princípio ALARP abaixo dos limites de tolerabilidade e de aceitabilidade.



**Fig. 5.48 – Critérios de risco societal. Proposta.**

As razões anteriormente apontadas justificam uma avaliação prévia dos critérios de apreciação do risco propostos que deverão ser rectificadas ou ratificadas após avaliação da probabilidade de rotura de barragens de aterro portuguesas. Um outro aspecto a ter em conta é a compatibilização destes critérios com os de outras obras de engenharia.

Os critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos são, naturalmente, dependentes do tipo de análise de riscos em causa.

Assim, a apreciação de resultados de análises de risco semi-quantitativas requer o recurso a outro tipo de critérios.

Neste contexto, apresenta-se, na Figura 5.49, uma proposta de critérios para apreciação de análises de risco semi-quantitativas suportados por uma matriz de risco, com seis classes de risco, definida por cinco classes de probabilidades e cinco classes de consequências, cujos significados se apresentam nos Quadros 5.27 e 5.28.

No que se refere às classes de consequências, considerou-se, ainda, uma classe 6, associada a consequências catastróficas. Este tipo de consequências deve ser objecto de tratamento específico, não enquadrável em análises simplificadas, razão pela qual não foi representada na matriz de riscos.

Entende-se, no presente enquadramento, como consequências catastróficas, aquelas que originam mais de 500 fatalidades, impactes ambientais muito importantes e irreversíveis ou custos financeiros extremamente elevados, com impacto na vida das populações afectadas por períodos de tempo muito prolongados.

Tendo em conta que este tipo de critério de apreciação do risco se articula com métodos de análise de riscos simplificados e expeditos procurou-se estabelecer as classificações, quer das probabilidades de ocorrência quer das consequências, com base em pressupostos simples que permitissem uma fácil selecção das respectivas classes.

PROBABILIDADE DE OCORRÊNCIA	MUITO ELEVADA	4	5	6	6	6
	ELEVADA	3	4	5	6	6
	MODERADA	2	3	4	5	6
	POUCO PROVÁVEL	1	2	3	4	5
	RARA	1	1	2	3	4
		MUITO BAIXAS	BAIXAS	MODERADAS	ELEVADAS	MUITO ELEVADAS
CONSEQUÊNCIAS						

Fig. 5.49 - Matriz de riscos. Proposta.

Quadro 5.27 – Significado das classes de probabilidades. Proposta.

Classes		Probabilidade anual associada	Observações
5	Muito elevada	> 5%	Ocorrências registadas regularmente. Pode ocorrer uma vez em cada 20 ou menos anos.
4	Elevada	1-5%	Ocorrências registadas com alguma regularidade. Pode ocorrer uma vez em cada 20 a 100 anos.
3	Moderada	0,2-1%	Poucas ocorrências registadas. Pode ocorrer uma vez cada 100 a 500 anos.
2	Pouco provável	0,02 - 0,2%	Não é expectável que ocorra e/ou sem ocorrências registadas. Pode ocorrer uma vez cada 500 a 5000 anos.
1	Rara	< 0,02%	Pode ocorrer em circunstâncias muito excepcionais, uma vez em cada 5000 ou mais anos.

**Quadro 5.28 – Significado das classes de consequências. Proposta.**

Classes		Categorias	Observações
6	Catastróficas	Pessoas	Estimativa de mais de 500 fatalidades.
		Ambiente	Impactes ambientais muito importantes, irreversíveis.
		Estruturas, infraestruturas e serviços	Afectação por longo prazo de serviços vitais, cidades de grande dimensão e infraestruturas muito perigosas.
5	Muito elevadas	Pessoas	Centenas de fatalidades (100 a 500) ou número significativo de fatalidades afectando grupos específicos que despertem particular pesar (ex.: crianças). Número de desalojados importante e por períodos longos.
		Ambiente	Afectação de <i>habitats</i> protegidos e/ou por períodos importantes. Contaminação dos recursos hídricos por períodos importantes.
		Estruturas, infraestruturas e serviços	Cidades. Serviços vitais em situações de emergência (hospitais, bombeiros, etc.). Linhas ferroviárias de alta velocidade. Auto-estradas. Perímetros industriais importantes. Redes nacionais de abastecimento. Áreas recreativas de grande utilização (estádios, pavilhões desportivos de grande afluência). Afectação da barragem (ex.: barragens de abastecimento público a aglomerados populacionais de grande dimensão).
4	Elevadas	Pessoas	Número significativo de pessoas afectadas, com diversas fatalidades (entre 50 e 100), número de feridos hospitalizados importante. Número significativo de desalojados.
		Ambiente	Impactes negativos significativos com efeitos a médio / longo prazo.
		Estruturas, infraestruturas e serviços	Aglomerados habitacionais de média a grande dimensão. Agricultura intensa. Indústria e/ou serviços importantes. Itinerários Principais e linhas ferroviárias principais. Afectação da barragem (ex.: barragem hidroagrícola de importância nacional, barragem de abastecimento público a aglomerados populacionais de dimensão moderada, barragens hidroeléctricas de grande produção).
3	Moderadas	Pessoas	Número de fatalidades entre 10 e 50. Alguns feridos hospitalizados ou necessitando de tratamento médico. Desalojados esporádicos.
		Ambiente	Impactes negativos moderados com efeitos no curto prazo ou impactes reduzidos com efeitos a longo prazo.
		Estruturas, infraestruturas e serviços	Aglomerados habitacionais de pequena a média dimensão. Áreas agricultadas. Alguma indústria e/ou serviços. Estradas Nacionais, Itinerários Complementares e linhas ferroviárias secundárias. Áreas recreativas sazonais. Afectação da barragem (ex.: barragem hidroagrícola de importância regional, barragem de abastecimento público a aglomerados populacionais de pequena dimensão, barragens hidroeléctricas de produção moderada).
2	Baixas	Pessoas	Número de fatalidades inferior a 10. Reduzido número de feridos hospitalizados. Inexistência de desalojados.
		Ambiente	Impactes negativos reduzidos de fácil e rápida recuperação.
		Estruturas, infraestruturas e serviços	Casas dispersas. Áreas de pastagem. Caminhos e estradas municipais. Indústria artesanal. Redes locais de abastecimento. Afectação da barragem (ex.: barragens hidroagrícolas de importância local).
1	Muito Baixas	Pessoas	Inexistência de fatalidades. Reduzido número de feridos ligeiros.
		Ambiente	Sem impactes negativos ou com impactes negativos reduzidos.
		Estruturas, infraestruturas e serviços	Inexistência de habitações. Inexistência de vias de comunicação, de áreas industriais e de serviços ou redes de abastecimento (água, gás, electricidade). Afectação da barragem (ex.: barragens privadas, rega de áreas beneficiadas reduzidas, etc.).

No Quadro 5.29 apresentam-se as classes de risco propostas, discriminando-se as respectivas classes e indicando-se algumas medidas associadas.

**Quadro 5.29 – Classes de risco e medidas associadas. Proposta.**

CLASSES DE RISCO	DESCRIÇÃO	MEDIDAS/OBSERVAÇÕES
6	Intolerável	Associado a consequências moderadas em conjunto com uma probabilidade anual de rotura superior a 5% , a consequências elevadas em conjunto com uma probabilidade anual de rotura superior a 1% , a consequências muito elevadas em conjunto com uma probabilidade anual de rotura superior a 0,2% ou a consequências catastróficas, independentemente da probabilidade de rotura. Implementação de medidas imediatas de mitigação e de condicionamentos à exploração e intervenção da autoridade. Realização de estudos técnico-económicos de medidas de mitigação dos riscos a implementar no muito curto prazo.
5	Muito elevado	Implementação imediata de medidas estruturais ou não estruturais para mitigação dos riscos. Possível condicionamento da exploração. Estudos de pormenor para avaliação das medidas de mitigação dos riscos a implementar no curto prazo
4	Elevado	Reforço das acções de observação e de controlo. Implementação obrigatória de medidas de mitigação dos riscos no curto-médio prazo. Estudos ou ensaios para avaliação das situações e pormenorização das intervenções.
3	Moderado	Reforço das acções de observação e de controlo. Estudos ou ensaios para avaliação das situações e pormenorização de intervenções obrigatórias no médio prazo.
2	Baixo	Eventual reforço das acções de observação e de controlo. Eventual implementação de medidas de mitigação dos riscos.
1	Muito baixo	Não requer, em princípio, alterações aos procedimentos, designadamente de avaliação periódica do desempenho e/ou da exploração.

Nalgumas situações poderá justificar-se, em função do enquadramento da barragem e dos objectivos da análise de riscos, a elaboração de matrizes de riscos específicas. É esse o caso, por exemplo, da apreciação de riscos de análises realizadas para acompanhamento das fases de construção, como se verá adiante, no Capítulo 7.

Os critérios de apreciação de riscos propostos serão retomados nalgumas secções do Capítulo 7, no âmbito de aplicação a casos práticos de métodos de análises de riscos.



## **5.5 – CONTROLO DE RISCOS**

### **5.5.1 – Considerações iniciais**

O controlo de riscos encerra um conjunto de actividades integradas que engloba a decisão, a mitigação, a prevenção, a detecção, o planeamento de emergência, a revisão e, ainda, a comunicação de riscos.

O controlo de riscos fundamenta-se no conhecimento adequado e continuado do estado da barragem, do vale a jusante potencialmente interferido e das áreas e actividades beneficiadas, visando, por um lado, prevenir, detectar e/ou mitigar situações com capacidade para despoletar efeitos e consequências indesejáveis e, por outro, planear e coordenar as acções em situações de emergência e comunicar, de forma objectiva e criteriosa, as informações vitais, seja entre os vários intervenientes seja ao público em geral.

Um conjunto importante das actividades de controlo de riscos é, hoje em dia, implementado no âmbito do controlo da segurança de barragens num grande número de países, nos quais se inclui Portugal, e dispõe de normas e regulamentos que orientam a sua aplicação.

Assim, nas secções subsequentes, faz-se apenas uma referência breve a cada uma destas actividades, ou a alguns dos seus aspectos que se considerou importante sublinhar, sendo que na bibliografia da especialidade se pode encontrar um vasto conjunto de informação, quer no que se refere a textos de investigação e de divulgação quer no que se refere a casos práticos de implementação.

### **5.5.2 – Decisão**

A tomada de decisão fundamenta-se, numa primeira análise, na comparação entre a estimativa de riscos (resultado da análise de riscos) e os critérios de aceitabilidade e tolerabilidade de riscos (apreciação de riscos).

Nos casos em que há que reduzir os riscos, coloca-se ao decisor a necessidade de dispor de um outro critério, de avaliação do binómio custo-benefício das medidas de redução do risco, que fundamente a decisão sobre o valor que deve ser investido, por exemplo, na segurança de uma determinada estrutura ou infra-estrutura.

Em Schneider (1994), citado em Faber (2001), faz-se uma compilação de custos investidos no passado para salvar vidas humanas que se reproduz no Quadro 5.30.

Faber (2001) salienta, relativamente aos valores compilados por Schneider (1994), o facto do custo para salvar uma vida associado à remoção de elementos com amianto em escolas e edifícios públicos corresponder ao custo para salvar 10 milhões de vidas através de vacinação em países não desenvolvidos. Trata-se de uma constatação que permite antecipar dificuldades, designadamente nos países menos desenvolvidos, na aplicação dos princípios que fundamentam a definição dos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco.

**Quadro 5.30 – Custos de medidas de redução dos riscos (Schnider, 1994, citado em Faber, 2001).**

Medida de redução do risco	Custo da medida (€ /pessoa salva)
Vacinação múltipla (países não desenvolvidos)	61
Recurso ao Raio-X para diagnóstico	1,2x10 <sup>3</sup>
Capacete em veículos motorizados de 2 rodas	3,1x10 <sup>3</sup>
Ambulâncias com meios de reanimação e suporte de vida	6,1x10 <sup>3</sup>
Helicópteros de emergência médica	12,2x10 <sup>3</sup>
Cintos de segurança nos automóveis	61x10 <sup>3</sup>
Restruturação de passagens pedestres	61x10 <sup>3</sup> a 305x10 <sup>3</sup>
Hemodiálise	61x10 <sup>3</sup> a 305x10 <sup>3</sup>
Reabilitação estrutural	305x10 <sup>3</sup>
Normas de dimensionamento sísmico (SIA)	6,1x10 <sup>6</sup>
Regulamentação sobre segurança mineira (EUA)	12,2x10 <sup>6</sup>
Saída de serviço do DC10	31x10 <sup>6</sup>
Regulamentação para edifícios multi-usos	61x10 <sup>6</sup>
Remoção de elementos com amianto em escolas e edifícios públicos	6,1x10 <sup>8</sup>

A análise de decisão é hoje em dia uma ferramenta de apoio à selecção de medidas de redução de riscos. De acordo com Faber (2001), o benefício esperado total de uma determinada actividade,  $E[B]$ , é dado por

$$E[B] = I - (1 - P_{rot}(C_M)) \cdot C_M - C_{rot} \cdot P_{rot}(C_M) = I - C_M - (I + C_{rot}) \cdot P_{rot}(C_M) \quad (5.26)$$

em que

$I$  é o benefício esperado da actividade;

$C_{rot}$  é o custo das consequências em caso de rotura;

$C_M$  é o custo das medidas de mitigação dos riscos;

$P_{rot}$  é a probabilidade de rotura (que é função dos custos investidos na redução dos riscos).

O investimento óptimo das medidas de mitigação de riscos pode ser determinado a partir do seguinte critério:

$$\frac{\partial E[B]}{\partial C_M} = -1 - (I + C_{rot}) \frac{\partial P_{rot}(C_M)}{\partial C_M} = 0 \quad (5.27)$$

ou

$$\frac{\partial P_{rot}(C_M)}{\partial C_M} = -\frac{1}{(I + C_{rot})} \Rightarrow \frac{\partial R(C_M)}{\partial C_M} = -1 \quad (5.28)$$

com

$$\partial R(C_M) = \partial P_{rot}(C_M)(I + C_{rot}) \quad (5.29)$$

que permite medir o nível de eficiência das medidas de mitigação de riscos.

Baseado no trabalho de investigação de Nathwani et al. (1997), citados em Faber (2001), Faber considera ser possível estabelecer valores ótimos para os custos das medidas de mitigação de riscos, mesmo quando as consequências correspondem a fatalidades, através do índice de qualidade de vida (L), definido da seguinte forma:

$$L = g^w e^{1-w} \quad (5.30)$$

em que

$g$  é o produto interno bruto por ano e pessoa;

$e$  é a esperança de vida à nascença;

$w$  é a proporção de tempo gasto nas actividades económicas.

Recorrendo ao índice de qualidade de vida, Nathwani et al. (1997) definem a viabilidade de uma medida de mitigação de riscos quando:

$$\frac{\Delta e}{e} \geq -\frac{\Delta g}{g} \frac{w}{1-w} \quad (5.31)$$

Considerando o caso da igualdade, pode obter-se o valor do custo ótimo por ano e vida salva:

$$|\Delta g|_{\max} = \frac{g}{e} \frac{1-w}{w} \Delta e, \quad (5.32)$$

admitindo que o número de anos de vida salvos quando se evita uma fatalidade ( $\Delta e$ ) é, em média, igual a  $\frac{e}{2}$ :

$$|\Delta g|_{\max} = \frac{g}{2} \frac{1-w}{w} \quad (5.33)$$

Resultando um custo ótimo aceitável para evitar uma fatalidade (CAEF) dado por:

$$CAEF = \frac{ge}{4} \frac{1-w}{w} \quad (5.34)$$

Admitindo os seguintes valores de referência:

- produto interno bruto *per capita* de 15800 €;
- esperança média de vida de 75 anos;
- proporção de tempo gasto nas actividades económicas de 1/8 (Faber, 2001);

obter-se-iam os seguintes resultados:

- índice de qualidade de vida,  $L$ , de 146;
- custo óptimo aceitável para evitar uma fatalidade, CAEF, de 2 milhões de euros.

Não pode deixar de se referir que o critério apresentado assenta numa visão que se crê redutora da vida humana, por ser, essencialmente, economicista.

A ANCOLD (1994) considera justificados investimentos de cerca de 814 000 € para evitar uma fatalidade, a preços de 1990. A preços de 2007, este valor poderá ascender a cerca de 1,5 a 1,8 milhões de euros.

Bowles (2001) apresenta os seguintes níveis de justificação para aplicação do princípio ALARP às barragens, tendo por base o custo de uma fatalidade estatística evitada (CFE):

- 1) muito elevado – custos inferiores a 1,8 milhões de euros;
- 2) elevado – custos iguais ou superiores a 1,8 milhões de euros e inferiores a 18 milhões de euros;
- 3) moderado – custos iguais ou superiores a 18 milhões de euros e inferiores a 85 milhões de euros;
- 4) fraco – custos iguais ou superiores a 85 milhões de euros.

Vale a pena referir que a consideração de valores entre 1,8 e 18 milhões de euros por fatalidade estatística evitada como justificação elevada para aplicação do princípio ALARP parece desajustada, se se atender a aspectos relacionados com a viabilidade económica da maioria destas infra-estruturas. Estes valores também se afiguram muito elevados se comparados com indemnizações concedidas pelo estado em casos de morte.

Bowles (2003) e Bowles et al. (2005) apresentam uma outra grandeza para apreciação da aplicação do princípio ALARP e selecção técnico-económica das medidas de mitigação a implementar, o custo ajustado por fatalidade evitada (CAFE).

A diferença entre o CFE e o CAFE é que este último incorpora o benefício económico associado ao custo da medida de mitigação do risco em questão, de acordo com as definições que a seguir se discriminam.

$$\text{CFE}[\text{€ / fatalidade}] = \frac{c}{r_L} \quad (5.35)$$

em que

$c$  é o custo anual da medida de redução do risco [€/ano];

$r_L$  é o número anual de fatalidades evitadas [fatalidades/ano];

$$\text{CAFE}[\text{€ / fatalidade}] = \frac{c-i}{r_L}, \text{ para } c > i \quad (5.36)$$

e

$$\text{CAFE}[\text{€ / fatalidade}] = 0, \text{ para } c=i \quad (5.37)$$

em que

*i* é o benefício económico anual da medida de redução do risco [€/ano], ou seja, a diferença entre o custo esperado do risco antes da implementação da medida e depois;

No caso de barragens, assim como de diversas outras infra-estruturas, as consequências são diversificadas – fatalidades, perdas económico-financeiras, perdas ambientais, luto, perturbações sociais, desconfiança política ou em relação a determinadas entidades/donos de obra, etc. – exigindo, pois, a consideração de diferentes atributos e a sua ponderação, que será, duma maneira geral, subjectiva e função da importância que, face a determinado enquadramento, se confira aos atributos em questão.

Este tipo de problemas pode ser tratado recorrendo à teoria da decisão, utilizando técnicas de decisão multi-atributo ou multi-objectivo. Não obstante, a questão fundamental da ponderação dos atributos constituirá sempre um dado do problema de resolução complexa.

As questões associadas à decisão ultrapassam, naturalmente, as questões afins à mitigação, sendo transversais a todas as actividades abrangidas pelo controlo de riscos.

### 5.5.3 – Mitigação

A natureza diversa do risco em barragens determina que a sua redução interesse um conjunto muito vasto de medidas, estruturais ou não estruturais. Estas medidas, que variarão em função do tempo disponível para a sua implementação (imediate, curto prazo ou médio a longo prazo), podem incidir sobre a probabilidade de ocorrência de rotura ou sobre as consequências.

No que se refere à redução da probabilidade de rotura pode actuar-se, em termos gerais, sobre as acções (reduzindo-as) ou sobre as resistências (aumentando-as).

Duma maneira geral, a actuação sobre as acções restringe-se à limitação, a determinadas cotas máximas, do nível de água na albufeira, por intermédio da utilização dos órgãos de descarga ou interrompendo o fornecimento de água à albufeira (quando as suas afluições são derivadas de outras barragens), já que as restantes acções – por exemplo, vento, ondas, sismos, cheias e peso próprio – são condicionadas pelo local de implantação das obras, pelas características das próprias obras e por exigências regulamentares. A limitação do nível de água na albufeira é uma solução usualmente adoptada em situações de emergência, associadas à materialização de modos de colapso, e com carácter provisório, embora muitas vezes condicionada pela capacidade de vazão dos órgãos de descarga.

Efectivamente, se em pequenas barragens se consegue, muitas vezes, esvaziar a albufeira através dos órgãos de descarga de fundo em dias, ou até mesmo em horas, em barragens correntes de média a grande dimensão o período de esvaziamento da albufeira através da descarga de fundo pode variar, em muitos casos, entre um a

três meses (podendo ser bastante superior), o que pode não ser compatível com uma situação de emergência. Nestes casos, a existência de descarregadores controladas por comportas poderá permitir o esvaziamento até à cota da soleira das comportas, sendo que para soluções de descarregadores não controlados (os mais usuais) o recurso a bombagem ou a destruição parcial do descarregador podem ser soluções expeditas para se conseguir reduzir o nível de água na albufeira.

Já no que se refere à actuação sobre as resistências, esta pode ser diversa, função da situação em questão. Assim, por exemplo, o aumento da capacidade de vazão do descarregador de cheias, o alteamento do corpo da barragem ou a construção de um descarregador de cheias adicional podem ser medidas a ponderar quando está em causa uma insuficiente capacidade de vazão para situações de cheia. Por outro lado, fenómenos de erosão interna dos aterros podem, nalguns casos, ser mitigados com a execução de cortinas de impermeabilização e fenómenos de perda de estabilidade global com a execução de aterros estabilizadores, em ambos os casos, em geral, complementados com soluções de drenagem a jusante.

No Capítulo 4 foram referenciadas as principais medidas implementadas, designadamente após a ocorrência de rotura em barragens, compiladas pela CIGB.

No que se refere às consequências, o realojamento de pessoas residentes no vale a jusante em áreas potencialmente interferidas pela onda de cheia resultante da rotura de uma barragem, ou a deslocação de infra-estruturas, estruturas ou serviços potencialmente interferidos, são exemplos de medidas que permitem a sua redução.

As alterações que as abordagens orientadas para o risco vêm introduzir nesta área reportam-se, essencialmente, à avaliação do impacto no risco das soluções alternativas que se colocam para a sua redução, prática que poderá contribuir para fundamentar, de forma mais objectiva, as escolhas dos decisores.

#### **5.5.4 – Prevenção**

À semelhança das medidas de mitigação, também as medidas de prevenção são de natureza diversa, função das componentes da obra em causa e dos respectivos problemas.

As medidas de prevenção podem, em geral com significativas vantagens económicas, ser incorporadas nas fases de concepção e projecto.

Medidas de prevenção relativamente à materialização de modos de rotura diversos e as respectivas fases de implementação foram objecto de referência no Capítulo 4, pelo que não serão aqui retomadas.

No que se refere às consequências, podem também colocar-se vários tipos de medidas ao nível da prevenção. Refere-se, a título de exemplo, a utilização dos mapas de inundação (resultantes dos estudos de propagação das ondas de cheia) como instrumento do planeamento da ocupação do vale a jusante.

### **5.5.5 – Detecção**

A inspecção e a observação constituem as principais actividades no âmbito da detecção de modos de rotura, como foi objecto de análise no Capítulo 4, embora possam ser enumeradas outras actividades, como por exemplo, a realização de ensaios ou a revisão de estudos.

A inspecção e a análise dos dados do sistema de observação são actividades já bastante enraizadas no domínio da segurança de barragens, constituindo-se como práticas correntes num número significativo de países integrantes da CIGB, dispondo-se de normas e regulamentação, como é o caso em Portugal.

Existe, pois, à data, ao dispor dos interessados, um vasto conjunto de bibliografia da especialidade que pode fundamentar a aplicação destas actividades.

No que se refere à inspecção, há que caracterizar, designadamente, os seus objectivos, tipos de inspecção e periodicidades para as diferentes fases da vida da obra, as equipas de inspecção e a técnicas de realização das inspecções, assim como o tipo de registos a realizar. Neste domínio, para além das normas portuguesas de observação e inspecção de barragens (SRB, 1993b), constituem referência o designado *SEED Manual* (USBR, 1980) e o Boletim nº 62 da CIGB (CIGB, 1988a). Mais recentemente, assinala-se a publicação de normas de inspecção de pequenas barragens pela Comissão Nacional de Grandes Barragens da Nova Zelândia (NZSOLD, 1997) e as normas de inspecção e manutenção de barragens da British Columbia (1998).

No que se refere à observação, há que caracterizar, designadamente, os tipos de dispositivos a instalar, o respectivo número e localização, os requisitos de instalação e exploração e a periodicidade das leituras para as diferentes fases de vida da obra. Da documentação disponível sobre estas matérias, salientam-se o manual do Corps of Engineers sobre instrumentação de barragens de terra e de enrocamento (USCE, 1976) e os boletins da CIGB especificamente dedicados ao tema da observação: números 41, 60, 68 e 87 (CIGB, 1982, 1988b, 1989a e 1992). Uma referência é também devida às publicações portuguesas no domínio da observação de barragens de aterro, Sêco e Pinto (1987) e Catapirra (1995) e, a nível internacional, de Penman et al. (1999).

Uma referência final, no domínio da observação de barragens de terra, aos recentes desenvolvimentos no que se refere à detecção de fenómenos de erosão interna por alterações ao nível da rede de percolação, através da medição de temperatura e de resistividade. Neste domínio, o trabalho de Johansson (1997) constitui uma referência.

### **5.5.6 – Planeamento de emergência**

O planeamento da emergência interessa as fases de preparação das acções a empreender em situação de emergência, designadamente, a elaboração dos planos de emergência, a definição de sistemas de aviso e alerta às populações e o planeamento das acções de socorro e evacuação, assim como a implementação dessas



acções durante a ocorrência de uma situação de emergência (no enquadramento da divisão de actividades adoptado neste trabalho<sup>35</sup>).

No que se refere ao plano de emergência, em Portugal este documento é composto por dois documentos complementares:

1. o plano de emergência interno (PEI), da responsabilidade do dono de obra e centrado-se na barragem e na zona imediatamente a jusante, de autosalvamento;
2. o plano de emergência externo (PEE), da responsabilidade do sistema de protecção civil e centrado em todo o vale a jusante.

O planeamento da emergência está, naturalmente, muito dependente da organização operacional e das entidades envolvidas na gestão dos riscos de cada país em particular, pelo que as especificidades da sua pormenorização são diversas.

Uma análise pormenorizada destas matérias, no que se refere à realidade portuguesa, pode ser encontrada em Viseu (2006).

Uma questão que vale a pena sublinhar é a importância da clareza da cadeia hierárquica de decisão em cada etapa de implementação do plano de emergência, decisiva no sucesso da implementação do mesmo.

### **5.5.7 – Revisão**

A necessidade de revisão periódica do risco associado a barragens resulta da sua variabilidade temporal, seja por variação da probabilidade de ocorrência de estados limite seja pela variação das consequências da sua materialização. Há que caracterizar, designadamente, os objectivos e tipos de revisão em causa e as respectivas periodicidades, em função da fase de vida da obra e do tipo de obra em questão.

Por outro lado, durante o processo de decisão, a ponderação da implementação de medidas de redução de riscos obriga, necessariamente, à revisão dos riscos.

### **5.5.8 – Comunicação**

Na secção 5.4.2, no âmbito da percepção e atitude perante o risco, foram abordados alguns aspectos relativos à comunicação do risco ao indivíduo e à sociedade em geral que evidenciam a sua importância.

---

<sup>35</sup> No âmbito da segurança dos vales a jusante é habitual considerar também integradas na gestão da emergência as actividades de mitigação do risco e de recuperação após materialização do acidente (UNDRO, 1991, citado em Viseu, 2006).

Para além da comunicação às pessoas em geral, assume também importância de relevo uma adequada comunicação entre as entidades envolvidas na gestão de riscos das barragens, designadamente em situação de emergência, dela dependendo o sucesso das operações.

## 5.6 - O PANORAMA INTERNACIONAL

A aplicação à engenharia de barragens das actividades de gestão de riscos, e da análise de riscos em particular, encontra-se, ainda, restringida a um pequeno número de países e experimenta, no seio destes, aplicações diversificadas.

Este panorama resulta das actividades em questão carecerem, a vários níveis, de desenvolvimento e investigação adicionais e, também, da falta de consenso relativamente à sua utilidade e objectivos fundamentais, técnicas e métodos de apoio à sua implementação, o que justifica a sua referência nesta secção final do Capítulo 5.

No âmbito da elaboração do boletim *Risk Assessment in Dam Safety Management* (CIGB, 2005), o Comité de Segurança de Barragens, constituído por 28 países, elaborou um inquérito sobre a prática das actividades de avaliação de riscos no âmbito da gestão da segurança de barragens.

Este inquérito, distribuído a todos os países membros, teve uma participação pouco expressiva, mais de 60% dos 82 países membros não responderam (Quadro 5.31).

**Quadro 5.31 – Alguns dados relativos ao inquérito promovido pelo Comité de Segurança (adaptado de CIGB, 2005).**

Número de países membros da CIGB (à data da realização do inquérito)	82
Número de países membros do Comité de Segurança de Barragens	28
Número de países a quem foi enviado o inquérito relativo à prática das actividades de análise e apreciação de riscos no âmbito da segurança de barragens	82
Número de países que respondeu ao inquérito	24
Número de países, de entre os que responderam ao inquérito, que não usa apenas abordagens tradicionais	12

Apesar da reduzida adesão dos países membros ao inquérito, e tendo em conta as referências bibliográficas consultadas no que se refere a esta matéria, não parece abusivo deduzir que na grande maioria dos países, a implementação de actividades de análise e apreciação de riscos não constitui uma prática corrente, prevalecendo as abordagens tradicionais orientadas para a segurança.

Em alguns países onde se recorre às abordagens tradicionais, as disposições normativas e regulamentares prevêm a realização de algumas actividades comuns à gestão de riscos, como sejam, por exemplo, a observação das obras e a implementação de sistemas de aviso e alerta, a realização de estudos de rotura para caracterização das consequências e a realização de Planos de Emergência. Incluem-se neste grupo, designadamente, Finlândia, França, Portugal e Suíça.

No que se refere às análises de riscos, são oriundas de um reduzido número de países análises quantitativas, designadamente: África do Sul, Austrália, Canadá e Estados Unidos da América. Análises de riscos qualitativas

e semi-quantitativas são praticadas num maior número de países, de entre os quais se salienta, para além dos anteriormente mencionados, a Noruega, o Reino Unido e a Suécia.

No âmbito da aplicação de análises de risco merece destaque o caso da Holanda, país onde o dimensionamento com base em abordagens probabilísticas está generalizado e é matéria leccionada nas Faculdades, desde 1985. Neste país, os diques de protecção contra cheias são actualmente dimensionados com base em análises de risco quantitativas. As abordagens mais utilizadas são as análises de fiabilidade *First Order Second Moment* (FOSM).

Em seguida, apresenta-se informação relativa à prática corrente no domínio da segurança das actividades de avaliação de riscos, no que se refere aos países com experiência significativa nesta área, acima enumerados. Naturalmente, nalguns casos, esta prática não representa o estado da arte da engenharia de barragens do país em questão mas tão só de alguns donos de obra ou Estados/Províncias em que o país se divide.

### **África do Sul**

A legislação sobre segurança de barragens na África do Sul, designadamente o *National Water Act n° 38 – 1998*, é da responsabilidade do *Department of Water Affairs and Forestry* (DWAF, 1998). O DWAF é dono de obra de mais de 300 barragens (CIGB, 2005).

Na África do Sul recorre-se à avaliação (análise e apreciação) de riscos em barragens desde 1985 (Oosthuizen e Elges, 1998).

São implementadas análises qualitativas, semi-quantitativas e quantitativas. As análises de riscos mais frequentemente utilizadas são qualitativas e semi-quantitativas e têm como objecto grupos de barragens em exploração.

No que se refere à apreciação de riscos, foi desenvolvido um conjunto de gráficos onde se definem, designadamente, os limites de aceitabilidade do risco. Estes gráficos reproduzem, em função da probabilidade anual de rotura: i) as perdas económicas directas e indirectas, ii) as perdas de vidas humanas e iii) as perdas ambientais. Estes critérios de apreciação de riscos foram inicialmente concebidos tendo em conta estatísticas de acidentes de trabalho e acidentes em meios de transporte, tendo sofrido, posteriormente, alterações com vista à sua adaptação ao caso das barragens.

A avaliação de riscos é utilizada quer para fundamentar a tomada de decisões sobre a implementação de medidas estruturais e não estruturais para mitigação dos riscos associados a barragens em exploração quer para a escolha de soluções a adoptar nas fases de concepção e projecto de novos empreendimentos.

### **Austrália**

A legislação sobre segurança de barragens na Austrália é da responsabilidade dos Estados, variando significativamente o seu conteúdo de Estado para Estado. O Estado de New South Wales dispõe de legislação muito pormenorizada sobre a matéria (CIGB, 2005).

A ANCOLD publicou alguns documentos relacionados com a avaliação do risco, designadamente, *Guidelines on Risk Assessment*, em 1994 (ANCOLD, 1994). Este documento contém critérios para a apreciação do risco que foram objecto de modificações em 1998, por intermédio do *Position Paper on Revised Criteria for Acceptable Risk to Life* (ANCOLD, 1998). Em 2003, foi publicada a revisão das normas de avaliação de riscos (ANCOLD, 2003).

A Austrália utiliza análises de risco qualitativas, semi-quantitativas e quantitativas, cuja realização tem sido promovida quer por governos estaduais (Watson e Perera, 2000) quer por donos de obra (Howley et al., 2000).

As análises de riscos mais frequentes na Austrália têm como objecto grupos de barragens em exploração (MacDonald et al., 2000). Este tipo de análises tem vindo a ser aplicado na Austrália para definição de prioridades de intervenções de reabilitação ou de implementação de estudos de pormenor. Um exemplo deste tipo de análises de riscos foi levado a cabo no estado de Victoria, financiado pelo governo, entre 1997 e 2000, e abrangeu mais de 145 grandes barragens (Watson e Perera, 2000).

Análises de riscos quantitativas têm também sido realizadas, para casos de barragens individuais, como é exemplo a barragem de *Hume*, localizada na fronteira entre os estados *New South Wales* e *Victoria* (McDonald et al., 2000). Análises de fiabilidade do tipo FOSM foram utilizadas para alguns modos de rotura.

### **Canadá**

A legislação sobre segurança de barragens é da responsabilidade de cada uma das dez províncias em que o país se encontra dividido. Algumas destas Províncias, designadamente, *Alberta*, *British Columbia* e *Quebec*, têm legislação relativa a segurança de barragens, embora nenhuma contemple as matérias de análise e apreciação de riscos (CIGB, 2005).

Vários tipos de análises de risco têm sido implementados nos projectos da *British Columbia Hydro and Power Authority* (BC Hydro), a terceira maior Hidroeléctrica do Canadá (Mcgrath, 2000).

A *BC Hydro* desenvolveu, designadamente, uma metodologia para gestão de riscos do seu parque de barragens. Esta metodologia é aplicada às 61 barragens da *BC Hydro* e visa, fundamentalmente, a hierarquização das barragens e, para cada barragem, dos respectivos modos de rotura, com vista à definição de prioridades de intervenção e/ou de desenvolvimentos de estudos complementares. As análises de risco são, em geral, qualitativas e semi-quantitativas, tendo por base o método FMECA (Hartford e Stewar, 1999). Métodos quantitativos de análise de riscos são utilizados para estudar modos de rotura particulares, cuja importância o justifique.

Os membros do Grupo de Trabalho sobre Segurança de Barragens (*Dam Safety Interest Group*) da Associação Canadense de Electricidade (*Canadian Electricity Association*, CEA) desenvolveram um manual sobre Gestão do Risco em Barragens (CEA, 2003).

A posição dos membros canadianos do Comité de Segurança de Barragens da CIGB é, no entanto, bastante crítica relativamente à implementação de metodologias de análise e apreciação de riscos no âmbito da

segurança de barragens. Estes admitem, no entanto, que existem opiniões muito diversas e práticas distintas no Canadá, no que se refere a esta matéria.

### **Estados Unidos da América**

Nos Estados Unidos da América existe legislação relativa a segurança de barragens (*National Dam Safety Act*) e diversas normas elaboradas por donos de obra federais ou pelos próprios estados.

Em 1979, foi criada a *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), agência com objectivos vários, de entre os quais se salienta a coordenação da segurança das barragens. A FEMA desenvolve nesta área trabalho conjunto com os donos de obra federais, com a *Interagency Committee on Dam Safety* (ICODS), com o *United States Committee on Large Dams* (USCOLD) e com a *American Society on Civil Engineers* (ASCE) (McCraith, 2000).

Em 1990, o Estado de Washington publicou normas para a implementação de abordagens baseadas no risco que têm vindo a ser aplicadas desde então. Johnson (2000) faz o balanço de dez anos de aplicação destas abordagens. Tratam-se de análises preliminares baseadas em índices que visam a hierarquização de barragens para implementação de acções de reabilitação.

O *United States Bureau of Reclamation* (USBR) publicou, em 1997, normas sobre as metodologias de análises de riscos no âmbito da segurança de barragens e definiu critérios para a aceitabilidade do risco (USBR, 1997). Estas normas foram objecto de revisão em 2003 (USBR, 2003). Também em 2003 foram publicadas normas de segurança de barragens, tendo por base abordagens orientadas para o risco (USBR, 2003a).

Nos Estados Unidos da América, a atitude em relação às actividades de análise e de apreciação de riscos é diversa, desde a sua não aplicação até à integração total no âmbito dos programas de segurança de barragens. São realizadas análises qualitativas, semi-quantitativas e quantitativas.

No que se refere a donos de obra, não pode deixar de se salientar o USBR, responsável por mais de 350 barragens, que utiliza há já alguns anos as análises de riscos como parte integrante do seu programa de gestão da segurança de barragens. A metodologia utilizada pelo USBR ultrapassa, na realidade, as análises de riscos e consiste nas principais actividades da gestão de riscos (análise, apreciação e controlo de riscos).

Numa primeira etapa, são realizadas as análises de riscos propriamente ditas, iniciando-se por análises simplificadas (análises qualitativas e semi-quantitativas) que podem ser objecto de pormenorização (análises quantitativas), função da estimativa dos riscos e respectiva apreciação, tendo por base critérios de aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos. O USBR mantém uma revisão periódica dos riscos cada 6 anos e passa à implementação de análises técnico-económicas de redução dos riscos nos casos em que se calculem riscos classificados como intoleráveis (Cyganiwicz e Smart, 2000).

O *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE) tem também publicado, desde 1990, normas para a realização de análises de riscos.

O USACE é responsável por cerca de 600 barragens nos Estados Unidos e tem, actualmente, em curso um programa de investigação, em conjunto com David Bowles e a *RAC Engineers & Economists*, ao abrigo do qual têm sido realizadas algumas análises de riscos para barragens individuais. É esse o caso da barragem de Alamo, uma barragem de terra com 86 m de altura localizada no rio Bill Williams, no Arizona, objecto de estudos de análise e apreciação do risco (*RAC Engineers & Economists*, 1999).

Por último, salienta-se que mesmo em estados em que a regulamentação sobre segurança de barragens é baseada unicamente em abordagens tradicionais e a orientação governamental não incentiva a implementação de análises de riscos, este tipo de análises é objecto de aplicação, designadamente por consultores privados. É esse o caso, por exemplo, da análise de riscos quantitativa da barragem de Eastside, na Califórnia, realizada em 1996 pela *Woodward-Clyde Consultants* (McCrath, 2000).

## Holanda

A Holanda constitui um caso particular no que se refere ao domínio das barragens.

Efectivamente, não dispondo de grandes barragens, a Holanda tem extensas obras de protecção contra inundações, materializadas por diques e estruturas de suporte. Estas obras têm uma importância vital no país, já que dois terços do território se desenvolvem a cotas passíveis de inundação, pelo mar ou por rios.

A importância destas obras justifica que a Holanda promova, desde há várias décadas, a realização de investigação e de trabalhos inovadores nos domínios da segurança e do risco.

Após as inundações de 1953, em que morreram 1800 pessoas, foi constituído o *Comité do Delta* que elaborou, em 1958, normas de segurança para os diques de protecção. Estas Normas estiveram na origem da regulamentação publicada em 1996, *Food Protection Act*.

O dimensionamento com base em análises de fiabilidade está generalizado na Holanda. Alguns dos diques de protecção foram dimensionados com base em análises de risco quantitativas.

A actual gestão dos sistemas de defesa contra inundações continua, no entanto, a seguir abordagens tradicionais. A avaliação da segurança é feita pelos donos de obra, de cinco em cinco anos, tendo por base normas para a avaliação da segurança que integram três níveis de implementação.

Estão em curso na Holanda diversos programas de investigação no âmbito da avaliação de riscos dos sistemas de protecção contra cheias. Refere-se, a título de exemplo, o trabalho do *Marsroute of the Technical Advisory Committee for Water Retaining Structures (TAW)* que se tem centrado na estimativa da probabilidade de rotura destes sistemas.

Estes programas decorrem inseridos num trabalho mais geral concertado com o estado e ponderam a eventual substituição das abordagens tradicionais de avaliação da segurança dos sistemas de protecção contra cheias por abordagens baseadas no risco. Desenvolve-se, também, trabalho no âmbito dos critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco (McGrath, 2000).

A Holanda tem legislação que define critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco que se aplicam a aeroportos, meios de transporte e instalações perigosas, como se viu anteriormente. Esta legislação, que data de 1989 e é da responsabilidade do *Ministry of Housing, Physical Planning and Environment*, foi definida fora do contexto dos sistemas de protecção contra cheias.

### **Noruega**

A legislação sobre segurança de barragens actualmente em vigor na Noruega, da responsabilidade do *Norwegian Water Resources and Energy Directorate* (NVE), data de 2001 e veio substituir os anteriores documentos, de 1981 e de 1992 (CIGB, 2005).

O NVE tem incentivado, desde há vários anos, a implementação de análises de riscos. A legislação confere-lhe, desde 1992, a possibilidade de exigir a realização deste tipo de análises, assim como de planos de emergência (Ljøfodt, 1998).

Em 1997, o NVE publicou normas para a realização de estudos de formação de brechas e de propagação da onda de cheia através de modelos numéricos do tipo dam-break (*Norwegian Guidelines on Dam Break Analysis*). A aplicação das normas por quatro dos maiores Donos de Obra Noruegueses levou à elaboração de um conjunto de propostas de alterações (Ruud e Midttømme, 1998). Uma das questões colocadas reportava-se às equações empíricas constantes das normas para caracterização do desenvolvimento da rotura, deduzidas para barragens de terra, quando a maioria das barragens de aterro norueguesas são barragens de enrocamento (com núcleo ou com cortina a montante).

A formação de brechas em barragens de enrocamento, por galgamento ou erosão interna, tem, aliás, sido objecto de investigação na Noruega desde 1997, quer através de modelos numéricos quer através de ensaios em modelo reduzido (Ruud e Midttømme, 1998) e, mais recentemente, em protótipo (CIGB, 2005).

Em 1997, o NVE publicou também normas para realização de análises de riscos em barragens (*Guidelines for Risk Analysis for Dams*). Estas normas cobrem aplicações em fase de projecto e de exploração, neste último caso, visando, designadamente, a hierarquização para implementação de medidas de reabilitação (Åmdal, 1998). Posteriormente, em 2001, a *Norwegian Electricity Industry Association* publicou normas para avaliação de riscos em barragens e outras estruturas hidráulicas (CIGB, 2005).

Estão publicadas em bibliografia da especialidade algumas análises de identificação e avaliação de modos de rotura, por vezes designadas como análises de riscos. Na realidade, as consequências associadas à materialização dos estados limite não se encontram tratadas na bibliografia consultada. São esses os casos das análises de riscos das barragens de Svartevatn, Viddalen e Dravladalen (Åmdal, 1998) e das barragens de Valdalen (Funnemark et al., 2000) e de Venemo (Åmdal e Riise, 2000). Os estudos realizados recorrem ao método das árvores de eventos, sendo as probabilidades dos diferentes ramos atribuídas com base em estatísticas de desempenhos históricos e julgamento de engenharia.



## Reino Unido

No Reino Unido, a legislação sobre barragens é da responsabilidade do *UK Government's Department of the Environment, Transport and Regions* que é assessorado na supervisão da implementação da legislação pelas suas secretarias de estado em Inglaterra, Escócia e Gales (Hughes e Kite, 1998).

A legislação relativa a segurança de barragens data de 1930 (*Reservoir Act*), elaborada no seguimento de várias roturas registadas na segunda metade do século XIX e no princípio do século XX.

Em 1975, a legislação em vigor foi revista. Em 2000, foram publicadas orientações para a aplicação desta legislação (Institution of Civil Engineers, 2000).

Um conjunto de normas relativas à segurança estrutural e hidráulico-operacional foi publicado entre 1991 e 1999 (Sandilands e Findlay, 2000).

No que se refere às análises de riscos em barragens, não existe, à data, legislação no Reino Unido.

As aplicações práticas de análises de riscos divulgadas na bibliografia da especialidade consistem, essencialmente, em análises qualitativas e semi-quantitativas.

Em 1996, a *Scottish and Southern Energy's*, o maior produtor de energia hidroeléctrica do Reino Unido, dono de 84 barragens (56 das quais são grandes barragens) iniciou um estudo piloto de análise de riscos de uma das suas barragens recorrendo ao método FMECA, com o apoio do *Babtie Group Consultants*. Este estudo foi posteriormente alargado a outras barragens da *Scottish and Southern Energy's* (Sandilands e Findlay, 2000). Em 2001, a *Arup Water, Ove Arup & Partners* iniciou análises de riscos semi-quantitativas para um conjunto de barragens de um grande dono de obra (Hughes, 2001).

Têm vindo a ser publicados diversos procedimentos de implementação de metodologias de avaliação de riscos em barragens que têm sido o suporte da maioria das aplicações práticas no Reino Unido (Hughes, 2001).

Um contrato de investigação intitulado *Risk and Reservoirs*, estabelecido pela *Construction Industry Research and Information Association* (CIRIA) culminou, em 2000, com a publicação de metodologias de gestão e avaliação de riscos para barragens (Hughes et al., 2000). Tratam-se de metodologias que recorrem a análises de riscos semi-quantitativas pelo método LCI (Pimenta et al., 2005), que será objecto de análise no Capítulo 7.

Entre 2001 e 2002, a Brown & Root desenvolveu um trabalho de investigação para o governo, contratado pelo *Department of the Environment, Transport and Regions*, cujo objectivo principal foi disponibilizar estudos de base fundamentais para a implementação de metodologias de avaliação de riscos, com particular relevo para a estimativa das probabilidades dos modos de rotura e das consequências (no que se refere às análises de riscos) e para a definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade (no que se refere à apreciação do risco) (Brown & Root, 2002).

Em 2004, foi publicado um estudo complementar ao acima mencionado (Brown e Gosden, 2004) que se constitui como uma ferramenta de apoio à implementação das actividades de análise e apreciação de riscos. Tratam-se

de metodologias semi-quantitativas cuja implementação se insere no âmbito de actividades periódicas de avaliação da segurança de barragens.

No Reino Unido, o *Health and Safety Executive* (HSE) tem um vasto trabalho no âmbito da aceitabilidade e tolerabilidade dos riscos de indústrias perigosas. Embora o HSE tenha, à data, um papel menor no domínio das barragens, é opinião da Comissão Nacional de Grandes Barragens do Reino Unido que este venha a ganhar relevância num futuro muito próximo (CIGB, 2005).

Efectivamente, a maior parte dos trabalhos e aplicações práticas de avaliações de riscos em barragens têm-se centrado na actividade de análise de riscos, onde a intervenção das disciplinas de engenharia e afins têm papel preponderante. A actividade de apreciação dos riscos em barragens poderá beneficiar do extenso trabalho desenvolvido nesta área pela HSE que carecerá, naturalmente, de adaptações.

### **Suécia**

A legislação sueca para a gestão da segurança pública contempla, explicitamente, a realização de análises de riscos quando se trata de estruturas e infra-estruturas com grande potencial para causar perdas e danos (CIGB, 2005).

No que se refere às barragens, não existe legislação do estado, sendo os donos de obra responsáveis pela manutenção da sua segurança e pelas consequências de eventuais roturas.

Os principais donos de obra dispõem de normas internas de segurança de barragens. É esse o caso da maior hidroeléctrica da Suécia, Vattenfall A.B., que é responsável por metade das barragens suecas (Macgrath, 2000).

A Vanttenfall, em conjunto com a BC Hydro, realizou, em 2000, um estudo para hierarquização das suas barragens do ponto de vista da segurança. Foram desenvolvidas análises de riscos qualitativas e semi-quantitativas recorrendo ao método FMECA. Para fundamentar a estimativa das consequências foram realizados estudos de propagação da onda de rotura.

As barragens de Ajaure e de Seivevar foram objecto de análises de riscos (CIBG, 2005).

A análise de riscos de Seiveter, uma barragem de enrocamento com núcleo de 106 m de altura, da Vanttefall A.B., consistiu na realidade na identificação e avaliação dos modos de rotura, realizada por intermédio de árvores de falhas e de árvores de eventos. As probabilidades das várias sequências de eventos foram atribuídas por julgamento de engenharia, por um grupo de especialistas que se reuniu para o efeito e que desenvolveu esta experiência piloto, com vista à avaliação das vantagens e limitações deste tipo de análises de riscos (Bartsch e Gustafsson, 2000).

Programas de investigação no âmbito da apropriação e desenvolvimento dos conhecimentos estão a ser desenvolvidos na Suécia. Neste capítulo, é interessante referir a cooperação com o Canadá, tendo a *Swedish Dam Owners Research and Development Organisation* (ELFORSK) participado no projecto de elaboração de *Dam Risk Assessmentt: A guide*, coordenado pelo *Dam Safety Interest Group of the Canadien Electricity Association* (CEA, 2003).

## 5.7 – CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

A *gestão de riscos* consiste no desenvolvimento integrado das actividades de *análise de riscos* e de *apreciação de riscos* (*avaliação de riscos*) e de decisão e comunicação sobre a sua aceitabilidade e/ou tolerabilidade, mitigação, prevenção e detecção, planeamento de emergência e revisão de riscos (cujo conjunto de actividades se inserem no *controlo de riscos*).

A gestão de riscos conta com várias décadas de experiência e o reconhecimento generalizado nalgumas áreas técnico-científicas.

No domínio das barragens, o interesse pela gestão de riscos é relativamente recente e teve particular enfoque na última década, em que se multiplicaram os congressos e seminários sobre a matéria e se organizaram grupos de trabalho para estudar as suas actividades, designadamente no seio de comissões nacionais de grandes barragens de diversos países.

As especificidades das barragens e o seu carácter singular exigem, efectivamente, a realização de um trabalho de base pormenorizado que fundamente a adaptação e/ou utilização sustentada das “ferramentas” utilizadas noutras áreas, trabalho para o qual se procurou contribuir.

A aplicação à engenharia de barragens das actividades de gestão de riscos, e da análise de riscos em particular, encontra-se ainda restringida a um pequeno número de países. Verifica-se, aliás, uma grande heterogeneidade de posições no seio dos países que integram a CIGB, no que se refere às abordagens orientadas para o risco.

Em Portugal, no domínio das barragens, não existe experiência na implementação de análises de riscos, embora algumas das actividades da gestão de riscos, designadamente do controlo de riscos, sejam uma prática estabelecida e disponham já de normas e regulamentação afim.

Vários são os benefícios e os obstáculos que têm sido associados à implementação da gestão e da análise de riscos no domínio das barragens. No que se refere aos principais benefícios, salienta-se a focalização no trinómio acções – desempenho - consequências e a explicitação das incertezas, aspectos que contribuirão, nomeadamente, para uma análise mais objectiva dos custos-benefícios de medidas estruturais e não estruturais para a mitigação dos riscos.

No que se refere aos obstáculos são de mencionar a complexidade da estimativa da probabilidade de ocorrência de determinados modos de rotura e o cepticismo, que em geral precede a aplicação de novas metodologias e que vai encontrando justificação no sucesso das abordagens tradicionais.

No que se refere aos tipos de análises de riscos, julga-se necessário estabelecer, à data, uma separação entre as metodologias que, face ao actual estado do conhecimento, podem ser objecto de aplicação prática na engenharia de barragens – análises qualitativas ou semi-quantitativas - e as metodologias que carecem de desenvolvimento científico e que devem ser encaradas, na generalidade dos casos, ao nível da investigação – análises quantitativas (probabilísticas).

No presente capítulo fez-se, inicialmente, a caracterização geral das actividades que integram a gestão *de riscos* e apresentou-se um glossário dos principais termos afins, após o que foram objecto de reflexão particular as actividades de *análise de riscos* e de *apreciação de riscos*.

No que se refere à *análise de riscos*, foram objecto de tratamento a identificação e a avaliação de modos de rotura. No âmbito destas matérias tratou-se, inicialmente, os aspectos relacionados com os objectivos das análises, a decomposição das barragens em subsistemas, a caracterização dos acontecimentos iniciadores e dos modos de rotura e introduziram-se os métodos de análise de riscos, que serão desenvolvidos nos Capítulos 6 e 7. No que se refere à avaliação dos modos de rotura, após algumas considerações gerais sobre incertezas e probabilidades, abordaram-se os principais métodos de estimativa de probabilidades, designadamente, julgamento de engenharia, estimativa estatística com base em dados históricos e análises de fiabilidade.

Ainda no âmbito da *análise de riscos*, tratou-se, naturalmente com menor desenvolvimento, a identificação e a avaliação das consequências, com vista à estimativa do risco.

A estimativa do risco por intermédio de análises de riscos semi-quantitativas é, em geral, fundamentada em *estimativas estatísticas com base em dados históricos* e no *julgamento de engenharia*, sendo concretizada por ordenações qualitativas ou numéricas do grau de importância, seja dos modos de rotura seja das consequências.

Embora o julgamento de engenharia tenda a ser heurístico e holístico, e não possa ser facilmente calibrado, é de interesse indiscutível, sendo que o carácter subjectivo que se lhe associa tem estado sempre presente nas abordagens tradicionais de dimensionamento e avaliação do desempenho das barragens.

A estimativa do risco por intermédio de análises quantitativas baseia-se, por um lado, na definição de curvas de casualidade dos acontecimentos iniciadores e, por outro, na definição das curvas de probabilidade condicionada de rotura do sistema para vários casos de carga resultantes da partição das curvas de casualidade do acontecimento iniciador em questão. A integração destas curvas permite obter a probabilidade anual de rotura.

Embora diversos factores determinem a complexidade do cálculo probabilístico da rotura de uma barragem de aterro, este pode ser empreendido, à data, para alguns modos de rotura, relativamente aos quais se dispõe de modelos para estimação do desempenho previsível. Nestes casos, pode recorrer-se às análises de fiabilidade para cálculo da probabilidade de rotura, designadamente a métodos analíticos aproximados (FORM e SORM) ou a métodos de simulação (Monte Carlo).

O objectivo último da realização de uma análise de riscos é o cálculo de uma grandeza matemática (ou par de valores) que, em determinado momento (à análise de riscos está associada uma escala de tempo), traduza o estado da barragem, a expectativa do seu desempenho futuro e das respectivas consequências.

Este objectivo, que move um grande número de entusiastas da matéria, talvez pelo grande atractivo de reduzir à expressão de um número algo de grande complexidade, está, crê-se, longe de ser atingido. À data não existem condições sustentáveis, do ponto de vista técnico-científico, para que este objectivo possa, com sucesso, ser cumprido.

Crê-se, aliás, que as representações do risco baseadas em pares de valores são bem mais apropriadas e acredita-se que serão estas a ganhar aceitação generalizada.

Relativamente à *apreciação de riscos*, constituiu objectivo do presente capítulo a revisão dos critérios de apreciação de riscos utilizados noutras áreas técnico-científicas e as propostas de critérios que têm vindo a ser formuladas para as barragens, com vista à formulação de propostas que possam vir a fundamentar a apreciação de análises de riscos semi-quantitativas e de análises quantitativas de barragens portuguesas. Introduziram-se, previamente, aspectos relacionados com a percepção do risco e com o significado e a representação do risco individual e do risco societal, que presidem aos critérios de apreciação de riscos.

No âmbito do *controlo de riscos*, foram objecto de referência sumária as actividades de decisão, mitigação, prevenção e detecção, planeamento de emergência, revisão e comunicação de riscos.

No trabalho desenvolvido deu-se particular destaque à *análise de riscos* e à *apreciação de riscos*, atendendo a que o *controlo de riscos* encerra um conjunto diversificado de actividades, algumas comuns ao controlo da segurança que são já de implementação corrente e outras cujas matérias ultrapassam o âmbito desta dissertação.



## 6 – MÉTODOS DE ANÁLISE PRELIMINAR DE RISCOS DE PORTEFÓLIOS DE BARRAGENS

### 6.1 – INTRODUÇÃO

No presente capítulo, tratam-se métodos de análise de riscos de portefólios de barragens. Estes incluem-se na família dos métodos baseados em índices de riscos, cuja origem remonta às actividades de avaliação da segurança de barragens. Um conjunto diversificado de métodos simplificados de análise de riscos integram esta família.

Estes métodos tratam em conjunto as duas componentes do risco - a associada à obra e a associada às consequências da sua rotura – e encontram um campo de aplicação preferencial em análises de riscos preliminares de portefólios de barragens em exploração.

Os índices de riscos constituem, à data, no domínio das barragens, os métodos de maior aplicação no âmbito das análises de riscos.

A CIGB é responsável pela divulgação de um destes índices, o índice global de risco (CIGB, 1982), cuja utilização é contemplada nas Normas de Observação e Inspeção de Barragens portuguesas (SRB, 1993b). Este índice, desenvolvido inicialmente como elemento de apoio à definição e exploração dos sistemas de observação de barragens, foi, posteriormente, utilizado no âmbito de avaliações preliminares de riscos.

Em Portugal, o índice global de risco foi utilizado, após pormenorização e adaptação desenvolvidas pelo LNEC (Caldeira e Silva Gomes, 2006), para a análise de cerca de 573 barragens, no âmbito do *Plano Especial de Inspeção de Barragens*, promovido pelo Instituto da Água (INAG), em 2001. As modificações introduzidas visaram, designadamente, clarificar condições de aplicação das classificações e uniformizar os resultados dos estudos, que foram implementados por diferentes empresas de projecto.

A utilização do índice global de risco modificado neste contexto, extremamente alargado, originou uma oportunidade única para avaliar as suas potencialidades e limitações. Esta análise suscitou o interesse em desenvolver um novo índice de risco, o que se fez no âmbito do presente trabalho e foi objecto de uma primeira divulgação em Caldeira e Pimenta (2007).

Para além do índice global de risco e do novo índice de risco que se propõe, constituem exemplos deste tipo de métodos o *Índice de Laffite* (Laffite, 1996) e o *Risk Based Profiling System* (USBR, 2001), que são também objecto de exposição e análise neste capítulo.

Os métodos baseados em índices podem diferir bastante uns dos outros, não se encontrando, na bibliografia da especialidade, tentativas de uniformização dos índices divulgados. Tratam-se, em geral (talvez a excepção constitua o índice global de risco), de abordagens desenvolvidas e aplicadas em círculos restritos, por donos de obra ou entidades responsáveis pela exploração de parques de barragens específicos.



A utilização corrente deste tipo de métodos, em algumas situações, designadamente quando estão em causa análises de riscos preliminares de parques de barragens em exploração já com um número significativo de obras, pode ser muito vantajosa, constituindo-se os índices como meios de apoio à tomada de decisões, nomeadamente no que se refere à implementação faseada de medidas estruturais ou não estruturais de controlo de riscos.

Nas secções seguintes apresentam-se, inicialmente, os objectivos e o domínio de aplicação deste tipo de métodos e os princípios e procedimentos gerais de aplicação (secções 6.2 e 6.3, respectivamente).

Em seguida, na secção 6.4, descrevem-se, de forma sumária, o índice global de risco e o índice global de risco modificado, que baseou a análise de riscos das barragens inseridas no *Plano Especial de Inspeção*. Apresentam-se os resultados obtidos para todas as barragens de aterro abrangidas pelo RSB (327, num total de 573 barragens) que se comparam com os resultados do grupo de barragens estudado e inspeccionado pela autora (36, num total de 59 barragens).

Nas secções 6.5 e 6.6 apresentam-se, respectivamente, o *índice de Lafitte* e o *Risk Based Profiling System*. O primeiro, porque embora de estrutura semelhante à do índice global de risco apresenta uma composição dos índices parciais que se julga muito eficaz e bastante enquadrada com as actuais abordagens orientadas para o risco. O segundo, desenvolvido pelo USBR, porque esta Entidade perspectiva a utilização futura generalizada deste índice, embora não se conheçam resultados de aplicações a situações reais.

Na secção 6.7 definem-se os novos índices propostos e os critérios de hierarquização das barragens, apresenta-se um conjunto de orientações de apoio à classificação dos vários descritores e procede-se à sua aplicação ao grupo das 36 barragens de aterro abrangidas pelo RSB estudado pela autora.

Finalmente, na secção 6.8, tecem-se algumas conclusões e considerações finais.

## **6.2 – OBJECTIVOS E DOMÍNIO DE APLICAÇÃO**

Os métodos baseados em índices de risco, relativamente populares no domínio da segurança das barragens, visam, duma maneira geral, a classificação da barragem (e do seu risco) tendo por base, na maioria dos casos, *fontes de perigo, vulnerabilidades/fiabilidade e consequências*.

É de referir que as consequências que tradicionalmente se inserem nas preocupações deste tipo de métodos se reportam, essencialmente, ao vale a jusante potencialmente inundado em situação de cheia, resultante da rotura da barragem.

Estes métodos não requerem, em geral, a disponibilização de informação de pormenor, seja sobre condicionantes locais e de exploração da obra, seja sobre os vários subsistemas ou, mesmo, sobre a ocupação do vale a jusante.

As aplicações mais divulgadas têm tido como objecto de estudo parques de barragens em exploração com um número significativo de obras, relativamente aos quais se pretende hierarquizar as barragens com vista à definição de prioridades de intervenção.

No que se refere a aplicações a barragens individuais, os objectivos podem ser muito diversos, não podendo deixar de se referir a utilização do índice global de risco para apoio à concepção e à exploração dos sistemas de observação e de actividades de inspecção, na sequência da orientação da CIGB (1982) e, em Portugal, das NOIB (SRB, 1993b).

Finalmente, no que se refere a outras aplicações possíveis destes métodos, designadamente do novo índice que se propõe, menciona-se a possibilidade da sua utilização como instrumento expedito de regulação e definição de requisitos a cumprir em fases subsequentes dos estudos ou trabalhos. Apresentam-se, em seguida, dois exemplos:

1. na fase de planeamento, calculando os índices parciais associados às *fontes de perigo* e às *consequências* (ou à sua combinação), com vista à definição de níveis distintos de requisitos relativos à fase de projecto, seja no domínio contratual (designadamente de selecção do projectista e de partilha de riscos), seja no domínio técnico (orientações relativas a soluções técnicas, a níveis de pormenorização dos estudos, etc.);
2. na fase de projecto, calculando o índice parcial associado às *vulnerabilidades/fiabilidade* e o índice de risco, com vista ao estabelecimento de especificações (contratuais e técnicas) dos concursos de adjudicação das empreitadas.

Os métodos baseados em índices podem, pois, ser utilizados em diferentes enquadramentos e com objectivos diversos. Não obstante, é no âmbito da análise preliminar de riscos de parques de barragens que esta matéria é, neste capítulo, objecto de tratamento.

### **6.3 – PRINCÍPIOS E PROCEDIMENTOS DE APLICAÇÃO**

Os índices de risco (e os índices parciais que os compõem) constituem valores numéricos obtidos com base em regras de agregação aplicadas a descritores previamente definidos e classificados.

Os descritores incidem, duma maneira geral, sobre fontes de perigo, designadamente condicionantes ambientais e acções, sobre condições de vulnerabilidade/fiabilidade dos subsistemas principais e sobre consequências no vale a jusante (Caldeira, 2005).

Discriminam-se, subsequentemente, os passos gerais que devem orientar a aplicação deste tipo de métodos.

1. Especificação dos objectivos da análise.
2. Definição do técnico ou da equipa técnica.
3. Caracterização geral das condicionantes locais, da barragem e do vale a jusante.
4. Classificação dos descritores, tendo por base uma escala de valores previamente definida, associados por classes ou por índices parciais.
5. Aplicação dos pesos de cada um dos descritores, previamente definidos tendo em conta a sua importância relativa.

6. Aplicação das regras de agregação para estimativa dos índices parciais.
7. Aplicação da equação de cálculo do índice de risco.

Uma vez que existem diferentes métodos baseados em índices, a pormenorização dos procedimentos de aplicação específicos faz-se, caso a caso, nas secções correspondentes dos métodos tratados.

## 6.4 – ÍNDICE GLOBAL DE RISCO

### 6.4.1 – Descrição geral

O Boletim 41 da CIGB (CIGB, 1982) introduz uma proposta de cálculo das condições de risco para apoio à definição do sistema de observação e sua exploração.

A avaliação das condições de risco é efectuada, de forma simplificada, atribuindo valores a um conjunto de descritores ( $\alpha_i$ ) agrupados em três classes, associadas a factores exteriores ou ambientais (E), à fiabilidade da obra (F) e a factores humanos e económicos afins à sua rotura (R):

- Índice parcial relativo a factores exteriores ou ambientais (E)

$$E = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 \alpha_i ; \quad (6.1)$$

- Índice parcial relativo à fiabilidade da obra (F)

$$F = \frac{1}{4} \sum_{i=6}^9 \alpha_i ; \quad (6.2)$$

- Índice parcial relativo a factores humanos e económicos (R)

$$R = \frac{1}{2} \sum_{i=10}^{11} \alpha_i . \quad (6.3)$$

A classificação dos descritores é feita utilizando uma escala qualitativa, que pode assumir valores entre 1 e 6, a aplicar de acordo com algumas regras previamente definidas e tendo em conta a análise da informação específica afim da obra em questão.

O índice global de risco,  $\alpha_g$ , é determinado pelo produto dos três índices parciais anteriormente referidos.

$$\alpha_g = E \times F \times R \quad (6.4)$$

As NOIB (SRB, 1993b) utilizam a mesma filosofia de apreciação das condições de risco para apoio à definição do sistema de observação e sua exploração, por intermédio do cálculo do índice global de risco e respectivos índices parciais.

A classificação dos descritores e as regras de aplicação das classificações é semelhante, com excepção do descritor  $\alpha_1$  que caracteriza a sismicidade para um período de retorno de 1000 anos através de valores máximos de aceleração um pouco diferentes dos propostos pela CIGB.

Na Figura 6.1 apresenta-se o organograma proposto para aplicação do método e, no Quadro 6.1, as regras de classificação dos descritores.

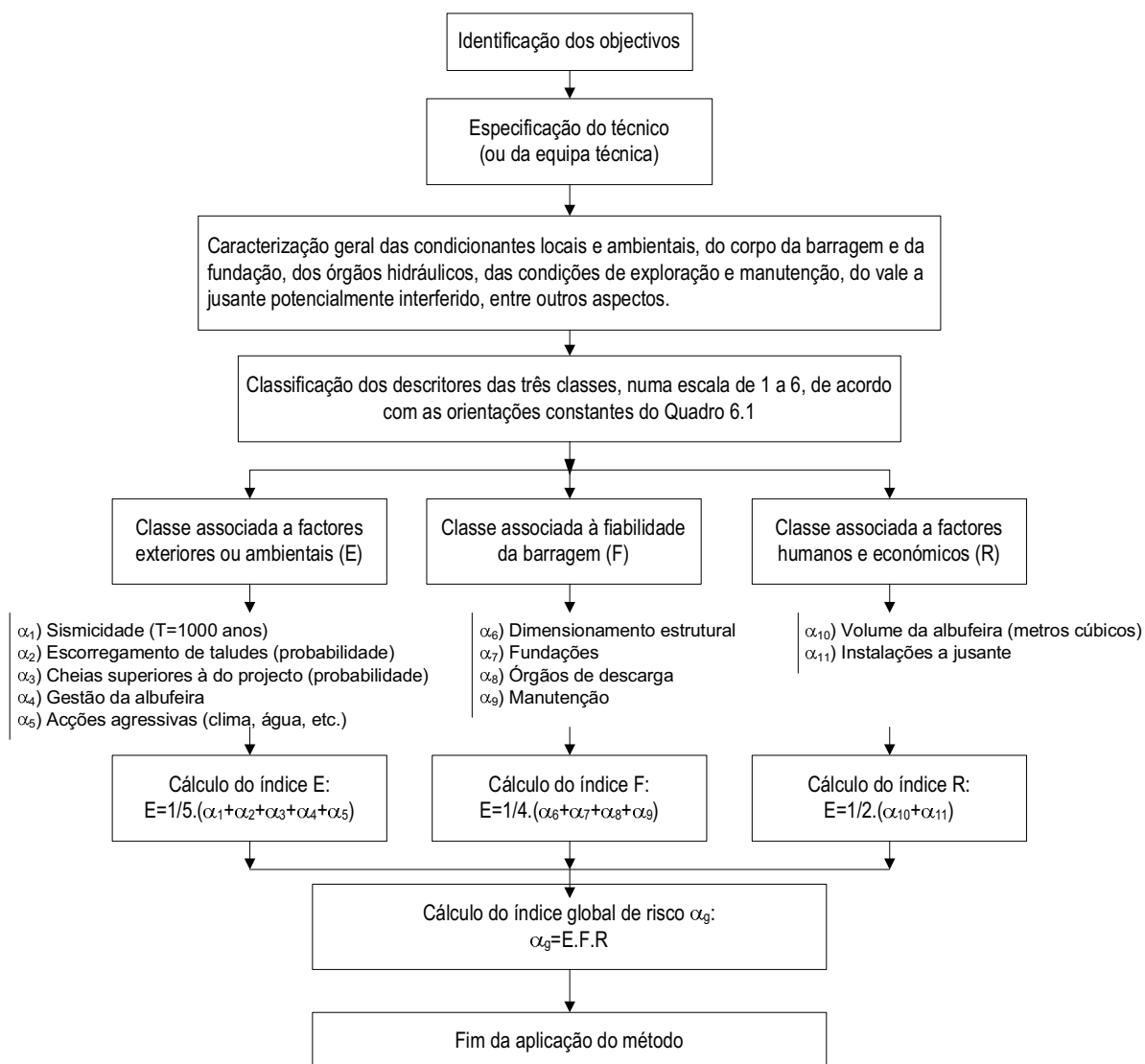


Fig. 6.1 – Organograma de aplicação do índice global de risco.

**Quadro 6.1 – Discriminação dos descritores e das regras gerais de classificação para cálculo do índice global de risco (SRB, 1993b).**

α	CLASSE ASSOCIADA A FACTORES EXTERIORES OU AMBIENTAIS (E)						CLASSE ASSOCIADA À OBRA FIABILIDADE (F)				CLASSE ASSOCIADA A FACTORES HUMANOS E ECONÓMICOS (R)	
	Sismicidade (período de retorno de 1 000 anos)	Escorregamento de taludes (probabilidade)	Cheias superiores à do projecto (probabilidade)	Gestão da albufera	Ações agressivas (Clima, água, etc.)	Dimensio- namento estrutural	Fundações	Órgãos de descarga	Manutenção	Volume da albufera (m <sup>3</sup> )	Instalações a jusante	
i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	Mínima ou nula a < 0,05 g	Mínima ou nula	Muito baixa (barragens e betão)	Plurianual anual ou sazonal	Mínimas	Adequado	Muito boas	Fiáveis	Muito boa	< 10 <sup>5</sup>	Zona não habitada sem valor económico	
2	Baixa 0,05 g < a < 0,1 g	Baixa	—	—	Fracas	—	Boas	—	Boa	10 <sup>5</sup> - 10 <sup>6</sup>	Áreas isoladas, agricultura	
3	Média 0,1 g < a < 0,2 g	—	Muito baixa (barragens de aterro)	Semanal	Médias	Aceitável	Aceitáveis	—	Satisfatória	10 <sup>6</sup> - 10 <sup>7</sup>	Pequenos aglomerados populacionais, agricultura, indústria artesanal	
4	Forte 0,2 g < a < 0,4 g	—	—	Diária	Fortes	—	—	—	—	10 <sup>7</sup> - 10 <sup>9</sup>	Aglomerados populacionais médios, pequenas indústrias	
5	a > 0,4 g	—	—	Bombagem	Muito fortes	—	Medíocres	—	—	> 10 <sup>9</sup>	Grandes aglomerados populacionais, indústrias, instalações nucleares	
6(a)	—	Grande	Elevada	—	—	Inadequado	Medíocres a más	Insuficientes não operacionais	Insatisfa- tórias	—	—	

(a) - Condições anormais - intervenção técnica indispensável

As NOIB prevêem, também, a utilização do índice global de risco e dos índices parciais para o estabelecimento de prioridades de inspecção de barragens (existentes à data da publicação das normas) com vista à sua adequação ao RSB (versão inicial). Neste enquadramento, foram definidas três classes de barragens, a saber:

1. classe A, barragens que têm pelo menos um descritor com uma classificação de 6;
2. classe B, barragens que têm o índice global de risco,  $\alpha_g$ , superior a 20 e o índice parcial R maior ou igual a 3;
3. classe C, as restantes barragens.

A ordenação das barragens dentro de cada uma das classes atende às seguintes regras:

1. na classe A, o número de descritores com classificação 6, devendo, em caso de igualdade, considerar-se, sucessivamente, o valor de  $\alpha_g$ , o valor de R e o valor de  $\alpha_1$ ;
2. nas classes B e C, o valor de  $\alpha_g$ , o valor de R e o valor de  $\alpha_1$ .

### **6.4.2 – Historial de utilização em Portugal**

A utilização do índice global de risco e dos respectivos índices parciais no âmbito da definição dos sistemas de observação e da respectiva exploração conta já com alguns anos de experiência, que se crê bem sucedida, em Portugal.

No que se refere à classificação e à ordenação das barragens com vista à definição de prioridades de inspecção para posterior adequação das mesmas ao RSB, os procedimentos adoptados seguiram uma filosofia diferente da inicialmente preconizada, com base no índice global de risco e nos índices parciais.

Efectivamente, um número significativo de grandes barragens era, à data da publicação do RSB, sujeita a actividades periódicas de avaliação do comportamento, sendo o seu estado e condições de segurança bem conhecidos e controlados.

No âmbito da adequação das barragens existentes ao RSB, o INAG viria a lançar, em 1996, 11 concursos públicos para a realização de estudos pormenorizados, designadamente de avaliação da segurança e definição de medidas de reabilitação, envolvendo 38 grandes barragens (Silva et al., 2005). Tratavam-se de barragens projectadas antes da nova regulamentação, que exibiam indicadores de comportamentos anómalos e cujas consequências potenciais de rotura eram, à partida, consideradas elevadas ou significativas.

Duma maneira geral, eram barragens de donos de obra estatais, na maior parte dos casos com informação disponível das fases de projecto, construção e exploração, o que permitiu uma reflexão fundamentada sobre as condições das mesmas e sobre as medidas de correcção a implementar, com vista à sua adequação ao RSB.

O parque de barragens português inclui, no entanto, um número de obras substancialmente superior, a grande maioria de pequena a média dimensão. Tratam-se, em muitos casos, de barragens de donos de obra particulares, com informação escassa ou mesmo inexistente, o que dificulta, naturalmente, reflexões sobre a sua

segurança e sobre as medidas a adoptar para a sua adequação à regulamentação em vigor. Um grande número destas pequenas e médias barragens é enquadrado pelo RSB.

Visando abranger um número importante destas obras, assim como de grandes barragens com acompanhamento deficiente, o INAG contratou, em 2001, no âmbito do designado *Plano Especial de Inspeção*, diversas empresas de projecto para realização de estudos de análise preliminar qualitativa dos riscos e definição de prioridades de intervenção, para implementação de medidas de controlo de riscos.

Estes estudos basearam-se na análise da informação que foi possível recolher, na realização de visitas de inspeção e no cálculo do índice global de risco modificado. As modificações introduzidas (Caldeira e Silva Gomes, 2006), de pormenor, visaram, essencialmente, contribuir para uma harmonização na classificação dos descritores pelos diferentes consultores adjudicatários e eliminar interpretações divergentes. No Quadro 6.2 apresentam-se as regras gerais de classificação para cálculo do índice global de risco modificado.

Identificam-se, subseqüentemente, algumas diferenças entre o índice global de risco inicial e o modificado:

- i. o descritor  $\alpha_1$ , que se reporta à sismicidade, passa a ter apenas duas classificações possíveis, 2 e 3, 2 para acelerações máximas entre 0,05g e 0,10g e 3 para acelerações máximas entre 0,10g e 0,20g;
- ii. os descritores  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  e  $\alpha_6$  a  $\alpha_9$  passam a poder assumir todas as classificações entre 1 e 6 e o descritor  $\alpha_4$  entre 1 e 5;
- iii. o conteúdo do descritor  $\alpha_4$  é alterado, passando a caracterizar, especificamente, a velocidade de variação do nível da água na albufeira, tendo em conta as características de permeabilidade dos materiais constituintes dos maciços estabilizadores de montante das barragens de aterro com órgão de estanquidade no interior (Quadro A2.1 do Anexo 2);
- iv. os descritores  $\alpha_2$  e  $\alpha_4$  passam a ter classificações em função do tipo de barragem;
- v. os descritores  $\alpha_5$  e  $\alpha_{11}$ , passam a poder assumir a classificação 6, que as NOIB atribuem a condições anormais, implicando intervenção técnica indispensável.

A restrição da classificação do descritor  $\alpha_1$  (alteração mencionada em i), que na definição original do índice global de risco pode assumir todos os valores entre 1 e 5, cobre a generalidade das condicionantes sismológicas das barragens portuguesas. No entanto, barragens com condições de fundação particulares ou na proximidade de falhas activas poderão estar sujeitas, para períodos de retorno de 1000 anos, a acelerações máximas superiores.

A possibilidade de classificação dos descritores  $\alpha_2$  a  $\alpha_9$  com todos os valores entre 1 e 5 vem de encontro à prática corrente que se estabeleceu na utilização do índice global de risco para apoio à definição dos sistemas de observação. Efectivamente, no que se refere a estes descritores, embora as classificações possíveis constantes das regras de classificação discriminadas no Boletim 41 da CIGB e nas NOIB não abranjam todos os valores de 1 a 5, a não explicitação da impossibilidade de utilização de todas as classificações levou a interpretações diversas por parte dos utilizadores.



Quadro 6.2 – Regras gerais de classificação para cálculo do índice global de risco modificado (INAG, 2001).

i	α	CLASSE ASSOCIADA A FACTORES EXTERIORES OU AMBIENTAIS (E)					CLASSE ASSOCIADA À OBRA FIABILIDADE (F)				CLASSE ASSOCIADA A FACTORES HUMANOS E ECONÓMICOS (R)	
		Sismicidade (período de retorno de 1 000 anos)	Escorregamento de taludes (probabilidade)	Cheias superiores à do projecto (probabilidade)	Gestão da albufeira	Ações agressivas (Clima, água, etc)	Dimensio-namento estrutural	Fundações	Órgãos de descarga	Manutenção	Volume da albufeira (m <sup>3</sup> )	Instalações a jusante (associada à probabilidade de ocorrência de pessoas e instalações nas áreas potencialmente inundadas)
1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
2	Muito Baixa 0,05g<a<0,1g	Mínima ou nula	Baixa (barragens de betão e alvenaria)	Muito Boa	Mínimas	Adequado	Muito boas	Elevada fiabilidade	Muito boa	< 10 <sup>5</sup>	Muito reduzida	
3	Baixa 0,1g<a<0,2g	Baixa (barragens de betão e alvenaria)	Baixa (barragens de betão e aterro)	Boa (barragens de betão e alvenaria)	Fracas	Adequado sob o ponto de vista estático	Boas	Média fiabilidade	Boa	10 <sup>5</sup> - 10 <sup>6</sup>	Pequena	
4	---	Média (barragens de betão e alvenaria)	Média (barragens de betão e aterro)	Média (barragens de betão e aterro)	Médias	Satisfatório	Satisfatórias	Baixa fiabilidade	Satisfatória	10 <sup>6</sup> - 10 <sup>7</sup>	Média	
5	---	Média (barragens de betão e alvenaria)	Média (barragens de betão e aterro)	Boa (barragens de betão e alvenaria)	Fortes	Acceptável	Acceptáveis	Reduzida fiabilidade	Acceptável	10 <sup>7</sup> - 10 <sup>9</sup>	Grande	
6(a)	---	Elevada	Elevada	---	Muito fortes	Mediocre	Mediocres	Não fiáveis	Mediocre	> 10 <sup>9</sup>	Elevada	
					Associadas a danos estruturais	Inadequado	Inaceitável	Inexistentes ou inoperacionais	Inaceitável	---	Muito elevada	

(a) - Condições anormais - Intervenção técnica indispensável

Refira-se, a propósito, que o descritor  $\alpha_8$ , constante do Boletim 41 da CIGB e das NOIB, só assume uma classificação possível (para além do valor 6 que corresponde a condições anormais), de 1 (órgãos de descarga fráveis), o que parece, de facto, insuficiente.

A possibilidade de classificar alguns dos descritores em função do tipo de barragem já era utilizada anteriormente, embora apenas relativamente ao índice  $\alpha_3$ . No índice modificado, três descritores –  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  e  $\alpha_4$  – assumem classificações em função do tipo de barragem. Embora esta metodologia não tenha sido estendida aos descritores associados à fiabilidade da obra, julga-se que os descritores relativos aos órgãos de descarga e, em particular, à fundação poderiam, também, assumir classificações diferenciadas em função do tipo de barragem.

A extensão aos descritores  $\alpha_5$  e  $\alpha_{11}$  da possibilidade de atribuição da classificação 6 procura enquadrar preocupações que se reportam directamente ao estado das barragens abrangidas pelos estudos do *Plano Especial de Inspeção*, designadamente, às deteriorações importantes de algumas das obras estudadas.

No que se refere ao descritor  $\alpha_5$ , a classificação 6 atende à ocorrência de danos estruturais, aspecto que talvez ficasse melhor enquadrado se associado à obra e ao cálculo do índice de fiabilidade F.

Relativamente ao descritor  $\alpha_{11}$ , associado às instalações a jusante, a classificação de 6 reporta-se à existência de grandes aglomerados populacionais ou vias de comunicação importantes no vale potencialmente inundável, próximo da barragem (menos de 5 km, no caso de barragens de aterro, e menos de 10 km, no caso de barragens de betão e de alvenaria).

Para além das diferenças anteriormente apontadas, a aplicação do índice global de risco modificado no âmbito do *Plano Especial de Inspeção* encerra uma diferença fundamental relativamente ao índice global de risco original. Esta diferença, que decorre das orientações desenvolvidas pelo LNEC para atribuição das classificações aos vários descritores (que se reproduzem no Quadro 2.1 do Anexo 2), consiste no facto da classificação dos descritores se basear não só na análise de documentação vária disponível sobre as barragens (que nalguns casos era inexistente) mas também, e fundamentalmente, nos resultados das visitas de inspeção.

Os resultados dos índices parciais e do índice global de risco modificado podem, assim, constituir-se como indicadores do estado da barragem e da expectativa do seu comportamento futuro, bem como das consequências resultantes da sua rotura, materializando uma análise de riscos, ainda que preliminar.

### **6.4.3 – Resultados de uma aplicação prática do índice global de risco modificado**

O *Plano Especial de Inspeção* consistiu na análise preliminar de riscos de um conjunto importante de barragens, de pequena a média dimensão, recorrendo ao índice global de risco modificado.

Este Plano abrangeu 573 barragens, 489 das quais eram barragens de terra. Das 489 barragens de terra inspeccionadas, 327 eram enquadradas pelo RSB e 75 eram grandes barragens, de acordo com a definição da CIGB. As barragens foram divididas por lotes (em geral, tendo em conta a sua localização geográfica) adjudicados a diferentes empresas de consultoria, o que permitiu, designadamente, a optimização do tempo de realização deste trabalho.

A autora foi chefe de projecto dos estudos do *Plano Especial de Inspeção* realizados pela COBA, que abrangeram 60 barragens, 59 de aterro e 1 de alvenaria, distribuídas pelos distritos de Lisboa, Santarém e Setúbal. Estes estudos interessaram, pois, cerca de 12% do total das barragens, que foram apenas objecto de tratamento individual.

Caldeira e Silva Gomes (2006) procederam a uma análise global dos resultados de todas as barragens de aterro do *Plano Especial de Inspeção* abrangidas pelo RSB (num total de 327).

No presente contexto, considerou-se pertinente o tratamento dos resultados das barragens de aterro enquadradas pelo RSB estudadas pela autora (36 barragens), por um lado, por se tratar de uma oportunidade de analisar o conjunto dos resultados obtidos e, por outro, para avaliar a coerência ou os desvios em relação aos resultados da globalidade das barragens abrangidas pelo *Plano Especial de Inspeção*.

Este grupo de 36 barragens é designado, subsequentemente, como grupo de controlo.

No anexo 2 (Quadros A2.2 a A2.37) apresenta-se uma ficha preparada para cada uma das barragens do grupo de controlo, onde se resume a justificação das classificações atribuídas aos diferentes descritores e se apresenta um conjunto de fotografias dos vários subsistemas e/ou anomalias reconhecidas. A informação foi compilada a partir dos relatórios da COBA (2001, 2001a a 2001z e 2001aa a 2001 am).

No Quadro 6.3 apresenta-se, para as barragens do grupo de controlo (identificadas pelo nome e código), o ano de construção, a altura máxima, o volume armazenado, a área da bacia hidrográfica e os caudais de cheia. Indicam-se os valores dos índices parciais e do índice global de risco, o número de  $\alpha_i$  igual a 6, as consequências potenciais (em termos de perda potencial de vidas<sup>36</sup>) e a classe da barragem, definida tendo em conta as regras de classificação das NOIB. No Quadro 6.4 discrimina-se a classificação dos descritores afins ao cálculo do índice global de risco,  $\alpha_1$  a  $\alpha_{11}$ .

As 36 barragens do grupo de controlo distribuem-se pelas seguintes classes:

- i. classe A – 22 barragens (61% do total de barragens de aterro estudadas);
- ii. classe B – 3 barragens (8% do total);
- iii. classe C – 11 barragens (31% do total).

---

<sup>36</sup> Considerou-se a perda potencial de vidas igual a 50% da população em perigo.

Quadro 6.3 – Algumas características das barragens do grupo de controlo e resultados obtidos.

Barragem		Ano de construção	H (m)	V (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Bacia hidrográfica (km <sup>2</sup> )	Caudais de cheia (m <sup>3</sup> /s)		Índices parciais e índice global de risco						PPV	Classe
Nome	Código (Ref. Bib.)					100 anos	1000 anos	E	F	R	$\alpha_g$	Nº $\alpha=6$			
Cadouços I	CB001 (COBA, 2001k)	1960	10	110	0,7	7,4	13,5	3,60	4,75	2,50	42,75	2	75	A	
Cadouços III	CB002 (COBA, 2001h)	1996	16	220	0,7	7,4	13,5	3,20	5,50	2,50	44,00	2	85	A	
Cadouços II	CB003 (COBA, 2001g)	?	15	180	0,805	4,6	8,3	3,20	5,50	2,50	44,00	2	120	A	
Fazenda Julieta	CB007 (COBA, 2001p)	1988	11	166	0,47	6,1	9,6	3,20	5,00	2,50	40,00	0	200	A	
Vale do Bebedouro	CB008 (COBA, 2001q)	1987	14,5	750	6,53	37	68,1	3,20	4,50	2,50	36,00	0	50	C	
Pias	CB009 (COBA, 2001r)	?	15	45,5	0,36	4,6	9,4	4,00	4,75	2,00	38,00	1	90	A	
Covões	CB010 (COBA, 2001j)	1992	16	114,3	0,6	8,7	15,9	3,60	5,00	2,00	36,00	2	6	A	
Negrelinhos	CB011 (COBA, 2001s)	1993	16	1157,2	0,35	5,1	9,3	2,00	3,00	4,50	27,00	1	600	A	
Carregal I	CB013 (COBA, 2001t)	1991	17	105	0,75	9,2	16,6	3,40	4,25	2,50	36,13	1	75	C	
Vinte e Dois	CB015 (COBA, 2001u)	?	7	1300	27,7	77,2	140,4	3,60	5,00	3,00	54,00	2	65	A	
Porches	CB016 (COBA, 2001b)	1989	26,6	738	9,87	26,16	-	3,40	3,75	2,50	31,88	0	69	C	
Vale de Arca II	CB017 (COBA, 2001v)	?	22	3500	14,06	56,6	103,9	2,60	4,50	2,50	29,25	0	6	C	
Algale I	CB018 (COBA, 2001o)	?	12	120	2,25	16,8	30,9	3,40	4,75	2,50	40,38	2	63	A	
Algale II	CB019 (COBA, 2001f)	1999	11	248	1,74	17,5	32,2	3,20	4,50	2,50	36,00	1	23	A	
Soberanas de Baixo	CB020 (COBA, 2001ai)	?	12	400	2,18	15,4	28,3	2,80	4,25	2,00	23,80	0	3	C	
Michões	CB021 (COBA, 2001d)	1997	15	1920	15,3	-	49	2,40	1,75	3,00	12,60	0	30	C	
Vale Coirão	CB022 (COBA, 2001c)	1982	15	6400	96,1	-	148	3,00	4,00	3,00	36,00	0	13	B	

Quadro 6.3 (cont.) – Algumas características das barragens do grupo de controlo e resultados obtidos.

Barragem		Ano de construção	H (m)	V (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Bacia hidrográfica (km <sup>2</sup> )	Caudais de cheia (m <sup>3</sup> /s)		Índices parciais e índice global de risco						PPV	Classe
Nome	Código (Ref. Bib.)					100 anos	1000 anos	E	F	R	$\alpha_g$	Nº $\alpha_i=6$			
Maçanedo	CB023 (COBA, 2001w)	?	7	690	22,14	63,8	116	3,60	5,00	2,50	45,00	2	6	A	
Vale da Torre	CB024 (COBA, 2001x)	?	8	216	4,64	27,9	50,6	3,60	4,75	2,50	42,75	1	6	A	
Terça	CB025 (COBA, 2001n)	?	11	396	6,08	31,7	57,5	3,60	5,25	2,50	47,25	3	12	A	
Maroteiras	CB026 (COBA, 2001y)	?	10	120	0,92	9,7	15,2	3,00	4,25	2,50	31,88	1	20	A	
Cabeça de Cabra	CB027 (COBA, 2001z)	?	16	352	1,06	11,8	21,6	3,60	4,50	2,50	40,50	0	25	C	
Sobreira	CB028 (COBA, 2001e)	1997	14	504	2,6	14	25	2,20	2,75	2,50	15,13	0	179	C	
Monte dos Alhos	CB030 (COBA, 2001i)	?	5	383	13,24	-	-	3,60	5,00	2,00	36,00	2	0	A	
Nabos	CB031 (COBA, 2001aa)	1958	10	480	1,31	6,9	12,6	3,20	4,75	2,00	30,40	1	3	A	
Vale de Carneiros	CB032 (COBA, 2001ab)	1958	10	126	0,13	1,6	3	3,00	4,50	2,00	27,00	0	3	C	
Daroeira	CB033 (COBA, 2001)	1953	16	5600	29,56	94,7	167,2	2,80	4,00	3,00	33,60	0	30	B	
Charnequinha	CB034 (COBA, 2001m)	1958	8	410	1,55	8,7	16,1	3,20	4,75	2,00	30,40	1	3	A	
Vale Sanceiro	CB035 (COBA, 2001ac)	?	5	286	15,1	65,5	99,2	3,40	5,25	2,50	44,63	2	25	A	
Vale da Arca I	CB036 (COBA, 2001ad)	?	12	630	1,92	16	29,4	2,60	4,25	3,00	33,15	0	2	B	
Vale da Urça	CB037 (COBA, 2001i)	1988	17	1800	19,78	74	136,8	3,40	5,50	2,50	46,75	2	6	A	
Vale Pinheiro	CB038 (COBA, 2001ae)	1988	7	110	3,18	14,3	26	3,20	4,75	2,00	30,40	2	3	A	
Malhada Alta	CB039 (COBA, 2001af)	?	9	600	64,05	120,1	218,6	3,20	4,50	3,00	43,20	1	15	A	
Valeira Alta	CB043 (COBA, 2001ag)	?	10	140	6,35	23,1	41,8	3,60	5,00	2,50	45,00	2	10	A	
Retorta	CB048 (COBA, 2001ah)	?	10	220	2,4	12	21,7	3,00	5,00	2,50	37,50	0	35	C	
Vergancinho	CB054 (COBA, 2001ai)	1988	18,8	95,039	1,13	18	-	3,00	4,25	2,00	25,50	0	6	C	

**Quadro 6.4 – Classificação dos descritores dos índices parciais que compõem o índice global de risco.**

Barragem		Classificação dos descritores										
Nome	Código	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a <sub>7</sub>	a <sub>8</sub>	a <sub>9</sub>	a <sub>10</sub>	a <sub>11</sub>
Cadouços I	CB001	3	1	6	5	3	4	4	6	5	2	3
Cadouços III	CB002	3	1	4	5	3	6	6	5	5	2	3
Cadouços II	CB003	3	1	4	5	3	6	6	5	5	2	3
Fazenda Julieta	CB007	3	1	4	5	3	5	5	5	5	2	3
Vale do Bebedouro	CB008	3	3	4	3	3	5	5	4	4	2	3
Pias	CB009	3	3	6	5	3	4	5	5	5	1	3
Covões	CB010	3	3	6	3	3	6	4	5	5	2	2
Negrelinhos	CB011	2	1	2	3	2	3	3	3	3	3	6
Carregal I	CB013	2	3	6	3	3	4	4	5	4	2	3
Vinte e Dois	CB015	3	1	6	5	3	5	4	6	5	3	3
Porches	CB016	3	3	5	3	3	4	4	4	3	2	3
Vale de Arca II	CB017	3	1	4	3	2	4	4	5	5	3	2
Algalé I	CB018	3	1	6	5	2	4	4	6	5	2	3
Algalé II	CB019	3	3	5	3	2	6	4	4	4	2	3
Soberanas de Baixo	CB020	3	1	5	3	2	4	4	4	5	2	2
Michões	CB021	3	1	2	3	3	1	3	1	2	3	3
Vale Cobrão	CB022	3	1	5	3	3	5	4	4	3	3	3
Maçanedo	CB023	3	1	6	5	3	4	5	6	5	2	3
Vale da Torre	CB024	3	1	6	5	3	4	5	5	5	2	3
Terça	CB025	3	1	6	5	3	6	4	6	5	2	3
Maroteiras	CB026	3	1	6	3	2	4	4	4	5	2	3
Cabeça de Cabra	CB027	3	3	4	5	3	4	4	5	5	2	3
Sobrena	CB028	3	1	2	3	2	4	3	2	2	2	3
Monte dos Alhos	CB030	3	1	6	5	3	5	4	6	5	2	2
Nabos	CB031	3	1	5	5	2	4	4	6	5	2	2
Vale de Carneiros	CB032	3	1	4	5	2	4	4	5	5	2	2
Daroeira	CB033	3	1	4	4	2	4	4	4	4	3	3
Charnequinha	CB034	3	1	5	5	2	4	4	6	5	2	2
Vale Sanceiro	CB035	3	1	6	5	2	5	5	6	5	2	3
Vale da Arca I	CB036	3	1	4	3	2	4	4	5	4	4	2
Vale da Ursa	CB037	3	1	5	5	3	6	5	6	5	3	2
Vale Pinheiro	CB038	3	1	6	3	3	5	4	6	4	2	2
Malhada Alta	CB039	3	1	6	3	3	5	4	5	4	2	4
Valeira Alta	CB043	3	1	6	5	3	5	4	6	5	2	3
Retorta	CB048	3	1	4	5	2	5	5	5	5	2	3
Vergancinho	CB054	2	3	5	3	2	4	4	5	4	1	3

Nota – As classificações a rosa constituem alterações às classificações dos estudos do *Plano Especial de Inspeção* (COBA, 2001k, 2001p, 2001j e 2001t)

Para estas barragens (com mais de 15 m de altura máxima ou com mais de 100 000 m<sup>3</sup> de volume armazenado), os índices parciais – E, F e R – e o índice global de risco –  $\alpha_g$  – apresentam os seguintes valores (mínimo, máximo, média e desvio padrão):

- i.  $E_{\min}=2,0, E_{\max}=4,0, E_{\text{médio}}=3,18, \sigma_E=0,43$ ;
- ii.  $F_{\min}=1,75, F_{\max}=5,5, F_{\text{médio}}=4,52, \sigma_F=0,77$ ;
- iii.  $R_{\min}=2,0, R_{\max}=4,5, R_{\text{médio}}=2,51, \sigma_R=0,47$ ;
- iv.  $\alpha_{g \min}=12,6, \alpha_{g \max}=54,00, \alpha_{g \text{ médio}}=35,94, \sigma_{\alpha_g}=8,83$ .

No que se refere às classes, o total das barragens de aterro abrangidas pelo RSB estudadas no âmbito do *Plano Especial de Inspeção* apresenta distribuições aproximadas (Caldeira e Silva Gomes, 2006), correspondendo a maior diferença à classe com menor número de barragens (classe B):

- i. classe A – 189 barragens (58% do total de barragens de aterro estudadas);
- ii. classe B – 40 barragens (12% do total);
- iii. classe C – 98 barragens (30% do total).

Relativamente aos índices parciais e ao índice global de risco, os valores correspondentes à totalidade das barragens de aterro abrangidas pelo RSB são os seguintes (Caldeira e Silva Gomes, 2006):

- i.  $E_{\min}=1,6, E_{\max}=4,0, E_{\text{médio}}=2,9, \sigma_E=0,40$ ;
- ii.  $F_{\min}=1,8, F_{\max}=6,0, F_{\text{médio}}=4,2, \sigma_F=0,80$ ;
- iii.  $R_{\min}=1,0, R_{\max}=4,0, R_{\text{médio}}=2,5, \sigma_R=0,60$ ;
- iv.  $\alpha_{g \min}=9,6, \alpha_{g \max}=76,5, \alpha_{g \text{ médio}}=30,6, \sigma_{\alpha_g}=11,50$ .

As diferenças entre os valores médios dos índices parciais do grupo de controlo e da totalidade das barragens não são muito significativas, variando entre cerca de 4 e 10%, sendo superiores os valores médios do grupo de controlo. Estas diferenças repercutem-se numa diferença maior no que se refere aos valores médios do índice global de risco, da ordem de 17%.

Duma maneira geral, os desvios padrão são inferiores no grupo de controlo, por comparação com a globalidade das barragens, como seria de esperar.

As diferenças obtidas resultarão quer de especificidades das barragens do grupo de controlo quer da valoração das anomalias reconhecidas face aos critérios de classificação, que encerra sempre uma componente subjectiva, sendo natural encontrar diferenças entre as equipas de projecto que desenvolveram os estudos.

No sentido de permitir uma apreciação da importância relativa dos vários descritores nos índices parciais e no índice global de risco, discrimina-se, subsequentemente, os respectivos valores mínimo, máximo, médio e desvio padrão das 36 barragens do grupo de controlo:



- i.  $\alpha_1 \text{ min}=2, \alpha_1 \text{ máx}=3, \alpha_1 \text{ médio}=2,92, \sigma_{\alpha_1}=0,28;$
- ii.  $\alpha_2 \text{ min}=1, \alpha_2 \text{ máx}=3, \alpha_2 \text{ médio}=1,44, \sigma_{\alpha_2}=0,84;$
- iii.  $\alpha_3 \text{ min}=2, \alpha_3 \text{ máx}=6, \alpha_3 \text{ médio}=4,89, \sigma_{\alpha_3}=1,21;$
- iv.  $\alpha_4 \text{ min}=3, \alpha_4 \text{ máx}=5, \alpha_4 \text{ médio}=4,08, \sigma_{\alpha_4}=1,00;$
- v.  $\alpha_5 \text{ min}=2, \alpha_5 \text{ máx}=3, \alpha_5 \text{ médio}=2,58, \sigma_{\alpha_5}=0,50;$
- vi.  $\alpha_6 \text{ min}=1, \alpha_6 \text{ máx}=6, \alpha_6 \text{ médio}=4,50, \sigma_{\alpha_6}=1,00;$
- vii.  $\alpha_7 \text{ min}=3, \alpha_7 \text{ máx}=6, \alpha_7 \text{ médio}=4,25, \sigma_{\alpha_7}=0,69;$
- viii.  $\alpha_8 \text{ min}=1, \alpha_8 \text{ máx}=6, \alpha_8 \text{ médio}=4,89, \sigma_{\alpha_8}=1,17;$
- ix.  $\alpha_9 \text{ min}=2, \alpha_9 \text{ máx}=5, \alpha_9 \text{ médio}=4,44, \sigma_{\alpha_9}=0,88;$
- x.  $\alpha_{10} \text{ min}=1, \alpha_{10} \text{ máx}=4, \alpha_{10} \text{ médio}=2,19, \sigma_{\alpha_{10}}=0,58;$
- xi.  $\alpha_{11} \text{ min}=2, \alpha_{11} \text{ máx}=6, \alpha_{11} \text{ médio}=2,83, \sigma_{\alpha_{11}}=0,74.$

No que se refere ao índice E ( $E = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 \alpha_i$ ), os descritores que mais contribuem para o seu valor são o  $\alpha_3$

(probabilidade de ocorrência de cheias superiores às de projecto) e o  $\alpha_4$  (gestão da albufeira), respectivamente, com valores médios de 4,89 e 4,08. Estes valores, elevados, encontram explicação no tipo de barragens em questão (as barragens de aterro são mais penalizadas que as barragens de betão, no que se refere às classificações mais frequentes, de acordo com os critérios de classificação) e às características do parque barragens em estudo (barragens de pequena a média dimensão, em geral de donos de obra particulares pouco sensibilizados para os riscos associados a este tipo de estruturas, muitas das quais sem projecto ou fundamentadas em estudos deficientes e com albufeiras susceptíveis a variações rápidas do nível da água).

Dos descritores afectos ao índice E, o  $\alpha_3$  é o único que assume classificações iguais a 6 (15 das barragens estudadas têm esta classificação), atribuída sempre que a capacidade de encaixe e evacuação das cheias se afigurava insuficiente.

O descritor que menos contribui para o índice E é o  $\alpha_2$  (probabilidade de ocorrência de escorregamentos de taludes), cujo valor médio é de 1,44. Verifica-se, para a generalidade das barragens, uma atribuição de probabilidade de ocorrência de escorregamentos dos taludes da albufeira mínima a nula: das 36 barragens em estudo, 28 foram classificadas com o valor 1 e 8 com o valor 3.

No que se refere ao descritor  $\alpha_1$  (aceleração sísmica máxima para um período de retorno de 1000 anos), este só pode assumir valores de 2 ou 3, condicionados, no essencial, à localização geográfica das barragens, face às cartas de sismicidade de Portugal Continental. No grupo de controlo, as barragens estão distribuídas pelos distritos de Santarém, Lisboa e Setúbal, sendo a classificação 3 a mais frequente (33 barragens, num total de

36), valor que corresponde a acelerações máximas entre 0,10 g e 0,20 g. O valor médio obtido para este descritor foi de 2,92.

Por último, no que se refere ao descritor  $\alpha_5$  (acções agressivas), obteve-se um valor médio de 2,58. O descritor  $\alpha_5$  foi classificado, nas barragens do grupo de controlo, com o valor 2 ou 3, respectivamente, agressividade fraca e média, classificação atribuída em função do tipo de barragem e das condições climatéricas e características do meio em que as obras se inserem.

No que se refere ao índice F ( $F = \frac{1}{4} \sum_{i=6}^9 \alpha_i$ ), os quatro descritores que o definem contribuem de forma muito semelhante para o seu valor:  $\alpha_6$  (dimensionamento estrutural) com um valor médio de 4,50,  $\alpha_7$  (fundações) com um valor médio de 4,25,  $\alpha_8$  (órgãos de descarga) com um valor médio de 4,89 e  $\alpha_9$  (manutenção) com um valor médio de 4,44. Sublinha-se, no entanto, que estes valores, embora muito semelhantes, têm significados distintos. Assim, por exemplo, a classificação 4 dos descritores  $\alpha_6$ ,  $\alpha_7$  e  $\alpha_9$  corresponde a apreciações aceitáveis, enquanto, no caso do descritor  $\alpha_8$ , esta classificação corresponde a uma reduzida fiabilidade.

Os descritores  $\alpha_6$ ,  $\alpha_7$  e  $\alpha_8$  assumem classificações de 6 no total de 6, 2 e 12 barragens, respectivamente.

As classificações distribuem-se, para os quatro descritores afectos ao índice F, essencialmente pelos valores 4, 5 e 6.

O índice F é aquele que mais contribui para o valor do índice global de risco.

Relativamente ao índice R ( $R = \frac{1}{2} \sum_{i=10}^{11} \alpha_i$ ), os dois descritores que lhe estão associados,  $\alpha_{10}$  (volume da albufeira) e  $\alpha_{11}$  (probabilidade de existência de pessoas e instalações nas áreas a jusante potencialmente inundáveis) assumem, em geral, valores baixos a moderados (2 e 3), o que se relaciona directamente com as dimensões das obras em questão e com o respectivo enquadramento. Os valores médios obtidos são de 2,19 e 2,83, respectivamente, para o descritor  $\alpha_{10}$  e para o descritor  $\alpha_{11}$ .

Nas Figuras 6.2 a 6.4 apresentam-se as distribuições das frequências dos vários descritores afectos, respectivamente, aos índices E, F e R, para as barragens do grupo de controlo e para a totalidade das barragens.

No que se refere ao índice E (Figura 6.2), o descritor com maiores diferenças de classificação é o  $\alpha_4$ . O  $\alpha_4$ , relativo à gestão da albufeira, assume, no grupo de controlo, mais vezes a classificação 5 que a classificação 3, ao contrário do que acontece para a totalidade das barragens. As razões associadas à escolha mais frequente da classificação 5, no caso do grupo de controlo, prendem-se, no essencial, com as características das barragens inspeccionadas (barragens de terra com maciços estabilizadores constituídos por materiais finos) e com a possibilidade de ocorrência de esvaziamentos bruscos (por condições precárias dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água), em conformidade com as orientações de aplicação da classificação (Quadro 2.1 do Anexo 2).

O descritor  $\alpha_1$  apresenta, também, algumas diferenças entre as barragens do grupo de controlo e a totalidade das barragens. Trata-se do descritor relativo à sismicidade, sendo, neste caso, as diferenças determinadas pela localização da maioria das barragens do grupo de controlo na zona sísmica A do território português.

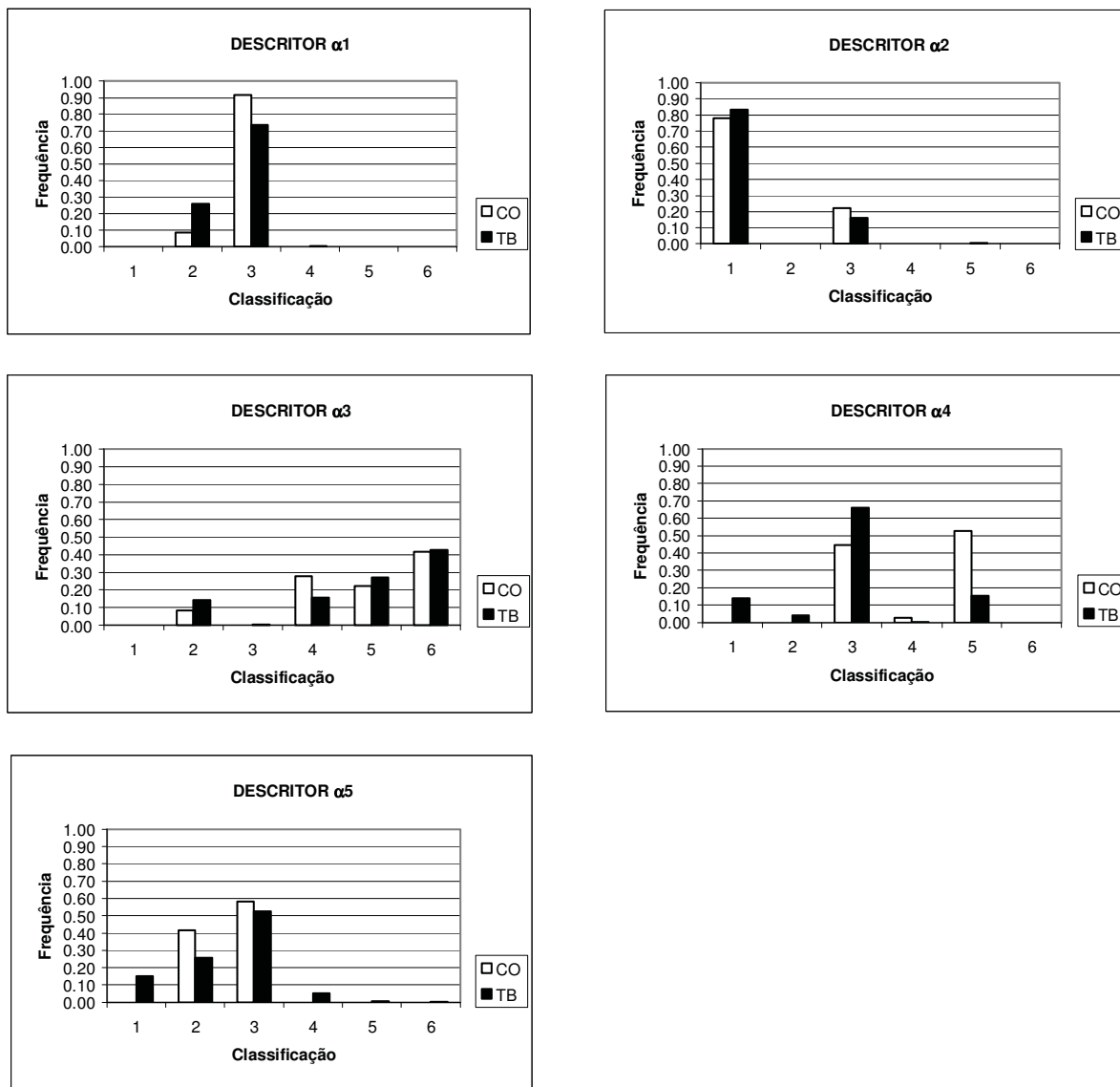


Fig. 6.2 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_1$  a  $\alpha_5$  (relativos ao índice E): i) CO – barragens do grupo de controlo; ii) TB - total das barragens.

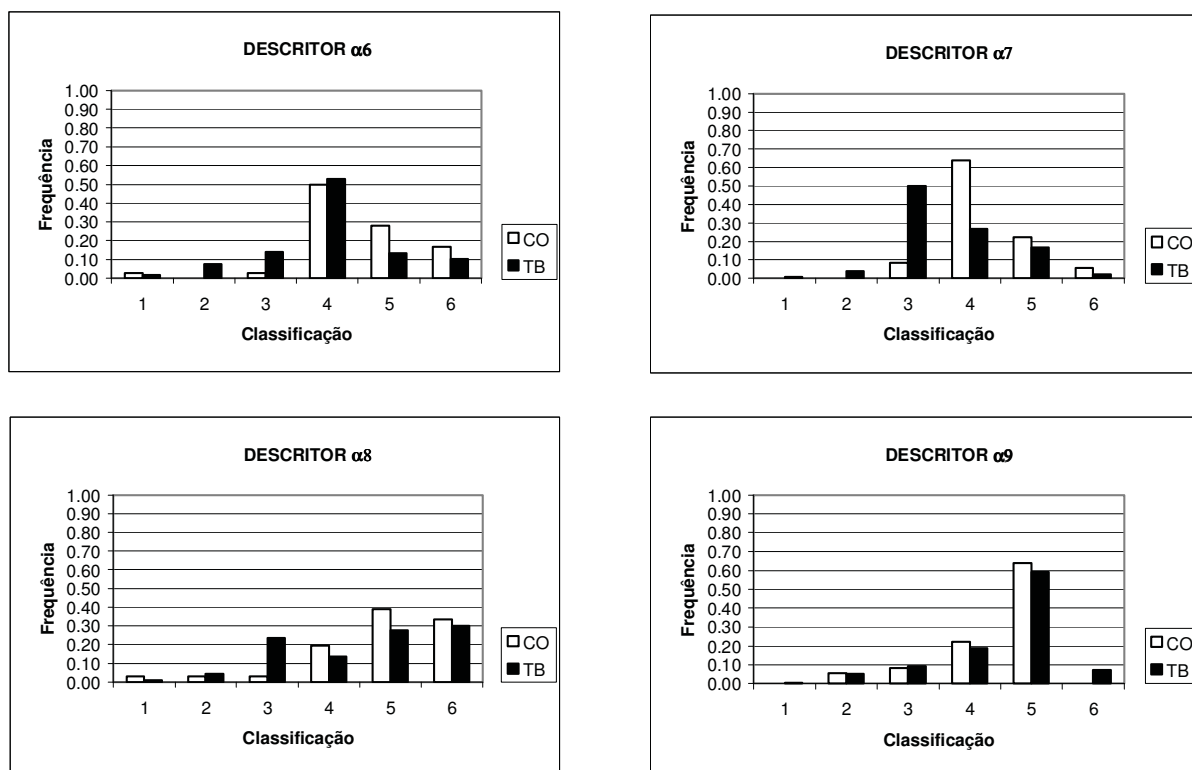


Fig. 6.3 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_6$  a  $\alpha_9$  (relativos ao índice F): i) CO – barragens do grupo de controlo; ii) TB - total das barragens.

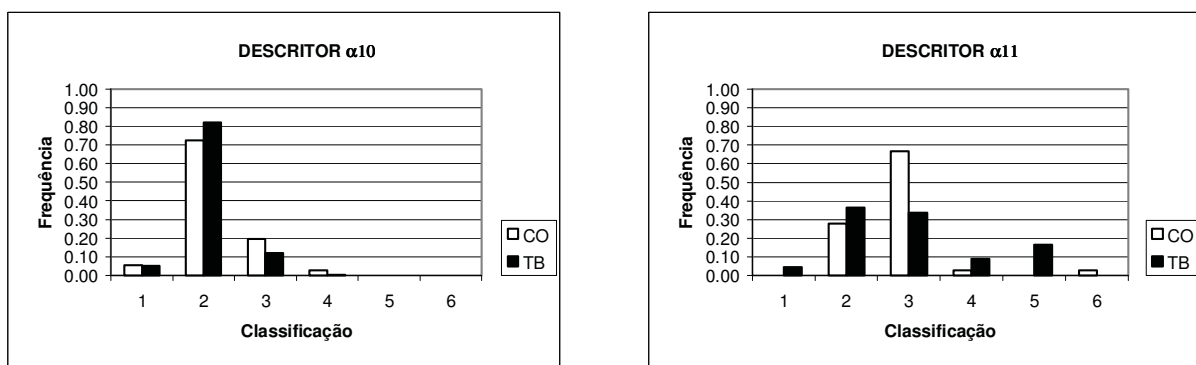


Fig. 6.4 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_{10}$  e  $\alpha_{11}$  (relativos ao índice R) : i) CO – barragens do grupo de controlo; ii) TB - total das barragens.

No que se refere ao índice F (Figura 6.3), o descritor que assume maiores diferenças é o  $\alpha_7$ , relativo à fundação, cujos valores do grupo de controlo são mais gravosos que os correspondentes à totalidade das barragens. No que se refere a esta matéria, pode referir-se que a maioria das barragens do grupo de controlo se funda em maciços terrosos com características friáveis e/ou com deteriorações reconhecidas, o que se reflecte nas classificações mais atribuídas (4 e 5) e poderá justificar as diferenças em relação à globalidade das barragens.

No que se refere ao índice R (Figura 6.4), o descritor com maior diferença é o  $\alpha_{11}$ . O descritor  $\alpha_{11}$  assume, essencialmente, classificações de 2 e 3 no grupo de controlo e reflecte a ocupação do vale a jusante das

barragens, interessando, na generalidade dos casos, zonas agricultadas com casas dispersas e probabilidade baixa a moderada de presença de pessoas nas áreas potencialmente inundadas, em caso de rotura com libertação do volume armazenado.

No Quadro 6.5 apresenta-se a ordenação das barragens, tendo em conta as regras de ordenação previstas nas NOIB. Adoptou-se, como regra complementar de desempate, a perda potencial de vidas.

**Quadro 6.5 – Ordenação das barragens do grupo de controlo, de acordo com as regras de ordenação das NOIB.**

Barragem		Classe	Regras de ordenação					Ordenação
Nome	Código		NOIB				Complementar	
			Nº $\alpha_i=6$	$\alpha_g$	R	$\alpha_1$	PPV	
Terça	CB025	A	3	47,25	2,5	3	12	1
Vinte e Dois	CB015	A	2	54,00	3,0	3	65	2
Vale da Ursa	CB037	A	2	46,75	2,5	3	6	3
Valeira Alta	CB043	A	2	45,00	2,5	3	10	4
Maçanedo	CB023	A	2	45,00	2,5	3	6	5
Vale Sanceiro	CB035	A	2	44,63	2,5	3	25	6
Cadouços II	CB003	A	2	44,00	2,5	3	120	7
Cadouços III	CB002	A	2	44,00	2,5	3	85	8
Cadouços I	CB001	A	2	42,75	2,5	3	75	9
Algalé I	CB018	A	2	40,38	2,5	3	63	10
Covões	CB010	A	2	36,00	2,0	3	6	11
Monte dos Alhos	CB030	A	2	36,00	2,0	3	0	12
Vale Pinheiro	CB038	A	2	30,40	2,0	3	3	13
Malhada Alta	CB039	A	1	43,20	3,0	3	15	14
Vale da Torre	CB024	A	1	42,75	2,5	3	6	15
Pias	CB009	A	1	38,00	2,0	3	90	16
Carregal I	CB013	A	1	36,10	2,5	2	75	17
Algalé II	CB019	A	1	36,00	2,5	3	23	18
Maroteiras	CB026	A	1	31,88	2,5	3	20	19
Nabos	CB031	A	1	30,40	2,0	3	3	20
Charnequinha	CB034	A	1	30,40	2,0	3	3	20
Negrelinhos	CB011	A	1	27,00	4,5	2	600	22
Vale Cobrão	CB022	B	0	36,00	3,0	3	13	23
Daroeira	CB033	B	0	33,60	3,0	3	30	24
Vale da Arca I	CB036	B	0	33,15	3,0	3	2	25
Cabeça de Cabra	CB027	C	0	40,50	2,5	3	25	26
Fazenda Julieta	CB007	C	0	40,00	2,5	3	200	27
Retorta	CB048	C	0	37,50	2,5	3	35	28
Vale do Bebedouro	CB008	C	0	36,00	2,5	3	50	29
Porches	CB016	C	0	31,88	2,5	3	69	30
Vale de Arca II	CB017	C	0	29,25	2,5	3	6	31
Vale de Carneiros	CB032	C	0	27,00	2,0	3	3	32
Vergancinho	CB054	C	0	25,50	2,0	2	6	33
Soberanas de Baixo	CB020	C	0	23,80	2,0	3	3	34
Sobrena	CB028	C	0	15,13	2,5	3	179	35
Michões	CB021	C	0	12,60	3,0	3	30	36

Como foi referido anteriormente, das 36 barragens de aterro abrangidas pelo RSB pertencentes ao grupo de controlo 22 incluem-se na Classe A (barragens com um ou mais descritores classificados com 6), 3 na Classe B (barragens com  $\alpha_g > 20$  e  $R \geq 3$ ) e 11 na Classe C (restantes barragens).

Das 22 barragens que pertencem à Classe A, o número de descritores com a classificação de 6 é de 3, 2 e 1, respectivamente, numa barragem, em doze barragens e em nove barragens.

A primeira regra de ordenação das barragens da Classe A é o número de descritores com esta classificação. Esta regra determina que a barragem classificada em primeiro lugar seja a barragem da Terça, a única com 3 descritores com a classificação de 6.

A barragem da Terça (Fotografias 6.1 a 6.4) é uma pequena barragem com cerca de 11 m de altura máxima, cuja data de construção se desconhece. A albufeira tem uma capacidade de cerca de 400 000 m<sup>3</sup> e a bacia hidrográfica uma área de cerca de 6,1 km<sup>2</sup>. O canal descarregador é escavado no terreno natural, constituído por solos erodíveis. O corpo da barragem e os órgãos hidráulicos apresentam um estado de deterioração significativo. O vale a jusante tem uma ocupação residencial muito reduzida, sendo atravessado, cerca de 500 m a jusante da barragem, pelo IC1.



Fot. 6.1 - Barragem da Terça. Vista geral do coroamento. Fotografia tirada do encontro direito (COBA, 2001n).



Fot. 6.2 - Barragem da Terça. Talude de jusante. Vista do coroamento para a margem direita. Visível vegetação arbustiva e arbórea de grande porte (COBA, 2001n).



Fot. 6.3 - Barragem da Terça. Canal descarregador de cheias escavado no terreno natural. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001n).



Fot. 6.4 - Barragem da Terça. Passadiço de acesso ao volante de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo, em precárias condições de segurança (COBA, 2001n).



Apesar do estado geral da barragem, esta obra não constitui aquela que se classificaria em primeiro lugar no grupo de controlo, embora se inserisse num grupo restrito de barragens (7-8 barragens, aproximadamente 20% das barragens estudadas) a que se daria prioridade de intervenção.

Subsequentemente, procura-se analisar a fiabilidade da ordenação obtida para as barragens da Classe A que é determinada, em primeiro lugar, como referido, pelo número de descritores com classificação 6.

Os três descritores da barragem de Terça classificados com 6 são o  $\alpha_3$  (probabilidade de ocorrência de cheias superiores à do projecto), o  $\alpha_6$  (dimensionamento estrutural) e  $\alpha_8$  (órgãos de descarga).

No que se refere aos descritores  $\alpha_3$  e  $\alpha_8$ , julga-se que estes não devem, nalgumas situações, ser considerados independentes, já que ambos se podem reportar (directa ou indirectamente) à fiabilidade do descarregador de cheias. Atente-se, no caso da barragem de Terça, às justificações (elaboradas em conformidade com as orientações para classificação dos índices) que fundamentam a classificação atribuída a estes dois descritores (Quadro A2.21 do Anexo 2):

1.  $\alpha_3$  – “Indisponibilidade de elementos sobre a cheia de projecto. Aparentemente sem capacidade de encaixe e evacuação da cheia de projecto”;
2.  $\alpha_8$  – “Descarregador de cheias em canal escavado no terreno natural, em terrenos erodíveis, com a secção de entrada em condições precárias de segurança e podendo o seu funcionamento interferir com a estabilidade do corpo da barragem...”.

Das 12 barragens do grupo de controlo que têm dois ou mais descritores classificados com 6, oito têm esta classificação nos descritores  $\alpha_3$  e  $\alpha_8$ . Nestas oito barragens, o descritor  $\alpha_8$  assume a classificação de 6 devido ao descarregador de cheias, sendo que, em duas delas (Algalé I e Vale Sanceiro, respectivamente, na 10ª e na 6ª posições), a classificação de 6 se deve também ao sistema de descarga de fundo e tomada de água.

Em relação aos descritores  $\alpha_3$  e  $\alpha_8$ , dois aspectos podem retirar fiabilidade à ordenação das barragens da Classe A:

1. a possibilidade destes descritores não serem independentes (o que se verifica nas oito barragens que assumem a classificação de 6 nestes dois descritores);
2. a possibilidade da classificação 6 do descritor  $\alpha_8$  se reportar ao descarregador de cheias, ao sistema de descarga de fundo ou a ambos os órgãos.

As restantes quatro barragens que têm dois descritores classificados com 6 são Cadouços III, Cadouços II, Covões e Vale da Ursa que ocupam, respectivamente, as posições 8ª, 7ª, 11ª e 3ª da ordenação.

Tratam-se de quatro barragens que, numa primeira apreciação (sem recurso aos resultados da aplicação deste método e às regras de ordenação das NOIB), se colocariam (pelo menos três delas: Vale da Ursa, Cadouços II e Cadouços III) nos primeiros lugares da ordenação. A explicação que fundamenta esta apreciação reside,

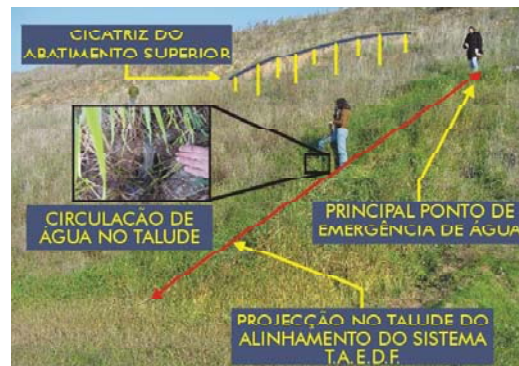


essencialmente, no facto destas barragens exibirem deteriorações estruturais muito graves, capazes de induzirem colapso do corpo da barragem para níveis de água na albufeira normais.

A barragem de Vale da Ursa (Fotografias 6.5 a 6.8) é uma grande barragem com 17 m de altura máxima, concluída em 1988. A albufeira tem uma capacidade de cerca de 1 800 000 m<sup>3</sup> e a bacia hidrográfica uma área de cerca de 20 km<sup>2</sup>. O descarregador de cheias implanta-se no encontro direito, tem uma soleira espessa frontal e um canal descarregador em betão armado que termina numa bacia de dissipação por fixação do ressalto, tipo III do USBR. A conduta do sistema de descarga de fundo e tomada de água estava, à data da visita, em carga (provavelmente sem possibilidade de se proceder ao fecho da comporta de montante). O corpo da barragem e os órgãos hidráulicos apresentavam um estado de deterioração significativo. O vale a jusante tem uma pequena ocupação residencial, materializada essencialmente por casas dispersas associadas a pequenas explorações agrícolas.



Fot. 6.5 - Barragem de Vale da Ursa. Vista geral da barragem. Fotografia tirada do encontro esquerdo (COBA, 2001) .



Fot. 6.6 - Barragem de Vale da Ursa. Localização do principal ponto de emergência de água no talude de jusante, no alinhamento da conduta de descarga de fundo e tomada de água (COBA, 2001).



Fot. 6.7 - Barragem de Vale da Ursa. Caudal a jusante do principal ponto de emergência de água (COBA, 2001).



Fot. 6.8 - Barragem de Vale da Ursa. Torre de tomada do sistema de descarga de fundo e tomada de água. Assinalado o alteamento efectuado (COBA, 2001).

O corpo da barragem de Vale da Ursa exibia diversos estados limite de utilização e últimos, susceptíveis de conduzir ao colapso da obra. Reconheceram-se ressurgências em diversos pontos do aterro, na faixa envolvente ou próxima da projecção no talude de jusante do alinhamento do sistema de descarga de fundo e tomada de água. A ressurgência reconhecida a cotas mais elevadas (cerca de 7 m acima do pé da barragem) debitava vários litros por segundo, aparentemente com material fino em suspensão e estando já materializados caminhos tubulares subhorizontais de erosão interna. Reconheceram-se, também, dois abatimentos, ambos do lado direito (sentido montante-jusante) da zona de maior circulação de água, com cerca de 12 m de largura, atingindo uma

altura máxima acima do pé da barragem de cerca de 10 m e exibindo um rejeito máximo de 1,5 m de altura, tendo-se constatado a presença de água na base destes abatimentos.

As barragens de Cadouços II (Fotografias 6.9 a 6.12) e de Cadouços III (Fotografias 6.13 a 6.15) são barragens muito semelhantes, de construção relativamente recente. Ambas são grandes barragens, respectivamente, com 15 e 16 m de altura máxima. As albufeiras têm capacidades de 180 000 m<sup>3</sup> e 220 000 m<sup>3</sup> e as bacias hidrográficas áreas de cerca de 0,8 km<sup>2</sup> e 0,7 km<sup>2</sup>, respectivamente. Os canais descarregadores de cheias são escavados no terreno natural, constituído por solos erodíveis. Os corpos das barragens, as fundações e os órgãos hidráulicos apresentavam estados de degradação avançados e diversos estados limite, pese embora a idade das barragens (cerca de 5-6 anos quando foram inspeccionadas, em 2001). Os vales a jusante destas obras têm pequena a média ocupação.



Fot. 6.9 - Barragem de Cadouços II. Vista geral do coroamento e dos taludes de montante e de jusante. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001g).



Fot. 6.10 - Barragem de Cadouços II. Pormenor de ravinamentos do rasto do canal descarregador de cheias. Fotografia tirada para jusante (COBA, 2001g).



Fot. 6.11 - Barragem de Cadouços II. Cicatriz de um escorregamento com um rejeito de cerca de 0,8-1,0 m, no talude de jusante (margem direita) (COBA, 2001g).



Fot. 6.12 - Barragem de Cadouços II. Pormenor da cicatriz do escorregamento ocorrido no talude de jusante (COBA, 2001g).

À semelhança da barragem do Vale da Ursa, os corpos destas barragens exibiam patologias graves, tendo sido reconhecidas, em ambos os casos, ressurgências a cotas elevadas do aterro e ressurgências e ravinamentos profundos nos encontros, a jusante. No caso da barragem de Cadouços II, reconheceu-se, ainda, um escorregamento superficial do talude de jusante da barragem, aproximadamente a meia altura do aterro, com um rejeito da ordem de 1 m.





Fot. 6.13 - Barragem de Cadouços III. Vista geral do paramento de jusante (A - ressurgência a cota elevada) (COBA, 2001h).



Fot. 6.14 - Barragem de Cadouços III. Vista geral do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001h).



Fot. 6.15 - Barragem de Cadouços III. Ravinamentos profundos no encontro direito, imediatamente a jusante do aterro da barragem (COBA, 2001h).

A barragem de Covões (Fotografias 6.16 a 6.19) é uma grande barragem com 16 m de altura máxima, concluída em 1992. A albufeira tem uma capacidade de cerca de 114 300 m<sup>3</sup> e a bacia hidrográfica uma área de cerca de 0,6 km<sup>2</sup>. O descarregador de cheias implanta-se no encontro esquerdo, tem uma soleira espessa frontal e um canal descarregador em betão armado que termina numa bacia de dissipação por fixação do ressalto tipo III do USBR. A conduta do sistema de descarga de fundo e tomada de água implanta-se nas cotas inferiores do aterro. O vale a jusante tem pequena ocupação residencial, existindo, essencialmente, algumas casas dispersas.

A barragem de Covões nunca encheu, a albufeira nunca ultrapassou cerca de 1/4 da sua capacidade total, por comportamentos anómalos constatados aquando do primeiro enchimento, designadamente, caudais percolados pelo corpo da barragem excessivos. O coroamento exhibe uma fenda longitudinal de grande desenvolvimento com abertura centimétrica.

As classificações de 6 associadas ao corpo da barragem e à fundação encerram, potencialmente, maior urgência de intervenção que as classificações de 6 associadas aos órgãos hidráulicos. Esta valoração não está, no entanto, contemplada nas regras de ordenação das NOIB.

A este propósito, refira-se que uma barragem com uma classificação de 6 decorrente de um fenómeno de erosão interna que tenha lugar para condições de exploração normais requer maior urgência de intervenção do que uma barragem com uma classificação de 6 associada a uma insuficiente capacidade de vazão do descarregador de cheias, para uma cheia milenária.



**Fot. 6.16 - Barragem de Covões. Vista geral do coroamento. Reconhecidos desnivelamentos, fendilhação longitudinal e vegetação arbustiva. Fotografia tirada para o encontro direito (COBA, 2001j).**



**Fot. 6.17 - Barragem de Covões. Vista geral do paramento de montante. Fotografia tirada do encontro esquerdo (COBA, 2001j).**



**Fot. 6.18 - Barragem de Covões. Vista da soleira descarregadora. Visível algum material arrastado dos taludes confinantes para o interior do canal. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001j).**



**Fot. 6.19 - Barragem de Covões. Vista do volante de manobra da comporta de tomada de água e descarga de fundo. Fotografia tirada do coroamento (COBA, 2001j).**

Naturalmente que quaisquer critérios de ordenação são sempre difíceis de estabelecer, em particular, no caso de barragens com pelo menos um descritor classificado com 6 (associado ao reconhecimento de condições anormais que implicam intervenção técnica indispensável).

Julga-se, não obstante, que um critério talvez mais ajustado de ordenação destas barragens (da classe A) poderia ser o índice de fiabilidade, apesar deste índice não contemplar pesos distintos para os descritores que o compõem e, portanto, não diferenciar a sua importância relativa.

No Quadro 6.6 apresenta-se a ordenação das barragens que resultaria da aplicação deste critério. Em caso de igualdade, utilizaram-se, pela ordem que se indica, os valores de  $\alpha_g$ , de R e de PPV. Neste quadro indica-se, para uma mais fácil comparação, a ordenação inicial das barragens (Quadro 6.5).

**Quadro 6.6 – Ordenação das barragens da classe A do grupo de controlo, de acordo com as regras de ordenação revistas.**

Barragem		Classe	Regras de ordenação propostas				Ordenação	Ordenação inicial
Nome	Código		F	$\alpha_g$	R	PPV		
Vale da Ursa	CB037	A	5,50	46,75	2,5	6	1	3
Cadouços II	CB003	A	5,50	44,00	2,5	120	2	7
Cadouços III	CB002	A	5,50	44,00	2,5	85	3	8
Terça	CB025	A	5,25	47,25	2,5	12	4	1
Vale Sanceiro	CB035	A	5,25	44,63	2,5	25	5	6
Vinte e Dois	CB015	A	5,00	54,00	3,0	65	6	2
Valeira Alta	CB043	A	5,00	45,00	2,5	10	7	4
Maçanedo	CB023	A	5,00	45,00	2,5	6	8	5
Covões	CB010	A	5,00	36,00	2,0	6	9	11
Monte dos Alhos	CB030	A	5,00	36,00	2,0	0	10	12
Cadouços I	CB001	A	4,75	42,75	2,5	75	11	9
Vale da Torre	CB024	A	4,75	42,75	2,5	6	12	15
Algalé I	CB018	A	4,75	40,38	2,5	63	13	10
Pias	CB009	A	4,75	38,00	2,0	90	14	16
Vale Pinheiro	CB038	A	4,75	30,40	2,0	3	15	13
Nabos	CB031	A	4,75	30,40	2,0	3	15	20
Charnequinha	CB034	A	4,75	30,40	2,0	3	15	20
Malhada Alta	CB039	A	4,50	43,20	3,0	15	18	14
Algalé II	CB019	A	4,50	36,00	2,5	23	19	18
Carregal I	CB013	A	4,30	34,00	2,5	75	20	17
Maroteiras	CB026	A	4,25	31,88	2,5	20	21	19
Negrelinhos	CB011	A	3,00	27,00	4,5	600	22	22

Do conhecimento do estado das barragens inspeccionadas e da análise dos elementos disponíveis que permitem formular uma expectativa sobre o seu desempenho futuro, afiguram-se, na generalidade, mais adequadas estas regras de ordenação, embora, naturalmente, uma análise de pormenor resultasse na necessidade de reclassificação de algumas barragens.

No que se refere às barragens das classes B e C, relativamente às quais não se caracterizaram situações de intervenção imediata indispensável, ter como primeiro critério de ordenação o valor do índice global de risco e, como segundo critério, o índice parcial R, parece apropriado.

Uma referência é devida ao terceiro critério de ordenação das barragens das Classes B e C constante das NOIB (e quarto critério de ordenação das barragens da Classe A), o  $\alpha_1$  (descriptor relativo à sismicidade), que não parece ter grande interesse como critério de desempate. Por um lado, um grande número de barragens tem o mesmo valor de  $\alpha_1$ , (para todo o território continental, o índice modificado preconiza apenas duas classificações alternativas: 2 e 3) e, por outro, este descriptor caracteriza a acção sísmica, evento iniciador que está associado a uma percentagem muito reduzida de roturas de barragens.



#### 6.4.4 – Considerações finais

O índice global de risco modificado permitiu realizar uma análise de riscos preliminar de centenas de barragens portuguesas, com base, essencialmente, nos resultados de visitas de inspecção (as informações relativas ao projecto, construção e exploração eram, na grande maioria dos casos, escassas ou inexistentes).

Trata-se da primeira análise de riscos de portefólio de barragens realizada em Portugal (pelo menos com esta dimensão). Os resultados desta análise evidenciam estados de conservação e fiabilidade deficientes da maioria das barragens estudadas. Não obstante, o índice global de risco assume, em média, valores que se podem considerar moderados a elevados, por via das consequências baixas a moderadas que, em geral, resultariam da rotura destas obras.

A maioria das barragens analisadas tem, pelo menos, uma classificação de 6 num dos descritores afins ao cálculo do índice global de risco, ocorrência que determina a necessidade de uma intervenção técnica urgente.

A análise dos resultados do grupo de barragens de controlo e a sua comparação com a análise dos resultados da totalidade das barragens permite inferir que as adaptações introduzidas pelo LNEC com vista à homogeneização dos trabalhos dos diferentes consultores envolvidos foram, no essencial, bem sucedidas.

A hierarquização das barragens do grupo de controlo de acordo com as regras de ordenação das NOIB suscita algumas reservas relativamente à validade destes critérios, no enquadramento das análises de riscos preliminares realizadas, nomeadamente, para a definição de prioridades de intervenção no caso das barragens da classe A<sup>37</sup>.

Tendo por base o objectivo de definir prioridades de intervenção, no âmbito do controlo de riscos, propõem-se os seguintes critérios de ordenação, que se julgam mais apropriados:

1. na classe A, o índice de fiabilidade,  $F$ , devendo, em caso de igualdade, considerar-se, sucessivamente, o valor de  $\alpha_g$ , de  $R$  e de  $PPV$ ;
2. nas classes B e C, o valor de  $\alpha_g$ , devendo, em caso de igualdade, considerar-se, sucessivamente, o valor de  $R$  e de  $F$ .

Tratam-se de regras para uma primeira hierarquização das barragens que podem ser de grande utilidade quando está em causa a comparação relativa de centenas de barragens.

Não obstante, a ordenação que resulta da aplicação destas ou de quaisquer outras regras deverá sempre ser objecto de uma análise crítica por parte de quem analisou as obras, que disporá, em relação a estas, de um conhecimento privilegiado.

---

<sup>37</sup> Recordar-se que as regras de ordenação constantes das NOIB tinham um enquadramento diferente: visavam definir prioridades de inspecção de barragens (existentes à data de publicação das NOIB) com vista à sua adequação ao RSB (versão inicial).

## 6.5 – ÍNDICE DE LAFITTE

### 6.5.1 – Descrição geral

Lafitte (1996) propôs um índice para hierarquização das grandes barragens suíças com vista à definição de prioridades de intervenção ao nível da reabilitação, da observação e do aviso e alerta das populações a jusante, de acordo com os riscos associados.

O índice proposto foi inspirado, de acordo com o autor, no índice global de risco (CIGB, 1982).

A avaliação das condições de risco é efectuada, de forma simplificada, atribuindo classificações (em geral, entre 1 e 6) a um conjunto de descritores ( $\alpha_1$  a  $\alpha_{16}$ ) agrupados em três classes:

- Classe associada às condicionantes locais (CL)

$$CL = \frac{(3\alpha_1 + 4\alpha_2 + 1\alpha_3 + 2\alpha_4 + 3\alpha_5 + 3\alpha_6)}{16} \quad (6.5)$$

- Classe associada à fiabilidade da obra (FO)

$$FO = \frac{(4\alpha_7 + 4\alpha_8 + 1\alpha_9 + 3\alpha_{10} + 2\alpha_{11} + 4\alpha_{12})}{18} \quad (6.6)$$

- Classe associada aos impactes sócio-económicos no vale a jusante (ISE)

$$ISE = \frac{(3\alpha_{13} + 1\alpha_{14} + 1\alpha_{15} + 2\alpha_{16})}{7} \quad (6.7)$$

O índice de risco de Lafitte, IG, é determinado pela seguinte expressão:

$$IG = \frac{(1CL + 2FO + 4ISE)}{7} \quad (6.8)$$

Os descritores utilizados são os seguintes:

- $\alpha_1$  - sismicidade;
- $\alpha_2$  - hidrologia;
- $\alpha_3$  - caudal sólido;
- $\alpha_4$  - clima;
- $\alpha_5$  - geologia;
- $\alpha_6$  - estabilidade dos taludes da albufeira;
- $\alpha_7$  - qualidade do corpo da barragem;
- $\alpha_8$  - qualidade das fundações;
- $\alpha_9$  - variação do nível de água na albufeira;



- $\alpha_{10}$  - descarregador de cheias;
- $\alpha_{11}$  - descargas de fundo e de meio-fundo;
- $\alpha_{12}$  - observação, operação e manutenção;
- $\alpha_{13}$  - consequências na população a jusante;
- $\alpha_{14}$  - consequências no meio ambiente, estruturas e infra-estruturas interferidas;
- $\alpha_{15}$  - importância da infra-estrutura em estudo;
- $\alpha_{16}$  - sistemas de aviso e alerta.

A classificação dos descritores é feita utilizando uma escala qualitativa de 1 a 6, correspondendo 1 à classificação mais favorável e 6 à menos favorável. O autor prevê a utilização de um valor de 20 ou 30 para classificar determinados descritores que exijam intervenções imediatas como, por exemplo, no caso de ser considerada inadequada a qualidade do corpo da barragem (descritor  $\alpha_7$ ).

O autor apresenta as regras gerais de classificação dos descritores, que se reproduzem no Quadro 6.7, referindo, de forma complementar, dois exemplos ilustrativos dos aspectos que devem fundamentar essa classificação que se apresentam subsequentemente:

1. descritor  $\alpha_2$  (hidrologia) - deve ser ponderada a área da bacia hidrográfica, a informação proveniente das estações hidrométricas e hidrográficas relevantes para a bacia em análise, o número e a localização destas estações, o número de anos de medição disponíveis e a qualidade dos dados, etc.;
2. descritor  $\alpha_7$  (qualidade do corpo da barragem) – devem ser analisados os elementos de projecto e as informações da fase de construção, assim como o desempenho da obra durante a sua exploração, atendendo-se, designadamente, às deteriorações e aos comportamentos anómalos registados, assim como ao envelhecimento dos materiais.

O autor não prevê, no caso do descarregador de cheias (descritor  $\alpha_{10}$ ), a possibilidade de classificação com um valor superior a 6, quando este órgão de segurança fundamental for considerado inadequado. Este facto, que em parte poderá encontrar explicação no parque de barragens em questão, constituído maioritariamente por barragens de betão gravidade (menos de 22% das barragens são de terra e enrocamento, como se viu no Capítulo 4), deverá também dever-se ao tipo de subsistema em causa, solicitado apenas em situações transientes.

Quadro 6.7 – Regras gerais de classificação dos descritores para cálculo do índice de Lafitte (Lafitte, 1996).

Descritor Classif.	CLASSE ASSOCIADA ÀS CONDIÇÕES LOCAIS (CL)						CLASSE ASSOCIADA À FIABILIDADE DA OBRA (FO)					
	Sismicidade (Intensidade) (peso 3)	Hidrologia (conhecimento disponível) (peso 4)	Cauçal sólido (quantidade) (peso 1)	Clima (condições climáticas) (peso 2)	Geologia (condições geológicas) (peso 3)	Estabilidade dos taludes da albufera (probabilidade de instabilizações) (peso 3)	Qualidade do corpo da barragem (peso 4)	Qualidade das fundações (peso 4)	Variação do nível da água na albufera (peso 1)	Descarregador de cheias (peso 3)	Descargas de fundo e meio fundo (peso 2)	Observação, operação e manutenção (peso 4)
1	$\alpha_1$ MSK ≤ VI	$\alpha_2$ Bom	$\alpha_3$ Baixo	$\alpha_4$ Amenas	$\alpha_5$ Boas	$\alpha_6$ Muito reduzida	Boa	Boa	Anual ou interanual	Generoso	Generosas	Muito boas
2	VI < MSK ≤ VII	—	—	—	—	Reduzida	—	—	Adequado	—	—	Boas
3	VII < MSK ≤ VIII	Razoável	Médio	Médias	Razoáveis	Média	Aceitável	Aceitável	Mensal	Razoáveis	—	Satisfatórias
4	VIII < MSK ≤ IX	—	—	—	—	Elevada	—	—	—	—	—	—
5	IX < MSK ≤ X	Fraco	Elevado	Extremas	Medíocres	—	—	—	Semanal ou diária	—	—	Inadequadas (20 pontos)
6	X < MSK ≤ XI	—	—	—	—	Possibilidade de ocorrência de grandes escorregamentos	Inadequada (30 pontos)	Inadequada (30 pontos)	—	Inadequado	Inexistentes	Gravemente inadequadas (30 pontos)

Notas: • Classificação ≥6 significa condições anormais, exigindo intervenção indispensável

• MSK – Escala de intensidade sísmica definida em 1964 por Medvedev

Quadro 6.7 (cont.) – Regras gerais de classificação dos descritores para cálculo do índice de Lafitte (Lafitte, 1996).

CLASSE ASSOCIADA					
AOS IMPACTES SOCIO-ECONÓMICOS NO VALE A JUSANTE (ISE)			Sistemas de aviso e alerta		
Conseqüências na população a jusante (peso 3)	Conseqüências no meio ambiente, estruturas e infra-estruturas interferidas (peso 1)	Importância da infra-estrutura em estudo (peso 1)			
$\alpha_{i/3}$	$\alpha_{i/4}$	$\alpha_{i/5}$	$\alpha_{i/6}$		
1 Sem fatalidades	Áreas desabitadas sem valor econômico	Reduzida	Existente (automatizado)		
2 —	Casas isoladas; agricultura	Média	—		
3 5 a 10 fatalidades	Pequenos aglomerados populacionais; agricultura	Significativa	Existente (não automatizado)		
4 —	Cidades de dimensão média; serviços; pequena indústria	Elevada	—		
5 —	Grandes cidades; serviços; comércio; indústria	—	—		
6 Mais da 10 fatalidades	—	—	Inexistente		

Nota: Classificação  $\geq 6$  significa condições anormais, exigindo intervenção indispensável

No que se refere aos pesos de cada um dos descritores nas três classes definidas, salientam-se os seguintes aspectos:

1. classe associada às condicionantes locais (CL) – o maior peso é atribuído ao descritor relativo às condicionantes hidrológicas (peso 4), seguido dos descritores relativos às condicionantes sísmológicas, às condicionantes geológicas e à estabilidade dos taludes da albufeira (peso 3), sendo os menores pesos relativos às condicionantes climáticas (peso 2) e ao caudal sólido (peso 1);
2. classe associada à fiabilidade da obra (FO) – o maior peso é atribuído a três dos seis descritores, designadamente, qualidade do corpo da barragem, qualidade das fundações e qualidade de observação, operação e manutenção (peso 4), a que se seguem o descritor relativo ao descarregador de cheias (peso 3), o descritor relativo às descargas de fundo e de meio fundo (peso 2) e o descritor relativo às variações do nível de água na albufeira (peso 1);
3. Classe associada aos impactes sócio-económicos no vale a jusante (ISE) – o maior peso é atribuído à população potencialmente afectada (peso 3), seguido pelos sistemas de aviso e alerta (peso 2) e pelas consequências no meio ambiente, estruturas e infra-estruturas interferidas e pela importância da infra-estrutura em estudo (ambos os descritores com peso 1).

A atribuição de pesos aos diferentes descritores permite realçar a influência daqueles que se consideram mais relevantes, tendo em conta, designadamente, o tipo e o enquadramento das infra-estruturas em questão. Parece, de facto, conceptualmente mais adequado do que utilizar pesos idênticos, embora seja uma tarefa complexa e subjectiva (designadamente porque tem de ponderar aspectos, por vezes, contraditórios) a atribuição de pesos diferentes aos descritores e às classes ou índices parciais.

A consideração de pesos distintos pode, no entanto, restringir o domínio de aplicação do índice, já que os pesos dos descritores se relacionam directamente com o tipo de barragens do parque em questão e com as condições locais e ambientais em que as obras se inserem.

Salienta-se, por exemplo, o caso do caudal sólido, cuja importância assume relevo particular em alguns países, como é o caso da Argélia, face às condicionantes geomorfológicas das suas bacias hidrográficas principais. Para as barragens argelinas, o peso 1 atribuído a este descritor seria, seguramente, inadequado. Por outro lado, trata-se de um descritor que pode ter, no âmbito da segurança, consequências distintas, em função do tipo de barragem em questão (apresentando uma gravidade potencial superior no caso de barragens de betão e alvenaria, por comparação com barragens de aterro).

Relativamente aos pesos adoptados para os descritores da classe associada à fiabilidade da obra (FO), é de referir que a atribuição de um peso superior aos descritores relativos à barragem e às fundações (4), por comparação com o peso do descritor relativo ao descarregador de cheias (3) e às descargas de fundo e de meio fundo (2), parece adequado, se se tiver em conta que os órgãos hidráulicos de segurança só são utilizados em situações transientes, por comparação com situações permanentes (para além das razões já mencionadas, associadas ao tipo de barragens do parque em questão).

A atribuição de pesos distintos às três classes para cálculo do índice de risco de Laffite reflecte a importância relativa atribuída a estas classes. Esta importância relativa traduzirá o contexto em que se insere o parque de barragens suíço mas também as opções do autor, designadamente, da parcela do risco que este valoriza mais.

No presente caso, é a classe associada aos impactes sócio-económicos no vale a jusante que assume um peso preponderante (peso 4), por comparação com as outras classes: a classe associada à fiabilidade da obra, com peso 2, e a classe associada às condicionantes locais, com peso 1.

Na Figura 6.5 apresenta-se um organograma para orientação da aplicação do método.

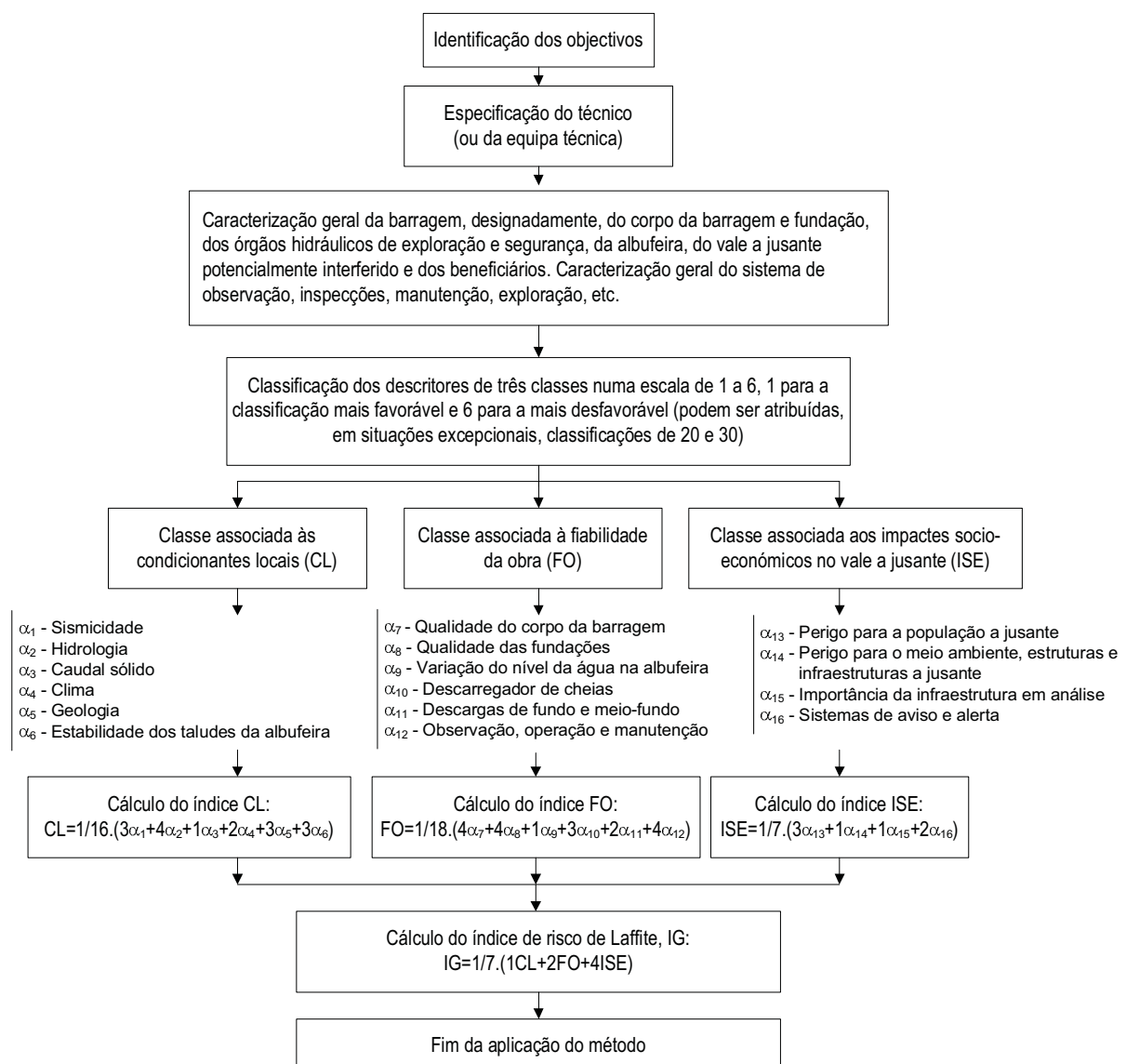


Fig. 6.5 – Organograma de aplicação do índice de risco de Laffite.

## 6.5.2 – Resultados de uma aplicação prática

O autor aplicou o índice a 42 barragens suíças controladas pelo Estado. No total, o Estado tinha, em 1996, cerca de 200 barragens à sua responsabilidade, 95% das quais para produção de energia eléctrica (Lafitte, 1996). Das 200 barragens sob responsabilidade do Estado, 25 tinham mais de 100 m de altura e 87 mais de 1 milhão de metros cúbicos armazenados.

Os resultados do estudo realizado permitem tirar as seguintes conclusões:

- i. no que se refere ao índice associado às condicionantes locais (CL), todas as barragens, à excepção de uma, apresentam valores inferiores ao valor médio (sendo este valor médio referido à escala de classificação adoptada: 1 a 6);
- ii. no que se refere ao índice associado à fiabilidade da obra (FO), todas as barragens apresentam valores abaixo do valor médio, sendo que 39 barragens em 42 apresentam valores inferiores a 0,7 vezes esse valor;
- iii. no que se refere ao índice associado aos impactes socio-económicos no vale a jusante (ISE), a grande maioria das barragens assume valores acima de 1,3 vezes o valor médio.

Tratam-se, portanto, de barragens relativamente às quais as condições locais não serão particularmente desfavoráveis, que terão sido dimensionadas e mantidas de forma adequada e cujas consequências duma eventual rotura serão elevadas.

Estes resultados da aplicação do índice de Lafitte ao parque de barragens suíço ajudam a compreender os pesos atribuídos pelo autor aos índices parciais associados às três classes.

## 6.6 – RISK BASED PROFILING SYSTEM

### 6.6.1 – Descrição geral

O *risk based profiling system* (RBPS) foi apresentado pelo USBR em 2001 com vista à identificação das barragens com maiores riscos e à hierarquização da implementação de actividades no âmbito da segurança (USBR, 2001).

De acordo com o USBR, o RBPS tem vindo a ser utilizado desde 2001 e substituiu o *Technical Priority Rating* (TPR), índice desenvolvido em 1986 que não integrava os actuais conceitos do risco (USBR, 2001).

O RBPS avalia as condições de risco para quatro classes que se reportam, de acordo com a interpretação do USBR, aos principais “modos de colapso”, sendo que estes são identificados não em função dos resultados no sistema (ex: erosão externa do corpo da barragem), como é mais usual, mas em função de situações de carregamento que os originam (ex: sismos).

Para cada uma destas quatro classes são calculados *índices de colapso* (IC), tendo em conta os respectivos conjuntos de descritores e suas classificações, assim como regras de associação predefinidas, conforme se discrimina subseqüentemente.

1. Índice de colapso para a situação de carregamento 1, designado por *estático* (IC<sub>EST</sub>):

$$IC_{EST} = A_{EST} \times B_{EST} \quad (6.9)$$

sendo, para barragens de aterro,

$A_{EST}$  – factor de carga que assume o valor 1;

$B_{EST}$  – factor de resposta, cujo valor máximo é 300, dado por

$$B_{BEST} = F_0 \cdot \alpha_1 + \sum_{i=2}^6 \alpha_i \quad (6.10)$$

com

$F_0$  – coeficiente de ajustamento que pondera o tipo de concepção hidráulico-operacional do sistema de descarga de fundo e as actividades de inspecção e manutenção deste sistema, cujos valores mínimo e máximo são, respectivamente, 1 e 4;

$\alpha_1$  – descritor relativo ao sistema de descarga de fundo e tomada de água (condições de fundação, aterros envolventes, desempenho e deteriorações dos materiais), cujo valor máximo é 19;

$\alpha_2$  – descritor relativo à fase de enchimento da albufeira, cujo valor máximo é 75 (para albufeiras cujos níveis nunca atingiram valores superiores a 50% da altura hidráulica máxima);

$\alpha_3$  – descritor relativo a indicadores de desempenhos anómalos do corpo da barragem e fundação, cujo valor máximo é 79;

$\alpha_4$  – descritor relativo à concepção estrutural e à execução da barragem, cujo valor máximo é 28;

$\alpha_5$  – descritor relativo às condições geológico-geotécnicas da fundação, cujo valor máximo é 18;

$\alpha_6$  – descritor relativo à observação e inspecção da barragem, cujo valor máximo é 24.

2. Índice de colapso para a situação de carregamento 2, designado por *hidrológico* (IC<sub>HID</sub>):

$$IC_{HID} = F_3(F_1 \alpha_7 + F_2 \alpha_8) \quad (6.11)$$

sendo,

$F_1$  – coeficiente de ajustamento que pondera a dimensão da bacia hidrográfica, cujos valores mínimo e máximo são, respectivamente, 1,0 e 2,0;

$F_2$  – coeficiente de ajustamento que pondera a influência do degelo no hidrograma de cheias e os estudos de base disponíveis, cujos valores mínimo e máximo são, respectivamente, 1,0 e 2,0;



$F_3$  – coeficiente de ajustamento que pondera aspectos da concepção estrutural da barragem, cujos valores mínimo e máximo são, respectivamente, 0,8 e 2,0;

$\alpha_7$  – descritor relativo à capacidade de vazão do descarregador de cheias, cujo valor máximo é 50;

$\alpha_8$  – descritor relativo à capacidade de amortecimento da albufeira, cujo valor máximo é 25.

3. Índice de colapso para a situação de carregamento 3, designado por *sísmico* ( $IC_{SIS}$ ):

$$IC_{SIS} = A_{SIS} B_{SIS} \quad (6.12)$$

sendo, para barragens de aterro

$A_{SIS}$  – factor de carga atribuído em função da aceleração máxima horizontal para um período de retorno de 2500 anos, cujos valores mínimo e máximo são, respectivamente, 0 e 1;

$B_{SIS}$  – factor de resposta, função da concepção e dimensionamento, das características do aterro e da fundação, e do valor da folga normal, cujos valores mínimo e máximo são, respectivamente, 5 e 300.

4. Índice de colapso para a situação de carregamento 4, designado por *operação, manutenção e segurança* ( $IC_{OMS}$ ):

$$IC_{OMS} = \alpha_9 + \alpha_{10} \quad (6.13)$$

sendo,

$\alpha_9$  – descritor relativo a situações de operação anómalas que materializem perigo para a obra, operadores ou público em geral, cujo valor máximo é 80;

$\alpha_{10}$  – descritor relativo a indicadores de eventuais situações anómalas futuras, cujo valor máximo é 20;

Os índices de colapso assumem os seguintes valores máximos:

i.  $IC_{EST}=300$ ;

ii.  $IC_{HID}=300$ ;

iii.  $IC_{SIS}=300$ ;

iv.  $IC_{OMS}=100$ .

O USBR define, para cada uma das quatro classes, um índice de risco (IR). Nos casos de carregamento 1, 2 e 3, os índices de risco são calculados pelo produto entre o índice de colapso e um coeficiente  $F_4$ , relativo à perda potencial de vidas (PPV) que ocorreria no vale a jusante. No caso de carregamento 4, o índice de risco é calculado pelo produto do índice de colapso por 0,1. Assim:

$$i. \quad IR_{EST}=F_4 IC_{EST}; \quad (6.14)$$

$$ii. \quad IR_{HID}=F_4 IC_{HID}; \quad (6.15)$$

$$\text{iii. } IR_{SIS} = F_4 IC_{SIS}; \quad (6.16)$$

$$\text{iv. } IR_{OMS} = 0,1 \cdot IC_{OMS}. \quad (6.17)$$

O coeficiente  $F_4$  é calculado, para os trechos de desenvolvimento a jusante da barragem nos quais o vale é dividido ( $L_i$ ), em função do número de pessoas em perigo (PAR), da velocidade de formação da brecha (no caso de barragens de aterro), da distância à barragem do trecho em estudo, da severidade da cheia, do tempo de aviso e alerta e do tipo de sistemas de aviso e alerta implementados.

O USBR utiliza, ainda, duas medidas das condições de risco para a hierarquização das barragens:

- i. o número de pessoas em perigo (PAR);
- ii. o índice sócio-económico (ISE), calculado para os casos de carregamento 1, 2 e 3, pelo produto entre o índice de colapso dividido por 1000 e o valor de PAR ( $ISE_{EST} = IC_{EST} PAR / 1000$  para o caso *estático*,  $ISE_{HID} = IC_{HID} PAR / 1000$  para o caso *hidrológico* e  $ISE_{SIS} = IC_{SIS} PAR / 1000$  para o caso *sísmico*).

De acordo com o USBR, o índice sócio-económico abrange também consequências culturais e ambientais, embora esta definição não se afigure clara tendo em conta as variáveis que o condicionam, nomeadamente, os índices de colapso e o número de pessoas em perigo. Na bibliografia consultada, encontra-se referência à possibilidade de incorporação de factores específicos no cálculo do índice sócio-económico para atender, de forma explícita, às consequências sociais, económicas, culturais e ambientais.

O método prevê a soma dos índices de colapso, de risco e sócio-económicos das várias classes, para caracterização das condições de risco totais da barragem:

$$\text{i. } IC = IC_{EST} + IC_{HID} + IC_{SIS} + IC_{OMS}; \quad (6.18)$$

$$\text{ii. } IR = IR_{EST} + IR_{HID} + IR_{SIS} + IR_{OMS}; \quad (6.19)$$

$$\text{iii. } ISE = ISE_{EST} + ISE_{HID} + ISE_{SIS}. \quad (6.20)$$

Nos Quadros 6.8 a 6.12 e nas Figuras 6.6 a 6.9 apresentam-se as orientações para atribuição das classificações dos vários descritores e coeficientes relativos ao cálculo dos índices acima discriminados.

O USBR não faz referência a regras de ordenação das barragens com base nestes índices.

**Quadro 6.8 – Índice de colapso para a situação de carregamento 1. Classificação dos descritores e do coeficiente associado.**

Descritor/ Coeficiente	Identificação das situações que se aplicam (1 para verdadeiro e 0 para falso)		Classificação
$\alpha_1$	$\alpha_{1.1}$ – Inexistência de filtros a jusante ou no envolvimento do trecho de jusante da galeria (ou conduta).	1 ou 0	$\alpha_1 = 4 \left( \sum_{i=1}^6 \alpha_{1.i} \right)$ se $\sum_{i=1}^6 \alpha_{1.i} \leq 4$ $\alpha_1 = 19$ se $\sum_{i=1}^6 \alpha_{1.i} > 4$
	$\alpha_{1.2}$ – Galeria (ou conduta) implantada em vala de profundidade superior à altura da galeria com taludes de escavação íngremes e/ou nas proximidades de um dos encontros.	1 ou 0	
	$\alpha_{1.3}$ – Material da conduta susceptível à corrosão, em estado de deterioração avançado ou desconhecido ou galeria em alvenaria.	1 ou 0	
	$\alpha_{1.4}$ – Galeria com formas geométricas inadequadas, tais como saliências, ou elementos geométricos que dificultem a compactação dos aterros na zona envolvente da galeria ou aterros na zona envolvente mal compactados.	1 ou 0	
	$\alpha_{1.5}$ – Fendilhação da galeria, abertura de juntas, zonas húmidas ou ressurgências para o interior da galeria.	1 ou 0	
	$\alpha_{1.6}$ – Galeria (ou conduta) fundada em solos ou em rochas brandas de compressibilidade ou expansibilidade significativas.	1 ou 0	
$\alpha_2$	$\alpha_{2.1}$ – A albufeira nunca encheu acima de 50% da altura hidráulica máxima.	1 ou 0	$\alpha_2 = 75$
	$\alpha_{2.2}$ – A albufeira encheu até níveis entre 50 e 75% da altura hidráulica máxima.	1 ou 0	$\alpha_2 = 50$
	$\alpha_{2.3}$ – A albufeira encheu até níveis entre 75 e 90% da altura hidráulica máxima.	1 ou 0	$\alpha_2 = 25$
	$\alpha_{2.4}$ – A albufeira encheu até níveis entre 90 e 95% da altura hidráulica máxima.	1 ou 0	$\alpha_2 = 10$
	$\alpha_{2.5}$ – A albufeira encheu até níveis entre 95 e 100% da altura hidráulica máxima.	1 ou 0	$\alpha_2 = 5$
	$\alpha_{2.6}$ – O primeiro enchimento já ocorreu.	1 ou 0	$\alpha_2 = 0$
$\alpha_3$	$\alpha_{3.1}$ – Ressurgências com arrastamento de finos.	1 ou 0	$\alpha_3 = 79$ se $\sum_{i=1}^2 \alpha_{3.i} \geq 1$ $\alpha_3 = 40$ se $\sum_{i=1}^2 \alpha_{3.i} = 0 \text{ e } \sum_{i=3}^9 \alpha_{3.i} \geq 5$
	$\alpha_{3.2}$ – Ressurgências com caudal crescente com o aumento do nível de água da albufeira.	1 ou 0	
	$\alpha_{3.3}$ – Caudal elevado.	1 ou 0	
	$\alpha_{3.4}$ – Fendilhação ou movimentos visíveis nos taludes.	1 ou 0	

**Quadro 6.8 (cont.) – Índice de colapso para a situação de carregamento 1. Classificação dos descritores e do coeficiente associado.**

Descritor/ Coeficiente	Identificação das situações que se aplicam (1 para verdadeiro e 0 para falso)		Classificação
$\alpha_3$ (cont.)	$\alpha_{3.5}$ – Subsidiências, depressões.	1 ou 0	$\alpha_3=30$ se $(\sum_{i=1}^2 \alpha_{3,i}) = 0$ e $(\sum_{i=3}^9 \alpha_{3,i}) = 4$ $\alpha_3=20$ se $(\sum_{i=1}^2 \alpha_{3,i}) = 0$ e $(\sum_{i=3}^9 \alpha_{3,i}) = 3$ $\alpha_3=10$ se $(\sum_{i=1}^2 \alpha_{3,i}) = 0$ e $(\sum_{i=3}^9 \alpha_{3,i}) = 2$ $\alpha_3=5$ se $(\sum_{i=1}^2 \alpha_{3,i}) = 0$ e $(\sum_{i=3}^9 \alpha_{3,i}) = 1$
	$\alpha_{3.6}$ – Sistema drenante do pé da barragem deficiente.	1 ou 0	
	$\alpha_{3.7}$ – Deteriorações do coroamento (erosões, movimentos horizontais ou verticais significativos, subsidiências, fendilhação transversal, árvores, etc.).	1 ou 0	
	$\alpha_{3.8}$ – Níveis artesianos elevados nos terrenos de fundação do pé de jusante da barragem.	1 ou 0	
	$\alpha_{3.9}$ – Protecções de taludes inadequadas.	1 ou 0	
$\alpha_4$	$\alpha_{4.1}$ – Inexistência de filtros a jusante do núcleo e sob o maciço estabilizador de jusante ou zonas adjacentes de materiais distintos em que o material de jusante não é filtro do material de montante.	1 ou 0	$\alpha_4 = 4(\sum_{i=1}^7 \alpha_{4,i})$
	$\alpha_{4.2}$ – Inexistência de tratamento da superfície de fundação em maciços rochosos com diaclases abertas.	1 ou 0	
	$\alpha_{4.3}$ – Inexistência de valas drenantes de captação e condução dos caudais para jusante.	1 ou 0	
	$\alpha_{4.4}$ – Material do núcleo potencialmente erodível (predominantemente arenoso ou siltoso ou constituído por argilas dispersivas).	1 ou 0	
	$\alpha_{4.5}$ – Inexistência de vala corta-águas em terrenos de fundação permeáveis.	1 ou 0	
	$\alpha_{4.6}$ – Compactação deficiente dos aterros da barragem.	1 ou 0	
	$\alpha_{4.7}$ – Impossibilidade de esvaziamento da albufeira.	1 ou 0	
$\alpha_5$	$\alpha_{5.1}$ – Maciço rochoso muito fracturado e/ou diaclases abertas em contacto com o núcleo.	1 ou 0	$\alpha_5 = 3(\sum_{i=1}^6 \alpha_{5,i})$
	$\alpha_{5.2}$ – Solos de fundação com granulometria grosseira.	1 ou 0	
	$\alpha_{5.3}$ – Existência de níveis de baixa resistência e/ou elevada deformabilidade, potenciando, designadamente, instabilidade de taludes.	1 ou 0	
	$\alpha_{5.4}$ – Solos potencialmente erodíveis (predominantemente arenosos ou siltosos) ou rochas brandas de baixa resistência à erosão.	1 ou 0	

**Quadro 6.8 (cont.) - Índice de colapso para a situação de carregamento 1. Classificação dos descritores e do coeficiente associado.**

Descritor/ Coeficiente	Identificação das situações que se aplicam (1 para verdadeiro e 0 para falso)		Classificação
$\alpha_5$ (cont.)	$\alpha_{5.5}$ – Maciços rochosos potencialmente solúveis.	1 ou 0	
	$\alpha_{5.6}$ – Possibilidade de ocorrência de grandes escorregamentos dos taludes da albufeira com capacidade para provocar galgamento da barragem.	1 ou 0	
$\alpha_6$	$\alpha_{6.1}$ – Inexistência de dispositivos de observação ou dispositivos de observação que não são objecto de leitura (excluindo dispositivos de medição de deslocamentos superficiais).	1 ou 0	$\alpha_6 = 3 \left( \sum_{i=1}^8 \alpha_{6.i} \right)$
	$\alpha_{6.2}$ – Inexistência de um plano de observação que oriente as campanhas de leituras e a interpretação dos dados.	1 ou 0	
	$\alpha_{6.3}$ – Leituras dos dispositivos de observação não validadas ou analisadas.	1 ou 0	
	$\alpha_{6.4}$ – Alterações súbitas nas leituras dos dispositivos de observação.	1 ou 0	
	$\alpha_{6.5}$ – Dispositivos de observação não automatizados.	1 ou 0	
	$\alpha_{6.6}$ – Inspeção visual menos frequente que uma vez por semana.	1 ou 0	
	$\alpha_{6.7}$ – Inspeção visual menos frequente que uma vez por mês.	1 ou 0	
	$\alpha_{6.8}$ – Dificuldades de inspeção do pé de jusante.	1 ou 0	
$F_0$	$F_{0.1}$ – Equipamento de controlo no meio da galeria, sendo o trecho de jusante em conduta instalada em galeria acessível. Inspeção e manutenção frequentes.	1 ou 0	se $F_{0.1}=1, F_0=1$
	$F_{0.2}$ – Equipamento de controlo no meio da galeria, sendo a secção de vazão a jusante a secção da galeria. Inspeção e manutenção ocasionais.	1 ou 0	se $F_{0.2}=1, F_0=2$
	$F_{0.3}$ – Equipamento de controlo no topo de montante da galeria, sendo a secção de vazão a jusante a secção da galeria. Inspeção e manutenção ocasionais.	1 ou 0	se $F_{0.3}=1, F_0=3$
	$F_{0.4}$ – Equipamento de controlo à saída da galeria. Inspeção e manutenção raras.	1 ou 0	se $F_{0.4}=1, F_0=4$

**Quadro 6.9 – Índice de colapso para a situação de carregamento 2. Classificação dos descritores e dos coeficientes associados.**

Descritor/ Coeficiente	Identificação da situação que se aplica	Classificação
$\alpha_7$	A capacidade de vazão do descarregador de cheias é inferior ao caudal de ponta da cheia com período de retorno de 100 anos.	50
	A capacidade de vazão do descarregador de cheias é igual a 1 a 2 vezes o caudal de ponta da cheia com período de retorno de 100 anos.	25
	A capacidade de vazão do descarregador de cheias é igual a 2 a 3 vezes o caudal de ponta da cheia com período de retorno de 100 anos.	10
	A capacidade de vazão do descarregador de cheias é igual a 3 a 4 vezes o caudal de ponta da cheia com período de retorno de 100 anos.	5
	A capacidade de vazão do descarregador de cheias é superior a 4 vezes o caudal de ponta da cheia com período de retorno de 100 anos.	2
	A albufera tem capacidade para amortecer o volume da PMF.	0
$\alpha_8$	O volume amortecido na albufera é inferior a 50% do volume da cheia com período de retorno de 100 anos.	25
	O volume amortecido na albufera situa-se entre 50 e 100% do volume da cheia com período de retorno de 100 anos.	15
	O volume amortecido na albufera situa-se entre 1 a 2 vezes o volume da cheia com período de retorno de 100 anos.	7
	O volume amortecido na albufera situa-se entre 2 a 3 vezes o volume da cheia com período de retorno de 100 anos.	3
	O volume amortecido na albufera é superior a 3 vezes o volume da cheia com período de retorno de 100 anos.	1
	O volume da cheia com período de retorno de 100 anos é desconhecido.	20
	A albufera tem capacidade para amortecer o volume da PMF.	0
F1	Área da bacia hidrográfica inferior a 130 km <sup>2</sup> .	2,0
	Área da bacia hidrográfica entre 130 e 259 km <sup>2</sup> .	1,7
	Área da bacia hidrográfica entre 259 e 2590 km <sup>2</sup> .	1,4
	Área da bacia hidrográfica superior a 2590 km <sup>2</sup> .	1,0
F2	Inexistência do hidrograma da cheia de 100 anos. O volume da cheia é estimado com base no TP-40 <sup>38</sup> e o degelo constitui a maior parte do volume.	2,0
	Inexistência de hidrograma de cheia. O volume da cheia é estimado com base no TP-40 e o degelo constitui uma parte significativa do volume.	1,5
	Inexistência de hidrograma de cheia. O volume da cheia é estimado com base no TP-40 e o degelo tem uma contribuição insignificante para o volume.	1,2
	O degelo não contribui para o volume da cheia.	1,0
	O hidrograma da cheia centenária inclui a contribuição do degelo.	1,0
F3	Núcleo estreito ou composto por materiais sem plasticidade.	2,0
	Núcleo largo composto por materiais plásticos.	1,7
	Barragem de aterro dotada de protecção para galgamento.	0,8

<sup>38</sup> O TP-40 (*Technical Paper nº 40 da autoria do US Weather Bureau*) apresenta, para os EUA, isolinhas da precipitação com 24 h de duração, para diferentes períodos de retorno.

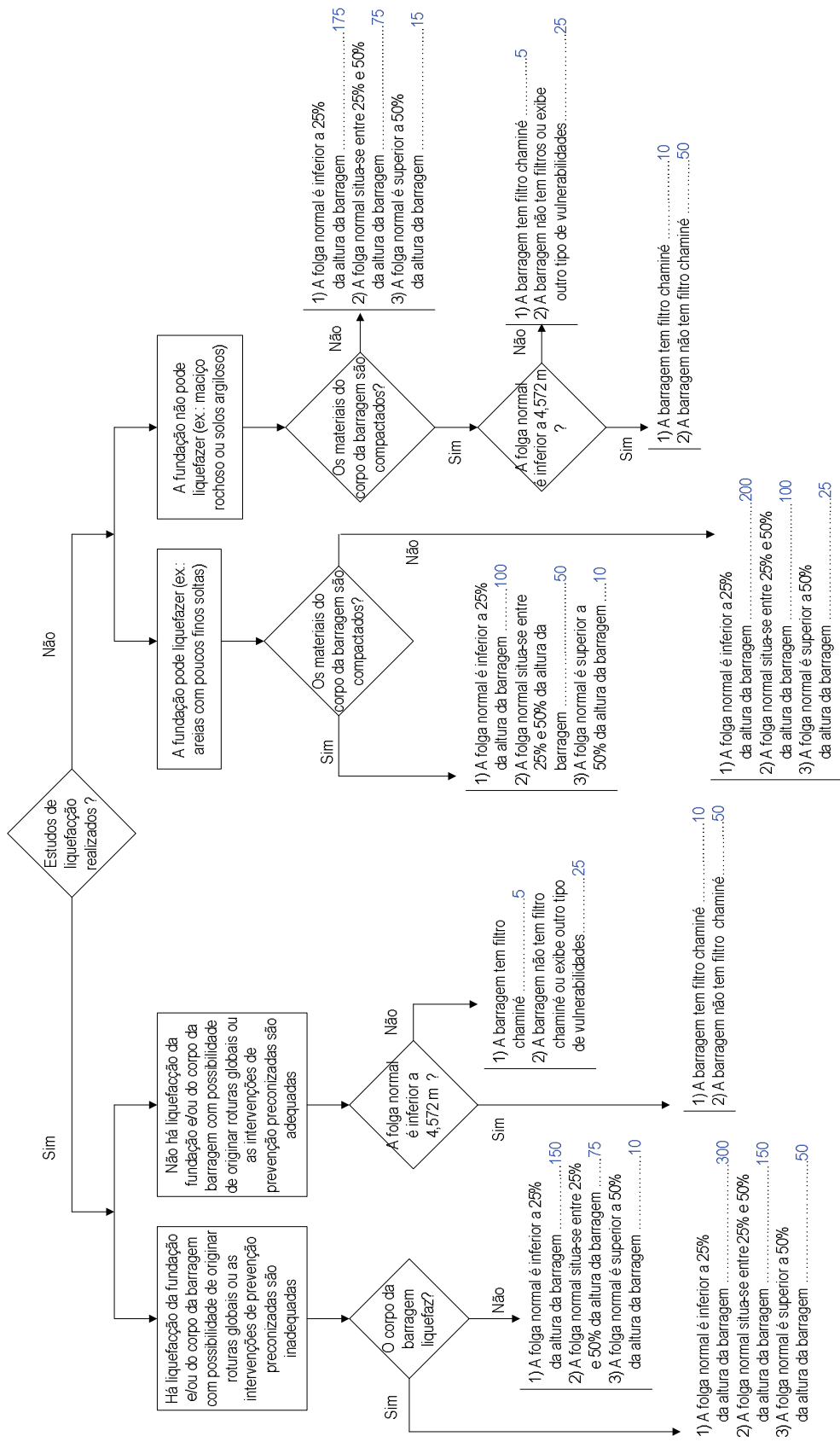


Fig. 6.6 - Índice de colapso para a situação de carregamento 3. Cálculo do factor de resposta B<sub>sis</sub>.



**Quadro 6.10 – Índice de colapso para a situação de carregamento 3. Estimativa do factor de carga  $A_{Sis}$ .**

Aceleração máxima para T=2500 anos ( $a_{m\acute{a}x}$ )	$A_{Sis}$
$a_{m\acute{a}x} < 0,1g$	0
$0,1g < a_{m\acute{a}x} < 0,2g$	0,15
$0,2g < a_{m\acute{a}x} < 0,4g$	0,30
$0,4g < a_{m\acute{a}x} < 0,6g$	0,65
$a_{m\acute{a}x} > 0,6g$	1,00

**Quadro 6.11 – Índice de colapso para a situação de carregamento 4. Classificação dos descritores associados.**

Descritor	Identificação das situações que se aplicam (1 para verdadeiro e 0 para falso)		Classificação
$\alpha_9$	$\alpha_{9.1}$ – A capacidade de vazão da secção de entrada (controlada por uma comporta ou válvula) do descarregador de cheias ou da descarga de fundo é superior à capacidade de vazão do canal/galeria a jusante .	1 ou 0	$\alpha_9=80$ se $\sum_{i=1}^6 \alpha_{9.i} \geq 3$  $\alpha_9=50$ se $\sum_{i=1}^6 \alpha_{9.i} = 2$  $\alpha_9=25$ se $\sum_{i=1}^6 \alpha_{9.i} = 1$
	$\alpha_{9.2}$ – O descarregador de cheias ou a descarga de fundo estão inoperacionais ou permitem apenas a descarga de caudais substancialmente inferiores aos respectivos caudais de dimensionamento.	1 ou 0	
	$\alpha_{9.3}$ – A operação da barragem não se faz em conformidade com as normas de operação em vigor.	1 ou 0	
	$\alpha_{9.4}$ – Existência de perigosidade para os operadores da barragem associada ao desempenho das suas actividades.	1 ou 0	
	$\alpha_{9.5}$ – Vedações, guardas e avisos inadequados para alerta do público sobre perigos potenciais.	1 ou 0	
	$\alpha_{9.6}$ – Erosões e danos significativos do descarregador de cheias durante a sua operação (por erosões e danos significativos entende-se a possibilidade de colapso estrutural da secção do descarregador em questão no(s) episódio(s) de funcionamento subsequente(s)).	1 ou 0	
$\alpha_{10}$	$\alpha_{10.1}$ – A avaliação do estado das comportas do descarregador de cheias ou da descarga de fundo, ou dos respectivos dispositivos de manobra, concluiu da possibilidade de ocorrência de problemas estruturais ou operacionais.	1 ou 0	$\alpha_{10} = 5 \left( \sum_{i=1}^4 \alpha_{10.i} \right)$
	$\alpha_{10.2}$ – Inexistência de fontes de energia alternativas para manobra das comportas do descarregador de cheias ou da descarga de fundo.	1 ou 0	
	$\alpha_{10.3}$ – Existência de árvores e arbustos no corpo da barragem ou em áreas adjacentes à barragem ou aos órgãos hidráulicos.	1 ou 0	
	$\alpha_{10.4}$ – Existência de tocas de animais roedores no corpo da barragem ou em zonas da fundação adjacentes.	1 ou 0	

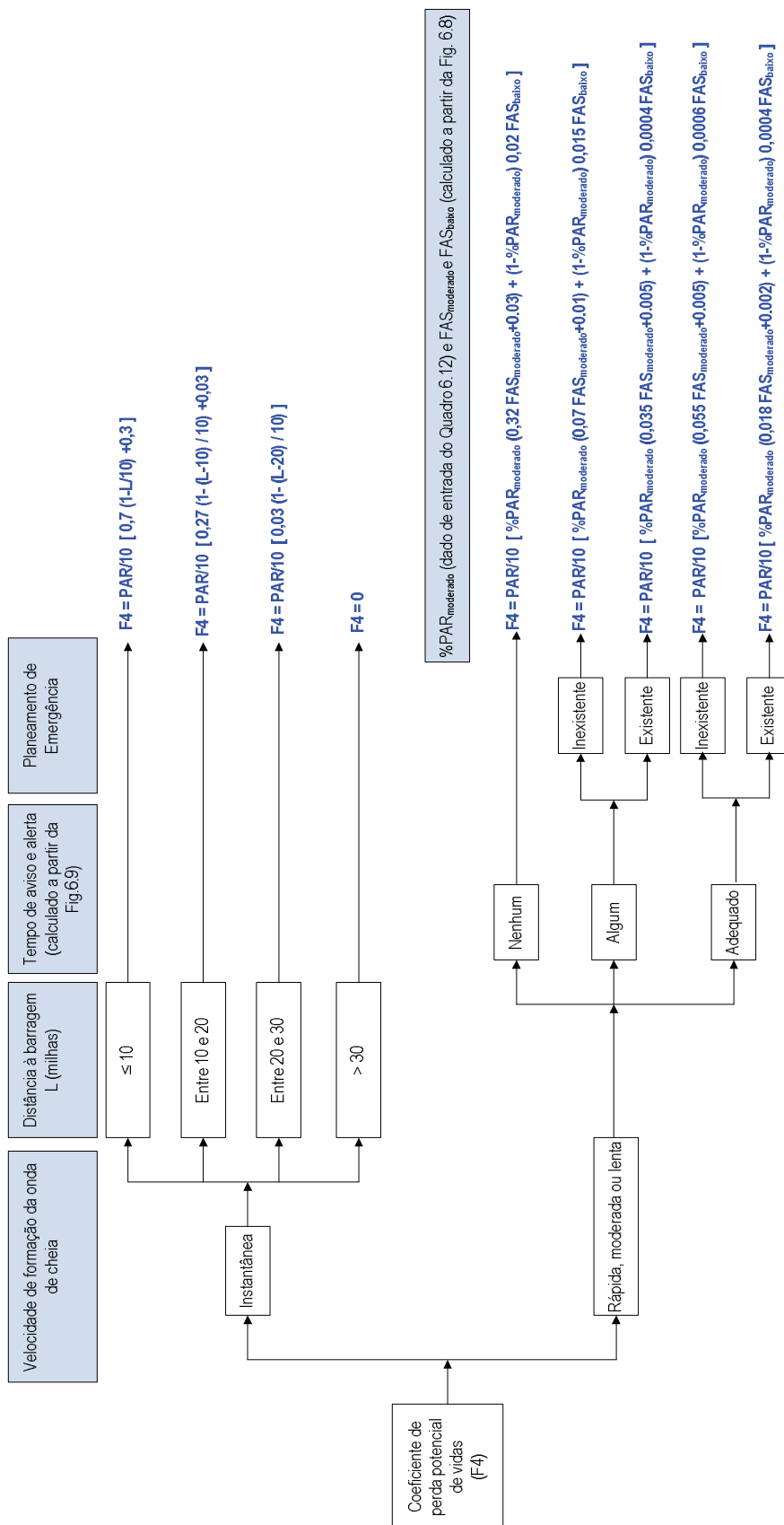


Fig. 6.7 – Cálculo do coeficiente  $F_4$ , associado à perda potencial de vidas.

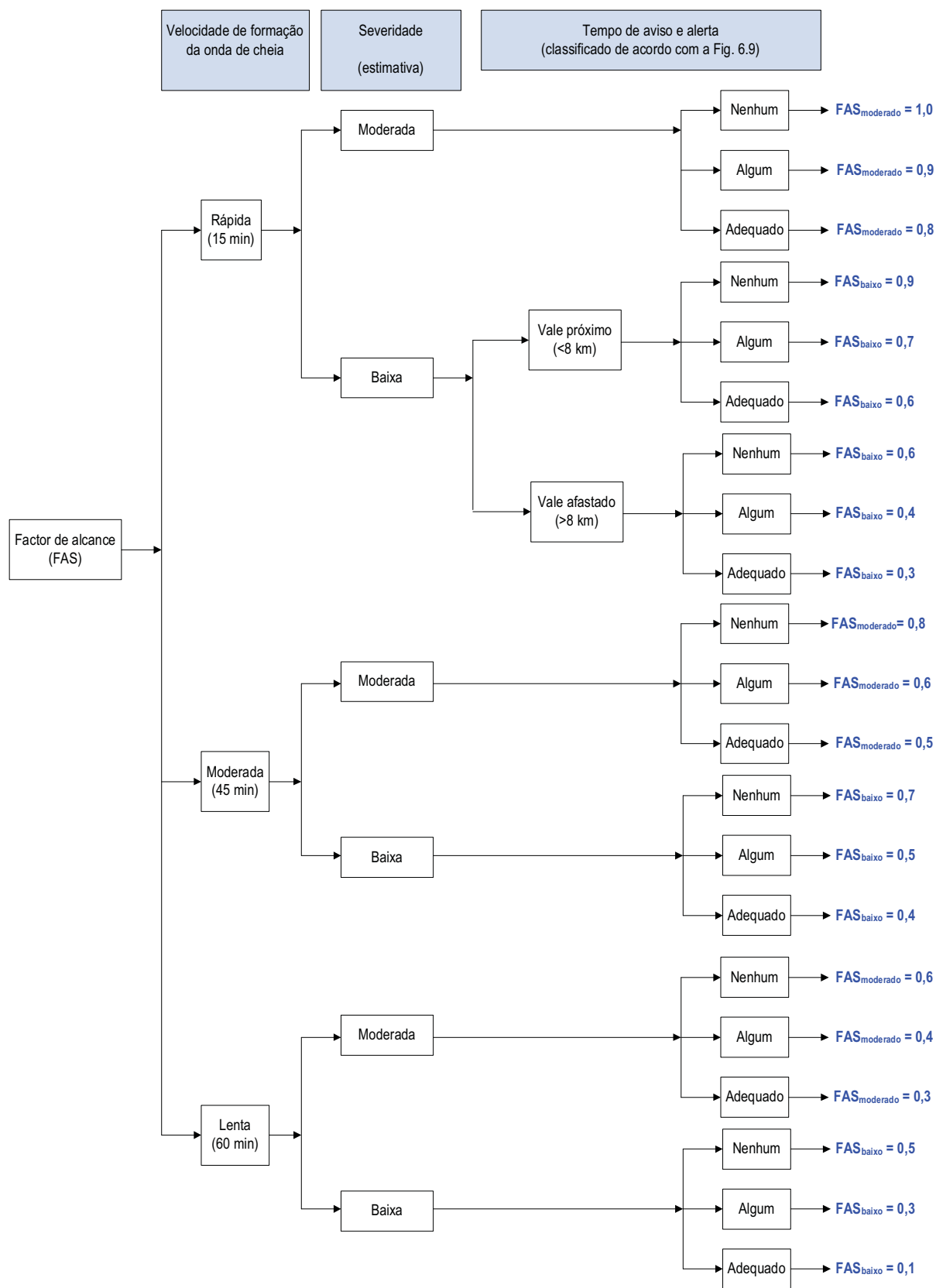


Fig. 6.8 – Cálculo do factor de alcance para severidade moderada e baixa da cheia ( $FAS_{mod}$  e  $FAS_{baixo}$ ).

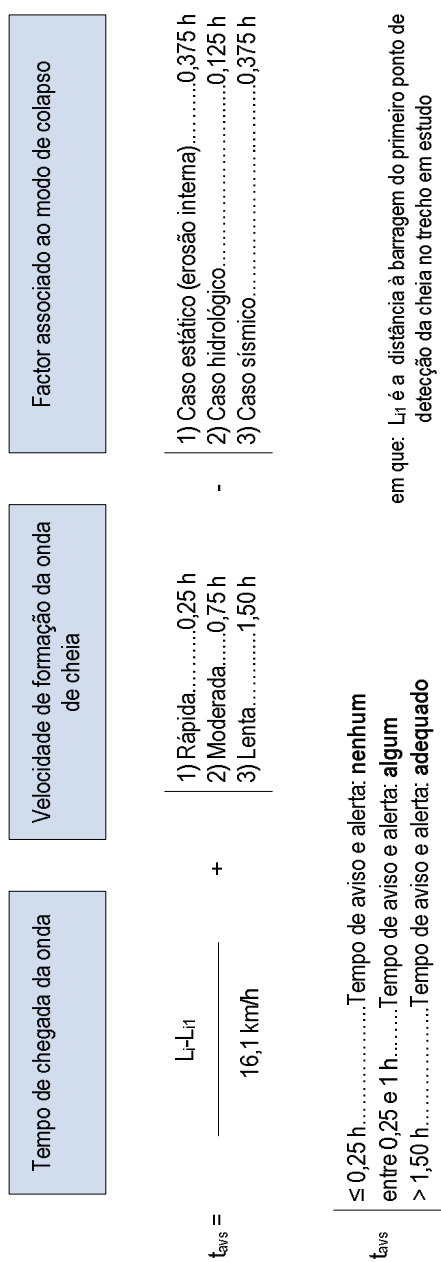


Fig. 6.9 – Classificação qualitativa do tempo de aviso e alerta.

Quadro 6.12 – Passos de cálculo do coeficiente F4 para os trechos estudados do vale a jusante.

Distância do trecho em estudo à barragem, $L_i$ (km) <sup>(*)</sup>	População em perigo (PAR)	Porcentagem de PAR sujeita a severidade moderada ( $PAR_{moderada}$ , em %)	Classificação qualitativa do tempo de aviso e alerta (TAA)	Factor de alcance para severidade moderada ( $FAS_{moderado}$ )	Factor de alcance para severidade baixa ( $FAS_{baixo}$ )	Coeficiente relativo à perda potencial de vidas (F4)
(Dado de entrada)	(Dado de entrada)	(Dado de entrada)	(Figura 6.9)	(Figura 6.8)	(Figura 6.8)	(Figura 6.7)
0-8						
8-16						
16-24						
>24						
Σ F4						Σ F4

(\*) – A divisão do vale deve atender a aspectos particulares da sua morfologia e ocupação. No mínimo, devem ser contabilizados 4 trechos.

Na Figura 6.10 apresenta-se um organograma para orientação da aplicação do método.

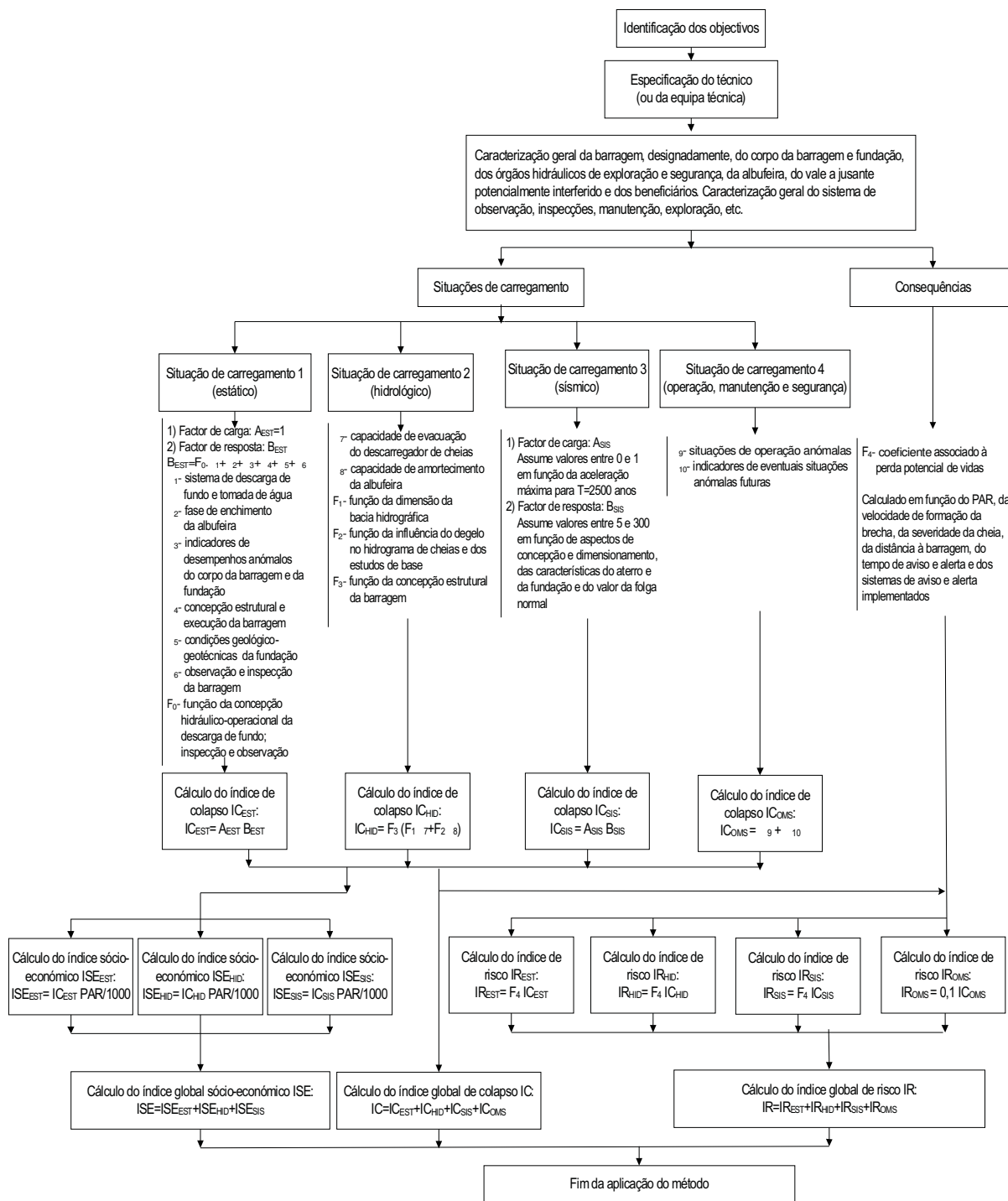


Fig. 6.10 – Organograma de aplicação do RBPS.

### 6.6.2 – Apreciação geral do método

Tecem-se em seguida alguns comentários gerais que ressaltam da apreciação dos descritores e das regras de associação para cálculo dos vários índices do RBPS.

No que se refere às classes em que os modos de colapso se encontram divididos e às respectivas regras de agregação para cálculo do índice de colapso respectivo, há que referir a apresentação sob a forma de produto entre um factor de carga e um factor de resposta, nas situações de carregamento 1 (estático) e de carregamento 2 (sísmico).

Na situação de carregamento 1, que no essencial pretende abranger os modos de colapso para situações permanentes (designadamente, nível de água normal na albufeira e estados limite de erosão interna e perda de estabilidade global), o factor de carga é igual a 1 e, na situação de carregamento 2, o factor de carga assume valores entre 0 e 1, definidos em função da aceleração horizontal máxima para um período de retorno de 2500 anos. A variação do factor de carga na situação de carregamento 2 traduz uma importância crescente deste modo de colapso com a sismicidade, correspondendo o valor 1 a acelerações superiores a 0,6 g.

A consideração de um factor de carga poderia pretender traduzir o carácter permanente ou variável/acidental das acções em questão, o que não parece ser o caso.

Na situação de carregamento 3 (hidrológico), o cálculo do índice de colapso não é apresentado sob esta forma de produto entre um factor de carga e um factor de resposta. Efectivamente, na situação de carregamento 3, e também na situação de carregamento 4, os índices de colapso calculam-se directamente a partir de regras de associação definidas para os descritores e coeficientes de ajustamento em questão.

No que se refere ao factor de resposta associado à situação de carregamento 1, tecem-se em seguida algumas considerações relativas aos descritores utilizados.

1.  $\alpha_1$  – Descritor relativo ao sistema de descarga de fundo e tomada de água, no pressuposto deste se desenvolver sob os aterros da barragem. A sua consideração resulta da importância atribuída a estas estruturas na iniciação de fenómenos de erosão interna. O descritor é classificado tendo por base aspectos relacionados com o projecto, construção e estado do sistema, por intermédio de um conjunto de situações, no total de seis (que podem ou não ocorrer), às quais se atribui capacidade para favorecer a iniciação ou a progressão do estado limite *erosão interna*.

Relativamente às situações consideradas pelo RBPS, salienta-se o facto de serem classificadas de igual forma situações que encerram perigosidades distintas como, por exemplo, a existência de danos

estruturais na galeria de descarga de fundo com ressurgências para o interior desta e a existência de colares no envolvimento da galeria por estes dificultarem a compactação dos aterros nessa zona<sup>39</sup>.

O descritor  $\alpha_1$  é igual a zero no caso de não haver sistema de descarga de fundo e tomada de água ou no caso deste sistema se desenvolver em túnel, de forma independente do corpo da barragem. Ou seja, o descritor, não obstante a sua designação, só pretende classificar a possibilidade de materialização de fenómenos de erosão interna, não sendo utilizado para penalizar obras que não disponham de descargas de fundo.

O descritor pode assumir valores de 0, 4, 8, 12, 16 ou 19, respectivamente, nos casos em que das seis situações mencionadas ocorrem 0, 1, 2, 3, 4 e mais de 4.

A classificação do descritor  $\alpha_1$  é objecto de afectação por um coeficiente de ajustamento,  $F_0$ , que assume valores de 1, 2, 3 ou 4, em função da concepção hidráulico-operacional dos sistemas de descarga de fundo, nomeadamente, do tipo de funcionamento e da localização dos equipamentos hidromecânicos de regulação, e das actividades de observação e inspecção destes sistemas.

Há que salientar que os tipos de sistemas identificados, em número de 4, integram apenas a existência de uma comporta ou válvula de obturação do sistema, o que reflectirá as soluções conceptuais e porventura as dimensões das obras às quais se dirige o RBPS, não representando, necessariamente, a generalidade dos parques de barragens. Aos sistemas em que o equipamento de controlo está instalado a jusante, com funcionamento em pressão ao longo de todo o desenvolvimento da conduta ou galeria, não permitindo a sua ensecagem em situações de rotura, é atribuída a classificação máxima de 4 ao coeficiente de ajustamento.

As situações em que coexistam dois tipos de sistemas de descarga de fundo independentes, em conduta ou galeria sob os aterros da barragem, devem ser classificadas com a pontuação máxima ( $F_0 \cdot \alpha_1 = 4 \cdot 19 = 76$ ).

2.  $\alpha_2$  – Descritor relativo à fase de enchimento da albufeira, que pretende traduzir a maior vulnerabilidade das obras que ainda não foram objecto de primeiro enchimento. A classificação do descritor pode ser 0, 5, 10, 25, 50 ou 75, em função da fase de enchimento, caracterizada em termos de percentagem da altura hidráulica máxima.

Embora se compreenda, naturalmente, a penalização das barragens que ainda não foram objecto de primeiro enchimento – um grande número de roturas ocorre durante o primeiro enchimento – a

---

<sup>39</sup> A introdução de colares em redor da galeria (sob o núcleo ou zona central do corpo da barragem) é uma disposição construtiva que caiu em desuso no EUA, na sequência de comportamentos anómalos associados a compactações deficientes, identificados pelo USBR em diversas barragens, de pequena a média dimensão.



consideração de um descritor desta natureza (com uma classificação máxima elevada) inserido no cálculo do factor de resposta do corpo da barragem em condições de carregamento estático (caso de carregamento 1), sobrepõe-se a outros descritores que se reportem, por exemplo, a desempenhos anómalos reconhecidos.

Por outro lado, a materialização de comportamentos anómalos em fase de primeiro enchimento está, habitualmente, associada a erros de projecto e/ou construção, duma maneira geral distintos dos que sobrevêm em fase de exploração (passado o período inicial de exploração).

3.  $\alpha_3$  – Descritor relativo a indicadores de comportamentos anómalos do corpo da barragem e da fundação, associados, no essencial, a fendilhações, movimentos, pressões intersticiais e percolações, classificado em função de um conjunto de situações, no total de nove (que podem ou não ocorrer). Destas situações, duas são consideradas críticas – ressurgências com arrastamento de finos e ressurgências com caudal crescente com o aumento do NPA –, sendo a ocorrência de uma delas suficiente para atribuição da classificação máxima (79) ao descritor. Relativamente às restantes sete situações, a ocorrência de uma, duas, três, quatro e cinco ou mais situações traduz-se em classificações do descritor de 5, 10, 20, 30 e 40, respectivamente.

Este descritor, ao abranger indicadores de erosão interna, pode avaliar situações também contempladas pelo descritor  $\alpha_1$ , embora sejam posteriormente adicionados na fórmula de cálculo do factor de resposta  $B_{EST}$ .

4.  $\alpha_4$  – Descritor relativo à concepção estrutural e à execução da barragem, que penaliza disposições conceptuais e construtivas consideradas menos adequadas ou deficientes, através de um conjunto de 7 situações que podem ou não ocorrer. À ocorrência de cada uma destas situações é atribuída uma classificação de 4, independentemente da sua perigosidade, sendo o descritor igual ao somatório destas classificações parciais. A classificação do descritor varia, pois, entre 0 e 28, podendo assumir valores múltiplos de 4.

A título de exemplo, refere-se que a *inexistência de filtros sob o maciço estabilizador de jusante* é classificada de igual forma que a *inexistência de tratamento da superfície de fundação em maciços rochosos com diaclases abertas*, matéria questionável já que a primeira situação se constitui muitas vezes como uma segunda linha de defesa e, a segunda, como uma disposição técnica construtiva, na generalidade dos casos, fundamental.

5.  $\alpha_5$  – Descritor relativo às condições geológico-geotécnicas da fundação, caracterizado através de 6 situações, cuja ocorrência é classificada com o valor de 3, sendo a classificação do descritor o somatório destas classificações parciais. A classificação do descritor varia, pois, entre 0 e 18 podendo assumir valores múltiplos de 3.

As situações objecto de classificação correspondem a situações com capacidade para induzirem a materialização de modos de colapso, embora se considere que lhes estão associados diferentes níveis de perigosidade que não são distinguidos pela classificação adoptada. Acresce que alguns dos modos de colapso em questão permitem intervenções em tempo útil e outros não. Considera-se, por exemplo, de perigosidade distinta: i. a *existência de diaclases abertas sob o núcleo da barragem*; ii. a *possibilidade de ocorrência de grandes escorregamentos dos taludes da albufeira com capacidade para provocar o galgamento da barragem* e iii. a *existência de solos de fundação com granulometria grosseira*.

6.  $\alpha_6$  – Descritor relativo à observação e inspecção da barragem, caracterizado através de 8 situações, cuja ocorrência é classificada com o valor de 3, sendo a classificação do descritor o somatório destas classificações parciais. A classificação do descritor varia, pois, entre 0 e 24, podendo assumir valores múltiplos de 3.

Fazendo uma comparação com o descritor anterior, não pode deixar de se salientar que situações como *possibilidade de ocorrência de grandes escorregamentos dos taludes da albufeira com capacidade para provocar o galgamento da barragem* recebem a mesma classificação que situações como *dificuldades de inspecção do pé de jusante da barragem* ou *inspecção visual com frequência inferior a uma vez por mês*, o que se considera desajustado, já que estas classificações são somadas para cálculo do factor de resposta  $B_{BEST}$ .

Por outro lado, o descritor  $\alpha_6$ , que caracteriza situações que se reportam a observações deficientes ou limitadas do comportamento da barragem, pode contribuir para o factor de resposta com valores superiores ao do descritor  $\alpha_5$ , que caracteriza situações de perigosidade elevada relacionadas com as condições de fundação da barragem e com os taludes da albufeira.

No que se refere ao índice de colapso associado à situação de carregamento 2, tecem-se em seguida algumas considerações relativas aos descritores utilizados.

1.  $\alpha_7$  – Descritor relativo à capacidade de vazão do descarregador de cheias, caracterizado através de seis situações possíveis, mutuamente exclusivas, cuja ocorrência é classificada através de uma pontuação, tanto mais gravosa quanto menor for a capacidade de evacuação do descarregador, medida (em cinco das situações) em função do caudal de ponta da cheia com um período de retorno (T) de 100 anos. Este descritor pode assumir valores de 2, 5, 10, 25 e 50.

A classificação do descritor  $\alpha_7$  é objecto de afectação por um coeficiente de ajustamento,  $F_1$ , que assume valores entre 1 e 2, em função da área da bacia hidrográfica, penalizando as bacias de menor área e, portanto, com menor tempo de concentração e resposta mais rápida em situação de cheia.

2.  $\alpha_8$  – Descritor relativo à capacidade de amortecimento da albufeira, caracterizado através de seis situações possíveis, mutuamente exclusivas, cuja ocorrência é classificada através de uma pontuação, à semelhança do descritor  $\alpha_7$ , tanto mais gravosa quanto menor for a capacidade de amortecimento da albufeira (definida em função do volume da cheia com T=100 anos). Este descritor pode assumir valores de 0, 1, 3, 7, 15 e 25 e, ainda, no caso de ser desconhecido o volume da cheia centenária, de 20.

A classificação do descritor  $\alpha_8$  é objecto de afectação por um coeficiente de ajustamento,  $F_2$ , que assume valores de 1, no caso do hidrograma da cheia centenária incluir a contribuição do degelo ou do degelo não contribuir para o volume da cheia, e de 1,2, 1,5 e 2, no caso de não se dispor do hidrograma da cheia centenária e em função da contribuição relativa do degelo para o volume da cheia.

Existe, ainda, um coeficiente de ajustamento,  $F_3$ , que afecta a soma de  $F_1.\alpha_7$  e  $F_2.\alpha_8$  e assume (para barragens de aterro) valores entre 0,8 e 2, penalizando soluções de núcleo estreito e/ou composto por materiais sem plasticidade, aplicando-se o valor 0,8 a barragens com protecção contra o galgamento (embora não haja qualquer referência ao tipo de protecção em questão).

No que se refere ao factor de resposta associado à situação de carregamento 3, este pode assumir valores entre 5 e 300, sendo a selecção da classificação feita em função de um conjunto de condições que interessam, no essencial, a existência ou não de estudos específicos de avaliação do potencial de liquefacção, a possibilidade de haver liquefacção da fundação e/ou corpo do aterro, a existência ou não de filtro chaminé com espessuras e dimensionamento adequados e o valor da folga normal (definido em função da altura da barragem).

No que se refere às alternativas de classificação em função do valor da folga normal, é de referir que todas elas estão associadas a valores de folga muito elevados (> 50%, entre 25% e 50% e inferior a 25% da altura máxima da barragem) para a maioria das barragens, a menos de casos particulares, como por exemplo, barragens para amortecimento de cheias.

Uma referência é também devida à condição relativa à compactação ou não dos aterros do corpo da barragem, que parece sugerir a existência de um número significativo de obras cujos materiais do corpo da barragem não são compactados. Eventualmente, poderá querer-se distinguir a compactação com cilindros do método de execução de aterros hidráulicos, mas não se encontrou referência a esta matéria.

Finalmente, no que se refere ao índice de colapso associado à situação de carregamento 4, este é obtido pela soma de dois descritores,  $\alpha_9$  e  $\alpha_{10}$ , que se identificam a seguir.

1.  $\alpha_9$  – Descritor relativo a situações de operação anómalas que materializem perigo para a obra, operadores ou público em geral.

O descritor é classificado tendo por base um conjunto de situações, no total de seis (que podem ou não ocorrer), relativas a problemas de operação, manutenção e segurança dos operadores e do público em geral. Em função do número de situações detectadas, 1, 2, 3 ou mais, o descritor assume três classificações possíveis, 25, 50 ou 80, respectivamente.

2.  $\alpha_{10}$  – Descritor relativo a indicadores de eventuais situações anómalas futuras.

O descritor é classificado tendo por base um conjunto de quatro situações (que podem ou não ocorrer) referentes a indicadores de eventuais comportamentos anómalos futuros associados ao corpo da barragem, aos órgãos hidráulicos e aos equipamentos hidromecânicos. Em função do número de situações detectadas, o descritor assume quatro classificações possíveis, 5, 10, 15 ou 20.

Os descritores  $\alpha_9$  e  $\alpha_{10}$  encerram situações de natureza e perigosidades muito distintas, que podem, designadamente, conduzir à subavaliação de riscos muito elevados.

A situação mais evidente reporta-se ao descritor  $\alpha_9$ , que pode assumir a classificação 25 no caso do reconhecimento da ocorrência de apenas uma de seis situações possíveis, que englobam, designadamente e por exemplo:

- o descarregador de cheias estar inoperacional ou permitir apenas a descarga de caudais substancialmente inferiores ao caudal de dimensionamento;
- a operação da barragem não se fazer em conformidade com as normas de operação em vigor.

As consequências que são combinadas com os índices de colapso para obtenção dos índices de risco reportam-se apenas à perda potencial de vidas humanas, contabilizada por intermédio de um coeficiente,  $F_4$ . Este coeficiente é calculado para o vale a jusante (previamente subdividido em 4 ou mais trechos, atendendo à sua morfologia e ocupação), em função da população em perigo (PAR), da velocidade de formação da onda de cheia, da distância à barragem no caso de formação instantânea e, no caso de velocidades rápidas, moderadas ou lentas, do tempo de aviso e alerta e da existência ou não de planeamento de emergência.

Para a situação de carregamento 4,  $F_4$  é considerado igual a 0,1, aspecto que suscita algumas reservas já que, como se viu anteriormente, podem estar associadas a este caso de carregamento situações de grande perigosidade.

### 6.6.3 – Considerações finais

Embora em referências bibliográficas diversas do USBR se aponte a utilização do RBPS desde 2001, e se assuma a expectativa da sua utilização futura generalizada, não se encontraram divulgações de aplicações práticas com este método.

O RBPS é um método de análise qualitativa de riscos que pode ser considerado integrado na categoria dos índices de riscos (USACE, 2004). Efectivamente, utiliza para apreciação das barragens um conjunto de índices determinados com base em regras de agregação aplicadas a descritores previamente definidos e distribuídos por classes de carregamento, que atendem a fontes de perigo, vulnerabilidades e fiabilidade das estruturas, e a consequências no vale a jusante de uma eventual rotura da barragem.

É, no entanto, um método que faz uso de informação já com algum detalhe, o que o distingue da generalidade dos métodos de índices mais utilizados.

A necessidade de utilização de informação já com algum pormenor dificulta a implementação expedita do método, característica geralmente associada a abordagens preliminares adoptadas para a hierarquização de parques de barragens em exploração que podem dispor de um grande número de obras e de obras sobre as quais a informação é reduzida.

Por outro lado, reconhecem-se algumas fragilidades na generalidade dos coeficientes e descritores afins ao cálculo dos vários índices (que foram identificadas na secção anterior) e que resultam, designadamente e entre outras:

1. da forma de cálculo dos índices de colapso, associados a situações de carregamento, o que conduz, designadamente no caso da situação de carregamento estático, à apreciação integrada de situações muito diversas (condições geológicas, projecto e construção, observação, fase de enchimento, desempenho da barragem e concepção hidráulico-operacional do sistema de descarga de fundo e tomada de água) que há que classificar de forma qualitativa através de escalas numéricas e proceder à sua posterior combinação;
2. das classificações atribuídas aos vários descritores e coeficientes estarem condicionadas, muitas vezes, a situações que reflectirão condições particulares (ambientais, de concepção, projecto, construção e exploração) do parque de barragens que motivou o desenvolvimento do RBPS, não generalizáveis a outros parques de barragens;
3. da possibilidade de subavaliação de situações de perigosidade muito elevada.

Crê-se, pois, à partida, ser bastante difícil assegurar a fiabilidade dos resultados da aplicação do RBPS.

Julga-se preferível, no caso das análises de riscos de portefólios de barragens em exploração (designadamente de análises preliminares do risco que é o que, duma maneira geral, está em causa), o recurso a métodos de índices mais simples e mais expeditos de aplicar.

Análises de riscos mais pormenorizadas e/ou de barragens individuais poderão ser realizadas recorrendo a outro tipo de métodos, conforme se verá no Capítulo 7.

## 6.7 – PROPOSTA DE UM NOVO MÉTODO DE ÍNDICES

### 6.7.1 – Considerações iniciais

A experiência proporcionada pela aplicação do índice global de riscos no âmbito do *Plano Especial de Inspeção* veio, por um lado, ratificar o interesse em se dispor de metodologias expeditas que permitam a realização de análises preliminares de riscos e, por outro, evidenciar alguns aspectos que poderiam ser melhorados.

Os índices que agora se propõem - o índice de risco, obtido a partir de três índices parciais, e o índice de controlo do risco – procuram, pois, por um lado, integrar os conceitos das análises de riscos e, por outro, uniformizar, dentro da medida do possível, o modo de apresentação e classificação dos descritores que compõem cada um dos índices.

Julgou-se, ainda, conveniente propor a adopção de pesos distintos para os diferentes descritores e índices parciais que integram o índice de risco e o índice de controlo do risco.

Em Caldeira e Pimenta (2007) apresentou-se a definição preliminar dos índices acima referidos que foram, entretanto, objecto de algumas adaptações, essencialmente fundamentadas pela aplicação prática às barragens do grupo de controlo anteriormente apresentadas. Procedeu-se, também, ao desenvolvimento de um conjunto de orientações para atribuição das classificações aos vários descritores.

As orientações para atribuição das classificações e os pesos associados aos vários descritores e índices parciais foram definidos para barragens de aterro. A utilização destes índices para outros tipos de barragens carecerá de uma avaliação prévia de eventuais alterações a introduzir.

Por outro lado, a ponderação atribuída aos descritores que compõem o índice parcial relativo às acções exteriores,  $PI_1$ , procura reflectir, de forma privilegiada, o enquadramento ambiental das barragens portuguesas, pelo que a sua utilização noutros meios deverá ser antecedida pela sua rectificação ou ratificação.

### 6.7.2 – Descrição geral

O índice de risco, IR, é calculado a partir de treze descritores ( $\alpha_i$ ) agrupados em três índices parciais: i)  $PI_1$ , índice parcial 1, associado às acções exteriores, ii)  $PI_2$ , índice parcial 2, associado às consequências da materialização de estados limite últimos com capacidade de originarem a libertação do volume armazenado na albufeira e iii)  $PI_3$ , índice parcial 3, associado à fiabilidade da barragem.

O índice  $PI_1$  é igual à soma das classificações ponderadas de seis descritores:

- $\alpha_1$  – sismicidade: aceleração de pico (período de retorno de 1000 anos);
- $\alpha_2$  – ondas causadas por perda de estabilidade dos taludes da albufeira (estimativa da probabilidade anual);
- $\alpha_3$  – cheias: caudal máximo (período de retorno de 1000 anos);
- $\alpha_4$  – nível de água na albufeira (altura da coluna de água máxima) e/ou taxa de variação;

- $\alpha_5$  – caudal sólido ( $\text{m}^3/\text{km}^2/\text{ano}$ )
- $\alpha_6$  – outras acções: gelo-degelo, temperaturas elevadas, agressividade da água, etc. (estimativa qualitativa da sua importância).

O descritor  $\alpha_1$  reporta-se à sismicidade e a sua classificação é definida em função dos valores de aceleração horizontal máxima no local da barragem, para um período de retorno de 1000 anos. A classificação de 1 a 5 abrange zonas de sismicidade muito baixa a muito elevada, que podem ser definidas tendo em conta cartas de risco sísmico nacionais e internacionais. O enquadramento sismo-tectónico de Portugal Continental determina que, duma maneira geral, a sua sismicidade possa ser classificada de baixa a média. A classificação integra a possibilidade de se ter em conta a qualidade dos estudos sismológicos que fundamentaram o projecto (no caso de estarem disponíveis).

O descritor  $\alpha_2$  reporta-se a ondas de grandes dimensões causadas por perda de estabilidade global de taludes para o interior da albufeira. A classificação de 1 a 5 é definida tendo em conta a probabilidade anual de ocorrência estimada.

O descritor  $\alpha_3$  reporta-se a cheias e a sua classificação é definida em função dos valores de caudal máximo afluente à secção da barragem para um período de retorno de 1000 anos. A classificação de 1 a 5 é definida em função de intervalos de valores previamente seleccionados. A classificação 1 corresponde a caudais muito baixos, inferiores a  $25 \text{ m}^3/\text{s}$ , e, a classificação 5, a caudais muito elevados, superiores a  $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondentes, respectivamente, a bacias hidrográficas de muito pequena dimensão e de muito grande dimensão. A classificação deste descritor integra a possibilidade de se atender à qualidade dos estudos hidrológicos.

O descritor  $\alpha_4$  reporta-se ao nível de água na albufeira e a sua classificação é definida em função da altura da coluna de água máxima para o NPA e/ou da taxa de variação do nível de água na albufeira. Trata-se de uma acção fundamental que condiciona, entre outros, o estado de tensão nos maciços, as redes de percolação e os gradientes hidráulicos, que se considerou pertinente deixar a possibilidade de ser classificada em função de dois parâmetros, cuja importância relativa deverá ser analisada caso a caso.

No que se refere à altura da coluna de água máxima ( $h_w$ ), consideraram-se classificações de muito baixa e baixa para valores de  $h_w$ , respectivamente, inferiores a 8 m e entre 8 e 15 m e, muito elevada, para valores de  $h_w$  superiores a 70 m.

O descritor  $\alpha_5$  reporta-se ao caudal sólido afluente e é definido em função do volume afluente de sedimentos, por  $\text{km}^2$  de bacia hidrográfica e por ano. A classificação de 1 a 5 abrange valores muito baixos ( $<150 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{ano}$ ) a muito elevados ( $>2000 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{ano}$ ), definidos tendo em conta a bibliografia da especialidade e dados de observação de algumas bacias hidrográficas, designadamente, os constantes da base de dados mundial da *Water Resources Development and Management Service* (<http://www.fao.org/ag/aGL/aglw/>)



sediment/). Portugal não consta desta base de dados e Espanha aparece apenas representada com a bacia do rio Ebro.

Em geral, as bacias observadas têm áreas muito elevadas e, em muitos casos, não aparece discriminado um conjunto de factores determinantes na avaliação do caudal sólido, como sejam, as características geológico-geotécnicas, o coberto vegetal, as condições climáticas e a precipitação.

O descritor  $\alpha_6$  reporta-se a outras acções exteriores que não são contempladas pelos descritores  $\alpha_1$  a  $\alpha_5$  e que são susceptíveis de condicionar o desempenho e a segurança das estruturas. Podem incluir-se nestas acções, por exemplo, o gelo-degelo, a temperatura, a neve, a precipitação intensa (no sentido do seu impacto directo sobre as estruturas) e a agressividade da água. A classificação de 1 a 5 é definida pela apreciação qualitativa da sua importância.

Os seis descritores podem receber a classificação de 6 no caso de ocorrência de situações consideradas inaceitáveis.

Tratando-se de um método de análise de riscos preliminar, considerou-se pertinente que os pesos seleccionados reflectissem as acções que mais frequentemente estão associadas às roturas das barragens de aterro: as cheias ( $P_{\alpha_3}=0,3$ ), em situação transiente, e o nível de água na albufeira ( $P_{\alpha_4}=0,4$ ), em situação permanente.

O maior peso atribuído ao descritor  $\alpha_4$  relaciona-se também com a convicção de que se assistirá a uma preponderância crescente das roturas por erosão interna (no caso de barragens de terra) por comparação com as roturas por erosão externa (por galgamento), no seguimento de orientações normativas e exigências regulamentares que vêm agravando o período de retorno da cheia de projecto.

Adoptou-se, assim, a seguinte fórmula de cálculo do índice parcial 1:

$$PI_1 = \left( \sum_{i=1}^6 P_{\alpha_i} \alpha_i \right) \text{ com } P_{\alpha_1}=0,1; P_{\alpha_2}=0,1; P_{\alpha_3}=0,3; P_{\alpha_4}=0,4; P_{\alpha_5}=0,05 \text{ e } P_{\alpha_6}=0,05. \quad (6.21)$$

O índice  $PI_2$  é igual à soma das classificações ponderadas de três descritores:

- $\alpha_7$  – perda potencial de vidas;
- $\alpha_8$  – impactes sócio-económicos;
- $\alpha_9$  – impactes ambientais.

Este índice reflecte, de forma simplificada, as consequências resultantes da rotura da barragem, tendo como preocupação fundamental a subsequente libertação para jusante de uma onda de cheia. Estas consequências dependem da perigosidade da cheia, da ocupação do vale a jusante e da sua vulnerabilidade, matérias abordadas na Capítulo 5 (secção 5.3.5) e que fundamentaram a definição das classes de consequências propostas para a apreciação do risco em análises qualitativas e semi-quantitativas (secção 5.4.5).

As classes de consequências propostas no Capítulo 5 são utilizadas para a classificação dos descritores que compõem este índice (Quadro 5.28).

O descritor  $\alpha_7$  reporta-se à perda potencial de vidas humanas (PPV), determinada em função da população em perigo (PAR) e da distância à barragem, distinguindo-se o vale próximo (<5 km) do vale afastado ( $\geq 5$  km e, em princípio, inferior a 30 km):

$$1. \quad \text{vale próximo: } PPV = 0,5 \times PAR ; \quad (6.22)$$

$$2. \quad \text{vale afastado: } PPV = PAR^{0,6} . \quad (6.23)$$

Uma avaliação simplificada da população em perigo (PAR) pode seguir os passos gerais do método dos *Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das falhas* que se apresentam no Capítulo 7, secção 7.2.

O descritor  $\alpha_8$  reporta-se às consequências sócio-económicas (magnitude e prazos de afectação) resultantes da rotura da barragem, no vale a jusante (afectação de estruturas e infra-estruturas, zonas de lazer, bens e serviços, etc.), nas áreas envolventes da albufeira e nas áreas beneficiadas (por interrupção do fornecimento do pedido), objecto de avaliação qualitativa.

O descritor  $\alpha_9$  reporta-se às consequências ambientais (fauna, flora, património arqueológico, etc.), no que se refere à sua magnitude e prazos de afectação, objecto de avaliação qualitativa.

Também os descritores  $\alpha_7$  a  $\alpha_9$  podem receber a classificação de 6, no caso de ocorrência de consequências consideradas catastróficas.

No que se refere aos pesos atribuídos a estes três descritores que compõem o índice parcial relativo às consequências, optou-se por valorizar a perda de vidas humanas, a que se atribuiu um peso de 0,5, relativamente às perdas económicas e às perdas ambientais, a que se atribuíram pesos iguais, de 0,25.

Adoptou-se, assim, a seguinte fórmula de cálculo do índice parcial 2:

$$PI_2 = \left( \sum_{i=7}^9 P_{\alpha_i} \alpha_i \right) \text{ com } P_{\alpha_7}=0,5; \quad P_{\alpha_8}=0,25 \text{ e } P_{\alpha_9}=0,25. \quad (6.24)$$

O índice  $PI_3$  é igual à soma das classificações ponderadas de quatro descritores:

- $\alpha_{10}$  – fiabilidade da fundação;
- $\alpha_{11}$  – fiabilidade do corpo da barragem;
- $\alpha_{12}$  – fiabilidade do descarregador de cheias;
- $\alpha_{13}$  – fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água.

Este índice reflecte a fiabilidade dos principais subsistemas da barragem (descritores  $\alpha_{11}$ ,  $\alpha_{12}$  e  $\alpha_{13}$ ) e dos respectivos terrenos de fundação ( $\alpha_{10}$ ).

O descritor  $\alpha_{10}$  reporta-se à fiabilidade das fundações e encontros, atendendo às principais características dos terrenos em questão - resistência, deformabilidade e permeabilidade – e às intervenções nesses terrenos (paredes moldadas, vibrocompactações, tratamentos de impermeabilização, etc.). A sua avaliação é qualitativa, designadamente em função da qualidade dos terrenos de fundação e das eventuais intervenções, e deve ponderar as suas vulnerabilidades e, no caso de barragens em exploração, o seu desempenho.

O descritor  $\alpha_{11}$  reporta-se à fiabilidade do corpo da barragem e deverá atender à sua concepção estrutural e aos materiais de construção, ao dimensionamento para estados limite últimos e para estados limite de utilização, às especificações técnicas construtivas e à qualidade da execução.

O descritor  $\alpha_{12}$  reporta-se à fiabilidade do descarregador de cheias, principal órgão de segurança, e o descritor  $\alpha_{13}$  à fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água. Ambos os descritores devem atender à concepção, ao dimensionamento hidráulico e ao dimensionamento estrutural dos órgãos hidráulicos, às especificações técnicas construtivas e à qualidade da execução. A fiabilidade dos respectivos equipamentos hidromecânicos deve ser objecto de avaliação conjunta.

A avaliação dos descritores  $\alpha_{11}$ ,  $\alpha_{12}$  e  $\alpha_{13}$  é qualitativa, em função do cumprimento das regras da boa arte, regulamentos e normas de projecto em vigor, de eventuais concepções de maior vulnerabilidade e, no caso de barragens em exploração, do seu desempenho e indicadores de comportamentos anómalos, reconhecidos, por exemplo, por inspecção visual e por análise dos resultados da observação.

Os quatro descritores podem receber a classificação de 6, para situações cuja fiabilidade seja considerada inaceitável.

Os pesos atribuídos aos quatro descritores que compõem o índice parcial relativo à fiabilidade da obra foram objecto de reflexões diversas. Optou-se por valorizar mais a fiabilidade do corpo da barragem ( $P_{\alpha_{11}}=0,35$ ) e menos a fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água ( $P_{\alpha_{13}}=0,15$ ), tendo-se atribuído pesos iguais à fiabilidade do descarregador de cheias e das fundações ( $P_{\alpha_{10}}= P_{\alpha_{12}}=0,25$ ).

Embora a matéria seja particularmente subjectiva, nas opções tomadas valorizaram-se as seguintes questões:

1. maior importância do descarregador de cheias relativamente à descarga de fundo, enquanto órgão de segurança;
2. maior importância do corpo da barragem, solicitado em situações permanentes e transientes, por comparação com os órgãos de segurança, solicitados essencialmente em situações transientes (cheias ou esvaziamentos da albufeira);

3. maior importância do corpo da barragem em relação às fundações (o que não é sempre verdade mas é válido para a grande maioria das barragens de aterro portuguesas);
4. registos históricos de roturas e expectativa de uma maior incidência futura de acidentes relacionados com o corpo da barragem, por comparação com acidentes relacionados com os órgãos hidráulicos.

Adoptou-se, assim, a seguinte fórmula de cálculo do índice parcial 3:

$$PI_3 = \left( \sum_{i=10}^{13} P_{\alpha_i} \alpha_i \right) \text{ com } P_{\alpha_{10}}=0,25; P_{\alpha_{11}}=0,35; P_{\alpha_{12}}=0,25 \text{ e } P_{\alpha_{13}}=0,15. \quad (6.25)$$

O índice de risco é igual ao produto dos índices parciais  $PI_1$ ,  $PI_2$  e  $PI_3$ , afectados por coeficientes de importância que valorizam, por esta ordem, a fiabilidade da barragem, as consequências de uma eventual rotura e as acções exteriores:

$$IR = (\gamma_1 PI_1) \cdot (\gamma_2 PI_2) \cdot (\gamma_3 PI_3) \text{ com } \gamma_1=1,0; \gamma_2=1,25 \text{ e } \gamma_3=1,5. \quad (6.26)$$

Para além do índice de risco, definiu-se um outro índice, o índice de controlo do risco.

O índice de controlo do risco, IC, está associado à prevenção e à detecção de comportamentos anómalos e à mitigação de consequências. Este índice é igual à soma das classificações ponderadas de três descritores:

- $\alpha_{14}$  – observação e inspecção;
- $\alpha_{15}$  – manutenção e ensaios;
- $\alpha_{16}$  – planeamento de emergência;

O descritor  $\alpha_{14}$  reporta-se à observação e à inspecção, actividades que constituem os principais meios de detecção de estados limite. A sua avaliação é qualitativa, em função da adequação e qualidade do plano de observação, da exploração dos sistemas de observação e das visitas de inspecção.

O descritor  $\alpha_{15}$  reporta-se à manutenção das várias componentes e subsistemas que compõem a obra e à realização de ensaios, designadamente, relativos à operação dos equipamentos hidromecânicos. A sua avaliação é qualitativa, em função da frequência e qualidade destas actividades.

O descritor  $\alpha_{16}$  reporta-se ao planeamento de situações de emergência, que pode assumir um papel fundamental na mitigação de consequências. A sua avaliação é qualitativa, em função da qualidade e eficácia do plano de emergência, dos sistemas de aviso e alerta e das actividades de planeamento e simulação de situações de emergência, etc.

À semelhança dos restantes descritores, os descritores  $\alpha_{14}$  a  $\alpha_{16}$  podem ser classificados com 6, no caso das actividades em questão serem inexistentes ou não fiáveis.

Os pesos atribuídos aos três descritores que compõem o índice de controlo do risco reflectem a maior importância relativa do descritor  $\alpha_{14}$  (observação e inspecção) que se reporta a actividades que desempenham, no âmbito do conjunto das actividades de controlo do risco, um papel fulcral. Tratam-se de actividades que permitem uma intervenção activa (antes de algo correr mal). Optou-se, assim, por atribuir a este descritor um peso de 0,5 e aos outros dois descritores,  $\alpha_{15}$  e  $\alpha_{16}$ , pesos iguais, de 0,25.

Adoptou-se, assim, a seguinte fórmula de cálculo do índice de controlo do risco:

$$IC = \left( \sum_{i=14}^{16} P_{\alpha_i} \alpha_i \right) \text{ com } P_{\alpha_{14}}=0,50; P_{\alpha_{15}}=0,25 \text{ e } P_{\alpha_{16}}=0,25. \quad (6.27)$$

Na Figura 6.11 apresenta-se o organograma de aplicação do método e nos Quadros 6.13 a 6.16 as classificações possíveis dos descritores em questão. Nos Quadros 6.17 e 6.18 discriminam-se as orientações para atribuição das classificações aos vários descritores para situações de aplicação a barragens em exploração, apresentando-se alguns exemplos de aplicação, meramente ilustrativos.

A definição das condições de aplicação teve em conta a existência no parque de barragens em exploração em Portugal de centenas de obras, de pequena a média dimensão, que carecem, por diversos motivos, de adequação ao RSB. Realidade que não sendo a desejável, levará ainda alguns anos a corrigir.

No enquadramento dos novos índices propostos considerou-se, numa primeira análise, que deveriam ser individualizadas duas classes de barragens, a saber:

1. classe I, barragens que têm pelo menos um descritor do índice de risco com um valor de 6;
2. classe II, as restantes barragens;

e que a ordenação das barragens dentro de cada uma das classes deveria atender às seguintes regras:

1. na classe I, o índice de fiabilidade ( $PI_3$ ), devendo, em caso de igualdade, considerar-se, sucessivamente, o índice de risco (IR) e o índice de controlo do risco (IC);
2. na classe II, o índice de risco (IR), devendo, em caso de igualdade, considerar-se o índice de controlo do risco (IC).

Os resultados da aplicação prática às barragens do grupo de controlo viriam a determinar algumas alterações às classes e regras de ordenação acima expostas, como adiante se verá.

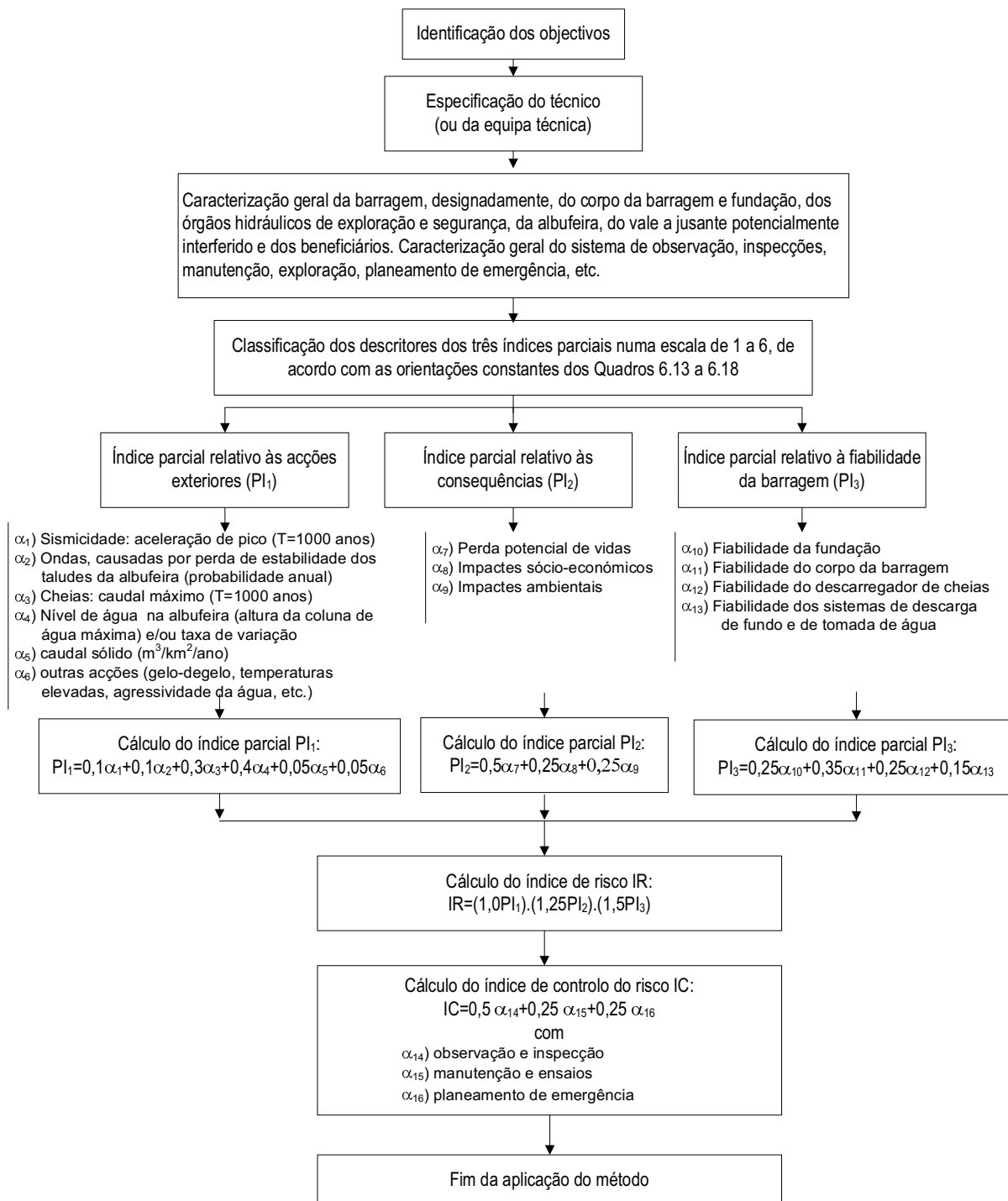


Fig. 6.11 – Organograma de apoio ao cálculo dos índices de risco e de controlo do risco propostos.

**Quadro 6.13 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice parcial relativo às acções exteriores (PI<sub>1</sub>).**

	<b>Sismicidade</b> Aceleração horizontal de pico T=1000 anos (g) e/ou fiabilidade dos estudos sismológicos	<b>Ondas,</b> por perda de estabilidade dos taludes da albufeira (estimativa da probabilidade anual)	<b>Cheias</b> Caudal máximo T=1000 anos (m <sup>3</sup> /s) e/ou fiabilidade dos estudos hidrológicos	<b>Nível de água na albufeira</b> Altura da coluna de água máxima, h <sub>w</sub> , (m) e/ou taxa de variação, tv (apreciação qualitativa)	<b>Caudal sólido</b> (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano)	<b>Outras acções.</b> Ex: gelo-degelo, temperatura, agressividade da água (apreciação qualitativa da sua importância)
i	1	2	3	4	5	6
<b>α</b>						
1	Muito baixa (a < 0,05) e estudos sismológicos fiáveis	Muito baixa (<0,02%)	Muito baixo (< 25) e estudos hidrológicos fiáveis	<b>h<sub>w</sub></b> muito baixo (< 8 m) e/ou <b>tv</b> muito baixa (ex: armazenamento plurianual)	Muito baixo (<150)	Muito baixa
2	Baixa (0,05 < a < 0,1) e estudos sismológicos fiáveis	Baixa (0,02-0,2%)	Baixo (25-250) e estudos hidrológicos fiáveis	<b>h<sub>w</sub></b> baixo (8 – 15 m) e/ou <b>tv</b> baixa (ex: armazenamento sazonal ou anual)	Baixo (150-300)	Baixa
3	Média (0,1 < a < 0,2) ou aceleração máxima muito baixa a baixa mas estudos sismológicos carecendo de revisão	Média (0,2-2%)	Médio (250-1000) ou caudal máximo muito baixo a baixo mas estudos hidrológicos a carecerem de revisão	<b>h<sub>w</sub></b> médio (15 – 30 m) e/ou <b>tv</b> média (ex: armazenamento mensal)	Médio (300-600)	Média
4	Elevada (0,2 < a < 0,4) ou aceleração máxima média mas estudos sismológicos carecendo de revisão	Elevada (2-10%)	Elevado (1000-5000) ou caudal máximo médio mas estudos hidrológicos a carecerem de revisão	<b>h<sub>w</sub></b> elevado (30 – 70 m) e/ou <b>tv</b> elevada (ex: semanal)	Elevado (600-2000)	Elevada
5	Muito elevada (a > 0,4) ou aceleração máxima elevada mas estudos sismológicos carecendo de revisão	Muito elevada (>10%)	Muito elevado (> 5000) ou caudal máximo elevado mas estudos hidrológicos a carecerem de revisão	<b>h<sub>w</sub></b> muito elevado (> 70 m) e/ou <b>tv</b> muito elevada (ex: bombagem diária)	Muito elevado (> 2000)	Muito elevada
<b>6</b>	<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>



**Quadro 6.14 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice parcial relativo às consequências (PI<sub>2</sub>).**

		<b>Perda potencial de vidas</b>	<b>Impactes sócio-económicos</b> (estruturas e infra-estruturas, bens e serviços, etc., no vale a jusante e nas áreas adjacentes à albufeira. Interrupção do fornecimento do pedido aos beneficiários)	<b>Impactes ambientais</b> (no vale a jusante e nas áreas adjacentes à albufeira)
	i	7	8	9
α				
1		0	Muito baixos	Muito baixos
2		< 10	Baixos	Baixos
3		10 – 50	Moderados	Moderados
4		50 - 100	Elevados	Elevados
5		100 - 500	Muito elevados	Muito elevados
6		<b>Catastrófica (&gt;500)</b>	<b>Catastróficos</b>	<b>Catastróficos</b>

**Quadro 6.15 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice parcial relativo à fiabilidade da barragem (PI<sub>3</sub>).**

		<b>Fiabilidade da fundação e encontros</b>	<b>Fiabilidade do corpo da barragem</b>	<b>Fiabilidade do descarregador de cheias</b>	<b>Fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e de tomada de água</b>
	i	10	11	12	13
α					
1		Muito boa	Muito boa	Muito boa	Muito boa
2		Boa	Boa	Boa	Boa
3		Satisfatória	Satisfatória	Satisfatória	Satisfatória
4		Reduzida	Reduzida	Reduzida	Reduzida
5		Muito reduzida	Muito reduzida	Muito reduzida	Muito reduzida
6		<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>	<b>Inaceitável</b>

**Quadro 6.16 – Regras gerais de classificação dos descritores do índice de controlo do risco (IC).**

		<b>Observação e inspeção</b>	<b>Manutenção e ensaios</b>	<b>Planeamento de emergência</b>
	i	14	15	16
α				
1		Muito boa	Muito bom	Muito bom
2		Boa	Bom	Bom
3		Satisfatória	Satisfatório	Satisfatório
4		Reduzida	Reduzido	Reduzido
5		Muito reduzida	Muito reduzido	Muito reduzido
6		<b>Inexistente ou não fiável</b>	<b>Inexistente ou não fiável</b>	<b>Inexistente ou não fiável</b>

Quadro 6.17 – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRITORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO
PI <sub>1</sub>	$\alpha_1$ - Sismicidade	Aceleração máxima na fundação da barragem para um período de retorno de 1000 anos.	Indicação dos elementos de base utilizados para a caracterização da sismica (cartas de sismicidade, estudos sísmológicos específicos, reconhecimento de falhas activas na fundação, terrenos susceptíveis de amplificar a acção, etc.)	1	Muito baixa	a<0,05 g e estudos sísmológicos fiáveis (ou estudos sísmológicos carecendo de revisão mas estimativa conservativa da aceleração).
				2	Baixa	0,05 g<a<0,10 g e estudos sísmológicos fiáveis (ou estudos sísmológicos carecendo de revisão mas estimativa conservativa da aceleração).
				3	Média	0,10 g<a<0,20 g ou aceleração máxima muito baixa a baixa mas estudos sísmológicos carecendo de revisão/reformulação.
				4	Elevada	0,20 g<a<0,40 g ou aceleração máxima média mas estudos sísmológicos carecendo de revisão/reformulação.
	$\alpha_2$ - Onda (por perda de estabilidade global de taludes da albufeira)	Estimativa da probabilidade anual de perda de estabilidade global de taludes, para o interior da albufeira, que interessem volumes significativos.	Indicação dos elementos de base utilizados para a caracterização da geologia e da topografia da albufeira e do tipo e importância dos movimentos de instabilidade em questão, assim como das suas consequências potenciais.	5	Muito elevada	Estimativa duma aceleração horizontal máxima no substrato rochoso de 0,15 g (T=1000 anos) com base num estudo sísmológico que não teve em conta a manutenção na fundação da barragem, na zona do leito de cheias, duma camada aluvionar com espessura significativa.
				6	Inaceitável	a>0,40 g ou aceleração máxima elevada mas estudos sísmológicos carecendo de revisão/reformulação. Motivos excepcionais associados ao risco sísmico. Falha activa na fundação da barragem, para a qual se estima um deslocamento sísmico incompatível com a integridade do corpo da barragem.
				1	Muito baixa	O reconhecimento dos taludes e as informações geológico-geotécnicas disponíveis devem permitir estimar uma probabilidade anual de ocorrência muito baixa (inferior a 0,02%). Inexistência de indícios de movimentos de instabilidade actuais ou antigos. 1) Taludes suaves em solos argilosos muito consistentes a duros ou em solos arenosos compactos a muito compactos. Inexistência de indícios de movimentos de instabilidade actuais ou antigos. 2) Taludes em maciços rochosos sem famílias de diaclases desfavoráveis, maciços são a pouco alterados e fracturas afastadas a muito afastadas.

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO
PI <sub>1</sub> (cont.)	α <sub>2</sub> – Onda (por perda de estabilidade global de taludes da albufeira) (cont.)	Os volumes instabilizados são susceptíveis de originar ondas a que se associe, para cotas elevadas da albufeira, perigo de galgamento ou danos muito importantes em estruturas.	Estimativa da probabilidade anual do evento.	2	Baixa	Informações geológico-geotécnicas que confirmam plausibilidade à hipótese, embora remota (estimativa da probabilidade anual entre 0,02% e 0,2%), de ocorrência de escorregamentos enquadrados por este descritor. Inexistência de indícios de movimentos de instabilidade actuais ou antigos.
				3	Média	Informações geológico-geotécnicas compatíveis com a possibilidade de ocorrência de escorregamentos que, em volume e localização, se enquadrem na descrição da acção em análise, estimando-se probabilidades anuais de ocorrência moderadas (0,2 a 2%). Inexistência de indícios de movimentos de instabilidade actuais ou antigos.
				4	Elevada	Idem, estimando-se uma probabilidade anual de ocorrência elevada (2 a 10%). Existência de eventuais indícios de movimentos de instabilidade.
				5	Muito elevada	Idem, estimando-se uma probabilidade anual de ocorrência muito elevada (> 10%). Existência de indicadores de movimentos de instabilidade.
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais associados a este descritor.
				α <sub>3</sub> – Cheias	Caudal máximo afluente da cheia para um período de retorno de 1000 anos.	Indicação dos elementos de base para a caracterização da cheia e dos métodos de cálculo utilizados.
2	Baixo	25 m <sup>3</sup> /s a 250 m <sup>3</sup> /s e estudos hidrológicos fiáveis (ou estudos hidrológicos carecendo de revisão mas estimativa conservativa da cheia).				
3	Médio	250 m <sup>3</sup> /s a 1000 m <sup>3</sup> /s ou caudal máximo muito baixo a baixo mas estudos hidrológicos carecendo de revisão/reformulação.				
4	Elevado	1000 m <sup>3</sup> /s a 5000 m <sup>3</sup> /s ou caudal máximo médio mas estudos hidrológicos carecendo de revisão/reformulação.				

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO  EXEMPLOS
PI <sub>1</sub> (cont.)	α <sub>3</sub> – Cheias (cont.)			5	Muito elevado	>5000 m <sup>3</sup> /s ou caudal máximo elevado mas estudos hidrológicos carecendo de revisão/reformulação.
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais associados ao risco em situação de cheia. Expectativa de um agravamento importante do hidrograma de cheia, em resultado de alterações profundas na ocupação e cobertura vegetal de uma bacia hidrográfica de pequena dimensão.
PI <sub>1</sub> (cont.)	α <sub>4</sub> – Nível de água na albufeira ou taxa de variação	Relativo à altura da coluna de água máxima ou à taxa de variação do nível de água na albufeira (avaliação caso a caso).	Indicação sobre a carga máxima a que a obra estará sujeita em situações permanentes, sobre a relação volume da albufeira/ escoamentos afluentes ou sobre o tipo de exploração (avaliação conjunta com os períodos e frequências de esvaziamentos previstos).	1	Muito baixo	$h_w < 8$ m ou armazenamento plurianual.
				2	Baixo	$8 < h_w < 15$ m ou armazenamento sazonal ou anual.
				3	Médio	$15 < h_w < 30$ m ou taxa de variação moderada (ex.: armazenamento mensal).
				4	Elevado	$30 < h_w < 70$ m ou taxa de variação elevada (ex.: armazenamento semanal).
				5	Muito elevado	$h_w > 70$ m ou taxa de variação muito elevada (ex.: bombagem diária).
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais associados a este descritor. Condições de exploração muito distintas das previstas em fase de projecto e que fundamentaram a concepção e o dimensionamento das estruturas, materializando acções de grande perigosidade.
PI <sub>1</sub> (cont.)	α <sub>5</sub> – Caudal sólido	Caudal sólido afluente à albufeira (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano).	Indicação dos elementos de base utilizados para estimativa do caudal sólido e de eventuais estudos de deposição dos sedimentos na albufeira.	1	Muito baixo	< 150 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano
				2	Baixo	150 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano a 300 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano
				3	Médio	300 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano a 600 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano
				4	Elevado	600 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano a 2000 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano
				5	Muito elevado	>2000 m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /ano
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais associados ao risco relativo ao caudal sólido afluente. Expectativa de um agravamento importante do caudal sólido afluente, em resultado de alterações profundas na ocupação e/ou cobertura vegetal da bacia hidrográfica.

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRITORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
<b>PI<sub>1</sub></b> (cont.)	$\alpha_6$ – Outras acções	Apreciação qualitativa da importância de outras acções exteriores (gelo-degelo, temperatura, neve, precipitação intensa, agressividade da água da albufeira ou outras) com capacidade para afectar a segurança das estruturas.	Indicação dos elementos de base utilizados para a caracterização das acções em causa e para apreciação dos seus efeitos.	1	Muito baixa	Inexistência de acções que se enquadrem neste descritor com capacidade para afectar a segurança das estruturas.
				2	Baixa	Condições climáticas pouco agressivas. No máximo, uma acção enquadrada por este descritor de importância moderada, no que se refere à capacidade de iniciar efeitos detrimenais nas estruturas. Inexistência de indicadores de efeitos detrimenais associados a estas acções <sup>(1)</sup> .
				3	Média	Condições climáticas de agressividade moderada. Duas ou mais acções de importância moderada com capacidade de iniciar efeitos detrimenais nas estruturas. Indicadores de efeitos detrimenais localizados <sup>(1)</sup> .
				4	Elevada	Condições climáticas agressivas. Indicadores de efeitos detrimenais com extensão moderada <sup>(1)</sup> .
				5	Muito elevada	Condições climáticas muito agressivas (variações térmicas muito grandes, ciclos de gelo-degelo frequentes, períodos de precipitação intensa, ventos muito fortes, etc.). Indicadores de efeitos detrimenais de grande extensão <sup>(1)</sup> .
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais associados ao risco relativo às acções enquadradas por este descritor.
<b>PI<sub>2</sub></b>	$\alpha_7$ – Perda potencial de vidas (PPV)	Estimativa das fatalidades expectáveis no vale a jusante em resultado da rotura da barragem e subsequente propagação de uma onda de cheia.	Indicação dos dados de base e estudos associados à formação da onda e à sua propagação no vale a jusante. Cálculo de PPV para o vale próximo (< 5 km) e para o vale afastado (> 5 km) em função da população em risco (PAR).	1	-	Inexistência de fatalidades
				2	-	PPV < 10
				3	-	10 < PPV < 50
				4	-	50 < PPV < 100
				5	-	100 < PPV < 500
				6	Catastrófica	Motivos excepcionais que materializem uma situação inaceitável. 1) PPV extremamente elevado (>500). 2) PPV de grupos particularmente sensíveis elevado (por exemplo, crianças).

<sup>(1)</sup> – A existência de efeitos detrimenais e a sua magnitude são utilizadas para apreciação indirecta da importância das acções (não para avaliação do estado da obra ou das suas vulnerabilidades), tendo em conta os restantes factores que interessam à materialização das deteriorações.

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRITORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO	
						EXEMPLOS	
P <sub>12</sub> (cont.)	α <sub>8</sub> – Impactes socio-económicos	Estimativa da magnitude dos impactes socio-económicos resultantes da rotura da barragem.	Avaliação qualitativa da magnitude das perdas e dos danos nas zonas envolventes da albufeira e no vale a jusante, relativos a bens e serviços afectados, estruturas e infra-estruturas interferidas, interrupção do fornecimento do pedido aos beneficiários, etc..	1	Muito baixos	Inexistência de habitações. Inexistência de vias de comunicação, de áreas industriais e de serviços ou redes de abastecimento (água, gás, electricidade). Afectação da barragem (ex.: barragens privadas, rega de áreas beneficiadas reduzidas, etc.).	
				2	Baixos	Casas dispersas. Áreas de pastagem. Caminhos e estradas municipais. Indústria artesanal. Redes locais de abastecimento. Afectação da barragem (ex.: barragens hidroagrícolas de importância local).	
				3	Moderados	Aglomerados habitacionais de pequena a média dimensão. Áreas agricultadas. Alguma indústria e/ou serviços. Estradas Nacionais, itinerários Complementares e linhas ferroviárias secundárias. Áreas recreativas sazonais. Afectação da barragem (ex.: barragem hidroagrícola de importância regional, barragem de abastecimento público a aglomerados populacionais de pequena dimensão, barragens hidroeléctricas de produção moderada).	
				4	Elevados	Aglomerados habitacionais de média a grande dimensão. Agricultura intensa. Indústria e/ou serviços importantes. Itinerários Principais e linhas ferroviárias principais. Afectação da barragem (ex.: barragem hidroagrícola de importância nacional, barragem de abastecimento público a aglomerados populacionais de dimensão moderada, barragens hidroeléctricas de grande produção).	
				5	Muito elevados	Cidades. Serviços vitais em situações de emergência (hospitais, bombeiros, etc.). Linhas ferroviárias de alta velocidade. Auto-estradas. Perímetros industriais muito importantes. Redes nacionais de abastecimento. Áreas recreativas de grande utilização (estádios, pavilhões desportivos de grande afluência). Afectação da barragem (ex.: barragens de abastecimento público a aglomerados populacionais de grande dimensão).	
				6	Catastróficos	Motivos excepcionais que materializem perdas sócio-económicas inaceitáveis. Afectação de cidades de grande dimensão e de indústrias perigosas.	



Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO
PI <sub>2</sub> (cont.)	α <sub>9</sub> – Impactes ambientais	Estimativa da magnitude e duração dos impactes ambientais resultantes da rotura da barragem e subsequente propagação de uma onda de cheia.	Avaliação qualitativa da magnitude dos danos no vale a jusante e nas áreas adjacentes à albufeira e da sua extensão temporal ao nível dos principais descritores ambientais, designadamente, fauna, flora e paisagem, património, geomorfologia e recursos hídricos, qualidade do ar e das linhas de água.	1	Muito baixos	Sem impactes negativos ou com impactes negativos muito reduzidos.
				2	Baixos	Impactes negativos reduzidos de fácil e rápida recuperação.
				3	Moderados	Impactes negativos moderados com efeitos a curto prazo ou impactes reduzidos com efeitos a longo prazo.
				4	Elevados	Impactes negativos significativos com efeitos a médio / longo prazo.
				5	Muito elevados	Afectação de <i>habitats</i> protegidos e/ou por períodos importantes. Contaminação dos recursos hídricos por períodos importantes.
				6	Catastróficos	Motivos excepcionais que materializem impactes ambientais muito importantes, irreversíveis. <i>Afectação irreversível de património mundial.</i>
PI <sub>3</sub>	α <sub>10</sub> – Fiabilidade da fundação e encontros	Avaliação da fiabilidade dos terrenos de fundação, no que se refere à resistência, deformabilidade e permeabilidade, atendendo aos respectivos tratamentos (consolidação, impermeabilização e drenagem). Para barragens em exploração, avaliação do comportamento da fundação.	Indicação dos elementos de base disponíveis e das intervenções ao nível da fundação, assim como de eventuais estudos de modelação do seu comportamento. Atender não só à fundação da barragem mas também à fundação do descarregador de cheias (zonas de interface, contactos com a barragem, taludes naturais confinantes, terreno a jusante da estrutura de dissipação de caudais, etc.) e das restantes estruturas hidráulicas.	1	Muito boa	Maçãos rochosos com características mecânicas e/ou hidráulicas muito boas e sem ocorrência de acidentes geológicos e/ou de heterogeneidades assinaláveis. Inexistência de indicadores de comportamentos anómalos.
				2	Boa	Maçãos rochosos com características mecânicas e/ou hidráulicas boas. Intervenções correntes de saneamento dos materiais superficiais mais descomprimidos e/ou fracturados. Tratamentos de impermeabilização correntes, designadamente por injeção de caldas de cimento. Inexistência de indicadores de comportamentos anómalos.
				3	Satisfatória	Maçãos rochosos com características mecânicas e/ou hidráulicas razoáveis ou maciços terrosos homogéneos, compactos ou consistentes. As suas características mecânicas e hidráulicas não devem condicionar a concepção estrutural do corpo da barragem nem o respectivo desempenho. Intervenções ao nível da fundação para melhoria do seu comportamento mecânico e/ou hidráulico de dimensão moderada. Existência de indicadores de eventuais comportamentos localizados anómalos de fácil resolução ou sem indicadores.



Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
<b>P<sub>13</sub> (cont.)</b>	$\alpha_{10}$ – Fiabilidade da fundação e encontros (cont.)		Consulta de elementos relativos à construção, ao 1º enchimento e à exploração, designadamente sobre a observação do comportamento da fundação. Realização de visita de inspeção.	4	Reduzida	<p>Maciços rochosos e/ou maciços terrosos com características mecânicas e/ou hidráulicas potencialmente complexas aos quais estão associadas vulnerabilidades acrescidas. As suas características mecânicas e/ou hidráulicas podem condicionar a concepção, o dimensionamento e o desempenho do corpo da barragem. Indicadores de comportamentos anómalos que não ponham em causa a segurança no médio-longo prazo, mas que careçam de investigação e acompanhamento ou de medidas de mitigação de fácil implementação.</p> <p>1) Maciços rochosos muito fracturados e/ou com fracturas abertas que antecipem percolações preferenciais.                  2) Maciços com comportamento mecânico e/ou hidráulico heterogéneo (ex: fundação composta por trechos em maciço rochoso e trechos em maciço terroso; vales com bruscas variações da inclinação dos taludes).                  3) Maciços terrosos com camadas intercaladas de baixa resistência ao corte e/ou de grande deformabilidade.                  4) Maciços terrosos com espessuras significativas de materiais de elevada permeabilidade carecendo da execução de intervenções importantes de impermeabilização.</p>
				5	Muito reduzida	<p>Maciços rochosos e/ou terrosos com características mecânicas e/ou hidráulicas complexas. Necessidade de execução de intervenções importantes para melhoria das suas características. Indicadores de comportamentos anómalos que exigem a implementação de medidas de mitigação, sem contudo se estimar, no curto prazo, a materialização de situações perigosas para a superestrutura.</p> <p>1) Maciços rochosos erodíveis/solúveis (ex: arenitos, grés e calcários).                  2) Solos de muito baixa resistência e de elevada deformabilidade.                  3) Solos susceptíveis à liquefacção.</p>
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais que caracterizem uma fiabilidade inaceitável.

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRITORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO EXEMPLOS
$P_{13}$ (cont.)	$\alpha_{11}$ – Fiabilidade do corpo da barragem	Avaliação da fiabilidade tendo em conta a adequação da concepção e do dimensionamento estrutural para situações permanentes e transientes, face às condições locais, aos métodos e critérios em vigor e aos materiais constituintes. Para barragens em exploração, avaliação do desempenho do corpo da barragem.	Indicação dos elementos disponíveis sobre a caracterização geotécnica, a concepção da barragem, o dimensionamento, a pormenorização e especificações técnicas construtivas. Consulta de elementos relativos à construção, ao 1º enchimento e à exploração, designadamente sobre a observação da obra. Realização de visita de inspeção.	1	Muito boa	Soluções de terra e/ou enrocamento que cumprem todos os requisitos de um adequado dimensionamento estrutural, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, cuja concepção estrutural minimiza os modos de rotura plausíveis. Barragens em exploração há mais de 5 anos, sem indicadores de desempenho anómalo. 1) Barragem de enrocamento com cortina impermeabilizante a montante. Folga mínima e normal e geometria conservativas. Materiais de construção e cortina de impermeabilização fiáveis. Em exploração há 5 anos. 2) Barragem de terra zonada com núcleo espesso, filtros a montante e a jusante do núcleo e tapete filtrante no contacto com a fundação, a jusante. Folga mínima e normal e geometria conservativas. Em exploração há 10 anos.
				2	Boa	Soluções de terra e/ou enrocamento que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor. Barragens em exploração há mais de 5 anos, sem indicadores de desempenho anómalo. 1) Barragem de enrocamento com núcleo central espesso e filtros a montante e a jusante do núcleo. Folga mínima e normal e geometria conservativas. Materiais de construção fiáveis e interfaces adequadas. Em exploração há 5 anos. 2) Barragem de terra homogénea com filtro chaminé inclinado e tapete filtrante no contacto com a fundação, a jusante. Folga mínima e normal e geometria conservativas. Materiais de construção fiáveis e espessuras dos filtros adequadas. Em exploração há 10 anos.
				3	Satisfatória	Soluções que receberiam a classificação 1 ou 2 em exploração há menos de 5 anos, sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais. Soluções de terra e/ou enrocamento que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, mas que encerram concepções estruturais com algumas vulnerabilidades acrescidas.

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO  EXEMPLOS
$PI_3$ (cont.)	$\alpha_{11}$ – Fiabilidade do corpo da barragem (cont.)			3	Satisfatória (cont.)	<p>Barragens em exploração há mais de 5 anos sem indicadores de desempenhos anómalos ou com indicadores de desempenhos anómalos localizados de fácil resolução com meios locais.</p> <p>1) Barragem de terra homogênea com filtro chaminé inclinado e tapete filtrante no contacto com a fundação, a jusante. Em exploração há 3 anos.</p> <p>2) Barragem de enrocamento com núcleo central estreito e filtros a montante e a jusante do núcleo. Em exploração há 10 anos.</p> <p>2) Barragem de terra homogênea ou de terra zonada com filtro chaminé vertical, em exploração há 15 anos.</p> <p>3) Barragem mista de terra/gravidade de pequena altura e com disposições de controlo da percolação na interface. Em exploração há 15 anos.</p> <p><b>Nota:</b> Admite-se a classificação de 3 para barragens de pequena a média dimensão em exploração há mais de 5 anos (que já estiveram sujeitas por diversos períodos a situações de pleno armazenamento) sem quaisquer tipo de indicadores de desempenhos anómalos, relativamente às quais se desconhecem pormenores sobre a concepção estrutural, materiais constituintes e/ou dimensionamento.</p>
				4	Reduzida	<p>Soluções que receberiam a classificação 3 em exploração há menos de 5 anos, sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais.</p> <p>Soluções de terra e/ou enrocamento que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor mas que encerram diversas vulnerabilidades acrescidas e/ou sendo a estimativa do seu desempenho difícil à luz dos conhecimentos existentes. Barragens em exploração há mais de 5 anos, sem indicadores de desempenhos anómalos ou com indicadores de desempenhos anómalos localizados de fácil resolução aparente com meios locais.</p>

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO
PI <sub>3</sub> (cont.)	α <sub>11</sub> – Fiabilidade do corpo da barragem (cont.)			4	Reduzida (cont.)	<p>Quaisquer soluções com indicadores de desempenho anômalo e/ou deteriorações estruturais que não coloquem em causa a segurança da obra no médio-longo prazo, mas que careçam de investigação e acompanhamento ou de medidas de mitigação de fácil implementação.</p> <p>1) Barram de terra homogénea com filtro chaminé vertical. Em exploração há 2 anos.</p> <p>2) Barragem de terra homogénea ou de terra zonada (materiais das diferentes zonas parecidos) sem filtro chaminé, em exploração há 10 anos.</p> <p>3) Barragem de terra galgável de pequena dimensão. Em exploração há 20 anos.</p> <p>4) Barragem mista de terra/gravidade de altura significativa. Em exploração há 15 anos.</p>
				5	Muito reduzida	<p>Soluções que receberiam a classificação 4, em exploração há menos de 5 anos, sem indicadores de desempenho anômalo ou com indicadores de desempenho anômalo localizado de fácil resolução com meios locais.</p> <p>Soluções que não cumprem orientações normativas sem apresentação de justificação válida.</p> <p>Quaisquer soluções com indicadores de desempenho anômalo e/ou deteriorações estruturais que exigem a implementação de medidas de mitigação de riscos, sem contudo se estimar, no curto prazo, a materialização de situações perigosas para a superestrutura.</p>
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais que caracterizem uma fiabilidade inaceitável

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
PI <sub>3</sub> (cont.)	α <sub>12</sub> – Fiabilidade do descarregador de cheias	Avaliação da fiabilidade tendo em conta a adequação da concepção, dimensionamento hidráulico e dimensionamento estrutural, face às condições locais e aos métodos e critérios em vigor. Avaliação do desempenho do descarregador de cheias e da operação dos equipamentos hidromecânicos (se existirem).	Indicação dos elementos disponíveis sobre a concepção da estrutura descarregadora, o dimensionamento, a pormenorização e as especificações técnicas construtivas. Consulta de elementos relativos à construção e ao funcionamento do descarregador de cheias e à operação de eventuais equipamentos hidromecânicos. Realização de visita de inspeção.	1	Muito boa	Soluções que cumprem todos os requisitos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, cuja concepção minimiza os modos de rotura plausíveis. Descarregadores sem indicadores de desempenho anómalo e que já funcionaram com cargas hidráulicas significativas (ou foram ensaiadas em modelo físico). Estruturas descarregadoras separadas do corpo da barragem (ou com contactos reduzidos) com formas hidráulicas muito simples e harmoniosas, em canal, com soleiras não controladas e estruturas de dissipação de energia por fixação do ressalto. Descarregador de cheias com soleira frontal espessa, não controlada, canal descarregador de desenvolvimento rectilíneo com folgas e trecho convergente conservativos, bacia de dissipação por fixação do ressalto.
				2	Boa	Soluções que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor. Descarregadores sem indicadores de desempenho anómalo e que já funcionaram com cargas hidráulicas significativas (ou foram ensaiadas em modelo físico). Estruturas descarregadoras separadas do corpo da barragem (ou com contactos reduzidos) com formas hidráulicas harmoniosas, em canal, com soleiras não controladas e com estruturas de dissipação de energia por fixação do ressalto ou salto de ski em maciços rochosos de boa qualidade. Descarregador de cheias com soleira não controlada, em labirinto, em bico de pato, em leque ou em canal colector lateral, canal descarregador rectilíneo com folgas e trecho convergente conservativos, bacia de dissipação por fixação do ressalto ou salto de ski em maciço rochoso de boa qualidade.
				3	Satisfatória	Soluções que receberiam a classificação 1 ou 2 que ainda não funcionaram com cargas hidráulicas significativas (e não foram ensaiadas em modelo físico), sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais.

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
<b>PI<sub>3</sub> (cont.)</b>	$\alpha_{12}$ – Fiabilidade do descarregador de cheias (cont.)			3	Satisfatória (cont.)	<p>Soluções que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, mas que encerram concepções com algumas vulnerabilidades acrescidas. Descarregadores sem indicadores de desempenhos anómalos ou com indicadores de desempenhos anómalos localizados de fácil resolução aparente com meios locais e que já funcionaram (ou foram ensaiados em modelo físico).</p> <p>1) Descarregador de cheias com soleira não controlada, estrutura descarregadora em poço ligando a galeria em túnel (separada do corpo da barragem) e bacia de dissipação por fixação do ressalto ou salto de ski.</p> <p>2) Descarregador de cheias com soleira controlada, canal descarregador e bacia de dissipação por fixação do ressalto ou salto de ski.</p> <p><b>Nota:</b> Admite-se a classificação de 3 para descarregadores de cheias de caudais efluentes reduzidos (com capacidade de evacuação da cheia de projecto) que já funcionaram, sem quaisquer tipo de indicadores de desempenhos anómalos, relativamente aos quais se desconheçam pormenores sobre a concepção e/ou dimensionamento.</p>
				4	Reduzida	<p>Soluções que receberiam a classificação 3 que ainda não funcionaram com cargas hidráulicas significativas (e não foram ensaiadas em modelo físico), sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais.</p> <p>Soluções que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, mas que encerram concepções com diversas vulnerabilidades acrescidas e/ou sendo a estimativa do seu desempenho difícil à luz dos conhecimentos existentes. Descarregadores sem indicadores de desempenhos anómalos ou com indicadores de desempenhos anómalos localizados de fácil resolução aparente com meios locais e que já funcionaram com cargas hidráulicas significativas (ou foram ensaiados em modelo físico).</p>

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
PI <sub>3</sub> (cont.)	α <sub>12</sub> – Fiabilidade do descarregador de cheias (cont.)			4	Reduzida (cont.)	Quaisquer soluções com indicadores de desempenho anómalo e/ou deteriorações estruturais que não coloquem em causa a segurança da obra no médio-longo prazo, mas que careçam de investigação e acompanhamento ou de medidas de mitigação de fácil implementação. Em qualquer caso, com capacidade de evacuação da cheia de projecto com uma folga mínima superior a 1 m. Descarregador de cheias com soleira controlada, estrutura descarregadora em poço, galeria em túnel e salto de ski. Sem indicadores de desempenho anómalo e já solicitado em episódios de cheia.
				5	Muito reduzida	Soluções que receberiam a classificação 4 que ainda não funcionaram (e não foram ensaiadas em modelo físico), sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais. Soluções particularmente vulneráveis e/ou que não cumprem orientações normativas sem apresentação de justificação válida. Quaisquer soluções com indicadores de desempenho anómalo e/ou deteriorações estruturais que exigem a implementação de medidas de mitigação de riscos, sem contudo se estimar, no curto prazo, a materialização de situações perigosas para a superestrutura. Descarregadores com capacidade de evacuação da cheia de projecto com uma folga mínima inferior a 1 m. 1) Descarregador de cheias escavado no terreno natural, em maciço terroso. 2) Descarregador de cheias em poço, com soleira controlada e com galeria sob o corpo da barragem.
				6	Inaceitável	Motivos excepcionais que concretizem uma fiabilidade inaceitável. Descarregador de cheias sem capacidade de evacuação da cheia de projecto.



Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
PI <sub>3</sub> (cont.)	α <sub>13</sub> – Fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água	Avaliação da fiabilidade tendo em conta a adequação da concepção, dimensionamento hidráulico e dimensionamento estrutural, face às condições locais e aos métodos e critérios em vigor. Avaliação do desempenho dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água e da operação dos equipamentos hidromecânicos.	Indicação dos elementos disponíveis sobre a concepção dos sistemas, o dimensionamento, a pormenorização e as especificações técnicas construtivas. Consulta de elementos relativos à construção, à recepção dos equipamentos e ao funcionamento dos sistemas em questão. Realização de visita de inspeção.	1	Muito boa	<p>Soluções que cumprem todos os requisitos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, cuja concepção minimiza os modos de rotura plausíveis, sem indicadores de desempenho anómalo e que já funcionaram (ou foram ensaiadas em modelo físico).</p> <p>Sistemas de descarga de fundo e de tomada de água com equipamentos hidromecânicos de obtenção a montante e a jusante, de muito fácil acessibilidade e manobra.</p> <p>Sistema de descarga de fundo e tomada de água com torre a montante, acessível por passadiço a partir do encontro, com condutas independentes, inseridas em galeria visitável construída em túnel, bacia de dissipação por fixação do ressalto na saída da descarga de fundo e equipamentos hidromecânicos a montante e a jusante.</p>
				2	Boa	<p>Soluções que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, sem indicadores de desempenho anómalo e que já funcionaram (ou foram ensaiadas em modelo físico).</p> <p>Sistemas de descarga de fundo e de tomada de água com equipamentos hidromecânicos de obtenção a montante a jusante, de fácil acessibilidade e manobra.</p> <p>Sistema de descarga de fundo e tomada de água com torre a montante acessível por passadiço a partir do coroamento, com condutas independentes, inseridas em galeria visitável construída sob o corpo da barragem, bacia de impacto na saída da descarga de fundo a jusante e equipamentos hidromecânicos a montante e a jusante.</p>

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
PI <sub>3</sub> (cont.)	α <sub>13</sub> – Fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água (cont.)			3	Satisfatória	<p>Soluções que receberiam a classificação 1 ou 2 que ainda não funcionaram (e não foram ensaiadas em modelo físico), sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais.</p> <p>Soluções que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, mas que encerram concepções com algumas vulnerabilidades acrescidas, sem indicadores de desempenhos anómalos ou com indicadores de desempenhos anómalos localizados de fácil resolução com meios locais e que já funcionaram.</p> <p>1) Sistema de descarga de fundo e tomada de água com torre a montante, acessível por passagem a partir do coroamento, com condutas independentes, bacia de impacto na saída da descarga de fundo e equipamentos hidromecânicos a montante e a jusante. Condutas sob o corpo da barragem, não visitáveis em operação.</p> <p>2) Sistema de descarga de fundo em túnel no encontro direito com câmara de manobras enterrada e trecho de montante não visitável. Comporta enscadeira e comporta de regulação manobradas na câmara enterrada e bacia de dissipação por fixação do ressalto na saída da descarga de fundo.</p> <p><b>Nota:</b> Admite-se a classificação de 3 para sistemas de descarga de fundo e tomada de água de pequena a média dimensão que já funcionaram, sem quaisquer tipo de indicadores de desempenhos anómalos, relativamente aos quais se desconheçam pormenores sobre a concepção e/ou dimensionamento.</p>
				4	Reduzida	<p>Soluções que receberiam a classificação 3 que ainda não funcionaram (e não foram ensaiadas em modelo físico), sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais.</p>

Quadro 6.17 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de risco proposto (barragens em fase de exploração).

ÍNDICE PARCIAL	DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO <b>EXEMPLOS</b>
PI <sub>3</sub> (cont.)	α <sub>13</sub> – Fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água (cont.)			4	Reduzida (cont.)	<p>Soluções que cumprem todos os requisitos técnicos de um adequado dimensionamento estrutural e hidráulico, em conformidade com as regras da boa arte, as orientações normativas e os regulamentos em vigor, mas que encerram concepções com diversas vulnerabilidades acrescidas e/ou sendo a estimativa do seu desempenho difícil à luz dos conhecimentos existentes. Sistemas sem indicadores de desempenhos anómalos ou com indicadores de desempenhos anómalos localizados de fácil resolução com meios locais e que já funcionaram.</p> <p>Quaisquer soluções com indicadores de desempenho anómalo e/ou deteriorações estruturais que não coloquem em causa a segurança da obra no médio-longo prazo, mas que careçam de investigação e acompanhamento ou de medidas de mitigação de fácil implementação.</p> <p>Sistema de descarga de fundo e tomada de água com galeria não visitável em operação, em pressão sob o corpo de barragem (comporta ensecadeira a montante e comporta ou válvula de regulação a jusante), sem estrutura de dissipação de energia na saída da descarga de fundo.</p>
				5	Muito reduzida	<p>Soluções que receberiam a classificação 4 que ainda não funcionaram (e não foram ensaiadas em modelo físico), sem indicadores de desempenho anómalo ou com indicadores de desempenho anómalo localizado de fácil resolução com meios locais.</p> <p>Soluções particularmente vulneráveis e/ou que não cumprem orientações normativas sem apresentação de justificação válida.</p> <p>Quaisquer soluções com indicadores de desempenho anómalo e/ou deteriorações estruturais que exigem a implementação de medidas de mitigação de riscos, sem contudo se estimar, no curto prazo, a materialização de situações perigosas para a superestrutura.</p> <p>Motivos excepcionais que concretizem uma fiabilidade inaceitável. Equipamentos hidromecânicos inoperacionais.</p>
				6	Inaceitável	

Quadro 6.18 – Orientação para a classificação dos descritores do índice de controlo do risco proposto (barragens em fase de exploração).

DESCRIPTOR	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO
α <sup>14</sup> – Observação e inspeção	Avaliação da qualidade e adequação dos sistemas de observação e das actividades de inspeção.	Consulta do Plano de Observação. Consulta dos relatórios de instalação dos sistemas de observação, de elementos relativos à exploração dos sistemas, dos relatórios de análise dos dados e dos resultados das visitas de inspeção. Realização de visita de inspeção.	1	Muito boa	Actividades de observação e inspeção em conformidade com as NOIB, periodicidades conservativas das leituras e das visitas de inspeção. Relatórios de análise dos dados de observação e dos resultados das visitas disponíveis. Inexistência de deteriorações dos dispositivos de observação.
			2	Boa	Actividades de observação e inspeção em conformidade com as NOIB. Relatórios de análise dos dados de observação e dos resultados das visitas disponíveis. Inexistência de deteriorações dos dispositivos de observação.
			3	Satisfatória	Actividades de observação e inspeção, em geral, em conformidade com as NOIB. Alguns atrasos na elaboração dos relatórios de análise dos dados de observação e dos resultados das visitas. Existência de pequenas deteriorações dos dispositivos de observação, de fácil recuperação, ou inoperacionalidade excepcional de alguns (entre vários do mesmo tipo) dispositivos de observação.
			4	Reduzida	Actividades de observação e inspeção incompletas (falha de campanhas de leituras ou de visitas de inspeção e/ou inexistência de relatórios de análise dos dados). Existência de deteriorações várias que reduzem a eficiência do sistema de observação.
			5	Muito reduzida	Actividades de observação e inspeção muito incompletas ou inexistência de observação mas com realização de visitas de inspeção. Existência de deteriorações várias que reduzem, de forma significativa, a eficiência do sistema de observação e inspeções incompletas.
			6	Inexistente ou não fiável	-

Quadro 6.18 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de controlo proposto (barragens em fase de exploração).

DESCRIPTOR	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO
α15 – Manutenção e ensaios	Avaliação da qualidade e adequação das actividades de manutenção e de ensaios.	Consulta de elementos relativos à manutenção e exploração da barragem. Os resultados da visita de inspeção deverão permitir avaliar a qualidade da manutenção das várias componentes da obra.	1	Muito bom	Muito bom estado de conservação do corpo da barragem (inexistência de vegetação de médio/grande porte no corpo ou nas imediações da barragem, sistemas de drenagem desobstruídos, etc.) e dos órgãos hidráulicos anexos (secções de escoamento perfeitamente desobstruídas, drenos em funcionamento, etc.), assim como das acessibilidades e de todos os equipamentos.
			2	Bom	Bom estado de conservação do corpo da barragem e dos órgãos hidráulicos anexos, das acessibilidades e de todos os equipamentos.
			3	Satisfatório	Razoável estado de conservação do corpo da barragem e dos órgãos hidráulicos anexos, das acessibilidades e de todos os equipamentos. Necessidade de introduzir melhorias nas actividades de manutenção e ensaios.
			4	Reduzido	Deficiente estado de conservação do corpo da barragem e dos órgãos hidráulicos anexos, das acessibilidades e dos equipamentos. Necessidade de implementação no curto prazo de medidas de reabilitação de danos decorrentes da manutenção deficiente da obra.
			5	Muito reduzido	Deficiente estado de conservação de algumas componentes da obra que impede a sua adequada inspeção. Degradação acentuada de algumas das componentes da obra resultante de manutenção muito deficiente. Ex.: existência de vegetação de médio/grande porte no corpo da barragem, caleiras obstruídas, tocas de animais, etc.. Necessidade de implementação imediata de medidas de reabilitação dos danos decorrentes da manutenção deficiente da obra, sem se configurarem situações potenciais de rotura.
			6	Inexistente ou não fiável	-

Quadro 6.18 (cont.) – Orientação para a classificação dos descritores do índice de controlo proposto (barragens em fase de exploração).

DESCRIPTORES	DESCRIÇÃO	CONTEÚDO DA JUSTIFICAÇÃO	COEF.	CLASSIFICAÇÃO	CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO
α <sup>15</sup> Planeamento de emergência	Avaliação da qualidade e eficácia do Plano de emergência, dos sistemas de aviso e das actividades de planeamento e simulação de situações de emergência.	Consulta do Plano de emergência e diálogo com as entidades intervenientes. Avaliação das actividades de planeamento e simulação de situações de emergência.	1	Muito bom	Plano de emergência e actividades de planeamento e simulação de muito boa qualidade. Enquadramento que permite esperar uma boa eficácia das medidas de emergência.
			2	Bom	Plano de emergência e actividades de planeamento e simulação de boa qualidade. Enquadramento que permite esperar uma boa eficácia das medidas de emergência.
			3	Satisfatório	Plano de emergência e actividades de planeamento e simulação satisfatórios. Enquadramento que permite esperar uma razoável eficácia das medidas de emergência.
			4	Reduzido	Plano de emergência de eficácia reduzida.
			5	Muito reduzido	Actividades de planeamento e simulação de situações de emergência.
			6	Inexistente ou não fiável	Plano de emergência de eficácia reduzida. Inexistência de actividades de planeamento e simulação de situações de emergência.

### 6.7.3 – Aplicação às barragens do grupo de controlo

Apresenta-se nesta secção a aplicação dos índices propostos às barragens do grupo de controlo do *Plano Especial de Inspeção de barragens*.

As barragens do grupo de controlo foram objecto de apresentação das suas principais características na secção 6.4.3. Nessa secção, em que se expôs os resultados da aplicação do índice global de risco, apresentou-se também um conjunto de fotografias por barragem, tiradas durante as visitas de inspecção realizadas, integradas nas fichas de compilação dos resultados da aplicação do índice global de risco (Quadros A2.2 a A2.37 do Anexo 2).

No Quadro 6.19 apresenta-se, para as barragens do grupo de controlo, os resultados obtidos para os índices parciais e para os índices de risco e de controlo do risco propostos. Discrimina-se, também, a perda potencial de vidas humanas e classificam-se as barragens. No Quadro 6.20 apresenta-se a classificação dos vários descritores.

No anexo 2, nos Quadros A2.38 a A2.73, apresentam-se as fichas de aplicação às barragens dos índices propostos e as justificações das classificações atribuídas aos vários descritores.

As 36 barragens do grupo de controlo distribuem-se pelas duas classes definidas, da seguinte forma:

1. classe I – 25 barragens (69% do total);
2. classe II – 11 barragens (21% do total).

Os índices parciais –  $PI_1$ ,  $PI_2$  e  $PI_3$  – e o índice de risco – IR – apresentam os seguintes valores (mínimo, máximo, médio e desvio padrão):

1.  $PI_{1\ min}=1,3$ ,  $PI_{1\ máx}=2,4$ ,  $PI_{1\ médio}=1,83$ ,  $\sigma_{PI1}=0,24$ ;
2.  $PI_{2\ min}=1,50$ ,  $PI_{2\ máx}=4,0$ ,  $PI_{2\ médio}=2,69$ ,  $\sigma_{PI2}=0,62$ ;
3.  $PI_{3\ min}=2,25$ ,  $PI_{3\ máx}=5,75$ ,  $PI_{3\ médio}=4,43$ ,  $\sigma_{PI3}=0,75$ ;
4.  $IR_{\ min}=20,48$ ,  $IR_{\ máx}=68,91$ ,  $IR_{\ médio}=40,63$ ,  $\sigma_{IR}=11,66$ .

No que se refere ao índice de controlo do risco, os valores mínimo, máximo, médio e desvio padrão são os seguintes:

$$IC_{\ min}=3,0, IC_{\ máx}=6,0, IC_{\ médio}=5,47, \sigma_{IC}=0,61.$$



**Quadro 6.19 – Resumo dos resultados da aplicação dos índices propostos às barragens do grupo de controlo.**

Barragem		Índices parciais e índice de risco					Índice de controlo IC	PPV	Classe
Nome	Código	PI <sub>1</sub>	PI <sub>2</sub>	PI <sub>3</sub>	Nº α <sub>i=6</sub> (i=10 a 13)	IR			
Cadouços I	CB001	1,75	3,25	4,55	2	48,52	5,75	75	I
Cadouços III	CB002	1,75	3,25	5,75	3	61,32	6	85	I
Cadouços II	CB003	1,75	3,75	5,60	2	68,91	6	120	I
Fazenda Julieta	CB007	1,75	3,75	4,50	0	55,37	5,75	200	II
Vale do Bebedouro	CB008	2,05	3,00	4,40	0	50,74	5,75	50	II
Pias	CB009	1,75	3,25	4,80	2	51,19	5,75	90	I
Covões	CB010	1,75	2,25	5,10	2	37,65	5,5	6	I
Negrelinhos	CB011	1,60	4,00	2,90	0	34,80	5,25	600	II
Carregal I	CB013	1,60	3,25	4,65	1	45,34	5,5	75	I
Vinte e Dois	CB015	1,60	3,25	4,75	1	46,31	5,75	65	I
Porches	CB016	2,40	3,25	3,90	0	57,04	5,25	69	II
Vale de Arca II	CB017	2,40	2,00	3,80	0	34,20	5,5	6	II
Algalé I	CB018	2,00	3,25	4,20	2	51,19	5,75	63	I
Algalé II	CB019	2,00	2,75	4,85	1	50,02	5,25	23	I
Soberanas de Baixo	CB020	2,00	2,25	3,80	0	32,06	5,5	3	II
Michões	CB021	2,00	2,75	2,25	0	23,20	3	30	II
Vale Cobrão	CB022	2,30	2,50	4,00	0	43,13	5	13	II
Maçanedo	CB023	1,60	2,25	4,45	2	30,04	5,75	6	I
Vale da Torre	CB024	1,60	2,25	4,45	2	30,04	5,75	6	I
Terça	CB025	2,00	2,50	5,25	3	49,22	6	12	I
Maroteiras	CB026	1,70	2,50	4,05	1	32,27	6	20	I
Cabeça de Cabra	CB027	1,70	2,50	3,95	1	31,48	5,5	25	I
Sobrena	CB028	2,00	3,75	3,40	0	47,81	3,5	179	II
Monte dos Alhos	CB030	1,60	1,50	5,15	2	23,18	5,75	0	I
Nabos	CB031	1,70	2,00	4,55	2	29,01	5,75	3	I
Vale de Carneiros	CB032	1,70	2,00	4,05	1	25,82	5,75	3	I
Daroeira	CB033	2,00	2,75	3,40	0	35,06	5,25	30	II
Charnequinha	CB034	1,30	2,00	4,20	2	20,48	5,5	3	I
Vale Sanceiro	CB035	1,60	2,75	5,40	2	44,55	6	25	I
Vale da Arca I	CB036	2,00	1,75	3,90	0	25,59	5,25	2	II
Vale da Ursa	CB037	2,05	2,25	5,50	2	47,57	5,5	6	I
Vale Pinheiro	CB038	1,65	2,00	5,15	2	31,87	5,25	3	I
Malhada Alta	CB039	1,65	3,00	4,65	1	43,16	5,25	15	I
Valeira Alta	CB043	2,00	2,50	5,15	2	48,28	5,75	10	I
Retorta	CB048	1,70	2,75	4,55	1	39,88	5,75	35	I
Vergancinho	CB054	2,00	2,25	4,30	1	36,28	5,5	6	I

**Quadro 6.20 – Classificação dos descritores dos índices propostos.**

Barragem		Classificação dos descritores															
Nome	Código	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha_5$	$\alpha_6$	$\alpha_7$	$\alpha_8$	$\alpha_9$	$\alpha_{10}$	$\alpha_{11}$	$\alpha_{12}$	$\alpha_{13}$	$\alpha_{14}$	$\alpha_{15}$	$\alpha_{16}$
Cadouços I	CB001	3	1	1	2	2	3	4	3	2	3	4	6	6	6	5	6
Cadouços III	CB002	3	1	1	2	2	3	4	3	2	6	6	5	6	6	6	6
Cadouços II	CB003	3	1	1	2	2	3	5	3	2	6	6	5	5	6	6	6
Fazenda Julieta	CB007	3	1	1	2	2	3	5	3	2	4	5	4	5	6	5	6
Vale do Bebedouro	CB008	3	1	2	2	2	3	4	2	2	4	4	5	5	6	5	6
Plas	CB009	3	1	1	2	2	3	4	3	2	4	4	6	6	6	5	6
Covões	CB010	3	1	1	2	2	3	2	3	2	3	6	6	5	6	4	6
Negrelinhos	CB011	2	1	1	2	2	2	5	4	2	2	3	3	4	6	3	6
Carregal I	CB013	2	1	1	2	2	2	4	3	2	4	4	6	5	6	4	6
Vinte e Dois	CB015	3	1	2	1	2	2	4	3	2	3	5	6	5	6	5	6
Porches	CB016	3	1	2	3	2	2	4	3	2	4	3	5	4	6	3	6
Vale de Arca II	CB017	3	1	2	3	2	2	2	2	2	3	3	5	5	6	4	6
Algalé I	CB018	3	1	2	2	2	2	4	3	2	3	3	6	6	6	5	6
Algalé II	CB019	3	1	2	2	2	2	3	3	2	3	6	5	5	6	3	6
Soberanas de Baixo	CB020	3	1	2	2	2	2	2	3	2	3	3	5	5	6	4	6
Michões	CB021	3	1	2	2	2	2	3	3	2	3	2	2	2	2	2	6
Vale Cobrão	CB022	3	1	3	2	2	2	3	2	2	3	4	5	4	5	4	6
Maçanedo	CB023	3	1	2	1	2	2	2	3	2	4	3	6	6	6	5	6
Vale da Torre	CB024	3	1	2	1	2	2	2	3	2	4	3	6	6	6	5	6
Terça	CB025	3	1	2	2	2	2	3	2	2	3	6	6	6	6	6	6
Maroteiras	CB026	3	1	1	2	2	2	3	2	2	3	3	6	5	6	6	6
Cabeça de Cabra	CB027	3	1	1	2	2	2	3	2	2	3	3	5	6	6	4	6
Sobrena	CB028	3	1	2	2	2	2	5	3	2	4	3	3	4	3	2	6
Monte dos Alhos	CB030	3	1	2	1	2	2	1	2	2	4	5	6	6	6	5	6
Nabos	CB031	3	1	1	2	2	2	2	2	2	3	4	6	6	6	5	6
Vale de Carneiros	CB032	3	1	1	2	2	2	2	2	2	3	4	4	6	6	5	6
Daroeira	CB033	3	1	2	2	2	2	3	3	2	3	3	4	4	6	3	6
Charnequinha	CB034	3	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	6	6	6	4	6
Vale Sanceiro	CB035	3	1	2	1	2	2	3	3	2	5	5	6	6	6	6	6
Vale da Arca I	CB036	3	1	2	2	2	2	2	1	2	3	4	4	5	6	3	6
Vale da Ursa	CB037	3	1	2	2	2	3	2	3	2	5	6	5	6	6	4	6
Vale Pinheiro	CB038	3	1	2	1	2	3	2	2	2	6	4	6	5	6	3	6
Malhada Alta	CB039	3	1	2	1	2	3	3	4	2	4	4	6	5	6	3	6
Valeira Alta	CB043	3	1	2	2	2	2	3	2	2	4	5	6	6	6	5	6
Retorta	CB048	3	1	1	2	2	2	3	3	2	4	4	5	6	6	5	6
Vergancinho	CB054	2	1	1	3	2	2	2	3	2	3	4	5	6	6	4	6

Nas Figuras 6.12 a 6.15 apresentam-se as distribuições dos descritores que compõem os índices parciais, o índice de risco e o índice de controlo do risco, cujos valores mínimo, máximo, médio e desvio padrão se indicam em seguida:

1.  $\alpha_1 \text{ min}=2, \alpha_1 \text{ máx}=3, \alpha_1 \text{ médio}=2,92, \sigma_{\alpha_1}=0,28;$
2.  $\alpha_2 \text{ min}=1, \alpha_2 \text{ máx}=1, \alpha_2 \text{ médio}=1,00, \sigma_{\alpha_2}=0,00;$
3.  $\alpha_3 \text{ min}=1, \alpha_3 \text{ máx}=3, \alpha_3 \text{ médio}=1,61, \sigma_{\alpha_3}=0,55;$
4.  $\alpha_4 \text{ min}=1, \alpha_4 \text{ máx}=3, \alpha_4 \text{ médio}=1,86, \sigma_{\alpha_4}=0,54;$
5.  $\alpha_5 \text{ min}=2, \alpha_5 \text{ máx}=2, \alpha_5 \text{ médio}=2,00, \sigma_{\alpha_5}=0,00;$
6.  $\alpha_6 \text{ min}=2, \alpha_6 \text{ máx}=3, \alpha_6 \text{ médio}=2,28, \sigma_{\alpha_6}=0,45;$
7.  $\alpha_7 \text{ min}=1, \alpha_7 \text{ máx}=5, \alpha_7 \text{ médio}=3,06, \sigma_{\alpha_7}=1,07;$
8.  $\alpha_8 \text{ min}=1, \alpha_8 \text{ máx}=4, \alpha_8 \text{ médio}=2,67, \sigma_{\alpha_8}=0,63;$
9.  $\alpha_9 \text{ min}=2, \alpha_9 \text{ máx}=2, \alpha_9 \text{ médio}=2,00, \sigma_{\alpha_9}=0,00;$
10.  $\alpha_{10} \text{ min}=2, \alpha_{10} \text{ máx}=6, \alpha_{10} \text{ médio}=3,67, \sigma_{\alpha_{10}}=0,96;$
11.  $\alpha_{11} \text{ min}=2, \alpha_{11} \text{ máx}=6, \alpha_{11} \text{ médio}=4,08, \sigma_{\alpha_{11}}=1,13;$
12.  $\alpha_{12} \text{ min}=2, \alpha_{12} \text{ máx}=6, \alpha_{12} \text{ médio}=5,17, \sigma_{\alpha_{12}}=1,03;$
13.  $\alpha_{13} \text{ min}=2, \alpha_{13} \text{ máx}=6, \alpha_{13} \text{ médio}=5,19, \sigma_{\alpha_{13}}=1,01;$
14.  $\alpha_{14} \text{ min}=2, \alpha_{14} \text{ máx}=6, \alpha_{14} \text{ médio}=5,25, \sigma_{\alpha_{14}}=0,91;$
15.  $\alpha_{15} \text{ min}=2, \alpha_{15} \text{ máx}=6, \alpha_{15} \text{ médio}=4,33, \sigma_{\alpha_{15}}=1,12;$
16.  $\alpha_{16} \text{ min}=6, \alpha_{16} \text{ máx}=6, \alpha_{16} \text{ médio}=6,00, \sigma_{\alpha_{16}}=0,00;$

No que se refere ao índice parcial  $PI_1$  ( $PI_1 = \sum_{i=1}^6 P_{\alpha_i} \cdot \alpha_i$  com  $P_{\alpha_1}=0,1; P_{\alpha_2}=0,1; P_{\alpha_3}=0,3; P_{\alpha_4}=0,4; P_{\alpha_5}=0,05$  e  $P_{\alpha_6}=0,05$ ), os descritores que mais contribuem para o seu valor são o  $\alpha_4$  e o  $\alpha_3$ , por esta ordem, e por via dos pesos respectivos. Estes índices reportam-se às acções exteriores de maior influência no desempenho destas obras, designadamente, a altura da máxima coluna de água em situação de exploração normal (e/ou a taxa de variação do nível de armazenamento) e o caudal de ponta da cheia milenar.

O valor médio do índice parcial 1 é baixo, 1,83, assim como o seu desvio padrão, 0,24. Trata-se de um índice que caracteriza as principais acções a que a obra estará sujeita. Os valores baixos são, no essencial, justificados pelo facto de se tratarem de obras de pequena a média dimensão, dominando, em geral, pequenas bacias hidrográficas e localizando-se em zonas geográficas de baixa agressividade climática e de sismicidade média.

Dos descritores afectos ao índice  $PI_1$ , nenhum assume a classificação 6, sendo 3 o valor mais alto atribuído. Dois dos descritores,  $\alpha_2$  e  $\alpha_5$ , assumem sempre a mesma classificação, respectivamente, 1 e 2.

O descritor  $\alpha_1$  (sismicidade) foi definido em função da aceleração máxima para um período de retorno de 1000 anos com base em 13 zonas de geração sísmica (Oliveira, 1976). Nenhuma das barragens do grupo de controlo tinha estudos sismológicos específicos.

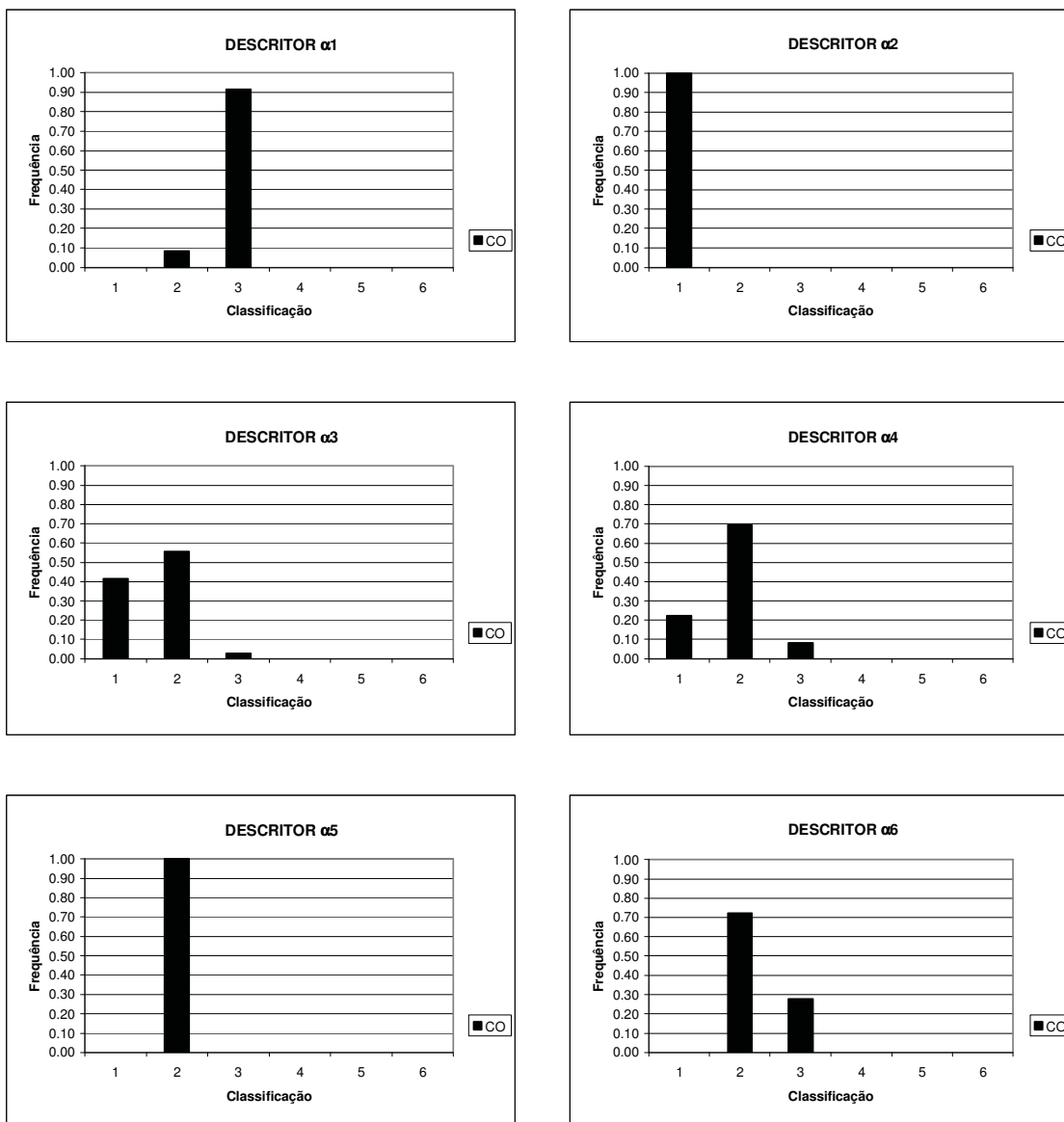


Fig. 6.12 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_1$  a  $\alpha_6$  (relativos ao índice parcial  $PI_1$ ).

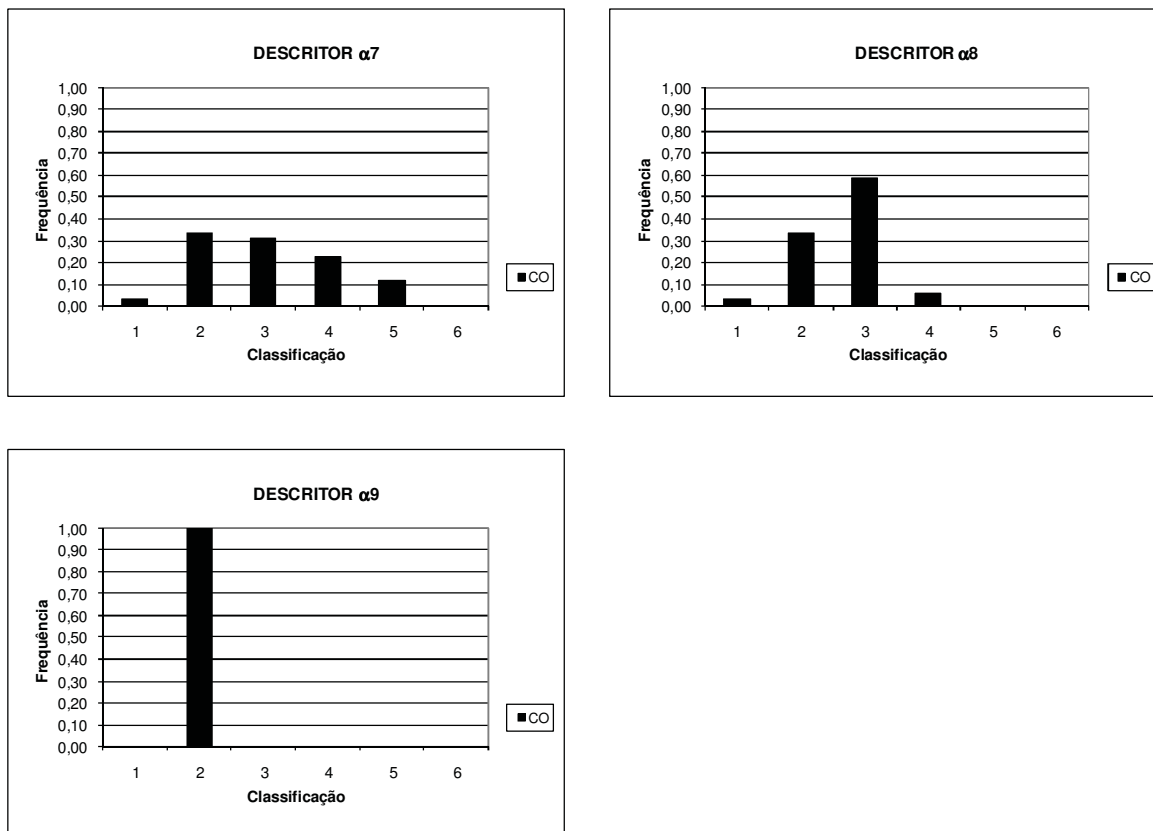


Fig. 6.13 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_7$  a  $\alpha_9$  (relativos ao índice parcial  $PI_2$ ).

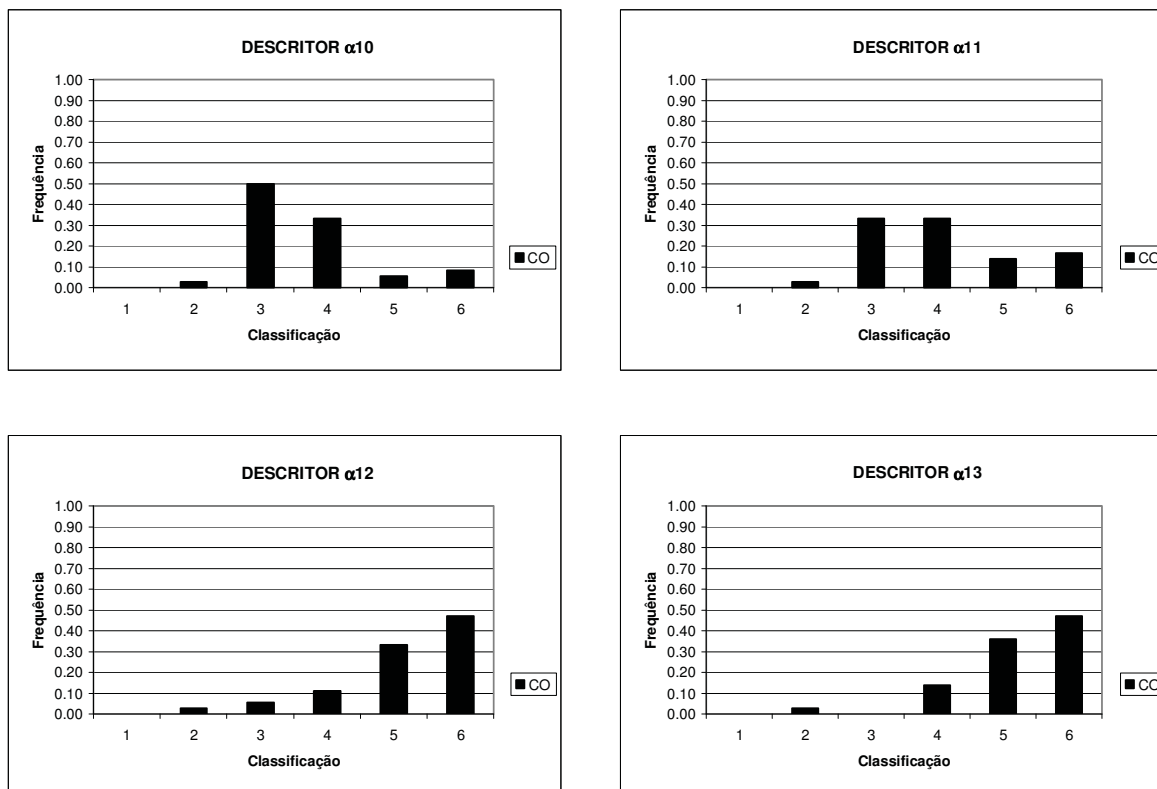


Fig. 6.14 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_{10}$  a  $\alpha_{13}$  (relativos ao índice parcial  $PI_3$ ).

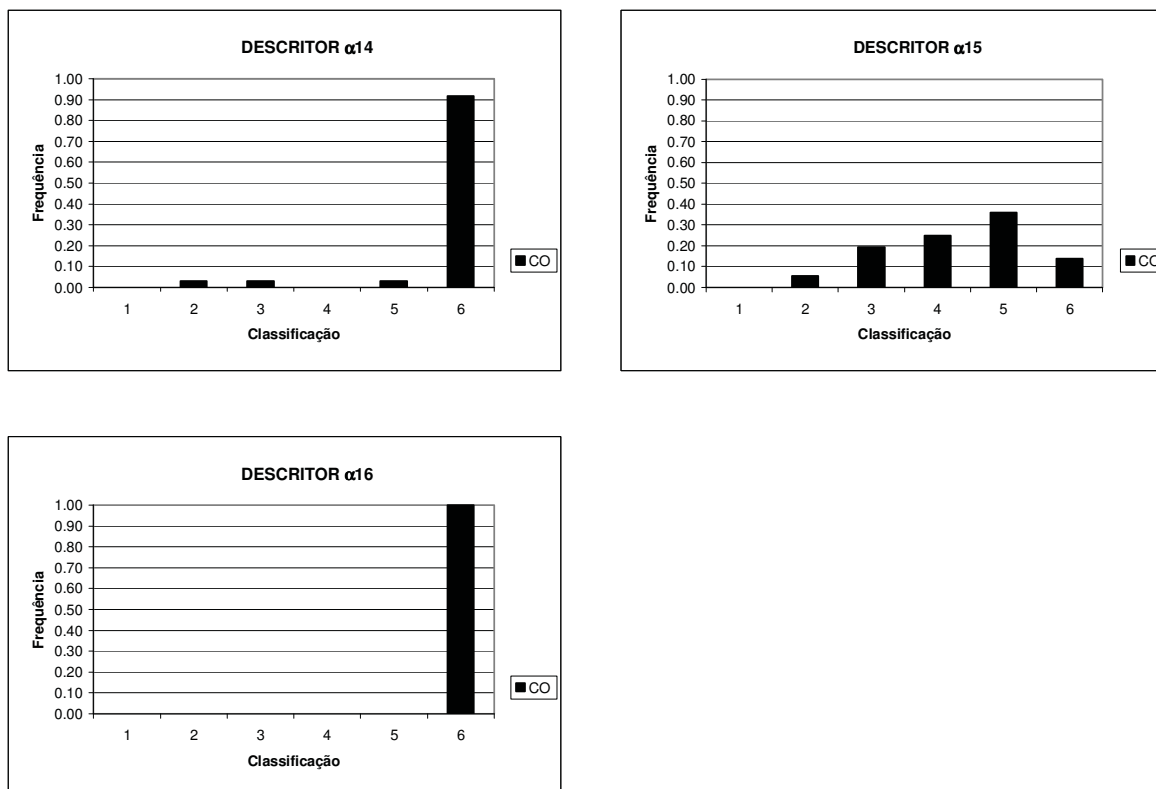


Fig. 6.15 – Distribuição da classificação dos descritores  $\alpha_{14}$  a  $\alpha_{16}$  (relativos ao índice de controlo IC).

A probabilidade anual de ocorrência de escorregamentos para o interior da albufeira com capacidade para originarem ondas que galgassem a barragem ou originassem danos significativos nas estruturas,  $\alpha_2$ , foi classificada, sempre, como muito reduzida (inferior a 0,02%). A classificação atribuída fundamentou-se nas características geomorfológicas dos terrenos da albufeira e no reconhecimento de campo efectuado durante as visitas de inspecção.

O descritor  $\alpha_3$  (cheias) foi classificado em função dos caudais de cheia constantes dos *Estudos do Plano Especial de Inspeção*. Estes, na sua grande maioria, resultam de estimativas preliminares do caudal máximo com base na fórmula racional e nas curvas de intensidade de precipitação de postos nas proximidades (Brandão e Rodrigues, 1998). Um número muito reduzido de barragens dispunha de estudos hidrológicos.

No que se refere ao descritor  $\alpha_4$  (altura da coluna de água máxima ou taxa de variação do nível de água na albufeira), este foi classificado, fundamentalmente, em função das alturas de água máximas, que variam entre 3,5 m e 24,5 m, interessando as classificações 1 a 3 (e, maioritariamente, a classificação 2). Tratam-se de barragens, na grande maioria, utilizadas para a agricultura, portanto, com variações essencialmente sazonais do nível da água na albufeira.

Relativamente ao caudal sólido,  $\alpha_5$ , considerou-se que todas as barragens terão volumes anuais afluentes por km<sup>2</sup> entre 150 e 300 m<sup>3</sup>. Não se conhecem dados de observação em Portugal de bacias com características semelhantes às das barragens do grupo de controlo, pelo que se considerou, para todas elas, o mesmo intervalo de valores, que se admite conservativo e é frequentemente adoptado no projecto de barragens em Portugal.

Finalmente, o descritor  $\alpha_6$  (associado a outras acções exteriores) foi classificado tendo em conta as condições climáticas locais e, indirectamente, a partir do reconhecimento de efeitos detrimenais de acções enquadradas por este descritor.

No que se refere ao índice  $PI_2$  ( $PI_2 = \sum_{i=7}^9 P_{\alpha_i} \cdot \alpha_i$ , com  $P_{\alpha_7}=0,5$ ;  $P_{\alpha_8}=0,25$  e  $P_{\alpha_9}=0,25$ ), dos três descritores que o definem é o  $\alpha_7$  (perda potencial de vidas), com um valor médio de 3,06 e um peso de 0,5, que mais contribui para o seu valor.

Trata-se de um índice com um valor médio baixo, de 2,69, o que se deve, no essencial, por um lado, ao facto de estarem em causa albufeiras com volumes pequenos a moderados e barragens de altura também reduzida a média e, por outro, ao baixo valor económico da generalidade dos vales a jusante das barragens, com ocupação reduzida a moderada.

O descritor  $\alpha_7$  (perda potencial de vidas) foi considerado igual a 50% da população em risco (PAR), avaliada no âmbito dos *Estudos do Plano Especial de Inspeção*, já que a maioria dos danos ocorriam no vale próximo. Nos estudos realizados, PAR foi avaliado tendo em conta a visita de reconhecimento do vale a jusante potencialmente interferido, a análise da cartografia militar à escala 1:25000 e a avaliação das características da cheia na secção da barragem, por intermédio de equações empíricas de previsão (não foram realizados estudos de propagação da onda de cheia). Este descritor, que assume classificações entre 1 e 5, foi avaliado de forma conservativa.

O descritor  $\alpha_8$  (impactes sócio-económicos) foi classificado tendo em conta, no essencial, os danos causados a jusante, em resultado de uma hipotética rotura da barragem com libertação do volume armazenado. Os impactes sócio-económicos foram avaliados em função dos elementos acima discriminados, no âmbito da avaliação de PAR. Tratam-se, na sua grande maioria, de barragens particulares, beneficiando áreas agrícolas de reduzida extensão. Este descritor assume classificações entre 1 e 4 (sendo as classificações mais frequentes 2 e 3).

Uma referência é devida ao descritor  $\alpha_9$ , relativo aos impactes no meio ambiente resultantes da rotura das barragens. Na realidade, este aspecto não foi tratado no âmbito dos *Estudos do Plano Especial de Inspeção*, pelo que se procedeu, no presente trabalho, à sua classificação qualitativa, tendo em conta o conhecimento genérico dos vales decorrente das visitas de inspeção realizadas e as características das respectivas ondas de cheia na secção da barragem. Julga-se que a classificação 2 será uma boa aproximação para o valor médio desde descritor, embora, os seus valores mínimo e máximo devam, naturalmente, diferir desta estimativa.

Dos descritores afectos ao índice  $PI_2$ , nenhum assume a classificação 6, sendo 5 o valor mais alto atribuído, no âmbito da classificação do descritor  $\alpha_7$ , no caso da barragem de Negrelinhos, localizada no distrito de Santarém. Trata-se de uma barragem com cerca de 16 m de altura máxima e mais de um milhão de m<sup>3</sup> de volume armazenado que tem imediatamente a jusante a povoação de Mouriscas.



O índice  $PI_3$  ( $PI_3 = \sum_{i=10}^{13} P_{\alpha_i} \cdot \alpha_i$ , com  $P_{\alpha_{10}}=0,25$ ,  $P_{\alpha_{11}}=0,35$ ,  $P_{\alpha_{12}}=0,25$  e  $P_{\alpha_{13}}=0,15$ ), relativo à fiabilidade da obra,

é o que mais contribui para o valor do índice de risco. Na quase totalidade dos casos, este índice assume valores superiores aos índices parciais  $PI_1$  e  $PI_2$ , a que acresce um coeficiente de importância na fórmula de cálculo do índice de risco também superior.

O índice  $PI_3$  tem um valor médio elevado, 4,43, e todos os seus descritores assumem a classificação 6, em 3 e 6 barragens nos casos dos descritores  $\alpha_{10}$  (fiabilidade da fundação) e  $\alpha_{11}$  (fiabilidade do corpo da barragem), respectivamente, e em 17 barragens nos casos dos descritores  $\alpha_{12}$  (fiabilidade do descarregador de cheias) e  $\alpha_{13}$  (fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água). Tratam-se de barragens que exibem vários estados limite e fiabilidade reduzida, apresentando, a grande maioria destas obras, uma classificação de 6 (fiabilidade inaceitável) associada a um dos seus principais subsistemas.

Os descritores que assumem classificações mais elevadas são o  $\alpha_{12}$  e o  $\alpha_{13}$ , com valores médios muito elevados, respectivamente, de 5,17 e 5,19. Os descritores que mais contribuem para o valor do índice parcial relativo à fiabilidade da obra são o  $\alpha_{11}$  (com um valor médio elevado igual a 4,08) e o  $\alpha_{12}$ , por via dos pesos respectivos (0,35, no caso de  $\alpha_{11}$ , e 0,25, no caso de  $\alpha_{12}$ ).

O descritor  $\alpha_{10}$  (fiabilidade da fundação) assume classificações entre 2 e 6, sendo 3 e 4 as classificações mais frequentes, respectivamente, em 18 e em 12 barragens. A grande maioria das 36 barragens estudadas foi classificada tendo em conta a informação disponível sobre a geologia geral dos locais, o reconhecimento dos terrenos efectuado durante as visitas de inspecção e os indicadores do seu desempenho, não tendo disponíveis estudos geológico-geotécnicos específicos.

Os terrenos de fundação interessam, na quase totalidade dos casos, maciços terrosos ou rochas brandas, compostos por complexos gresos-argilosos, argilas e solos areno-silto-argilosos. Não se identificaram problemas de resistência ou deformabilidade, estando as situações pior classificadas relacionadas com percolações preferenciais e, nalguns casos, com ravinamentos muito profundos dos encontros. Uma situação particular verifica-se na barragem de Vale Pinheiro, em que este descritor assume a classificação 6 porque os encontros se encontram a cotas inferiores às do coroamento da barragem (após alteamento) não conferindo, ao conjunto, a necessária fiabilidade.

O descritor  $\alpha_{11}$  (fiabilidade do corpo da barragem) assume classificações entre 2 e 6. As classificações mais frequentes são 3 e 4, em qualquer dos casos, em 12 barragens. O número de barragens classificadas com 6 e com 5, é, respectivamente, 6 e 5.

O projecto da grande maioria das barragens estudadas não se encontrava disponível, tendo, nestes casos, as classificações sido fundamentadas, essencialmente, pelos indicadores de desempenhos anómalos reconhecidos durante as visitas de inspecção. As barragens classificadas com 6 exibem problemas estruturais muito graves, com a materialização de diversos estados limite. Reconheceu-se, no essencial, fendilhação no coroamento, ravinamentos muito profundos no talude de jusante, abatimentos, perdas de estabilidade global e caudais

afluentes ao paramento de jusante. No caso da barragem de Vale da Ursa, reconheceu-se erosão interna dos aterros do maciço de jusante com forma tubular.

No que se refere ao descritor  $\alpha_{12}$  (fiabilidade do descarregador de cheias), 29 das 36 barragens estudadas têm classificações de 5 (12 barragens) e de 6 (17 barragens). Tratam-se, em geral, de barragens com soluções particularmente vulneráveis (soluções escavadas no terreno natural em materiais terrosos erodíveis ou soluções em betão armado com danos estruturais importantes e/ou formas hidráulicas desadequadas) que não têm capacidade de evacuação da cheia milenar ou cuja folga mínima é inferior a 1 m. Algumas destas barragens são anteriores às actuais normas e regulamentos e terão sido dimensionadas para caudais de cheia inferiores, com períodos de retorno de 100 ou 500 anos.

No que se refere ao descritor  $\alpha_{13}$  (fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água), salienta-se que nenhuma das barragens obedece ao RSB, designadamente à exigência das duas comportas da descarga de fundo poderem ser manobradas quer à distância quer localmente e mediante energia procedente de duas fontes distintas (além de poderem ser manobradas manualmente). Este descritor assume classificações de 5 em 13 barragens e de 6 em 17 barragens, reflectindo soluções, em geral, particularmente vulneráveis, na sua quase totalidade não visitáveis e sem torres de tomada a montante, com equipamentos hidromecânicos muito precários e muitas vezes inoperacionais.

As regras de classificação dos descritores, a fórmula de cálculo do índice de risco e a análise dos resultados obtidos para as barragens estudadas, fundamentaram a seguinte proposta de classes, para apreciação qualitativa do índice de risco:

1.  $IR \leq 35$ , baixo;
2.  $35 < IR \leq 80$ , moderado;
3.  $IR > 80$ , elevado.

O valor médio obtido para o índice de risco das 36 barragens estudadas, 40,63, é moderado, assim como o valor máximo, 68,91. No conjunto das 36 barragens estudadas, 14 têm valores de índice de risco baixos, embora, de entre estas, 9 tenham um ou mais descritores do índice de fiabilidade igual a 6.

No que se refere ao índice de controlo, o valor médio obtido é muito elevado, 5,47, o que decorre da inexistência de planeamento de emergência em todas as barragens estudadas ( $\alpha_{16}$ , cujos valores mínimo, médio e máximo são iguais a 6), situação semelhante, à excepção de três barragens (Michões, Vale Cobrão e Sobrena), no que se refere às actividades de observação e inspecção ( $\alpha_{14}$ , cujo valor médio é de 5,25). A manutenção destas obras ( $\alpha_{15}$ ) é, também, duma maneira geral, reduzida e muito reduzida (configurando-se, nalguns casos, situações de abandono), sendo o valor médio deste descritor 4,33.

No Quadro 6.21 apresenta-se a ordenação das barragens estudadas de acordo com os critérios propostos.

**Quadro 6.21 – Ordenação das barragens do grupo de controlo, de acordo com os critérios propostos.**

Barragem		Índices parciais e índice de risco					Índice de controlo	Classe	Ordenação
Nome	Código	Acções	Conseq.	Fiabilidade		IR	IC		
		PI <sub>1</sub>	PI <sub>2</sub>	PI <sub>3</sub>	Nº $\alpha_i=6$ (i=10 a 13)				
Cadouços III	CB002	1,75	3,25	5,75	3	61,32	6,00	I	1
Cadouços II	CB003	1,75	3,75	5,60	2	68,91	6,00	I	2
Vale da Ursa	CB037	2,05	2,25	5,50	2	47,57	5,50	I	3
Vale Sanceiro	CB035	1,60	2,75	5,40	2	44,55	6,00	I	4
Terça	CB025	2,00	2,50	5,25	3	49,22	6,00	I	5
Valeira Alta	CB043	2,00	2,50	5,15	2	48,28	5,75	I	6
Vale Pinheiro	CB038	1,65	2,00	5,15	2	31,87	5,25	I	7
Monte dos Alhos	CB030	1,60	1,50	5,15	2	23,18	5,75	I	8
Covões	CB010	1,75	2,25	5,10	2	37,65	5,50	I	9
Algalé II	CB019	2,00	2,75	4,85	1	50,02	5,25	I	10
Pias	CB009	1,75	3,25	4,80	2	51,19	5,75	I	11
Vinte e Dois	CB015	1,60	3,25	4,75	1	46,31	5,75	I	12
Carregal I	CB013	1,60	3,25	4,65	1	45,34	5,50	I	13
Malhada Alta	CB039	1,65	3,00	4,65	1	43,16	5,25	I	14
Cadouços I	CB001	1,75	3,25	4,55	2	48,52	5,75	I	15
Rebrta	CB048	1,70	2,75	4,55	1	39,88	5,75	I	16
Nabos	CB031	1,70	2,00	4,55	2	29,01	5,75	I	17
Maçanedo	CB023	1,60	2,25	4,45	2	30,04	5,75	I	18
Vale da Torre	CB024	1,60	2,25	4,45	2	30,04	5,75	I	18
Vergancinho	CB054	2,00	2,25	4,30	1	36,26	5,50	I	20
Algalé I	CB018	2,00	3,25	4,20	2	51,19	5,75	I	21
Charnequinha	CB034	1,30	2,00	4,20	2	20,48	5,50	I	22
Maroteiras	CB026	1,70	2,50	4,05	1	32,27	6,00	I	23
Vale de Carneiros	CB032	1,70	2,00	4,05	1	25,82	5,75	I	24
Cabeça de Cabra	CB027	1,70	2,50	3,95	1	31,48	5,50	I	25
Porches	CB016	2,40	3,25	3,90	0	57,04	5,25	II	26
Fazenda Julieta	CB007	1,75	3,75	4,50	0	55,37	5,75	II	27
Vale do Bebedouro	CB008	2,05	3,00	4,40	0	50,74	5,75	II	28
Sobrena	CB028	2,00	3,75	3,40	0	47,81	3,50	II	29
Vale Cobrão	CB022	2,30	2,50	4,00	0	43,30	5,00	II	30
Daroeira	CB033	2,00	2,75	3,40	0	35,06	5,25	II	31
Negrelinhos	CB011	1,60	4,00	2,90	0	34,80	5,25	II	32
Vale de Arca II	CB017	2,40	2,00	3,80	0	34,20	5,50	II	33
Soberanas de Baixo	CB020	2,00	2,25	3,80	0	32,06	5,50	II	34
Vale da Arca I	CB036	2,00	1,75	3,90	0	25,59	5,25	II	35
Michões	CB021	2,00	2,75	2,25	0	23,20	3,00	II	36

No que se refere à ordenação das barragens, julga-se que os resultados obtidos, tendo em conta as regras propostas, se ajustam bem, duma maneira geral, ao conhecimento que se dispõe sobre estas obras e à expectativa do seu comportamento futuro, seja no que se refere às barragens da Classe I (cuja primeira regra de ordenação é o índice parcial relativo à fiabilidade), seja no que se refere às barragens da Classe II (que tem como primeira regra de ordenação o índice de risco).

No que se refere a esta matéria, uma nota é devida ao caso particular da barragem do Vale da Ursa, cuja ordenação em primeiro lugar seria, efectivamente, a mais adequada, tendo em conta que foi reconhecida nesta barragem erosão interna do aterro, com caminho tubular de erosão sub horizontal materializado e caudal significativo afluente ao paramento de jusante.

Situações desta natureza, cuja probabilidade de conduzirem a uma rotura rápida da obra pode ser estimada como significativa, só podem ser distinguidas de outras situações excepcionais classificadas com 6 com uma classificação bem superior. Esta abordagem é a adoptada por Lafitte que atribui classificações de 20 a 30 a situações desta natureza, como se viu anteriormente, na secção 6.5.

A adopção deste critério (designadamente, de utilização de 20 para classificação do descritor relativo à fiabilidade do corpo da barragem), conduziria a um valor do índice de fiabilidade da barragem do Vale da Ursa de 10,4, bem acima dos valores das restantes barragens.

Das sete barragens que têm uma classificação de 6 nos índices  $\alpha_{10}$  (fundação) e/ou  $\alpha_{11}$  (corpo da barragem), cinco (Cadouços III, Cadouços II, Vale da Ursa, Terça e Vale Pinheiro) estão classificadas nas sete primeiras posições e as duas restantes na nona (Covões) e décima (Algalé II) posições.

Nas três primeiras posições aparecem, por esta ordem, as barragens de Cadouços III, Cadouços II e Vale da Ursa, todas elas com a classificação de 6 no descritor relativo à fiabilidade do corpo da barragem. Na realidade, no caso da barragem de Vale da Ursa, se se alterasse esta classificação de 6 para 20, esta barragem apareceria classificada na primeira posição, o que se julga plenamente justificado pela natureza do fenómeno detectado, como referido anteriormente.

As barragens de Cadouços III e de Cadouços II, muito semelhantes no que se refere ao seu arranjo geral e às patologias reconhecidas, têm os índices de fiabilidade da fundação e do corpo da barragem classificados com 6.

A barragem da Terça aparece classificada em quinto lugar, em resultado da fiabilidade satisfatória atribuída à fundação e apesar de terem sido classificados com 6 os restantes três descritores que compõem o índice de fiabilidade. Também no caso da barragem de Covões, a sua posição, em 9º lugar, resulta da fiabilidade satisfatória atribuída à sua fundação.

Na ordenação geral, à frente da barragem da Terça, aparece classificada a barragem de Vale Sanceiro (Fotografias 6.20 a 6.23), em quarto lugar, com duas classificações de 5 nos descritores relativos à fiabilidade da fundação e do corpo da barragem e duas classificações de 6 nos descritores relativos à fiabilidade dos órgãos hidráulicos.

A barragem de Vale Pinheiro, classificada na sétima posição, tem o descritor relativo à fiabilidade da fundação classificado com 6, em resultado dos encontros se localizarem a cotas mais baixas que as do coroamento da barragem, não conferindo, ao conjunto corpo da barragem-fundação, a necessária fiabilidade, em particular, em situações de cheia e em situações de ventos excepcionais e níveis na albufeira próximos do NPA. Esta barragem tem o descritor relativo à fiabilidade do descarregador de cheias também classificado com 6.



Fig. 6.20 - Barragem de Vale Sanceiro. Vista geral do coroamento. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001ac).



Fig. 6.21 - Barragem de Vale Sanceiro. Estrutura de apoio da haste de manobra da comporta de descarga de fundo. Visíveis as vigas e pilares do antigo passadiço (COBA, 2001ac).



Fig. 6.22 - Barragem de Vale Sanceiro. Descarregador de cheias. Soleira. Visível a vegetação arbustiva densa no canal de aproximação e na bacia de recepção (COBA, 2001ac).



Fig. 6.23 - Barragem de Vale Sanceiro. Descarregador de cheias. Trecho inicial do canal. Obstrução por material fino e vegetação (COBA, 2001ac).

A barragem de Vale Pinheiro (Fotografias 6.24 a 6.27) posiciona-se abaixo da barragem de Valeira Alta (Fotografias 6.28 a 6.31), na sexta posição (com os dois descritores relativos à fiabilidade dos órgãos hidráulicos classificados com 6 e os relativos à fundação e ao corpo da barragem com 4 e 5, respectivamente), e acima da barragem de Monte dos Alhos (Fotografias 6.32 a 6.35), na oitava posição (com classificações dos descritores idênticas às da barragem de Valeira Alta).

A sétima barragem que tem uma classificação de 6 nos índices  $\alpha_{10}$  e/ou  $\alpha_{11}$  é a barragem de Algalé II, que se localiza na 10ª posição. Trata-se de uma barragem com 11 m de altura máxima e cerca de 250 000 m<sup>3</sup> de volume armazenado, cuja classificação com 6 do descritor relativo à fiabilidade do corpo da barragem resulta de um conjunto diverso de indicadores de desempenhos anómalos, cuja gravidade potencial se valorizou por se tratar de uma barragem muito recente (à data da inspeção), ainda em fase de enchimento e já com um conjunto variado de patologias.

As barragens classificadas entre as posições 11ª e 23ª (com excepção das barragens de Retorta e de Vergancinho, respectivamente, em 16º e 20º lugares) têm em comum o descritor relativo à fiabilidade do descarregador de cheias, classificado com 6. Destas 11 barragens, 7 têm também a classificação de 6 no descritor relativo à fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água, sendo a sua posição relativa condicionada pelas classificações dos descritores de fiabilidade da fundação e do corpo da barragem.





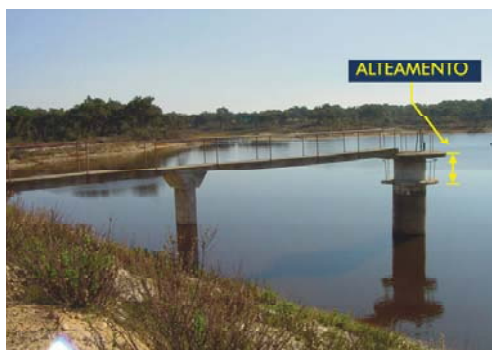
Fot. 6.24 - Barragem de Vale Pinheiro. Vista geral do coroamento da barragem. Fotografia tirada do encontro direito (COBA, 2001ae).



Fot. 6.25 - Barragem de Vale Pinheiro. Vista do paramento de jusante e inserção da barragem na fundação (encontro direito e vale central) (COBA, 2001ae).



Fot. 6.26 - Barragem de Vale Pinheiro. Vista do canal do descarregador de cheias. Fotografia tirada para jusante (COBA, 2001ae).



Fot. 6.27 - Barragem de Vale Pinheiro. Vista da torre de tomada do sistema de descarga de fundo e tomada de água e do passadiço de acesso. Visível o trecho alteado da torre (COBA, 2001ae).



Fot. 6.28 - Barragem de Valeira Alta. Vista geral do paramento de montante. Fotografia tirada da margem esquerda da albufeira (COBA, 2001af).



Fot. 6.29 - Barragem de Valeira Alta. Vista geral do paramento de jusante. Fotografia tirada para o encontro direito (COBA, 2001af).



Fot. 6.30 - Barragem de Valeira Alta. Vista geral do descarregador de cheias. Fotografia tirada do muro lateral direito (COBA, 2001af).



Fot. 6.31 - Barragem de Valeira Alta. Fossa de erosão à saída da estrutura descarregadora. Fotografia tirada para montante (COBA, 2001af).



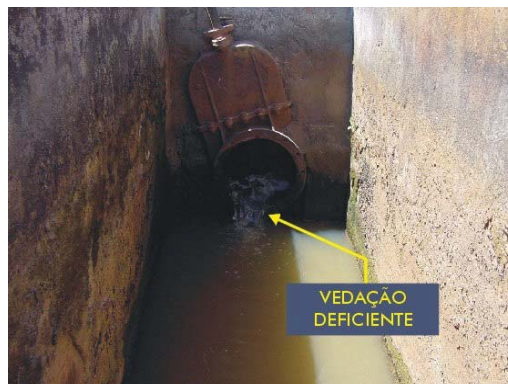
Fot. 6.32 - Barragem de Monte dos Alhos. Vista geral do paramento de montante. Fotografia tirada para o encontro esquerdo (COBA, 2001i).



Fot. 6.33 - Barragem de Monte dos Alhos. Vista de pormenor do paramento de montante. Visíveis as erosões por acção da ondulação (COBA, 2001i).



Fot. 6.34 - Barragem de Monte dos Alhos. Vista da câmara de manobras de jusante do sistema de descarga de fundo e tomada de água (COBA, 2001i).



Fot. 6.35 - Barragem de Monte dos Alhos. Interior da câmara de manobras da descarga de fundo e tomada de água. A válvula de cunha estava fechada (COBA, 2001i).

As barragens de Retorta e de Vergancinho têm a classificação de 6 no descritor relativo à fiabilidade dos sistemas de descarga de fundo e tomada de água, o que acontece também com as duas barragens classificadas na 24ª e na 25ª posições, respectivamente, Vale de Carneiros e Cabeça de Cabra.

Uma referência final é devida ao segundo critério de ordenação adoptado para as barragens da Classe I, o índice de risco, cuja opção resultou da ponderação dos resultados adoptando outros critérios, designadamente considerando o índice parcial relativo às consequências como segundo critério e o índice de risco como terceiro critério. Na realidade, as diferenças obtidas eram pontuais e havia, frequentemente, que recorrer ao terceiro critério como forma de ordenação, pelo que se optou por manter a proposta apresentada.

Na globalidade, a ordenação resultante dos critérios definidos parece adequada e harmonizada com a valorização de algumas vulnerabilidades condicionantes da segurança em situações permanentes e com a generalidade das classificações atribuídas aos descritores.



No que se refere às barragens da Classe II, uma referência é devida às barragens de Fazenda Julieta e de Vale do Bebedouro que, embora não tenham nenhuma classificação de 6, exibem índices de fiabilidade elevados, 4,5 e 4,4, respectivamente. Das 11 barragens que integram a classe II, 6 têm IR moderados e 5 IR baixos.

Os resultados acima mencionados suscitaram o interesse na adopção de 3 classes, em alternativa às duas classes inicialmente propostas, como a seguir se verá.

#### **6.7.4 – Revisão de critérios propostos**

Face aos resultados obtidos, e em conformidade com as justificações apresentadas na secção anterior, procedeu-se à revisão de alguns dos critérios de classificação dos descritores, de definição das classes e de ordenação das barragens.

No que se refere à classificação dos descritores, introduz-se a possibilidade de classificar com 20 situações muito graves e extremas (designadamente no que se refere à fiabilidade dos principais subsistemas), de possível rotura no curto prazo ou de rotura iminente.

Em relação às classes de barragens, adoptam-se três classes, em alternativa às duas inicialmente propostas, a saber:

1. classe I, barragens que têm pelo menos um descritor do índice de risco com um valor de 6 ou 20 ou barragens com um índice de risco elevado ( $IR > 80$ );
2. classe II, barragens com um índice de fiabilidade igual ou superior a 4 ou com um índice de risco moderado ( $35 \leq IR \leq 80$ ) e sem descritores com a classificação de 6 ou 20;
3. classe III, as restantes barragens.

Finalmente, no que se refere à ordenação das barragens dentro de cada uma das classes, propõem-se as seguintes regras:

1. na classe I, em primeiro lugar, as barragens com um ou mais  $\alpha_i$  (com  $i=1$  a 13) igual ou superior a 6, ordenadas pelo o índice de fiabilidade ( $PI_3$ ), devendo, em caso de igualdade, considerar-se, sucessivamente, o índice de risco (IR) e o índice de controlo do risco (IC); em seguida, as barragens classificadas na classe I por terem um IR superior a 80, ordenadas pelo valor de IR, devendo, em caso de igualdade, considerar-se o valor de IC;
2. nas classes II e III, o valor de IR, devendo, em caso de igualdade, considerar-se o valor de IC.

No Quadro 6.22 apresenta-se a ordenação das barragens de acordo com os critérios revistos.

**Quadro 6.22 – Ordenação das barragens do grupo de controlo inseridas nas Classe I, II e III, após revisão dos critérios de ordenação**

Barragem		Índices parciais e índice de risco				Índice de controlo	Classe	Ordenação	
Nome	Código	Acções	Conseq.	Fiabilidade		IR			IC
		PI <sub>1</sub>	PI <sub>2</sub>	PI <sub>3</sub>	Nº α <sub>i</sub> =6				
Vale da Ursa	CB037	2,05	2,25	10,4	2	89,94	5,50	I	1
Cadouços III	CB002	1,75	3,25	5,75	3	61,32	6,00	I	2
Cadouços II	CB003	1,75	3,75	5,60	2	68,91	6,00	I	3
Vale Pinheiro	CB038	1,65	2,00	5,50	2	34,03	5,25	I	4
Vale Sanceiro	CB035	1,60	2,75	5,40	2	44,55	6,00	I	5
Terça	CB025	2,00	2,50	5,25	3	49,22	6,00	I	6
Valeira Alta	CB043	2,00	2,50	5,15	2	48,28	5,75	I	7
Monte dos Alhos	CB030	1,60	1,50	5,15	2	23,18	5,75	I	8
Covões	CB010	1,75	2,25	5,10	2	37,65	5,50	I	9
Algalé II	CB019	2,00	2,75	4,85	1	50,02	5,25	I	10
Pias	CB009	1,75	3,25	4,80	2	51,19	5,75	I	11
Vinte e Dois	CB015	1,60	3,25	4,75	1	46,31	5,75	I	12
Carregal I	CB013	1,60	3,25	4,65	1	45,34	5,50	I	13
Malhada Alta	CB039	1,65	3,00	4,65	1	43,16	5,25	I	14
Cadouços I	CB001	1,75	3,25	4,55	2	48,52	5,75	I	15
Rebrta	CB048	1,70	2,75	4,55	1	39,88	5,75	I	16
Nabos	CB031	1,70	2,00	4,55	2	29,01	5,75	I	17
Maçanedo	CB023	1,60	2,25	4,45	2	30,04	5,75	I	18
Vale da Torre	CB024	1,60	2,25	4,45	2	30,04	5,75	I	18
Vergancinho	CB054	2,00	2,25	4,30	1	36,26	5,50	I	20
Algalé I	CB018	2,00	3,25	4,20	2	51,19	5,75	I	21
Charnequinha	CB034	1,30	2,00	4,20	2	20,48	5,50	I	22
Maroteiras	CB026	1,70	2,50	4,05	1	32,27	6,00	I	23
Vale de Carneiros	CB032	1,70	2,00	4,05	1	25,82	5,75	I	24
Cabeça de Cabra	CB027	1,70	2,50	3,95	1	31,48	5,50	I	25
Porches	CB016	2,40	3,25	3,90	0	57,04	5,25	II	26
Fazenda Julieta	CB007	1,75	3,75	4,50	0	55,37	5,75	II	27
Vale do Bebedouro	CB008	2,05	3,00	4,40	0	50,74	5,75	II	28
Sobrena	CB028	2,00	3,75	3,40	0	47,81	3,50	II	29
Vale Cobrão	CB022	2,30	2,50	4,00	0	43,30	5,00	II	30
Daroeira	CB033	2,00	2,75	3,40	0	35,06	5,25	II	31
Negrelinhos	CB011	1,60	4,00	2,90	0	34,80	5,25	III	32
Vale de Arca II	CB017	2,40	2,00	3,80	0	34,20	5,50	III	33
Soberanas de Baixo	CB020	2,00	2,25	3,80	0	32,06	5,50	III	34
Vale da Arca I	CB036	2,00	1,75	3,90	0	25,59	5,25	III	35
Michões	CB021	2,00	2,75	2,25	0	23,20	3,00	III	36

## 6.8 – CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os índices de riscos constituem métodos de apoio à realização de análises preliminares de riscos, não exigindo um conhecimento pormenorizado das condicionantes locais e ambientais afins à obra, das suas vulnerabilidades e fiabilidade global e das consequências da sua eventual rotura.

Os vários modos de materialização de estados limite últimos, designadamente aqueles com capacidade para originar uma onda de cheia no vale a jusante, não são, em geral, objecto de avaliação, seja de forma directa ou indirecta.

A implementação deste tipo de métodos implica, no entanto, um conhecimento geral sobre alguns aspectos fundamentais que podem influenciar o desempenho da barragem e condicionar as consequências do seu colapso.

Tratam-se de métodos simples, de implementação expedita, que podem constituir ferramentas de grande utilidade para a análise de portefólios de barragens em exploração, para uma primeira apreciação do risco e hierarquização das obras com vista a intervenções ou estudos posteriores.

Estes métodos não devem ser utilizados quando se pretende reflectir de forma pormenorizada sobre o desempenho das obras, respectivos estados limite e consequências da sua materialização.

Embora a análise de portefólios de barragens seja a aplicação privilegiada destes métodos, e a que foi objecto de tratamento no presente capítulo, a sua aplicação a barragens individuais em fase de planeamento e projecto, para a definição de linhas de orientação e/ou definição de requisitos técnicos e contratuais para fases subsequentes dos estudos, pode constituir uma mais valia importante.

Os novos índices propostos visam fundamentar análises preliminares de riscos e procuram integrar os conceitos das abordagens orientadas para o risco, mantendo a simplicidade dos procedimentos de aplicação que caracteriza, designadamente, o índice global de risco.

Crê-se que os resultados da aplicação efectuada a 36 barragens em exploração serviram de ratificação destes novos índices, tendo ainda permitido rectificar algumas regras de classificação de descritores e de ordenação das barragens. Não obstante, regras de ordenação desta natureza podem ser falíveis, pelo que a definição de prioridades de intervenção deverá ponderar, também, toda a informação qualitativa resultante da análise realizada.

A utilização deste tipo de método poderá ser empreendida por um engenheiro civil com conhecimento generalista sobre as principais áreas afins ao domínio das barragens, sendo que o recurso a equipas técnicas multidisciplinares, que se recomenda, trará, naturalmente, benefícios vários à análise.

## 7 – MÉTODOS DE ANÁLISE DE RISCOS DE BARRAGENS

### 7.1 – INTRODUÇÃO

Ao dispor da engenharia de barragens existem diversos métodos para apoio à implementação de análises de riscos, relativamente aos quais há já grande experiência de utilização noutras áreas técnico-científicas e um vasto conjunto de bibliografia da especialidade, assim como programas de cálculo automático que facilitam a sua aplicação.

De entre estes métodos, destacam-se, em seguida, os que se considera adequarem-se melhor à implementação de análises de riscos em barragens e que são objecto de tratamento no presente capítulo:

1. Registo de Riscos e Registo e Criticalidade de Riscos;
2. Análise dos Perigos e da Operacionalidade (HAZOP);
3. Análise do Modo e Efeito das Falhas (FMEA) e Análise do Modo, Efeito e Criticalidade das falhas (FMECA);
4. Análise de Árvore de Eventos (ETA);
5. Análise de Árvore de Falhas (FTA).

Os métodos acima discriminados serão analisados, essencialmente, no âmbito da componente do risco associada às barragens, matéria que é objecto de reflexão privilegiada no trabalho desenvolvido. Não obstante, poderão, também, duma maneira geral, ser utilizados no domínio da identificação e avaliação das consequências.

No que se refere à identificação e avaliação das consequências, a árvore de eventos é o método que mais se adequa à análise desta componente do risco, facilitando o seu estudo integrado com o desempenho da barragem.

Nos casos em que a árvore de eventos é utilizada de forma circunscrita à estimativa das consequências, por exemplo, tendo como acontecimento iniciador a rotura da barragem por erosão externa (na sequência de galgamento), é designada, por alguns autores, por *árvore de consequências*. Julga-se, contudo, preferível manter a designação original, já que se trata exactamente do mesmo método.

Para além dos métodos acima enumerados, que têm, à data, grande utilização noutras áreas técnico-científicas, é também objecto de tratamento, no presente capítulo, o método dos diagramas de *Localização, Causa e Indicadores de Falhas* (LCI). Trata-se de um método desenvolvido recentemente no Reino Unido, especificamente para análises de riscos de barragens, que os autores consideram uma variante ao FMECA (Hughes et al., 2000). Este método analisa, em conjunto, as duas componentes do risco: a associada à obra e a associada às consequências da sua rotura. A aplicação prática que se apresenta suscitou a proposta de uma variante a este método, designada por SEI (diagramas de *Subsistemas, Estados limite e seus Indicadores*).

Nas secções seguintes os métodos anteriormente identificados são objecto de análise na perspectiva da sua utilização futura corrente no domínio das barragens, apresentando-se aqueles que serão os respectivos objectivos e domínios de aplicação privilegiados, os seus princípios e procedimentos de utilização e as suas vantagens e limitações. Realizam-se aplicações ilustrativas a situações reais e, finalmente, tecem-se algumas conclusões e considerações finais.

Os critérios de selecção das situações reais que ilustram a aplicação dos métodos tiveram em conta, designadamente, as seguintes preocupações:

1. utilização de casos de obra que fizessem parte da experiência profissional da autora, procurando, por um lado, compatibilizar o desenvolvimento da dissertação com a sua actividade profissional<sup>40</sup> e, por outro, utilizar exemplos que já conhecesse de modo aprofundado, viabilizando assim a realização de várias aplicações;
2. utilização (em algumas aplicações) de casos que permitissem evidenciar as potencialidades do método em análise;
3. utilização (em algumas aplicações) da mesma obra para ilustração de diferentes métodos, de forma a realçar as suas vantagens e limitações relativas e os benefícios de recorrer, nalgumas situações reais, a mais do que um método.

Os métodos acima mencionados, que serão analisados no presente capítulo, foram objecto de enquadramento geral no domínio das análises de riscos em barragens no Capítulo 5, designadamente, na secção 5.3 (*Análise de Riscos*).

## **7.2 – DIAGRAMAS DE LOCALIZAÇÃO, CAUSA E INDICADORES DE FALHAS**

### **7.2.1 – Considerações iniciais**

Os diagramas de localização, causa e indicadores de falhas integram-se na família dos métodos qualitativos e semi-quantitativos e foram desenvolvidos especificamente para barragens.

O método conta já com alguma experiência de aplicação no Reino Unido, de onde é originário, estando descrito em “Risk Management for UK Reservoirs” (Hughes et al., 2000).

Caldeira (2005a) apresenta uma primeira análise deste método, que foi objecto de aplicação à ensecadeira de Odelouca (Pimenta et al., 2005) no âmbito das actividades do Grupo de Trabalho de Análise de Riscos de Barragens (GTAR, 2006).

No Reino Unido, o método é passível de aplicação a barragens com um volume armazenado igual ou superior a 25 000 m<sup>3</sup> (que se encontram abrangidas pelo *Reservoir Act 1975*) e destina-se à realização de análises de

---

<sup>40</sup> Parte da dissertação foi desenvolvida enquanto a autora exercia a actividade de projectista.

risco relativo a estados limite últimos que conduzam à libertação para jusante do volume de água armazenado na albufeira.

### 7.2.2 – Objectivos e domínio de aplicação

Os objectivos dos diagramas de localização, causa e indicadores de falhas (LCI) são, em primeiro lugar (e pese embora a designação do método), a identificação e a avaliação das consequências de uma onda de inundação resultante da libertação do volume armazenado.

Em função da classificação do impacto potencial da onda de cheia no vale a jusante pode, ou não, proceder-se à identificação e avaliação dos modos de rotura com capacidade para materializar a libertação do volume de água armazenado na albufeira.

Os modos de rotura são identificados por intermédio de conjuntos LCI, que são objecto de avaliação. Os resultados da sua avaliação, sob a forma de índices, permitem a sua hierarquização, com vista à definição de prioridades de intervenção e/ou de implementação de estudos complementares.

Embora os autores não o explicitem, trata-se de um método que, pelas suas características, tem como domínio de aplicação privilegiado barragens em exploração. Barragens em fase de construção, ou de primeiro enchimento, que ainda não foram solicitadas pelas acções hidrostáticas a que virão a estar sujeitas não poderão exibir indicadores sobre um conjunto importante de modos de rotura com interesse potencial para a análise.

### 7.2.3 – Princípios e procedimentos de aplicação

O método LCI implementa-se em duas etapas. Numa primeira etapa, procede-se à identificação e avaliação das potenciais consequências e à sua apreciação e, numa segunda etapa (de aplicação condicionada aos resultados da primeira), à identificação e avaliação dos modos de rotura com capacidade para induzir uma onda de cheia no vale a jusante.

No âmbito da primeira etapa é recolhida a informação relativa ao vale a jusante (tipo de ocupação, estruturas e infra-estruturas, serviços, valor ambiental, etc.) ao longo de uma extensão de 30 km, valor que pode ser reduzido nalgumas situações, designadamente, quando se atinge a foz ou uma secção da linha de água em que o hidrograma de uma cheia centenária seja mais gravoso que o hidrograma da cheia resultante da rotura da barragem. É recomendada a realização de uma visita de inspecção ao vale próximo, numa extensão de 5 km.

A identificação das consequências implica a estimativa do caudal de ponta na secção da barragem, o tempo de rotura e o nível atingido pela onda de cheia em secções do vale previamente definidas. Hughes et al. (2000) descrevem uma técnica simplificada de cálculo dos hidrogramas de cheia ao longo do vale, recomendando, no entanto, a utilização de resultados de modelos numéricos do tipo *dam-break*, quando disponíveis.

Tendo por base o conhecimento do vale a jusante e dos níveis de água atingidos pela onda de cheia, é calculado o *índice global de impacto* (IGI), através da combinação ponderada da perda potencial de vidas humanas (PPV) e das perdas económicas (PE), no vale próximo (primeiros 5 km) e no vale afastado (restante desenvolvimento).

O IGI é então determinado pela seguinte equação:

$$IGI = 100PE_{<5km} + PPV_{<5km} + 30PE_{5-30km} + PPV_{5-30km} \quad (7.1)$$

A perda potencial de vidas humanas (PPV) é estimada em função do número de pessoas em perigo (PAR) para quatro tipos de ocupação distintos (tipo 1 - zonas residenciais, tipo 2 - zonas construídas não residenciais, tipo 3 - vias de comunicação e tipo 4 - áreas recreativas) e da localização no vale próximo ( $PPV=0,5 PAR$ ) ou no vale afastado ( $PPV= PAR^{0,6}$ ).

As perdas económicas (PE) são estimadas a partir de classificações atribuídas a sete tipos de ocupação distintos (tipos 1 a 4 anteriormente mencionados, tipo 5 – áreas industriais, tipo 6 – redes de abastecimento e tipo 7 – áreas agrícolas e *habitats* naturais) que são objecto de afectação através dos seguintes pesos: i) tipo 1, 0,15; ii) tipo 2, 0,15; iii) tipo 3, 0,10; iv) tipo 4, 0,05; v) tipo 5, 0,25; vi) tipo 6, 0,25 e vii) tipo 7, 0,05.

No Quadro 7.1 discriminam-se, para os vários tipos de ocupação, as classificações passíveis de atribuição para o cálculo das perdas económicas e o número de pessoas em perigo utilizado no cálculo da perda potencial de vidas.

O resultado do IGI é objecto de apreciação, tendo em conta as especificações constantes do Quadro 7.2.

Para classificações do IGI iguais ou superiores a 175 procede-se à segunda etapa de aplicação do método, de identificação e avaliação dos modos de rotura que originam a libertação do volume armazenado na albufeira.

A segunda etapa dos estudos é implementada por intermédio de diagramas de localização, causa e indicadores de falhas (que dão o nome ao método) e cujos resultados são apresentados sob a forma de três índices: índice de ordenação, índice de confiança e índice de criticalidade. A combinação dos resultados das duas etapas permite, ainda, o cálculo de um quarto índice, o índice de risco.

A aplicação dos diagramas LCI implica, para além da análise integrada de todos os elementos disponíveis (das fases de projecto, construção e exploração), a realização de uma visita de inspecção à obra. Na realidade, estes diagramas valorizam muito a detecção visual de indícios e evidências de comportamentos anómalos que possam conduzir à rotura.

Os diagramas LCI são diagramas do tipo arborescente que se referem à localização (subsistema ou componente da obra em apreciação) e à causa da rotura desse subsistema, inferida a partir dos indícios ou evidências (indicadores) dos efeitos dessa rotura.

Na Figura 7.1 apresenta-se, a título de exemplo, uma parte de um diagrama LCI para barragens de aterro (Pimenta et al., 2005, adaptado de Hughes et al., 2000).

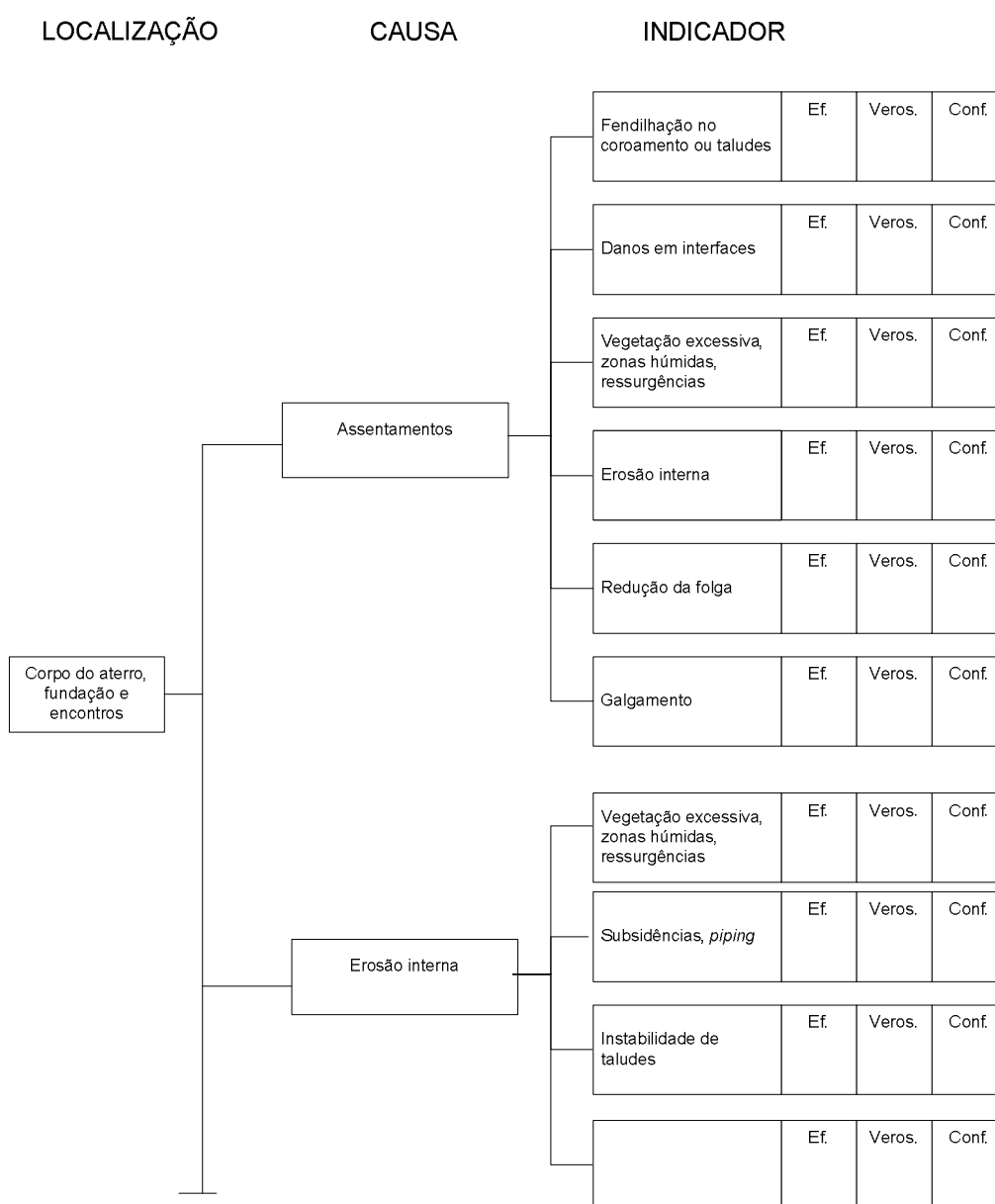


**Quadro 7.1 – Avaliação das perdas económicas e estimativa do número de pessoas em perigo**  
(Pimenta et al., 2005, adaptado de Hughes et al., 2000).

<b>Tipo 1 – Zonas residenciais</b>				<b>Tipo 5 – Áreas industriais</b>		
Importância das perdas	Nº de habitações afectadas	Classif.	PAR	Importância das perdas	Tipo de área industrial afectada	Classif.
nenhuma	0	0	0	nenhuma	-	0
pequena	1 a 15	1	30	pequena	Artesanal	1
média	16 a 50	2	100	média	Associadas à saúde pública	2
elevada	51 a 250	3	500	elevada	Perímetros industriais	3
muito elevada	> 250	4	2x nº hab.	muito elevada	Indústrias perigosas	4
<b>Tipo 2 – Zonas construídas não residenciais<sup>(1)</sup></b>				<b>Tipo 6 – Redes de abastecimento<sup>(2)</sup></b>		
Importância das perdas	Nº de pessoas afectadas	Classif.	PAR	Importância das perdas	Tipo de redes afectadas	Classif.
nenhuma	0	0	0	nenhuma	-	0
pequena	1 a 150	1	150	pequena	local (distribuição)	1
média	151 a 500	2	500	média	local (origem e distribuição)	2
elevada	501 a 1000	3	1000	elevada	regionais	3
muito elevada	> 1000	4	nº pessoas	Muito elevada	nacionais	4
<b>Tipo 3 – Vias de comunicação</b>				<b>Tipo 7 – Áreas agrícolas e habitats naturais</b>		
Importância das perdas	Tipo de vias afectadas	Classif.	PAR	Importância das perdas	Tipo de área afectada	Classif.
nenhuma	-	0	0	nenhuma	não cultivada	0
pequena	Caminhos e estradas municipais	1	25	pequena	pastagens	1
média	EN, IC, linhas ferroviárias complementares e secundárias	2	50	média	agricultura dispersa	2
elevada	IP, linhas ferroviárias principais	3	100	elevada	agricultura intensa, habitats naturais, património nacional	3
muito elevada	AE, TGV, aeroportos	4	estimativa	muito elevada	habitats protegidos, património mundial	4
<b>Tipo 4 – Áreas recreativas</b>				<b>LEGENDA:</b> hab. – habitações Classif. – classificação (1) – escolas, lojas, empresas, etc. (2) – água, gás, electricidade, etc. EN – Estrada Nacional IC – Itinerário Complementar IP – Itinerário Principal AE – Auto-estrada TGV – Linha ferroviária de alta velocidade		
Importância das perdas	Nº de pessoas afectadas	Classif.	PAR			
nenhuma	0	0	0			
pequena	1 a 10	1	10			
média	11 a 50	2	50			
elevada	51 a 100	3	100			
muito elevada	> 100	4	nº pessoas			

**Quadro 7.2 – Apreciação do índice global de impacto.**

IGI	Classificação	Estudos subsequentes
< 175	Impacto baixo	-
175 a 750	Impacto médio	Etapa 2
> 750	Impacto elevado	Etapa 2, exigindo-se o recurso a modelos numéricos de propagação da onda de cheia para avaliação das consequências e contemplando, nos casos em que se justifique, análises de roturas parciais



**Fig. 7.1 – Parte de um diagrama LCI para barragens de aterro (Pimenta et al., 2005, adaptado de Hughes et al., 2000).**

As *causas* e os *indicadores* das falhas são classificados por intermédio de três atributos que se discriminam subsequentemente.

1. *Efeito* (*Ef.* na Figura 7.1) relaciona o *indicador* induzido pela *causa* em análise num determinado subsistema (*localização*) com a rotura, total ou parcial, da obra (1 para baixo, 5 para elevado);
2. *Verosimilhança* (*Veros.* na Figura 7.1) da rotura do subsistema no caso da *causa* em análise e *indicador* em estudo (1 para baixa, 5 para elevada);
3. *Grau de confiança* (*Conf.* na Figura 7.1) das estimativas do *efeito* e da *verosimilhança*, face, designadamente, às incertezas no conhecimento do subsistema em análise (5 para baixo ou duvidoso, 1 para elevado).

Hughes et al. (2000) apresentam uma análise pormenorizada dos desempenhos históricos das barragens no Reino Unido, utilizada para auxiliar a atribuição de classificações ao *efeito* e à *verosimilhança*. No que se refere ao grau de *confiança*, os autores fornecem também algumas indicações para orientar a sua classificação, que se reproduzem no Quadro 7.3.

**Quadro 7.3 – Considerações com vista à atribuição do grau de *confiança***  
(Pimenta et al., 2005, adaptado de Hughes et al., 2000).

<b>Factores</b>	<b>Comentários</b>
Detecção	A facilidade de detecção dos modos de rotura é função do tipo de rotura em causa.
Qualidade e historial da construção	A qualidade dos materiais de construção e do <i>executante</i> pode, algumas vezes, ser incorporada na <i>verosimilhança</i> . O grau de <i>confiança</i> deve ter em conta qualquer incerteza sobre a qualidade de construção.
Manutenção e conservação	Actividades essenciais para assegurar a durabilidade das estruturas, cujas incertezas devem ser ponderadas no grau de <i>confiança</i> .
Qualidade dos registos	A existência de um arquivo com os principais dados de projecto, construção e exploração é essencial para avaliação fundamentada da fiabilidade estrutural e hidráulico-operacional.
Imperfeição do conhecimento	O grau de <i>confiança</i> deve ter em conta qualquer hiato significativo no conhecimento acerca da condição, do comportamento e do desempenho das estruturas.

Concluída a classificação dos atributos, são calculados quatro índices para cada conjunto *localização/causa/indicador*:

1. *índice de ordenação*, determinado pelo produto das classificações do atributo *efeito* pelo atributo *verosimilhança*;
2. *índice de confiança*, igual ao grau de *confiança*;
3. *índice de criticalidade*, determinado pelo produto das classificações atribuídas ao *efeito*, à *verosimilhança* e ao grau de *confiança*;
4. *índice de risco*, determinado pelo produto do índice de criticalidade pelo índice global de impacto (relativo às consequências).

Os vários conjuntos *localização/causal/indicador* em estudo são hierarquizados através dos valores dos respectivos índices, tendo em conta os objectivos que pautaram a realização da análise. Assim, por exemplo, para definir prioridades de medidas de reabilitação é utilizado o índice de ordenação e, para definir trabalhos de investigação complementar, o índice de criticalidade.

Na Figura 7.2 apresenta-se um organograma para orientação da aplicação do método onde se explicitam os respectivos passos de implementação.

#### **7.2.4 – Resultados de um exemplo ilustrativo de aplicação**

Apresenta-se, nesta secção, uma aplicação prática do método LCI à ensecadeira de Odelouca, realizada, no essencial, no âmbito do trabalho do GTAR e cujos pormenores podem ser encontrados em Pimenta et al. (2005), tendo-se procedido, no presente contexto, a alterações relativas ao preenchimento dos diagramas LCI, que adiante se justificarão.

A empreitada da construção da barragem de Odelouca, que se iniciou em 2001, foi suspensa em 2003, com várias componentes da obra parcialmente construídas. As obras de desvio da ribeira foram, naturalmente, as primeiras a serem iniciadas e constituíam, à data da suspensão da empreitada, as que se encontravam em fase avançada de construção, ou mesmo concluídas.

As obras de desvio da ribeira integram uma galeria, construída em túnel no encontro direito da barragem, com 5 m de diâmetro e 430 m de desenvolvimento, que termina numa bacia de dissipação por fixação do ressalto, uma pré-ensecadeira a montante, que encaminha as águas para a galeria, e uma ensecadeira a incorporar no maciço estabilizador de montante da barragem.

As obras de desvio foram dimensionadas para uma cheia com caudal máximo afluente de 715 m<sup>3</sup>/s (T= 50 anos). Para esta cheia, o caudal máximo efluente é de 280 m<sup>3</sup>/s e a folga (relativa a cota do coroamento da ensecadeira) de 0,8 m.

A galeria e a pré-ensecadeira estavam concluídas à data de interrupção da empreitada, a bacia de dissipação estava parcialmente construída, assim como a ensecadeira, cujos aterros se encontravam cerca de 7,5 m abaixo da cota do coroamento.

Os aterros da ensecadeira foram concluídos em 2004, após empreitada especificamente lançada para o efeito.

A ensecadeira de Odelouca é uma grande barragem, com 36 m de altura máxima, cerca de 270 000 m<sup>3</sup> de aterro e uma capacidade de armazenamento de 17,9 hm<sup>3</sup> cerca de 0,8 m abaixo da cota do coroamento (19 hm<sup>3</sup> à cota do coroamento).

A suspensão da empreitada deu origem a um conjunto de novos riscos, que houve que identificar e avaliar com vista à implementação de medidas de controlo de riscos.

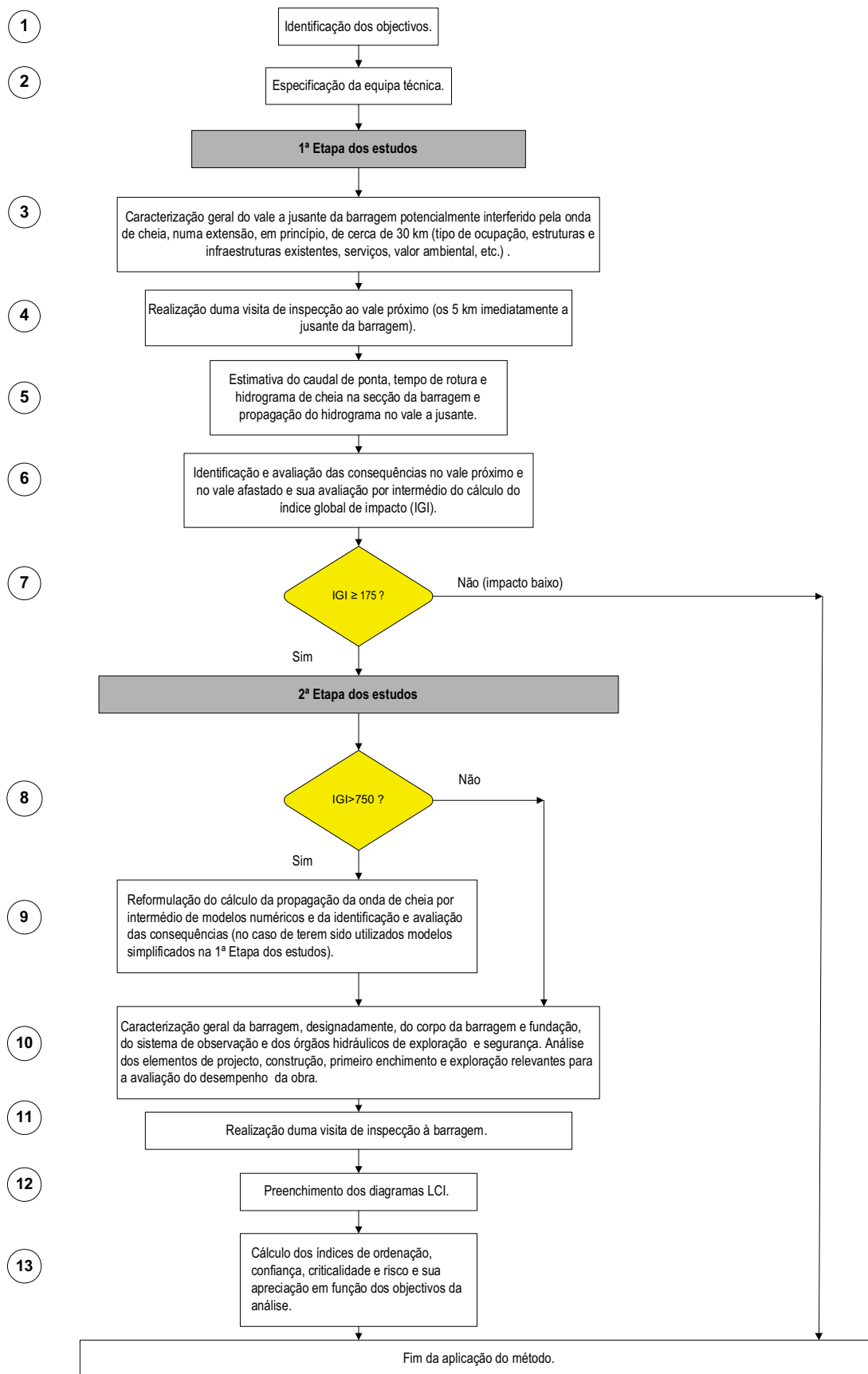


Fig. 7.2 – Organograma de aplicação do método LCI.

Nos parágrafos subsequentes apresenta-se um resumo das duas etapas de aplicação do método LCI à enseadeira de Odelouca (Pimenta et al., 2005). Os passos de aplicação do método, constantes da Figura 7.2, indicam-se à esquerda dos parágrafos subsequentes.

### 1ª Etapa

3. O vale a jusante da enseadeira de Odelouca tem, nos primeiros 5 km, uma ocupação muito reduzida. Trata-se de uma zona caracterizada por habitações dispersas, na sua maioria não residenciais, e por agricultura de subsistência. A ocupação do vale aumenta para jusante, reconhecendo-se uma maior ocupação permanente, alguma indústria artesanal e infraestruturas rodoviárias já de importância significativa.

Cerca de 23,5 km a jusante dá-se a confluência da ribeira de Odelouca com o rio Arade, cujo vale a montante, até à cidade de Silves, exibe ocupação assinalável e em crescimento. O trecho do rio Arade a jusante da confluência, que termina em Portimão, alarga substancialmente, concorrendo para o amortecimento da onda de cheia que, neste percurso, poderá ter já uma importância inferior à de uma cheia com  $T=100$  anos.

4. Nas Fotografias 7.1 a 7.6 apresentam-se algumas vistas do vale da ribeira de Odelouca, recolhidas na visita de inspeção ao vale, realizada a 09/09/2005, que fundamentou a aplicação do método LCI.



**Fot. 7.1 – Vista do vale a montante da enseadeira de Odelouca (Fotografia da autora, em 09/09/2005).**



**Fot. 7.2 – Vista do vale próximo (< 5 km), a jusante da enseadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para jusante, em 09/09/2005).**



**Fot. 7.3 – Vista do vale. Trecho entre os 5 e os 10 km a jusante da enseadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para montante, em 09/09/2005).**



**Fot. 7.4 – Vista de uma exploração agrícola no trecho entre os 5 e os 10 km a jusante da enseadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para a margem esquerda, em 09/09/2005).**



Fot. 7.5 – Vista do vale. Trecho entre os 10 e os 17 km a jusante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para a margem esquerda, em 09/09/2005).



Fot. 7.6 – Vista de uma exploração agrícola no trecho entre os 10 e os 17 km a jusante da ensecadeira de Odelouca (Fotografia da autora, tirada para a margem esquerda, em 09/09/2005).

5. Na sequência da suspensão da empreitada, foram realizados estudos de rotura da ensecadeira de Odelouca. Nos estudos, realizados pela COBA (2004), foi adoptado um modelo de rotura por erosão externa, na sequência de galgamento. A forma da brecha foi considerada trapezoidal, tendo a sua largura média (103 m) e o tempo de formação (0,8 h) sido determinados pelas equações de Froehlich (1987). A propagação da onda de cheia foi calculada pelo programa BOSSDAMBRK ao longo de cerca de 33,7 km, distância entre o local de implantação da ensecadeira e a foz (Portimão).

De acordo com os estudos efectuados, o caudal máximo descarregado junto à barragem é de 10 303 m<sup>3</sup>/s e a onda propaga-se para jusante a uma velocidade média de 1,8 m/s, atingindo o km 33,7 ao fim de 5,3 h, com um caudal máximo de 1065 m<sup>3</sup>/s. No Quadro 7.4 apresenta-se um resumo dos resultados.

Quadro 7.4 – Resultados da propagação da onda de cheia (COBA, 2004).

km	Cota do leito	Cota máx.	Onda			
			h (m)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /s)	t (h)	V <sub>máx</sub> (m/s)
0.27	34.0	53.08	19.08	10303	0.76	6.83
2.00	30.5	47.70	17.20	9480	0.80	3.70
4.50	27.0	39.18	12.18	7937	0.92	5.52
5.90	25.0	34.31	9.31	7596	1.04	4.17
9.50	17.0	25.54	8.54	6256	1.36	3.59
12.50	13.0	21.97	8.97	4553	1.56	2.70
16.10	10.0	15.34	5.34	3920	1.88	2.19
20.20	7.0	11.34	4.34	2447	2.88	0.99
24.70	3.0	6.01	3.01	1235	3.72	0.97
30.20	-1.0	1.55	2.55	1072	5.17	0.46
33.70	-2.0	1.00	3.00	1065	5.30	0.35

**Legenda**

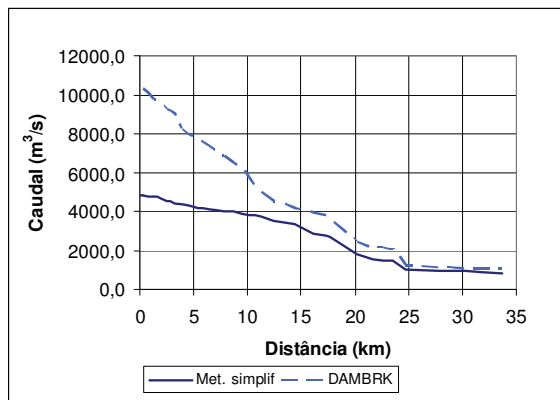
- t tempo de chegada
- h altura máxima
- Q<sub>máx</sub> caudal máximo
- V<sub>máx</sub> velocidade máxima

Dada a disponibilização de resultados da propagação da onda de cheia por intermédio de um modelo numérico, não haveria lugar à implementação do método simplificado proposto pelos autores.

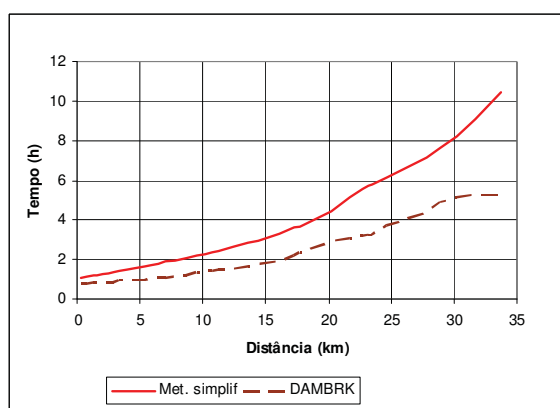
Em Brito et al. (2005) pode encontrar-se uma análise do modelo simplificado de propagação da onda de cheia para a ensecadeira de Odelouca. Neste trabalho, é sugerida uma equação alternativa para o cálculo do caudal máximo de cheia na secção da barragem, com vista à aproximação dos resultados aos obtidos pelo modelo numérico.

Na Figura 7.3 apresentam-se os resultados do método simplificado de propagação da onda de cheia que se comparam com os resultados do modelo BOSSDAMBRK (Brito et al., 2005).

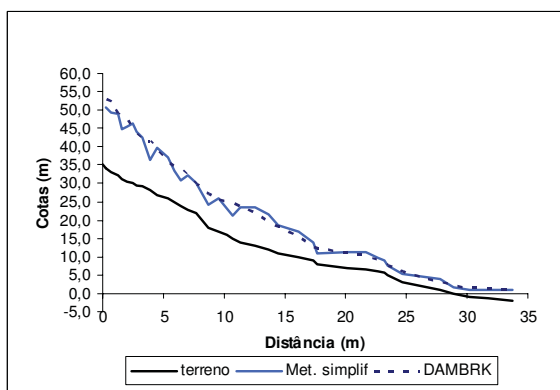




(a) Caudal máximo



(b) Tempo de chegada do caudal máximo



(c) Cotas de água máximas

Fig. 7.3 – Rotura da ensecadeira da Odelouca: (a) caudal máximo, (b) tempo de chegada do caudal máximo e (c) cotas de água máximas, em função da distância à ensecadeira (Brito et al., 2005).

6. No Quadro 7.5 apresenta-se a identificação e a avaliação das consequências da rotura da ensecadeira (Pimenta et al., 2005). Os valores de PAR e PPV indicados entre parênteses no Quadro 7.5 são os que se julgam mais adequados à ocupação do vale.

O índice global de impacto calculado foi de 191 ( $IGI=100 \times 0,45 + 1 \times 33 + 30 \times 1,70 + 1 \times 62 = 191$ ) e a perda potencial de vidas de 95. Para os valores entre parênteses no Quadro 7.5, o IGI seria igual a 134 (impacto baixo) e a perda potencial de vidas igual a 38.

**Quadro 7.5 – Identificação e avaliação das consequências da rotura da ensecadeira de Odelouca (adaptado de Pimenta et al., 2005).**

Vale próximo (< 5 km)						
Cons.	Justificação	Classif.	Peso	Classif. ponderada	PAR	PPV
Tipo 1	Estimativa de 3 construções com ocupação permanente (há cerca de 15 construções, algumas bastante degradadas).  Os valores reduzidos de PAR foram calculados através da equação: $PAR=2 \times n^\circ$ de habitações).	1	0,15	0,15	30 (6)	15 (3)
Tipo 2	Inexistentes	0	0,15	0,00	0	0
Tipo 3	Caminhos de terra batida de acessibilidade às edificações e utilizados para turismo, essencialmente, sazonal.	1	0,10	0,10	25 (6)	13 (3)
Tipo 4	Pesca esporádica junto à ribeira.	1	0,05	0,05	10 (2)	5 (1)
Tipo 5	Inexistentes	0	0,25	0,00	-	-
Tipo 6	Inexistentes	0	0,25	0,00	-	-
Tipo 7	Zonas agrícolas de subsistência. <i>Habitats</i> naturais de relevo	3	0,05	0,15	-	-
<b>Totais parciais</b>					<b>0,45</b>	<b>33 (7)</b>
Factores					100	1
<b>Totais ponderados</b>					<b>45</b>	<b>33 (7)</b>

**Quadro 7.5 (cont.) – Identificação e avaliação das consequências da rotura da ensecadeira de Odelouca (adaptado de Pimenta et al., 2005).**

<b>Vale afastado (5 km a 30 km)</b>						
Cons.	Justificação	Classif.	Peso	Classif. ponderada	PAR	PPV
Tipo 1	Estimativa de 30 construções com ocupação permanente (haverá cerca de 50 construções). A zona baixa de Silves seria afectada com velocidades que se estimam muito baixas, pelo que na estimativa dos valores reduzidos de fatalidades se consideraram apenas 10 habitações.	2	0,15	0,30	100 (20)	16 (6)
Tipo 2	Estimativa (zona baixa de Silves e, eventualmente, Portimão). Os valores reduzidos tiveram em conta as características particulares da propagação da cheia.	1	0,15	0,15	150 (40)	20 (9)
Tipo 3	Diversos caminhos de terra batida e atravessamentos da ribeira. Estrada nacional, incluindo vários viadutos. Interrupção das ligações às duas cidades mais próximas, Silves e Portimão, eventualmente, condicionando intervenções de socorro.	2	0,10	0,20	50	10
Tipo 4	Na zona baixa de Silves, designadamente, infraestruturas desportivas e de lazer.	3	0,05	0,15	100 (20)	16 (6)
Tipo 5	Pequenas indústrias na zona baixa de Silves	1	0,25	0,25	-	-
Tipo 6	Linhas de baixa, média e alta tensão	2	0,25	0,50	-	-
Tipo 7	Zonas agrícolas e <i>habitats</i> naturais	3	0,05	0,15	-	-
<b>Totais parciais</b>				<b>1,70</b>	<b>62 (31)</b>	
Factores				30	1	
<b>Totais ponderados</b>				<b>51,0</b>	<b>62 (31)</b>	

7. O IGI calculado de acordo com as orientações dos autores do método corresponde a um impacto médio ( $175 \leq IGI \leq 750$ ), havendo, pois, lugar à realização da segunda etapa dos estudos.

Atente-se que um IGI de 134 (estimativa reduzida de PAR) não daria lugar à realização da segunda etapa dos estudos, pese embora o valor estimado para a perda potencial de vidas ser já significativo (38).

## 2ª Etapa

8. Atendendo a que o IGI não é superior a 750, não haveria lugar à reformulação dos cálculos de propagação da onda de cheia.<sup>41</sup> (passo 9).
10. A barragem de Odelouca localiza-se na ribeira de Odelouca, cerca de 1 km a montante da confluência com a ribeira de Monchique, no Concelho de Silves.

O local de implantação da barragem interessa um vale de topografia vigorosa e domina uma bacia hidrográfica com 393 km<sup>2</sup>, cujos escoamentos médios e caudais de cheia são já muito significativos.

A barragem é de aterro zonado, com cerca de 76 m de altura máxima e 2 000 000 m<sup>3</sup> de aterro, e incorpora uma galeria de injeção, que se dispõe longitudinalmente sob o núcleo, uma galeria de drenagem, implantada na zona central do vale segundo o alinhamento da ribeira, e um poço de bombagem, no pé da barragem.

Os órgãos hidráulicos de segurança e exploração da barragem de Odelouca integram um descarregador de cheias em canal, com soleira controlada por três comportas de segmento, e um circuito de tomada de água e descarga de fundo.

A ensecadeira, objecto da presente análise de riscos, será incorporada na obra definitiva, no maciço estabilizador de montante da barragem. O perfil tipo da ensecadeira é zonado, semelhante ao da barragem mas sem sistema interno de filtros e drenos (já que não foi prevista a sua exploração enquanto obra isolada). O coroamento localiza-se à cota 66,5 m e tem 8 m de largura. Os taludes têm inclinação de 1:2,25 (V:H), a montante, e 1:1,9 (V:H), a jusante (Fig. 7.4).

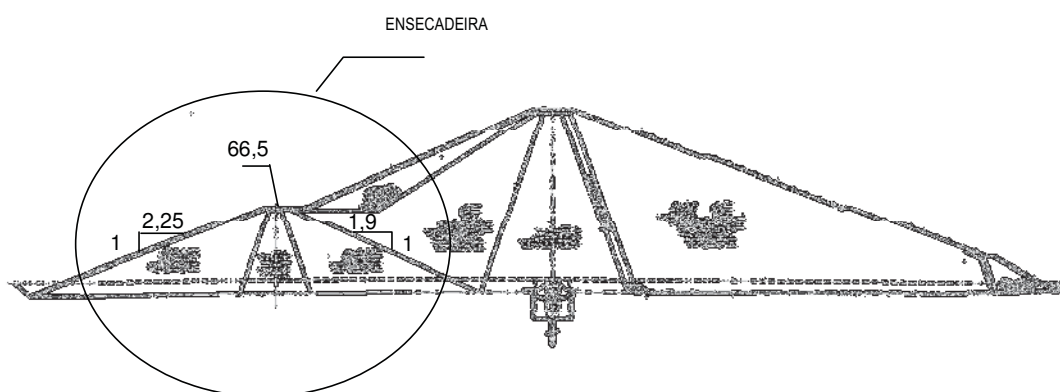


Fig. 7.4 – Perfil tipo da barragem e da ensecadeira de Odelouca (adaptado de COBA, 2000a).

Os materiais das manchas de empréstimo para o núcleo, caracterizados em fase de Projecto (COBA, 2000a), exibiam percentagem de finos, em geral, entre 40 e 80%, percentagens de argila entre 6 e 15 % e IP entre 6

<sup>41</sup> Em qualquer dos casos, no exemplo apresentado, como a identificação e avaliação das consequências realizada na primeira etapa dos estudos foi baseada em resultados de um modelo numérico, o passo 11 não seria implementado. Deveria, no entanto, haver lugar ao cálculo da onda de cheia resultante de outro modo de rotura: erosão interna.

e 18%. Os ensaios Proctor normal realizados conduziram a valores de teor em água óptimo, na sua maioria, entre 14 e 19,5% e, do peso volúmico seco máximo, entre 17,5 e 19 kN/m<sup>3</sup>. No que se refere aos materiais para os maciços, os resultados obtidos em fase de Projecto correspondiam a percentagens de finos entre 15 e 25%, percentagens de grossos entre 40 e 70% e IP entre 10 e 15%.

Na Figura 7.5 apresentam-se os fusos definidos no Projecto e, no Quadro 7.6, alguns parâmetros de cálculo adoptados.

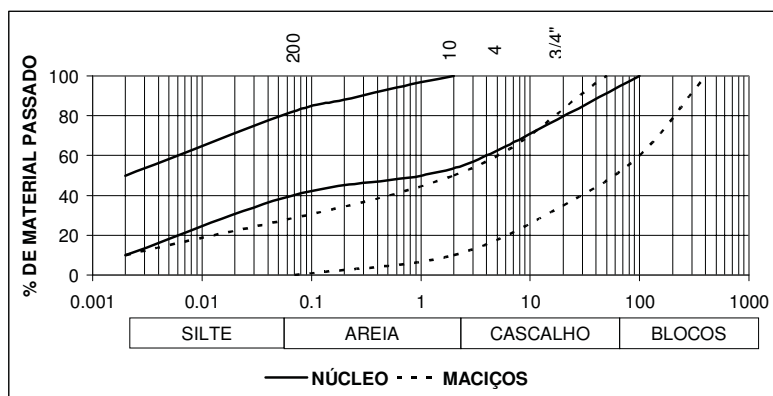


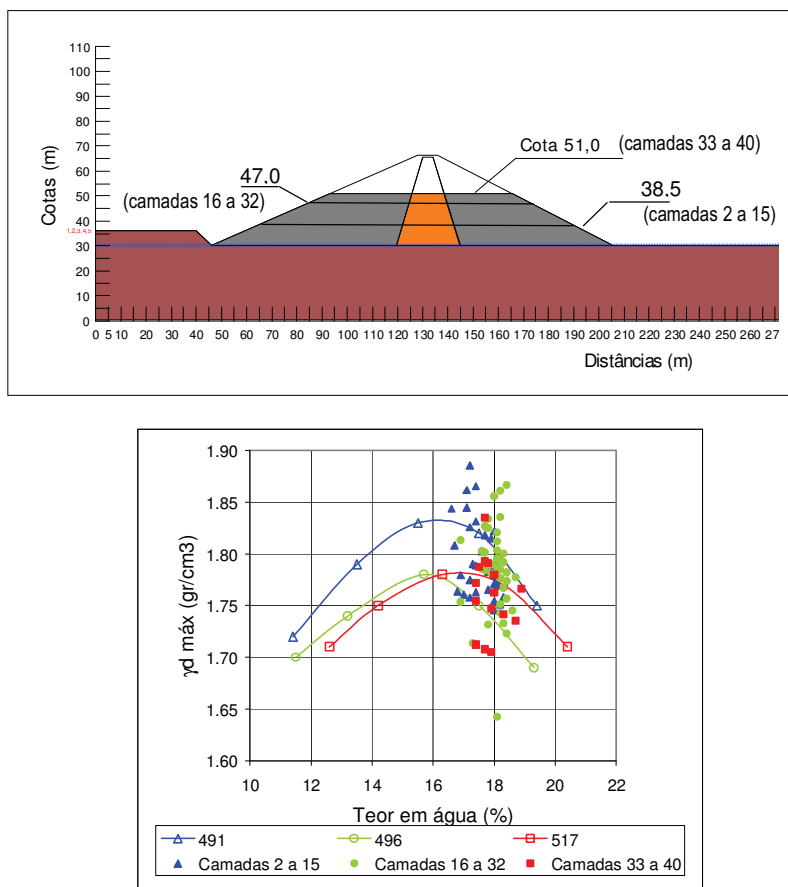
Fig. 7.5 – Fusos granulométricos dos materiais do núcleo e dos maciços estabilizadores (COBA, 2000a).

Quadro 7.6 – Parâmetros de cálculo adoptados no projecto (COBA, 2000a).

Materiais	Resistência ao corte		E (MPa)	k (m/s)
	c' (kPa)	φ' (°)		
Núcleo	10	29	12	$k_v=5 \times 10^{-9}$ $K_h=5 \times 10^{-8}$
Maciços	0	36	20	$k_v=5 \times 10^{-7}$ $K_h=5 \times 10^{-6}$

No que se refere à fase de construção, da análise dos dados de controlo consultados, constata-se que os materiais utilizados no núcleo da ensecadeira se situam, numa maneira geral, na zona mais fina do fuso especificado e os materiais utilizados nos maciços estabilizadores na zona mais grosseira do respectivo fuso, acentuando as diferenças de comportamento dos respectivos aterros.

Na Figura 7.6 apresentam-se alguns resultados do controlo de compactação dos materiais do núcleo da ensecadeira (COBA, 2004). Os ensaios de referência utilizados são ensaios Proctor Normal sobre materiais das manchas. Constatou-se que a utilização de ensaios Proctor Normal de referência sobre os materiais dos aterros do núcleo conduzia a resultados significativamente diferentes, designadamente, maior desvio do teor em água de compactação (para o lado húmido) em relação ao teor em água óptimo e maior grau de compactação.



**Fig. 7.6 – Resultados do controlo de compactação dos materiais do núcleo da ensecadeira até à cota (51) (COBA, 2004a).**

Observações levadas a cabo durante a execução dos aterros da ensecadeira, pouco tempo antes da suspensão da empreitada, em 2003, suscitaram dúvidas quanto à qualidade dos aterros do núcleo. Constatou-se, designadamente, um acentuado efeito de “colchão” aquando da passagem do cilindro pés-de-carneiro, acompanhado de um aparente excesso de água e irregularidade significativa das superfícies das camadas após compactação.

Na sequência destas observações, os aterros do núcleo foram objecto de trabalhos de prospecção realizados pelo Centro de Estudos de Geologia e Geotecnia de Santo André (CEGSA).

A campanha de prospecção realizada pelo CEGSA sobre os materiais do aterro do núcleo permitiu caracterizar, localmente, os aterros entre as cotas 39 e 47, profundidades abrangidas pelas camadas 16 a 32 da Figura 7.6. Obtiveram-se resultados dos ensaios SPT entre 8 e 11 pancadas e teores em água (estufa) entre cerca de 17 e 20%.

Nas Fotografias 7.7 a 7.9 apresentam-se algumas imagens da fase de construção.



**Fot. 7.7 – Vista geral do corpo da ensecadeira de Odelouca (Fotografia tirada para montante, em 27/10/2003, COBA, 2003).**



**Fot. 7.8 – Ensecadeira de Odelouca. Vista duma camada do núcleo com a compactação concluída (Fotografia tirada em 04/09/2003, COBA, 2003a).**



**Fot. 7.9 – Ensecadeira de Odelouca. Vista de pormenor dos aterros (15/09/2004). Visível a diferença da superfície da camada após compactação por comparação com a camada ilustrada na Fotografia 7.8 (Fotografia da autora tirada em 15/09/2004, COBA, 2003b).**

Os elementos disponíveis das fases de projecto e de construção basearam algumas reflexões qualitativas sobre o desempenho esperado dos aterros da ensecadeira, por comparação com as expectativas de projecto, que se discriminam em seguida (Pimenta et al., 2005):

- i. materiais do núcleo mais finos e mais plásticos;
- ii. aterros do núcleo mais deformáveis e menos resistentes;
- iii. heterogeneidade de comportamento dos aterros do núcleo, induzida por compactação deficiente de algumas camadas;
- iv. materiais dos maciços mais grosseiros;
- v. aterros dos maciços estabilizadores menos deformáveis e mais resistentes;
- vi. maior susceptibilidade do núcleo à fracturação hidráulica;
- vii. maior susceptibilidade do núcleo à erosão interna;
- viii. no que se refere à estabilidade global, a maior resistência ao corte previsível dos materiais dos maciços deverá compensar a menor resistência expectável para os materiais do núcleo, a menos da ocorrência de zonas de compactação deficiente dos aterros dos maciços e/ou de ligações deficientes à fundação.

A materialização de fracturação hidráulica e de erosão interna dos aterros do núcleo, dependeria, naturalmente, das afluências de água e dos períodos de cheia a que a ensecadeira fosse sujeita.



Por outro lado, face à capacidade de vazão reduzida das estruturas hidráulicas construídas, cujos objectivos de projecto eram o desvio da ribeira e o amortecimento da cheia de estaleiro, a probabilidade de galgamento do corpo da ensecadeira afigura-se como potencialmente importante, aumentando com o aumento da duração do seu período de vida útil (enquanto obra isolada).

11 Nas Fotografias 7.10 a 7.13 apresentam-se algumas vistas da ensecadeira e das estruturas hidráulicas de desvio do rio registadas na visita de inspecção às obras realizada a 09/09/2005, que fundamentou a análise de riscos pelo método LCI. Na visita efectuada não foram detectados indícios de comportamentos anómalos dos aterros da barragem ou das estruturas hidráulicas, com excepção de deteriorações na bacia de dissipação e nos terrenos envolventes, que constituem os efeitos de uma cheia ocorrida no final de 2003.



**Fot. 7.10 – Ensecadeira de Odelouca. Vista do paramento de montante e do coroamento (Fotografia da autora, tirada para o encontro direito, em 09/09/2005).**



**Fot. 7.11 – Ensecadeira de Odelouca. Vista do paramento de jusante (Fotografia da autora, tirada para o encontro esquerdo, em 09/09/2005).**



**Fot. 7.12 – Ensecadeira de Odelouca. Vista da entrada da galeria de derivação (Fotografia da autora, em 09/09/2005).**



**Fot. 7.13 – Ensecadeira de Odelouca. Vista da saída da galeria de derivação e da bacia de dissipação parcialmente construída (Fotografia da autora, em 09/09/2005).**

12. Na Figura 7.7 apresenta-se a identificação e avaliação dos modos de rotura da ensecadeira de Odelouca, por intermédio dos correspondentes diagramas LCI. No Quadro 7.7, discriminam-se algumas justificações afins às classificações atribuídas.

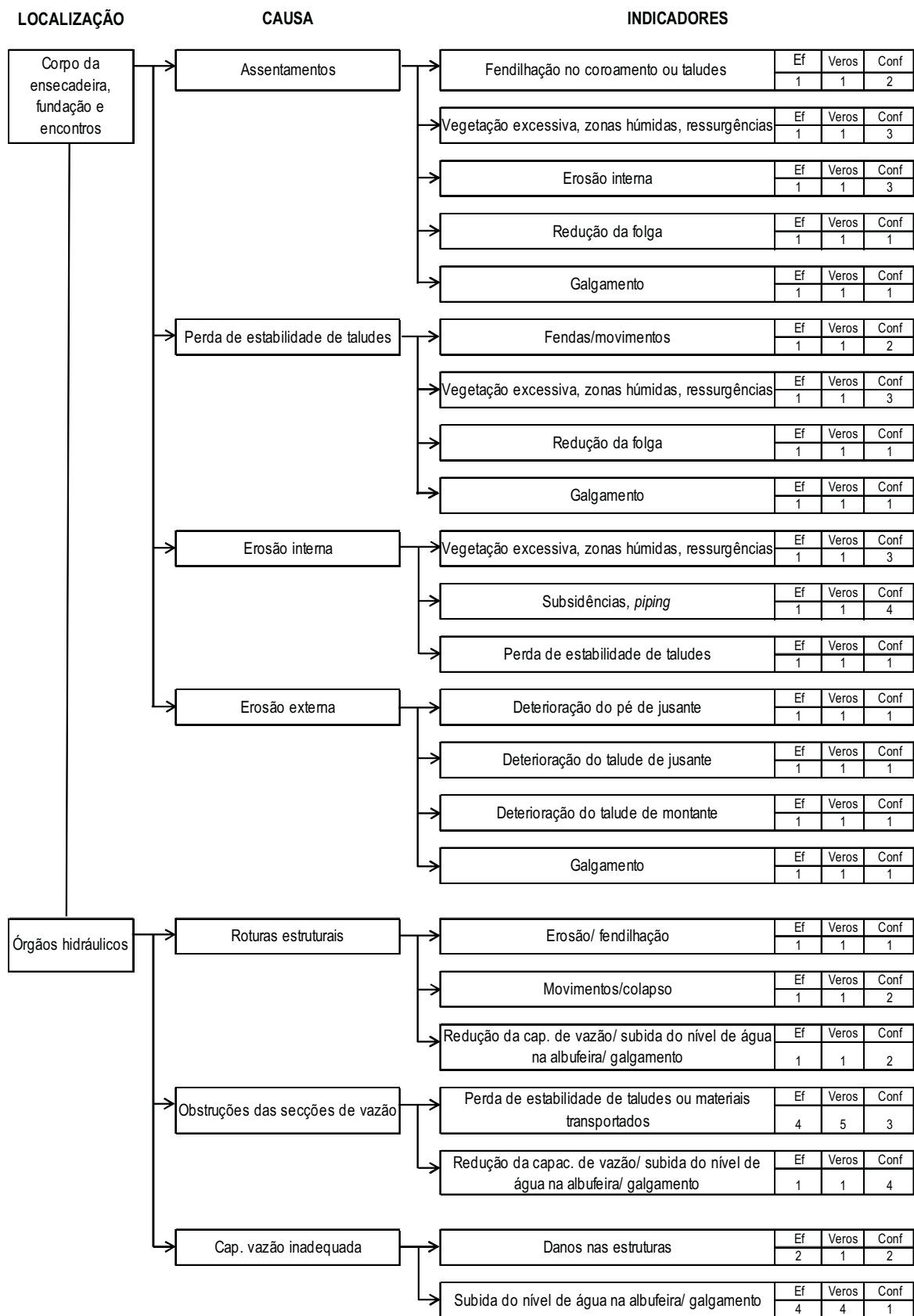


Fig. 7.7 – Diagrama LCI para a ensecadeira de Odelouca.

**Quadro 7.7 – Justificação da classificação dos atributos *efeito*, *verosimilhança* e *confiança*.**

LOCALIZAÇÃO	CAUSA	INDICADOR	JUSTIFICAÇÃO	Ef	Veros	Conf	
Corpo da ensecadeira, fundação e encontros	Assentamentos	Fendilhação no coroamento ou taludes	Não detectada. Os níveis da albufeira ainda não subiram até valores significativos, os materiais ainda não sofreram eventuais assentamentos de colapso por molhagem. A configuração do vale, até à cota do coroamento da ensecadeira, não deverá favorecer assentamentos diferenciais do corpo dos aterros.	1	1	2	
		Vegetação excessiva, zonas húmidas, ressurgências	Não detectadas. Os níveis da albufeira ainda não subiram até valores significativos, pelo que ainda não terá havido possibilidade de se estabelecerem percolações pelo corpo da barragem. Não obstante, este não dispõe de sistemas filtrantes/drenantes para controlo da percolação interna. O atributo <i>confiança</i> ponderou incertezas associadas a heterogeneidades e compactações deficientes dos aterros e à inexistência de sistema interno filtrante/drenante.	1	1	3	
		Erosão interna	Não detectada. Ver justificação anterior.	1	1	3	
		Redução da folga	Não detectada. A ensecadeira dispõe de uma sobrelevação do coroamento. Desconhece-se os resultados dos dispositivos de observação instalados.	1	1	1	
		Galgamento	Não houve galgamento. Em exploração normal, o nível de água na albufeira será muito reduzido, pelo que a verosimilhança da ocorrência de galgamento devido a assentamentos (e sem a ocorrência de cheias) é muito baixa.	1	1	1	
	Perda de estabilidade de taludes		Fendas/ movimentos	Não foram detectadas fendas ou quaisquer movimentos. Os materiais dos maciços deverão exibir resistência ao corte superior à considerada no projecto. Não se conhecem problemas associados à execução dos maciços (ao contrário do núcleo, mas este não deverá ter uma influência preponderante em termos de estabilidade).	1	1	2
			Vegetação excessiva, zonas húmidas, ressurgências	Não detectadas. Ver justificação deste indicador no que se refere à causa <i>assentamentos</i> .	1	1	3
			Redução da folga	Não detectada. Ver justificação do indicador <i>fendas/movimentos</i> e do indicador <i>galgamento</i> .	1	1	1
			Galgamento	Não houve galgamento. A verosimilhança de ocorrência de galgamento na sequência de instabilidade de taludes (e sem a ocorrência de cheias) é muito baixa.	1	1	1
	Erosão interna	Vegetação excessiva, zonas húmidas, ressurgências Subsídências, <i>piping</i>		Não detectadas. Ver justificação deste indicador no que se refere à causa <i>assentamentos</i> .	1	1	3
				Não detectados. Dado o tipo de obra em causa, a permanência de níveis de água elevados será limitada à duração das cheias (a menos de obstruções da galeria, mas, nesse caso, a rotura por galgamento será mais provável), o que contribui para a redução da probabilidade de rotura associada. Pelo contrário, a inexistência de sistemas filtrantes/drenantes internos aumenta essa probabilidade.	1	1	4
			Perda de estabilidade de taludes	Não detectada, estimando-se, no presente caso, muito baixa a probabilidade de materialização de uma perda de estabilidade global de taludes, enquanto indicador de erosão interna.	1	1	1
	Erosão externa		Deterioração do pé de jusante	Não detectada. A zona de restituição dos órgãos hidráulicos encontra-se bastante a jusante do pé da barragem.	1	1	1
			Deterioração do talude de jusante	Não detectada. Verificam-se irregularidades do talude de jusante, por não ter sido feita a sua conformação. Trata-se de um talude já com alguma inclinação e sem protecção superficial.	1	1	1
			Deterioração do talude de montante	Não detectada. O enrocamento de protecção deverá evitar fenómenos de erosão superficial do talude, a menos das cotas superiores onde este não foi colocado.	1	1	1
Galgamento			Não ocorreu. A verosimilhança de ocorrer galgamento em resultado de erosão externa (não associada a cheias) é muito baixa.	1	1	1	

**Quadro 7.7 (cont.) – Justificação da classificação dos atributos *efeito*, *verosimilhança* e *confiança*.**

LOCALIZAÇÃO	CAUSA	INDICADOR	JUSTIFICAÇÃO	Ef	Veros	Conf
Órgãos hidráulicos	Roturas estruturais	Erosão/ fendilhação	Não detectado (só foram inspeccionadas as estruturas de entrada e saída).	1	1	1
		Movimentos/ colapso	Não detectado.	1	1	2
		Redução da capac. de vazão/ subida do nível de água na albufeira e galgamento	Não detectado.	1	1	2
	Obstruções das secções de vazão	Perda de estabilidade de taludes ou materiais transportados	Detectados produtos de desmatação acumulados nas margens da albufeira à entrada da galeria de desvio.	4	5	3
		Redução da capac. de vazão/ subida do nível de água na albufeira e galgamento	Não reconhecido. A verificar-se, poderá conduzir à rápida rotura da enseadeira por erosão externa.	1	1	4
	Cap. de vazão inadequada	Danos nas estruturas	Existem danos nos terrenos envolventes da bacia de dissipação em resultado, designadamente, da passagem de uma cheia no final de 2003. Novas cheias poderão agravar os danos reconhecidos. A bacia de dissipação não está dimensionada para o $Q_{\text{efluente}}$ máximo e a obra não está concluída.	2	1	2
Subida do nível de água na albufeira e galgamento		Os órgãos hidráulicos disponíveis para evacuação de cheias não foram projectados para uma situação de exploração da enseadeira enquanto obra isolada, relativamente à qual têm capacidade de vazão insuficiente. Razão porque se classificou o <i>atributo</i> efeito com 4 (embora o indicador propriamente dito não tenha sido reconhecido, este foi deduzido com base na análise dos elementos disponíveis).	4	4	1	

No preenchimento dos diagramas LCI, realizado no presente trabalho, optou-se por classificar os atributos *efeito* e *verosimilhança* com um valor de 1 sempre que não tivessem sido reconhecidos os indicadores em questão<sup>42</sup>. Julga-se ser este o espírito do método, embora os autores não sejam explícitos no que se refere a esta matéria.

13. No Quadro 7.8 apresentam-se os índices de ordenação, criticalidade<sup>43</sup>, confiança e risco.

Os dois conjuntos LCI com maior índice de ordenação e com maior índice de criticalidade indicam-se subsequentemente.

- i. *órgãos hidráulicos/ obstruções das secções de vazão/ instabilidade de taludes ou materiais transportados* ( $\text{ind}_{\text{ord}}=20$  e  $\text{ind}_{\text{crit}}=60$ );
- ii. *órgãos hidráulicos/ capacidade de vazão inadequada/ subida da água na albufeira e galgamento* ( $\text{ind}_{\text{ord}}=16$  e  $\text{ind}_{\text{crit}}=16$ );

<sup>42</sup> - Em Pimenta et al. (2005), classificaram-se os atributos *efeito* e *verosimilhança* mesmo que o indicador não tivesse sido objecto de reconhecimento.

<sup>43</sup> - As consequências foram avaliadas apenas para a situação de rotura por galgamento, pelo que a ordenação dos vários conjuntos LCI a partir dos índices de criticalidade e de risco será, neste caso, semelhante.

**Quadro 7.8 - Apresentação dos índices de ordenação, criticidade, confiança e risco.**

LOCALIZAÇÃO	CAUSA	INDICADOR	ind <sub>ord</sub>	ind <sub>crit</sub>	ind <sub>conf</sub>	ind <sub>risco</sub> (IGI=191)	ind <sub>risco</sub> (IGI=134)
Corpo da ensecadeira, fundação e encontros	Assentamentos	Fendilhação no coroamento ou taludes	1	2	2	382	268
		Vegetação excessiva, zonas húmidas, ressurgências	1	3	3	573	402
		Erosão interna	1	3	3	573	402
		Redução da folga	1	1	1	191	134
		Galgamento	1	1	1	191	134
	Perda de estabilidade de taludes	Fendas/ movimentos	1	2	2	382	268
		Vegetação excessiva, zonas húmidas, ressurgências	1	3	3	573	402
		Redução da folga	1	1	1	191	134
		Galgamento	1	1	1	191	134
	Erosão interna	Vegetação excessiva, zonas húmidas, ressurgências	1	3	3	573	402
		Subsídências, <i>piping</i>	1	4	4	764	536
		Perda de estabilidade de taludes	1	1	1	191	134
	Erosão externa	Deterioração do pé de jusante	1	1	1	191	134
		Deterioração do talude de jusante	1	1	1	191	134
		Deterioração do talude de montante	1	1	1	191	134
		Galgamento	1	1	1	191	134
Órgãos hidráulicos	Roturas estruturais	Erosão/ fendilhação	1	1	1	191	134
		Movimentos/ colapso	1	2	2	382	268
		Redução da capacidade de vazão/ subida do nível de água na albufeira e galgamento	1	2	2	382	268
	Obstruções das secções de vazão	Perda de estabilidade de taludes ou materiais transportados	20	60	3	11460	8040
		Redução da capacidade de vazão/ subida do nível de água na albufeira e galgamento	1	4	4	764	536
	Cap. de vazão inadequada	Danos nas estruturas	2	4	2	764	536
		Subida do nível de água na albufeira e galgamento	16	16	1	3056	2144

O conjunto *órgãos hidráulicos/ capacidade de vazão inadequada/ subida do nível de água na albufeira e galgamento* tem valores idênticos de ind<sub>ord</sub> e de ind<sub>crit</sub> porque se atribuiu um grau de *confiança* elevado (1) às estimativas do *efeito* e da *verosimilhança*. Já o conjunto *órgãos hidráulicos/ obstruções das secções de vazão/ perda de estabilidade de taludes ou materiais transportados* tem um índice de criticidade bastante superior ao índice de ordenação, em resultado do grau de *confiança* estimado (3), que atendeu às incertezas relacionadas com o arrastamento dos produtos de desmatização depositados próximo da entrada da galeria, em situação de cheia, e redução ou obstrução total da secção de vazão.

Os índices de *confiança* de conjuntos relativos aos indicadores: i) *erosão interna*, ii) *subsídências e piping* e iii) *vegetação excessiva, zonas húmidas e ressurgências*, são dos mais elevados, o que resulta de incertezas associadas à resposta dos aterros face ao estabelecimento de percolações durante os períodos em que os níveis de água a montante se mantiverem elevados (situação a que a obra, à data, ainda não havia sido sujeita).

De acordo com a metodologia apresentada, e pelo facto do índice de risco ser calculado pelo produto do IGI pelo ind<sub>crit</sub>, resulta muito superior o índice de risco associado ao conjunto *órgãos hidráulicos/ obstruções das secções de vazão/ perda de estabilidade de taludes ou materiais transportados*, ind<sub>risco</sub>=11460 (ou, para

IGI=134,  $ind_{risco}=8040$ ), por comparação com o índice de risco associado ao conjunto *órgãos hidráulicos/capacidade de vazão inadequada/subida da água na albufeira e galgamento*,  $ind_{risco}=3056$  (ou, para IGI=134,  $ind_{risco}=2144$ ).

### 7.2.5 – Vantagens e limitações

O método LCI foi desenvolvido especificamente para barragens e insere-se na família das metodologias qualitativas e semi-quantitativas de análises de riscos relativas a modos de rotura que impliquem a libertação para jusante da totalidade ou de parte do volume armazenado na albufeira.

A análise de riscos propriamente dita só é concretizada quando se realizam as duas etapas do método, o que acontece quando o índice global de impacto é médio a elevado. Para índices globais de impacto baixos, a análise restringe-se a uma análise de consequências.

No que se refere à identificação das consequências, uma referência é devida ao método simplificado de cálculo da propagação do hidrograma da cheia no vale a jusante. Em Brito et al. (2005) foram constatadas diferenças significativas entre os resultados obtidos pela técnica simplificada sugerida por Hughes et al. (2000) e os que se obtêm a partir do programa *BOSSDAMBRK*, para a ensecadeira de Odelouca. Tendo em conta as diferenças reconhecidas (em particular no que se refere às velocidades máximas e aos tempos de chegada da onda de cheia às várias secções estudadas) é sugerida, nesse trabalho, a adopção de uma fórmula alternativa para estimativa do caudal de ponta na secção da barragem.

Uma das características que distingue o método em análise de outros métodos é o recurso aos diagramas LCI para identificação e avaliação dos modos de rotura. Estes diagramas arborescentes registam, para as várias componentes da obra em análise, indícios e evidências de desempenhos anómalos que associam a causas potenciais, privilegiando os resultados das inspecções visuais.

A principal desvantagem desta técnica assenta no facto de um conjunto importante de modos de rotura se poderem desenvolver sem serem precedidos, em tempo útil, de indicadores dos mecanismos em curso. Por outro lado, a existência de desempenhos anómalos que são caracterizados, nalguns casos, como *indicadores* e, noutros, como *causas*, embora plausível, gera confusão na aplicação do método e dificulta a atribuição de classificações. Constitui também fonte de confusão a utilização do termo *causas* para designação quer de acontecimentos iniciadores (ex: obstruções) quer de modos de rotura (ex: erosão externa).

Os principais benefícios que se podem atribuir ao método são (Pimenta et al., 2005):

1. o carácter expedito da sua aplicação, pouco morosa e versátil, podendo ser aplicado a barragens relativamente às quais se disponha de reduzida informação (naturalmente, quanto maior for o conhecimento do sistema e do vale potencialmente interferido, maior será a fiabilidade da análise);
2. a contribuição para a sistematização do conhecimento do sistema e para a reflexão sobre os modos plausíveis de rotura com libertação do volume armazenado;
3. o enfoque no que é certo e no que é incerto, conferindo o atributo *confiança* uma medida de avaliação das incertezas;

4. a clarificação de prioridades de intervenção, através da hierarquização dos diversos modos de rotura, quando há lugar à realização da segunda etapa dos estudos.

No que se refere às principais limitações, salientam-se (Pimenta et al., 2005):

1. o facto de não ser possível obter um índice de risco global, devido à dependência de alguns dos conjuntos LCI;
2. a fórmula de cálculo do índice de risco (produto entre o índice de criticalidade e o índice global de impacto) que pode conduzir a valorizações erradas dos modos de rotura;
3. a classificação necessariamente subjectiva dos atributos *efeito*, *verosimilhança* e *confiança*, que pode ser fonte de erros significativos;
4. a inexistência de valores padrão que permitam uma avaliação global dos resultados, em forma de índice.

### 7.2.6 – Proposta de alterações

A aplicação efectuada e a análise do método LCI suscitaram o interesse na formulação de um conjunto de propostas de alterações que a seguir se descrevem.

Em primeiro lugar, sugere-se que o campo de aplicação do método seja explicitamente restringido a barragens em exploração há algum tempo, nomeadamente, que já tenham sido submetidas ao primeiro enchimento.

Propõe-se que o método inclua sempre a segunda etapa dos estudos. Efectivamente, a condição de um IGI superior a 175 para realização da etapa que constitui a identificação e avaliação dos modos de rotura parece pouco conservativa, já que a valores de IGI inferiores a 175 poderão estar associadas perdas de vidas em número já significativo (superiores a 30 a 40).

No que se refere aos diagramas arborescentes, propõem-se as modificações que a seguir se discriminam.

1. Os diagramas recebem a designação SEI, em conformidade com os significados discriminados em 2.
2. Os diagramas SEI representam o Subsistema em análise, o Estado limite último passível de levar à materialização de uma rotura com ou sem libertação do volume armazenado na albufeira e os Indicadores dos efeitos desses estados limite últimos. Os estados limite últimos a considerar podem ser seleccionados (tendo em conta as condicionantes locais e as características da obra em questão) da listagem apresentada no Capítulo 4 (secção 4.4.2.3).
3. Os três atributos para avaliação dos conjuntos SEI mantêm o significado geral e as respectivas escalas de classificação: o atributo *efeito* passa a designar-se *correlação* e relaciona o indicador e o respectivo estado limite último em análise com a rotura da barragem, o atributo *verosimilhança* reporta-se à



probabilidade de ocorrência do estado limite último do subsistema em análise, dado o indicador associado, e o atributo *confiança*, que passa a designar-se *convicção* (da avaliação dos atributos *correlação* e *verosimilhança*, atendendo às incertezas em presença).

4. O cálculo de quatro índices para fundamentar a apreciação dos conjuntos SEI: o índice de rotura, igual ao produto das classificações dos atributos *correlação* e *verosimilhança*, o índice de convicção, igual ao atributo *convicção*, o índice de incerteza na rotura, igual ao produto das classificações dos atributos *correlação*, *verosimilhança* e *convicção*, e o índice de risco, igual ao produto do índice de rotura pelo índice global de impacto.
5. A equação de cálculo do índice global de impacto passa a individualizar as perdas potenciais de vidas humanas e as perdas económicas. As perdas económicas passam a contemplar uma parcela correspondente aos danos da barragem e à perda do benefício associado à obra, o que permitirá, designadamente, alargar a aplicação do método a estados limite últimos que não conduzam à libertação do volume armazenado na albufeira:

$$IGI = IPE + PPV \quad (7.2)$$

sendo IPE o índice de perdas económicas, calculado pela equação

$$IPE = 100PE_{<5km} + 30PE_{5-30km} + 10PE_{barragem} \quad (7.3)$$

e

$$PPV = PPV_{<5km} + PPV_{5-30km} \quad (7.4)$$

em que as perdas económicas no vale a jusante e as perdas potenciais de vidas humanas no vale próximo e no vale afastado são calculadas de acordo com o definido por Hughes et al. (2000).

A estimativa da população em risco (PAR), que condiciona a estimativa de PPV, é alterada relativamente ao proposto por Hughes et al. (2000), passando a fazer-se, caso a caso, em função da ocupação e/ou utilização real do vale<sup>44</sup>. Crê-se que com esta alteração se poderão obter estimativas mais correctas das pessoas em perigo (e, portanto, das fatalidades potenciais).

Relativamente às perdas económicas associadas aos danos na barragem e à interrupção do fornecimento do pedido, propõe-se a classificação que se apresenta no Quadro 7.9.

---

<sup>44</sup> Por exemplo, no que se refere às zonas residenciais, considerando PAR igual ao número médio de pessoas de uma família vezes o número de residências habitacionais afectadas.

**Quadro 7.9 – Avaliação das consequências associadas à barragem e à interrupção da exploração.**

Importância das perdas	Classificação	Justificação
Muito reduzida	1	Barragens privadas para rega de áreas reduzidas.
Reduzida	2	Barragens hidroagrícolas de importância local. Mini-hídricas.
Moderada	3	Barragens hidroagrícolas de importância regional. Barragens de abastecimento público a aglomerados populacionais de pequena dimensão. Barragens hidroeléctricas de produção moderada.
Elevada	4	Barragens hidroagrícolas de importância nacional. Barragens de abastecimento público a aglomerados populacionais de dimensão moderada. Barragens hidroeléctricas de grande produção.
Muito elevada	5	Barragens de abastecimento público a aglomerados populacionais de grande dimensão.

6. No que se refere a valores padrão que possam ser utilizados para uma apreciação global dos resultados em forma de índice, sugerem-se as classes de consequências e de risco que se apresentam, respectivamente, nos Quadros 7.10 e 7.11.

**Quadro 7.10 – Diagramas SEI. Classes de consequências.**

Consequências	Índice global de impacto
Muito reduzidas	<75
Reduzidas	75-150
Moderadas	150-300
Elevadas	300-600
Muito elevadas	>600

**Quadro 7.11 – Diagramas SEI. Classes de riscos.**

Riscos	Índice de Risco
Muito reduzidos	<150
Reduzidos	150-900
Moderados	900-3600
Elevados	3600-12000
Muito elevados	>12000

O diagrama SEI para a ensecadeira de Odelouca apresenta-se na Figura 7.8 e os índices de rotura, de incerteza na rotura e de risco apresentam-se no Quadro 7.12.

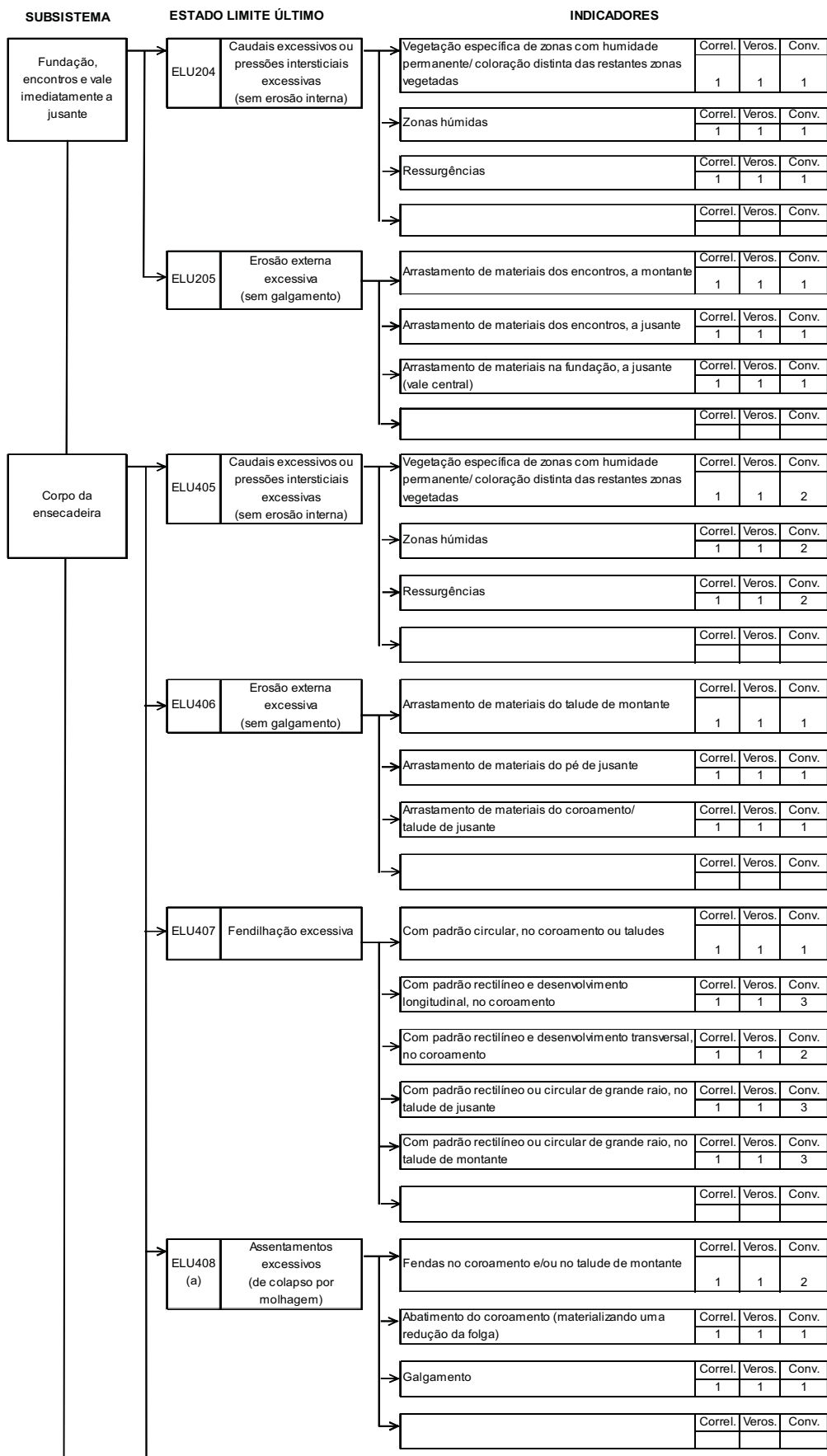


Fig. 7.8 – Diagrama SEI para a ensecadeira de Odelouca.

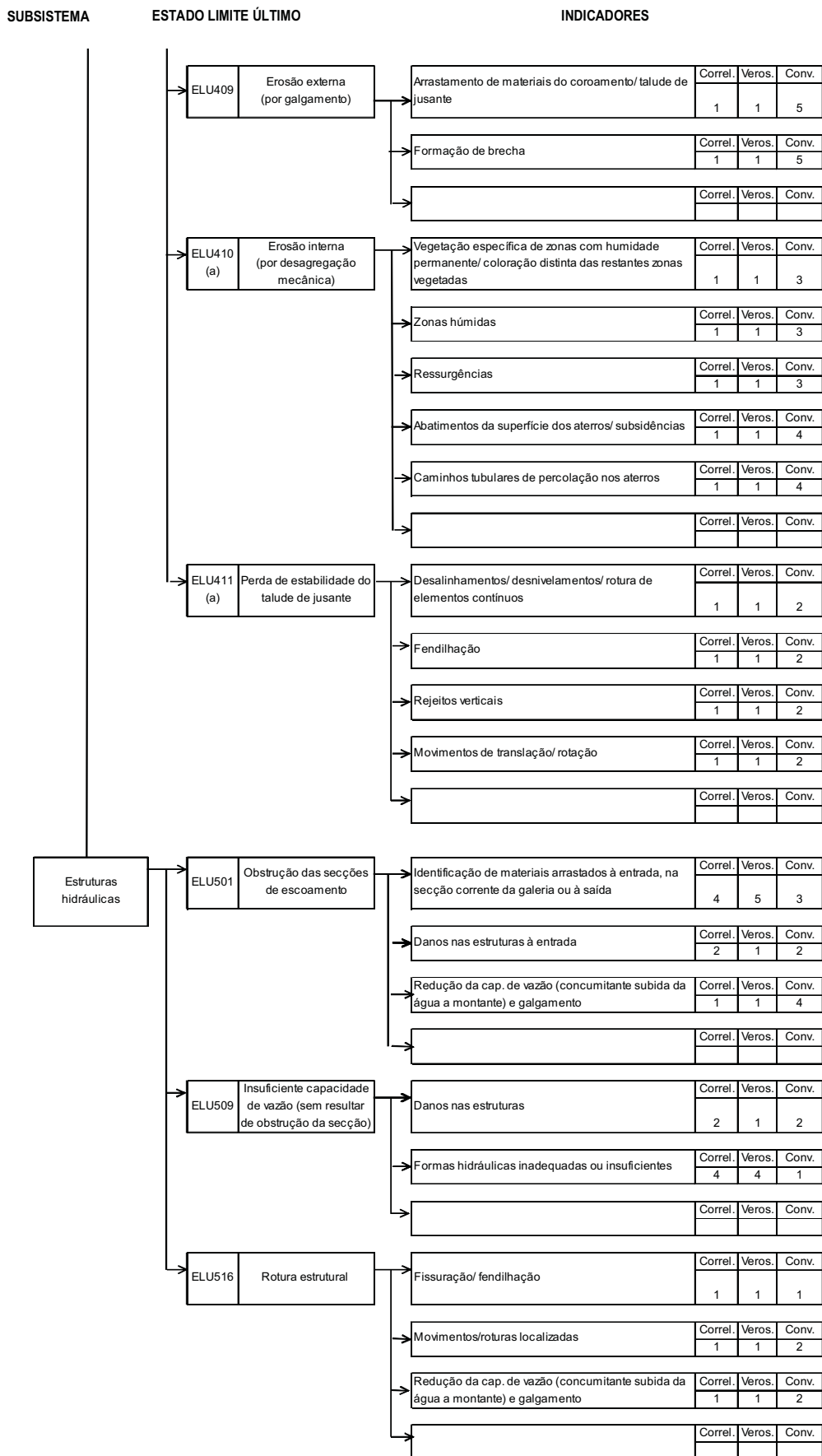


Fig. 7.8 (cont.) – Diagrama SEI para a ensecadeira de Odelouca

**Quadro 7.12 - Apresentação dos índices de rotura, de incerteza na rotura e de risco.**

SUBSISTEMA	ESTADO LIMITE ÚLTIMO	INDICADOR	Correl	Veros	Conv	Ind <sub>rot</sub>	Ind <sub>inc. na rot.</sub>	Ind <sub>conv.</sub>	Ind <sub>risco</sub> (IGI=154)
Fundação, encontros e vale imediatamente a jusante	ELU204	Caudais excessivos ou pressões intersticiais excessivas (sem erosão interna)	Vegetação específica de zonas com humidade permanente/ coloração distinta das restantes zonas	1	1	1	1	1	154
		Zonas húmidas	1	1	1	1	1	154	
		Ressurgências	1	1	1	1	1	154	
	ELU205	Erosão externa excessiva (sem galgamento)	Arrastamento dos materiais dos encontros, a montante	1	1	1	1	1	154
			Arrastamento dos materiais dos encontros, a jusante	1	1	1	1	1	154
			Arrastamento de materiais na fundação, a jusante (vale central)	1	1	1	1	1	154
Corpo da ensecadeira	ELU405	Caudais excessivos ou pressões intersticiais excessivas (sem erosão interna)	Vegetação específica de zonas com humidade permanente/ coloração distinta das restantes zonas	1	1	2	1	2	154
			Zonas húmidas	1	1	2	1	2	154
			Ressurgências	1	1	2	1	2	154
	ELU406	Erosão externa excessiva (sem galgamento)	Arrastamento de materiais do talude de montante	1	1	1	1	1	154
			Arrastamento de materiais do pé de jusante	1	1	1	1	1	154
			Arrastamento de materiais do coroamento/ talude de jusante	1	1	1	1	1	154
	ELU407	Fendilhação excessiva	Com padrão circular, no coroamento ou taludes	1	1	1	1	1	154
			Com padrão rectilíneo e desenvolvimento longitudinal, no coroamento	1	1	3	1	3	154
			Com padrão rectilíneo e desenvolvimento transversal, no coroamento	1	1	2	1	2	154
			Com padrão rectilíneo ou circular de grande raio, no talude de jusante	1	1	3	1	3	154
			Com padrão rectilíneo ou circular de grande raio, no talude de montante	1	1	3	1	3	154
	ELU408 (a)	Assentamentos excessivos (de colapso por molhagem)	Fendas no coroamento e/ou no talude de montante	1	1	2	1	2	154
			Abatimento do coroamento (materializando uma redução da folga)	1	1	1	1	1	154
			Galgamento	1	1	1	1	1	154
	ELU409	Erosão externa (por galgamento)	Arrastamento de materiais do coroamento/ talude de jusante	1	1	5	1	5	154
			Formação de brecha	1	1	5	1	5	154
	ELU410 (a)	Erosão interna (por desagregação mecânica)	Vegetação específica de zonas com humidade permanente/ coloração distinta das restantes zonas vegetadas	1	1	3	1	3	154
			Zonas húmidas	1	1	3	1	3	154
Ressurgências			1	1	3	1	3	154	
Abatimentos da superfície dos aterros/ subsidências			1	1	4	1	4	154	
Caminhos tubulares de percolação nos aterros			1	1	4	1	4	154	
ELU411 (a)	Perda de estabilidade do talude de jusante	Desalinhamentos/ desnivelamentos/ rotura de elementos contínuos	1	1	2	1	2	154	
		Fendilhação	1	1	2	1	2	154	
		Rejeitos verticais	1	1	2	1	2	154	
		Movimentos de translação/ rotação	1	1	2	1	2	154	
Estruturas hidráulicas	ELU501	Obstrução das secções de escoamento	Identificação de materiais arrastados à entrada, na secção corrente da galeria ou à saída	4	5	3	20	60	3080
			Danos nas estruturas	2	1	2	2	4	308
			Redução da cap. de vazão (concomitante subida da água a montante) e galgamento	1	1	4	1	4	154
	ELU509	Insuficiente capacidade de vazão (sem resultar de obstrução das superfícies de escoamento)	Danos nas estruturas	2	1	2	2	4	308
			Formas hidráulicas inadequadas ou insuficientes	4	4	1	16	16	2464
	ELU516	Rotura estrutural	Fissuração/ fendilhação	1	1	1	1	1	154
			Movimentos/ roturas localizadas	1	1	2	1	2	154
			Redução da capacidade de vazão (concomitante subida da água a montante) e galgamento	1	1	2	1	2	154

A estimativa do IGI é, neste caso, de 154 (classe de consequências moderadas), sendo IPE igual a 116 ( $100 \times 0,45 + 30 \times 1,7 + 10 \times 2$ ) e PPV igual a 38 (de acordo com os valores reduzidos justificados no Quadro 7.5).

Os conjuntos SEI com maior índice de risco são os seguintes:

1. *órgãos hidráulicos/ obstrução das secções de escoamento/ materiais arrastados à entrada, na secção corrente da galeria ou à saída* ( $Ind_{risco}=3080$ );
2. *órgãos hidráulicos/ insuficiente capacidade de vazão/ formas hidráulicas inadequadas ou insuficientes* ( $Ind_{risco}=2464$ ).

O conjunto *órgãos hidráulicos/ obstrução das secções de escoamento/ materiais arrastados à entrada, na secção corrente da galeria ou à saída* tem um índice de rotura igual a 20 e um índice de incerteza na rotura igual a 60, enquanto o conjunto *órgãos hidráulicos/ insuficiente capacidade de vazão/ formas hidráulicas inadequadas* tem um índice de rotura igual a 16 e um índice de incerteza na rotura também igual a 16, fruto do atributo convicção ter, neste caso, sido classificado com 1 (convicção elevada nas estimativas dos atributos *correlação* e *verosimilhança*, face ao conhecimento do sistema de que se dispõe).

O maior índice de convicção (5) aparece associado a dois conjuntos relativos ao estado limite último erosão externa por galgamento do corpo da ensecadeira. Tratam-se de conjuntos cujos atributos *correlação* e *verosimilhança* foram classificados com 1, porque os indicadores em questão não se reconheceram (e, em qualquer circunstância, só se podem reconhecer se a obra for galgada), embora lhe estejam associados riscos elevados (que o método não permite salientar). Não obstante, como são conjuntos dependentes dos dois conjuntos com maior índice de risco anteriormente referidos, este facto não limita, no presente caso, a aplicação do método.

No que se refere ao corpo da ensecadeira, os estados limite últimos que lhe estão associados poderão estar subavaliados. De facto, a obra não tinha, à data, sido sujeita a níveis de água elevados, não se podendo reconhecer indicadores de respostas deficientes, designadamente, à molhagem dos materiais e ao estabelecimento de percolações pelo corpo do aterro.

### 7.2.7 – Considerações finais

Os diagramas de Subsistemas, Estados limite últimos e seus Indicadores (SEI) constituem uma adaptação dos diagramas LCI que procurou colmatar algumas das desvantagens identificadas, e anteriormente referenciadas, na aplicação e análise destes diagramas. Julga-se que as alterações introduzidas foram bem sucedidas.

Os diagramas SEI constituem-se como um método de análise de riscos de barragens que se reporta a estados limite últimos, quer conduzam ou não à libertação para jusante do volume armazenado na albufeira.

O método deve aplicar-se a barragens em exploração há já algum tempo e valoriza os indicadores de estados limite detectados em inspecções visuais.

A aplicação efectuada à ensecadeira de Odelouca não será aquela que melhor evidencia as vantagens deste método, dado tratar-se de uma obra só solicitada em situação de cheia (a permanência de níveis altos na

albufeira da ensecadeira de Odelouca será, em condições normais, temporária) e, à data da visita de inspecção, ainda não teriam sido registados níveis elevados a montante.

A aplicação deste método é expedita e pouco morosa e pode fundamentar uma primeira reflexão sobre o estado da obra e sobre o seu desempenho expectável, contribuindo para a hierarquização de riscos (estados limite últimos/consequências) e subsequente definição de prioridades de intervenção ou de prioridades de implementação de estudos e/ou ensaios complementares.

A aplicação deste tipo de método poderá ser empreendida por um engenheiro civil com experiência comprovada no domínio das barragens e conhecimentos nas principais matérias em equação. Naturalmente, o recurso a uma equipa multidisciplinar de 2-3 pessoas será sempre uma solução mais adequada.

## **7.3 – REGISTOS DE RISCOS**

### **7.3.1 – Considerações iniciais**

Os *registos de riscos* têm vindo a ter, na última década, uma utilização crescente em vários domínios da engenharia, designadamente da engenharia geotécnica. Em Clayton (2001) podem ser encontrados alguns exemplos de aplicação no domínio da geotecnia.

Trata-se de um método de análise de riscos qualitativa que evoluiu, à semelhança de outros métodos, para aplicações de análises de riscos semi-quantitativas, recorrendo à utilização de matrizes de risco para classificação da probabilidade de ocorrência do evento indesejável e das suas consequências. A esta extensão do método designou-se *registo e criticalidade de riscos*.

O método não se encontra normalizado existindo, portanto, diferenças nas formas de apresentação encontradas na bibliografia.

### **7.3.2 – Objectivos e domínio de aplicação**

O *registo de riscos* visa, em geral, a identificação de eventos indesejáveis (que não se restringem a modos de colapso ou de perda de funcionalidade), dos respectivos efeitos ou consequências e a definição de medidas de controlo adequadas.

As aplicações mais divulgadas reportam-se a análises empreendidas em fase de projecto, com vista à definição de medidas correctivas de problemas geotécnicos que possam vir a ocorrer em fase de construção, integrando preocupações de qualidade, de produtividade e de optimização das empreitadas, assim como de partilha do risco entre as várias entidades envolvidas.

Trata-se de um método particularmente vocacionado para obras geotécnicas ou para a componente geotécnica de outro tipo de estruturas. De facto, no domínio da geotecnia as incertezas assumem, em geral, papel de relevo e as limitações técnico-económicas da caracterização geológica-geotécnica em fase de projecto condicionam, frequentemente, o bom desenvolvimento das empreitadas.



As análises por intermédio de *registos de riscos* ou de *registos e criticalidade de riscos* constituem-se como documentos dinâmicos, que devem ser objecto de verificação, e de eventual complementação/adequação, durante as fases de implementação.

Embora não se tenham encontrado exemplos de aplicação no domínio das barragens, trata-se de um método que se adequa particularmente bem a este tipo de estruturas, designadamente a barragens de aterro, e que se podia constituir como uma peça de projecto fundamental de apoio à empreitada.

Antecipa-se, também, a possibilidade de realização de análises por intermédio de *registos de riscos* e de *registos e criticalidade de riscos* para apoio à exploração das várias componentes das obras e dos sistemas de observação e, ainda, ao desenvolvimento dos Planos de Emergência.

### **7.3.3 – Princípios e procedimentos de aplicação**

A aplicação do método exige um conhecimento fundamentado sobre o sistema ou subsistema em estudo.

Há, em cada caso, que identificar as fontes de perigo e as respectivas causas, assim como as vulnerabilidades dos subsistemas em estudo, com vista à antecipação de eventos indesejáveis plausíveis e dos respectivos efeitos e à definição de medidas de controlo, nomeadamente, de detecção, prevenção e mitigação dos riscos.

Os eventos indesejáveis podem, por exemplo, ser estados limite ou efeitos de roturas noutros subsistemas, não promovendo o método a análise sistematizada dos modos de materialização desses eventos.

Os passos de aplicação do método resumem-se subsequentemente.

1. Especificação do objectivo da análise.
2. Definição da equipa técnica.
3. Caracterização geral do sistema e/ou subsistemas interessados.
4. Selecção e caracterização do subsistema a analisar.
5. Identificação da fonte de perigo e das suas causas possíveis.
6. Identificação das vulnerabilidades do subsistema em correlação com cada uma das fontes de perigo.
7. Identificação dos eventos indesejáveis.
8. Identificação dos efeitos ou consequências desses eventos.
9. Identificação das respectivas medidas de controlo (designadamente, medidas de detecção, prevenção e mitigação).
10. Repetição da análise (passos 5 a 9) para o leque de fontes de perigo plausíveis.
11. Repetição da análise (passos 4 a 10) para o leque de subsistemas em análise.

A criticalidade pode ser incorporada através de escalas de quantificação dos eventos indesejáveis, dos respectivos efeitos e dos riscos.

Nos Quadros 7.13 a 7.15 apresentam-se exemplos de escalas de classificação utilizadas na avaliação de riscos geotécnicos em fase de construção (Clayton, 2001).

**Quadro 7.13 – Classes de probabilidades de eventos indesejáveis (Clayton, 2001).**

Nível	Descrição	Probabilidade por componente da obra
4	Muito provável	> 50%
3	Provável	10 a 50%
2	Pouco provável	1 a 10%
1	Negligenciável	<1%

**Quadro 7.14 – Classes de efeitos (Clayton, 2001).**

Nível	Descrição	Aumento do custo ou do tempo de execução (% do custo ou tempo)
4	Muito elevado	> 10%
3	Elevado	4 a 10%
2	Baixo	1 a 4%
1	Muito baixo	<1%

**Quadro 7.15 – Classes de riscos (Clayton, 2001).**

Intervalo do produto Classe de eventos x classe de efeitos	Descrição	Medidas de controlo a implementar
1-4	Trivial	Nenhuma
5-8	Significativo	Consideração de soluções mais optimizadas ou integração de melhorias sem custos adicionais
9-12	Substancial	Os trabalhos não podem ser reiniciados até que medidas de controlo dos riscos sejam implementadas. Admite-se a necessidade de recursos adicionais.
13-16	Intolerável	Os trabalhos não podem ser reiniciados até que medidas de controlo dos riscos sejam implementadas. Se o risco não puder ser reduzido a empreitada deverá ser interrompida.

### 7.3.4 – Exemplo ilustrativo de aplicação

Apresenta-se nesta secção uma aplicação ilustrativa de uma análise pelo método *Registo e Criticalidade de Riscos*.

Trata-se de uma aplicação do método no âmbito da avaliação de riscos associados ao sistema de desvio do rio, durante a fase de construção da barragem do Iraí.

A autora participou nos estudos de projecto, de assistência técnica à construção, de inspecção, de análise dos dados de observação e de avaliação do comportamento, durante o primeiro enchimento e primeiro período de exploração desta barragem.

A barragem do Iraí tem um perfil tipo de terra zonada, com altura máxima moderada, de cerca de 20 m, mas com um desenvolvimento longitudinal importante, de 1220 m, 1 000 m dos quais correspondendo a uma zona de várzea com níveis freáticos à superfície e condições geotécnicas complexas. As condições geotécnicas, particularmente difíceis, assumiram um papel determinante na concepção estrutural da barragem e dos órgãos hidráulicos anexos e na definição do faseamento construtivo e das respectivas especificações técnicas.

Nas Figuras 7.9 a 7.11 apresenta-se a definição geral das obras e as condições geotécnicas de fundação e, nas Fotografias 7.14 a 7.18, algumas vistas da fase de construção e da obra concluída.

Nos Quadros 7.16 a 7.18 representam-se as classes de probabilidades de ocorrência dos eventos, dos efeitos e dos riscos consideradas e, na Figura 7.12, o organograma de aplicação do método, adaptado ao caso de estudo. As classes adoptadas foram elaboradas atendendo aos objectivos da aplicação realizada e ao enquadramento e às condicionantes de execução da empreitada da barragem do Iraí.

Vale a pena salientar, no que se refere ao organograma que se apresenta na Figura 7.12, que os passos 5 (identificação de fontes de perigo e das respectivas causas), 6 (identificação das vulnerabilidades dos subsistemas em análise ou de outros potencialmente interferidos) e 7 (identificação das ocorrências indesejáveis) resultam, muitas vezes, de uma reflexão conjunta que não tem, necessariamente, a ordem apresentada.

Apresenta-se, subseqüentemente, a análise efectuada, identificando-se os passos de aplicação do método discriminados no organograma da Figura 7.12.

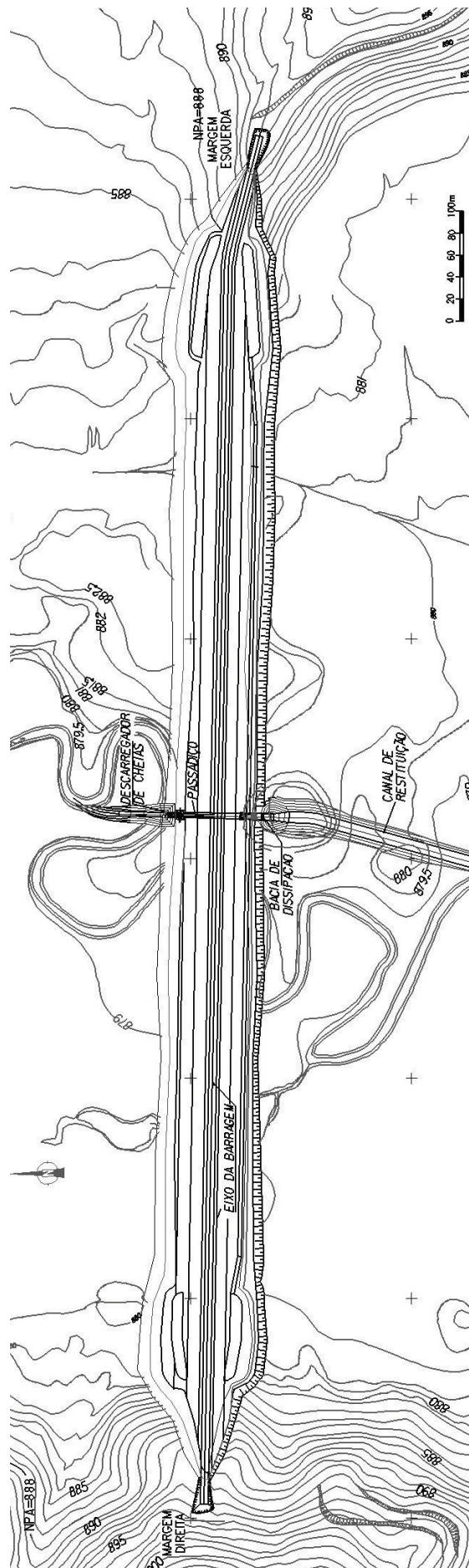


Fig. 7.9 – Planta geral da barragem do Irai (Vazquez, 2002).

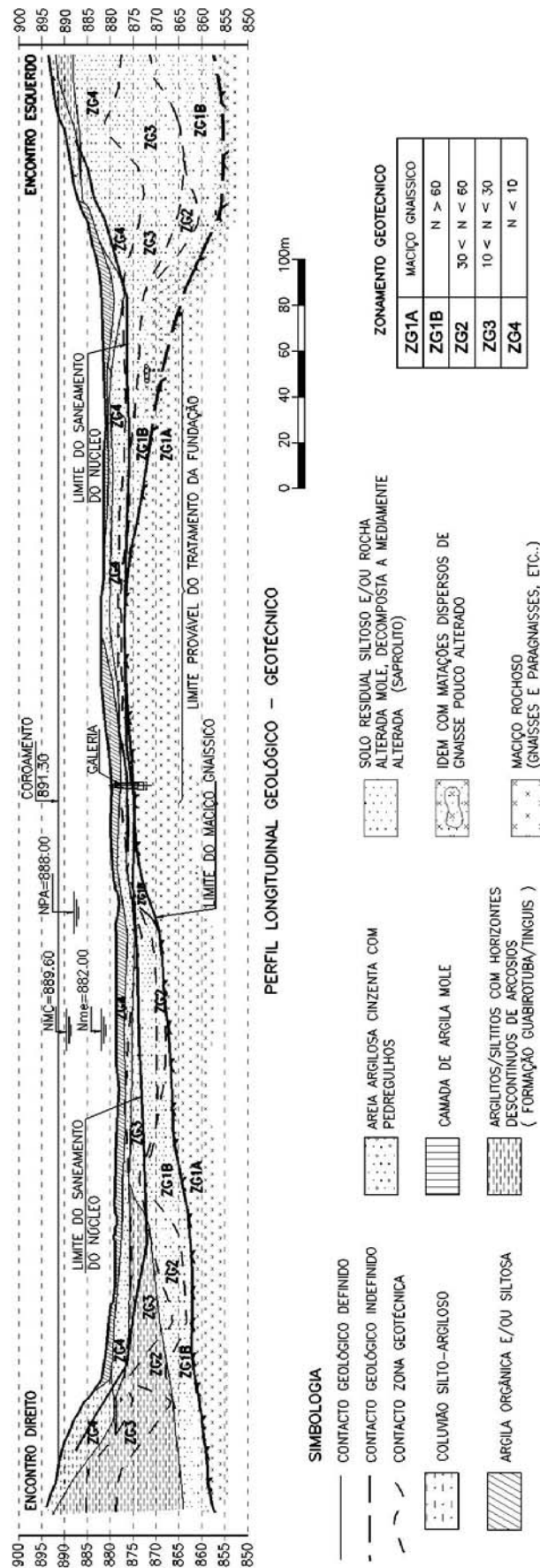


Fig. 7.10 – Perfil longitudinal geológico-geotécnico pelo eixo da barragem do Iraí (Vazquez, 2002).







Fot. 7.14 – Barragem do Iraí. Vista geral dos aterros do corpo da barragem em construção (Vazquez, 2002).



Fot. 7.15 – Barragem do Iraí. Vista geral da área de implantação dos órgãos hidráulicos em fase de execução dos betões de regularização e da soleira (Vazquez, 2002).

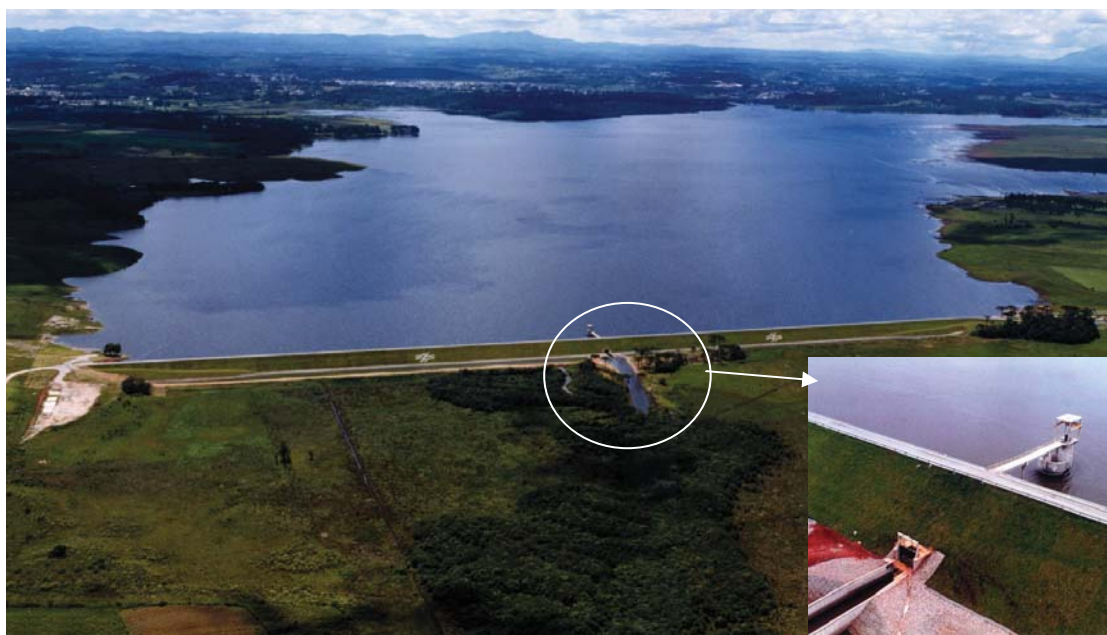


Fot. 7.16 – Barragem do Iraí. Vista de pormenor dos aterros argilosos do núcleo em contacto com a galeria dos órgãos hidráulicos (Vazquez, 2002).





Fot. 7.17 – Barragem do Iraí. Vista geral dos órgãos hidráulicos em fase final de construção (Vazquez, 2002).



Fot. 7.18 – Barragem do Iraí. Vista geral da barragem concluída, em fase final de primeiro enchimento (Vazquez, 2002).

Quadro 7.16 – Classes de probabilidades de ocorrência dos eventos indesejáveis. Fase de construção. Barragem do Iraí.

Nível	Descrição	Probabilidade anual do evento indesejável
5	Muito elevada	>50%
4	Elevada	20 a 50%
3	Moderada	5 a 20%
2	Pouco provável	2 a 5%
1	Raro	<2%

**Quadro 7.17 – Classes de efeitos. Fase de construção. Barragem do Iraí.**

<b>Nível</b>	<b>Descrição</b>	<b>Impacto na empreitada com consequências no seu custo e prazo de execução</b>
5	Muito elevado	Danos muito elevados em componentes definitivas das obras. Atrasos superiores a 40% do prazo de execução da empreitada ou acréscimos de custos superiores a 25%.
4	Elevado	Danos elevados em componentes definitivas das obras. Atrasos da ordem de 20 a 40% do prazo de execução da empreitada ou acréscimos de custos entre 15 a 25%.
3	Moderado	Danos moderados em componentes definitivas das obras. Atrasos da ordem de 10 a 20% do prazo de execução da empreitada ou acréscimos de custos entre 5 a 15%.
2	Baixo	Danos localizados. Condicionamentos dos trabalhos que poderão conduzir a atrasos inferiores a 10% do prazo de execução da empreitada ou acréscimos de custos inferiores a 5%.
1	Muito baixo	Danos localizados. Condicionamentos dos trabalhos mínimos, de fácil resolução.

**Quadro 7.18 – Classes de riscos e medidas de controlo de riscos. Fase de construção. Barragem do Iraí.**

<b>Intervalo do produto (probabilidade x efeitos)</b>	<b>Descrição qualitativa do risco</b>	<b>Medidas gerais de controlo dos riscos<sup>(1)</sup> (a pormenorizar para cada caso concreto)</b>
1-2	Muito baixo	Medidas de controlo dos riscos não obrigatórias, embora medidas de detecção (de custo baixo) sejam sempre aconselháveis.
3-4	Baixo	Eventual consideração de optimização de soluções e/ou de integração de medidas de baixos custos adicionais.
4-6	Moderado	Identificação e avaliação de medidas de controlo dos riscos de custos baixos a moderados e de procedimentos de actuação para situações de materialização dos riscos em análise.
8-12	Elevado	Identificação e avaliação de medidas de controlo dos riscos, a implementar necessariamente, e de procedimentos de actuação, para situações de materialização dos riscos em análise.
16-25	Muito elevado (Intolerável)	Riscos caracterizados como muito elevados devem ser mitigados obrigatoriamente, antes do início dos trabalhos.  Identificação e avaliação das medidas de controlo dos riscos a implementar.  Se o risco não puder ser reduzido, a empreitada deve ser reavaliada na sua globalidade.

<sup>(1)</sup> Independentemente da classe de riscos, sempre que os efeitos possam ter repercussão no desempenho da obra em fase posterior à construção, devem ser definidas medidas de carácter obrigatório.

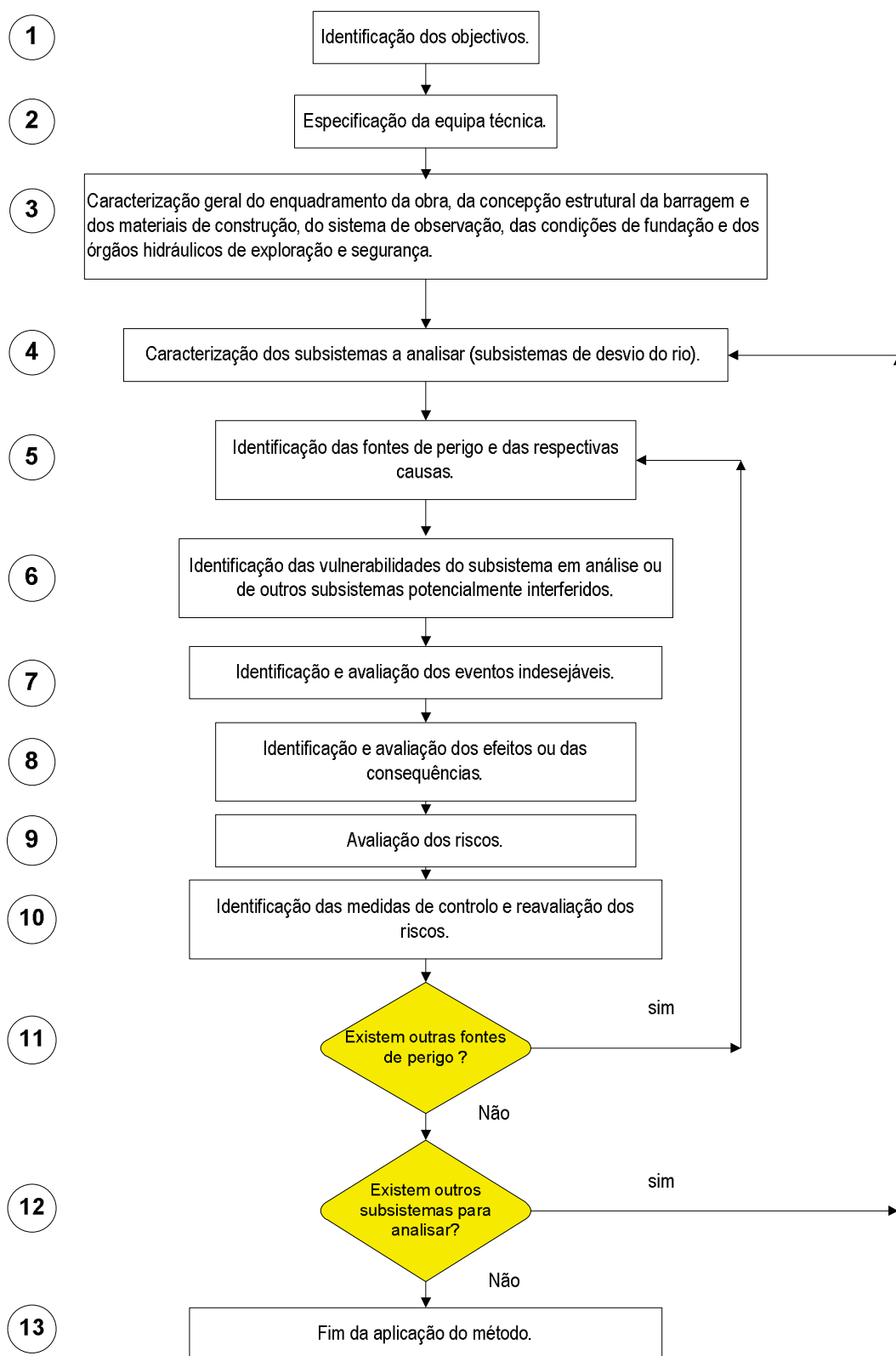


Fig. 7.12 – Organograma de aplicação do método *Registo e Criticalidade de Riscos* ao caso de estudo.

1. O objectivo da análise é a avaliação dos riscos em fase de construção, associados a fontes de perigo relativas ao sistema de desvio do rio, e a definição de medidas de controlo a implementar com vista à minimização de eventuais situações de paragem ou atraso da empreitada e de acréscimo de custos. Pretende-se, assim, dispor de uma listagem dos principais eventos indesejáveis e tratar, antecipadamente, medidas de mitigação, prevenção e detecção necessárias ao seu controlo. Atendendo aos objectivos da análise, a aplicação ilustrativa foi realizada no pressuposto de se estar em fase de projecto, embora na caracterização geral da obra se resumam também informações da fase de construção.
2. Se a análise de riscos fosse efectuada em fase de projecto, servindo de documento de apoio à realização da empreitada, a equipa técnica deveria integrar o chefe de projecto, técnicos especialistas em geotecnia, com conhecimento sobre as questões geotécnicas inerentes à caracterização dos terrenos de fundação e à concepção estrutural da barragem, e, também, sobre os procedimentos executivos e de controlo de qualidade afins, e um técnico conhecedor das soluções hidráulicas de desvio do rio. Os critérios de apreciação, os resultados e as medidas de controlo deveriam ser objecto de análise conjunta com o Dono de Obra e, no princípio da empreitada, com o Empreiteiro.
3. A barragem do Iraí localiza-se no rio do mesmo nome, cerca de 20 km a montante de Curitiba, no estado do Paraná, no Brasil, tendo a sua construção sido determinada para reforço do abastecimento de água a Curitiba e para o controlo de cheias.

A barragem, propriedade da SANEPAR – Companhia de Saneamento do Paraná, foi concluída em 1999 e executada em 24 meses. Em fase de projecto, previu-se uma duração de 16 meses para a empreitada global (o que não foi possível cumprir por razões várias) e de 12 meses para os trabalhos de terraplenagem. O primeiro enchimento iniciou-se em Abril de 1999 e terminou em Fevereiro de 2001, encontrando-se a barragem em exploração desde essa data.

O projecto base da barragem foi realizado pelo Consórcio GEOTECNICA-PROENSI-OSM-SERENCO-CONSULT, em Maio de 1992. O projecto de execução, a assistência técnica à construção e a análise dos dados de observação durante a fase de construção, primeiro enchimento e primeiros anos de exploração foram realizados pela COBA.

Atendendo aos objectivos explicitados da presente aplicação ilustrativa referem-se, subsequentemente, algumas informações relativas à caracterização do projecto. Informações pormenorizadas podem ser encontradas em COBA (1996 e 1999), Vazquez et al. (1997) e Pimenta et al. (2002).

A barragem implanta-se cerca da cota 879 do rio Iraí, afluente do rio Iguaçu, criando uma albufeira com 58 hm<sup>3</sup> de capacidade de armazenamento. A secção de implantação da barragem domina uma bacia hidrográfica com 113 km<sup>2</sup> e um volume anual médio afluente de 47 hm<sup>3</sup>. O regime pluviométrico na região é caracterizado por uma grande uniformidade da precipitação ao longo do ano, cujo total anual médio é de 1390 mm, verificando-se uma pequena variação da precipitação entre o trimestre mais chuvoso e o mais seco.

O local de implantação da barragem caracteriza-se por ser um vale de grande extensão, com 1220 m de comprimento à cota do coroamento, que interessa um trecho muito meandrizado do rio e em que os níveis freáticos ocorrem, em geral, próximo da superfície.

Os terrenos de fundação da barragem caracterizam-se por uma grande heterogeneidade.

O maciço rochoso foi reconhecido próximo da superfície apenas na zona central da várzea, entre 5 e 6 m de profundidade, mergulhando em direcção aos encontros para profundidades entre 30 e 35 m.

Na zona da várzea, reconheceu-se uma camada superficial de aluvião argilosa mole, com cerca de 2 a 3 m de espessura, muito compressível, com elevado teor em matéria orgânica, sobrejacente a níveis de areia e de solo residual do maciço gnaissico.

Nos encontros, foi reconhecido, à superfície, um coluvião constituído por material argilo-siltoso, em geral muito mole, sobrejacente às formações Guabirota e Tinguis. Estas formações atingem, no encontro direito, espessuras da ordem dos 20 a 30 m e, no encontro esquerdo, de 1 a 2 m. Subjacente às formações Guabirota e Tinguis ocorre o solo residual, com espessuras mínimas no encontro direito ( $\cong 1$  m) e muito importantes no encontro esquerdo (25 a 30 m). Em ambos os encontros foram detectadas, a profundidades não compatíveis com a sua remoção, camadas de pequena espessura com características resistentes muito fracas.

O trecho superior do maciço gnaissico, numa profundidade de cerca de 10 m, foi objecto de tratamento por injeção de calda de cimento ao longo de furos dispostos numa fiada única (cujo afastamento final foi de 3 e de 1,5 m). Trata-se de uma zona descomprimida, caracterizada por coeficientes de permeabilidade moderados, que se estimaram, tendo em conta os resultados dos ensaios Lugeon realizados, da ordem de  $10^{-5}$  a  $5 \times 10^{-6}$  m/s.

No que se refere aos solos suprajacentes ao maciço rochoso, caracterizaram-se, por intermédio de ensaios LeFranc, coeficientes de permeabilidade médios da ordem de  $10^{-6}$  m/s, com excepção de uma franja superficial na zona central e margem direita da várzea, que se desenvolve até aos 3 a 7 m de profundidade, com valores da ordem dos  $10^{-5}$  m/s. O plano de fundação do núcleo da barragem foi definido abaixo destes materiais, de maior coeficiente de permeabilidade.

O perfil tipo da barragem é de terra zonada com uma altura máxima de 20 m. A solução de barragem integra um núcleo central, essencialmente composto por material coluvionar, e maciços estabilizadores, em materiais argilo-siltosos da formação Tinguis. Na zona exterior do maciço de montante e na zona inferior do maciço de jusante utilizaram-se, também, materiais areno-siltosos provenientes das escavações para fundação da barragem (aluviões arenosas e solo residual gnaissico). Nos encontros, onde os terrenos de fundação exibiam fracas características resistentes, o perfil tipo foi dotado de bermas estabilizadoras, para garantir a estabilidade global aterro-fundação.

Os solos finos, constituídos essencialmente por materiais coluvionares e materiais da formação Tinguis, foram explorados na área a inundar pela albufeira e em áreas exteriores, localizadas a cotas mais elevadas, que houve posteriormente que reabilitar. Estes solos classificam-se, no essencial, como CL,

ML e MH, têm percentagens passadas no #200 da ASTM entre 40 e 80%, IP entre 12 e 25%, LL entre 40 e 65%,  $w_{opt}$  entre 18 e 28% (referido ao ensaio Proctor Normal) e  $w_{nat}$  entre 24 e 42%. Caracterizaram-se, em nove ensaios triaxiais consolidados não drenados com medição de pressões intersticiais, sobre provetes previamente saturados, ângulos de atrito interno efectivo entre 29 e 35° e coesões efectivas entre 15 e 5 kPa.

Colocavam-se, à partida, problemas relacionados com teores em água naturais muito elevados, o que determinou dificuldades construtivas importantes relacionadas com a preparação dos materiais das manchas (drenagem forçada, arejamento e protecção dos depósitos de materiais tratados), agravadas pelo clima muito húmido da zona, e com a instabilidade dos materiais da formação Guabirota (com presença de montmorilonite em percentagem significativa e diferenças importantes entre as resistências de pico e residuais, da ordem de 10° no que se refere ao ângulo de atrito interno efectivo), que viriam a ser rejeitados como material de construção.

Foi conferida à barragem uma contraflecha com um valor máximo de 0,70 m na zona central do vale, para atender aos assentamentos de longo prazo do corpo da barragem e da fundação.

O coroamento da barragem (à cota 891,3) foi definido com 7 m de largura e os seus taludes exteriores com inclinações de 1:2,3 (V:H) e 1:2,0 (V:H), respectivamente, a montante e a jusante. O perfil tipo dos encontros integra bermas estabilizadoras com 10 m de largura. Os maciços de montante e de jusante têm, na zona de maior altura de barragem, veias drenantes, incorporadas para facilitar a dissipação das pressões intersticiais, em fase de construção, e para favorecer a descida da linha de saturação (no caso do talude de montante), em fase de esvaziamento rápido.

O talude de jusante do núcleo é protegido por um filtro chaminé que se prolonga subhorizontalmente nas cotas inferiores do maciço estabilizador de jusante, até ao pé de jusante de enrocamento. Ao longo do desenvolvimento do vale, zonas mistas filtro-dreno-filtro substituem o filtro subhorizontal, promovendo o transporte para jusante das águas captadas que são, posteriormente, devolvidas por gravidade ao rio.

A barragem foi objecto de um plano de observação, em exploração desde a fase de construção, que integra os seguintes dispositivos: piezómetros hidráulicos, células de medição das pressões intersticiais, marcas de nivelamento, baterias de assentamento e medidores de caudais.

No que se refere ao descarregador de cheias, as características geotécnicas dos encontros impossibilitaram a consideração de um descarregador de cheias em canal, num dos encontros. A albufeira do Iraí exhibe uma grande capacidade de amortecimento acima do NPA, pelo que os caudais escoados pelo descarregador são pequenos (para a cheia milenar –  $Q_{máx}=1005 \text{ m}^3/\text{s}$  e  $V_{afil}=22 \text{ hm}^3$  – o caudal máximo amortecido é de  $70 \text{ m}^3/\text{s}$  e a carga hidráulica sobre a soleira de 1,23 m), tendo sido adoptada uma solução em poço, localizada no vale, na margem esquerda do rio, que integra também as estruturas de tomada de água e descarga de fundo.



O poço tem um diâmetro exterior variável, com 6,9 m na base e 8,9 m no topo, ligando na base a uma galeria com secção rectangular-trapezoidal (5 m x 4 m) e terminando numa bacia de dissipação de energia por fixação do ressalto, tipo IV do USBR (16 m x 6 m). A tomada de água foi integrada num pilar que se apoia na parede do poço, sendo a água encaminhada para a galeria do descarregador. A descarga de fundo faz-se por intermédio de uma abertura rectangular com 1,5x2,5 m<sup>2</sup>, na base do poço, a jusante da qual foram instaladas 2 comportas planas, antes da transição para a galeria de derivação.

4. O desvio do rio para construção da barragem do Iraí revestia-se de aspectos particulares relacionados com:
  - i. a grande dimensão da várzea, que constitui a zona central do vale, com cerca de 1 km de extensão;
  - ii. a acentuada meandrização do rio, com muito pequena declividade e velocidade de escoamento;
  - iii. as fracas condições geotécnicas, com um nível superficial de argila mole orgânica suprajacente, frequentemente, a níveis arenosos muito permeáveis, com intercalações areno-siltosos ou argilosas de fraca compactidade ou consistência (o maciço rochoso só ocorre perto da superfície numa zona localizada, junto à margem esquerda do rio).

O grande desenvolvimento da várzea permitia criar, em ambas as margens, frentes de trabalho de terraplenagem de grande desenvolvimento.

Atendendo à cota elevada do nível freático e à permeabilidade elevada dos níveis arenosos subjacentes à argila mole, previu-se a realização, na fase inicial da obra, de trabalhos expeditos de drenagem e de controlo das percolações (integrando valas de drenagem e poços de bombagem), por forma a delimitar, a montante e a jusante, a zona de implantação da barragem.

O desvio do rio foi preconizado, na maior parte do período de construção dos aterros, através de uma brecha na zona central da várzea, interessando o leito menor do rio, com cerca de 70 m de largura, sendo a cota do fundo da brecha a (878) e a do fundo do rio a (876).

Em conjunto com a realização da brecha e para protecção inicial das zonas de trabalho previu-se a execução de pré-enssecadeiras a montante e a jusante, respectivamente, à cota (880,7) e à cota (880,2), definidas para a passagem em segurança pela brecha dos caudais de ponta de cheia com um período de retorno de 10 anos. Na zona envolvente da área de implantação das estruturas hidráulicas anexas e nos aterros de delimitação da brecha previu-se atingir a cota (882), para evitar a retoma destes trabalhos em fases posteriores do desvio do rio.

A pré-enssecadeira de montante atravessava a brecha através da execução de um aterro à cota (879,5), dotado de uma passagem hidráulica na zona do leito menor, de modo a poder constituir-se como um acesso entre as duas margens.



As pré-ensecadeiras foram materializadas por aterros de solos finos, fundadas sobre a camada de aluvião argilosa mole, tendo sido previamente executada uma vala corta águas, preenchida com solo fino não compactado, com vista à intercepção dos níveis arenosos mais permeáveis.

Numa segunda fase de desvio do rio, procedia-se à execução do pé de montante da barragem, que constitui a ensecadeira a incorporar no perfil definitivo da obra, com coroamento à cota (882). Nesta fase, mantinha-se o desvio do rio pela brecha, cujos aterros de delimitação lateral estavam já à cota (882), garantindo uma maior fiabilidade à situação de galgamento (fase projectada para uma cheia com um período de retorno superior a 25 anos).

Numa terceira fase do desvio, após se ter construído a galeria dos órgãos hidráulicos e se ter subido todos os aterros de barragem (a menos da zona da brecha), até à cota (885), previu-se o desvio do rio através da galeria dos órgãos hidráulicos, por intermédio de pré-ensecadeiras de guiamento do escoamento e de uma ensecadeira a montante, para protecção da brecha.

A capacidade do reservatório cerca da cota (885) permitia encaixar a totalidade do volume de ondas de cheia com períodos de retorno elevados, sendo, pois, a fase de construção dos aterros acima desta cota de grande fiabilidade, no que se refere à rotura por erosão externa devido a galgamento.

5 a 7. Subsequentemente, apresentam-se algumas justificações relativas à selecção das fontes de perigo e dos eventos indesejáveis que se julga pertinente realçar.

A identificação das fontes de perigo afins ao sistema de desvio do rio foi realizada após análise das suas especificidades.

A análise de riscos incidiu sobre as duas primeiras fases de desvio do rio, consideradas críticas.

A primeira fase corresponde ao desvio do rio pela brecha e à ensecagem das áreas de implantação das obras por intermédio das pré-ensecadeiras. Tratam-se de obras de aterro cuja qualidade de execução e subsequente desempenho estrutural podiam ser afectados pelas condições difíceis de acesso e de trabalho e, também, pelas condições de fundação precárias. Esta fase, cuja duração prevista era de 2 meses, foi projectada para uma cheia com período de retorno de 10 anos.

A segunda fase inicia-se com a conclusão da ensecadeira a incorporar no maciço de montante da barragem, mantendo-se o desvio do rio pela brecha, tendo uma duração prevista de cerca de 5 meses. Trata-se, neste caso, de uma obra de aterro definitiva, em que as condições de acessibilidade e trabalho estariam asseguradas e as condições de fundação teriam sido previamente aferidas. Esta fase foi dimensionada para uma cheia com período de retorno de 25 anos.

As fases subsequentes de desvio não foram analisadas, por se ter considerado que a estas correspondiam, à partida, riscos muito baixos.

Efectivamente, as duas fases iniciais são as que se revestiam de maior incerteza, no que se referia, designadamente, a eventuais atrasos e paragens da empreitada.

Tratavam-se de duas fases associadas à preparação dos terrenos de fundação dos aterros definitivos do corpo da barragem, cujas superfícies se localizavam a cotas bem inferiores às do terreno natural e abaixo do nível freático instalado. A heterogeneidade dos terrenos levantava preocupações diversas, pelo que se previu o reconhecimento pormenorizado dos planos de fundação previamente à sua aprovação. Por outro lado, o início da execução dos aterros corresponderia a uma fase em que os procedimentos de exploração, transporte, compactação e controlo estariam ainda em aferição.

No que se refere às fontes de perigo a considerar, realça-se que estas podem ser de natureza diversa, designadamente, acontecimentos iniciadores, modos gerais de colapso, estados limite ou outros. Trata-se de uma consequência dos pressupostos de aplicação do método, que não se rege por procedimentos rígidos e confere grande liberdade de aplicação, abordagem que encerra, naturalmente, vantagens e desvantagens.

No presente caso, no que se refere às obras de desvio da primeira fase - materializadas por aterros provisórios (pré-ensecadeiras) e escavações provisórias (brecha) - optou-se por considerar como fontes de perigo estados limite do corpo das pré-ensecadeiras ou das suas fundações (*percolação excessiva pelo corpo das pré-ensecadeiras e percolação excessiva pela fundação das pré-ensecadeiras*), estados que antecedem a sua rotura (*galgamento das pré-ensecadeiras*) e um conjunto de modos de colapso diversos (*roturas ou assentamentos excessivos da fundação e/ou do corpo das pré-ensecadeiras*).

A estas fontes de perigo corresponde o mesmo evento indesejável (*inundação da área de trabalhos, de implantação dos aterros definitivos*), diferenciado pelo modo de ocorrência, gradual (subida progressiva das águas, com muito baixas velocidades) ou imediato (subida brusca das águas, com velocidades moderadas a elevadas, com capacidade para originar erosões) que se associou a diferentes fontes de perigo.

No que se refere às obras de desvio da segunda fase, consideraram-se, como fontes de perigo, estados que antecedem a rotura da ensecadeira (*galgamento da ensecadeira*) e modos de colapso diversos associados à fundação (*roturas ou assentamentos excessivos da fundação*). Não foram consideradas fontes de perigo associadas ao corpo da ensecadeira (obra a incorporar nos aterros definitivos da barragem) por se ter considerado que estas conduziram a eventos indesejáveis de muito baixa probabilidade de ocorrência.

O evento indesejável considerado, em associação com as fontes de perigo identificadas, é a destruição dos aterros do corpo da ensecadeira (por materialização de vários modos de colapso plausíveis) e, eventualmente, de aterros a jusante da ensecadeira (restante corpo da barragem em construção) e/ou a deterioração das respectivas fundações.

A avaliação dos eventos indesejáveis foi feita recorrendo às classes de probabilidade anual de ocorrência definidas no Quadro 7.16, estimadas de forma necessariamente subjectiva, ponderadas que foram as fontes de perigo em causa e o conhecimento das questões afins à concepção, ao dimensionamento e às condições de execução das obras.

8 a 10. A identificação dos efeitos ou consequências associados aos eventos indesejáveis teve em conta o seu modo de materialização e a fase de evolução da empreitada em causa.

No caso em análise, tratam-se de danos confinados ao local de implantação das obras, afectando, essencialmente, os terrenos de fundação e os aterros definitivos da obra, ou seja, os trabalhos de terraplenagem.

As reduzidas alturas das obras de ensecagem das áreas de trabalho (pré-ensecadeiras e ensecadeira), a grande largura do vale, o desvio do rio pela brecha e as cheias de projecto das duas fases de desvio analisadas (T=10 anos e T=25 anos) levaram a que não se antecipassem danos no vale a jusante resultantes da eventual rotura destas obras.

A avaliação dos efeitos foi feita recorrendo às classes definidas no Quadro 7.17, estimadas de forma qualitativa, tendo em conta previsões de tempos de paragem e acréscimos de custos resultantes da materialização das consequências identificadas.

As classes dos riscos foram avaliadas através do produto entre as classes de probabilidade de ocorrência do evento indesejável e das classes dos respectivos efeitos, em conformidade com o Quadro 7.18, tendo sido definidas medidas de controlo para cada risco em questão.

11 a 13. No Quadro 7.19 apresenta-se a aplicação efectuada, para o conjunto das fontes de perigo consideradas e para as duas fases de desvio analisadas.

Os riscos avaliados são, na generalidade, baixos a moderados.

O único risco avaliado, inicialmente, como elevado, corresponde ao colapso da ensecadeira em resultado de roturas ou de assentamentos excessivos da fundação, cujas características mecânicas e hidráulicas dos diferentes materiais interessados e a sua variabilidade espacial se revestiam de grande incerteza.

A ocorrência de colapso nesta fase conduziria a danos nos aterros definitivos já construídos que se estimaram elevados, tendo em conta o volume de aterros significativo que poderia ser afectado, as características das diferentes zonas do perfil tipo da barragem e a possibilidade de contaminar as areias que materializavam os sistemas internos de filtragem e drenagem do corpo da barragem.

Para a mitigação deste risco concorreu, em fase de projecto, a campanha de prospecção geológico-geotécnica realizada, muito extensa e pormenorizada, que fundamentou as decisões conceptuais tomadas, o dimensionamento das obras e as intervenções ao nível da fundação. Preconizou-se, também, a realização de trabalhos complementares em fase de construção, para aferição do projecto.

Tendo em conta a implementação destas medidas, considerou-se que o risco inicialmente classificado como elevado passaria a moderado, por redução da probabilidade de ocorrência do evento.

### 7.3.5 – Vantagens e limitações

Os *registos de riscos* inserem-se nas famílias das metodologias qualitativas e semi-quantitativas de análises de riscos e são particularmente adequados aos problemas geotécnicos de diferentes tipos de superestruturas.

Julga-se que se trata de um método que pode vir a ter grande divulgação no domínio das barragens, em particular, para apoio à fase de construção. Crê-se que seria de grande utilidade englobar esta análise no âmbito das peças fundamentais do projecto.

Os principais benefícios que se podem atribuir ao método são:

1. a aplicação expedita e simples, embora exija o conhecimento pormenorizado da barragem e das suas principais componentes, das condicionantes de base, da concepção e do dimensionamento;
2. a contribuição para a sistematização do conhecimento e para a reflexão sobre as fontes de perigo que, em determinada fase, podem estar associadas aos vários subsistemas e conduzir à materialização dos eventos indesejáveis com relevo para a análise;
3. a eliminação de passos intermédios sem interesse para os objectivos da análise que pode, assim, ser centrada nos aspectos que constituem as principais preocupações do projecto e, portanto, otimizar, do ponto de vista dos custos e dos prazos de implementação, a aplicação;
4. a clarificação dos riscos, o que permite, designadamente, a sua ponderação pelas entidades intervenientes e a sua partilha, se for o caso;
5. a análise, em tempo útil, de medidas de controlo dos riscos, que, eventualmente, venham a ser necessárias, e de procedimentos a implementar em situações de materialização de eventos indesejáveis, antecipando situações que possam conduzir a acréscimos de prazos e custos associados à empreitada.

No que se refere às principais limitações, salientam-se:

1. o facto do método não estar normalizado, o que faz com que possa ser realizado sob formas muitos diferentes e graus de desenvolvimento também muito distintos, ficando mais difícil controlar a sua implementação (por exemplo, por um dono de obra que promova a realização de uma análise de riscos por este método) e assegurar que ela cumpre as expectativas;
2. a omissão da pormenorização da sucessão de eventos que podem conduzir ao evento indesejável em apreciação, o que condiciona bastante a estimativa subjectiva das suas probabilidades de materialização.
3. a classificação qualitativa, necessariamente subjectiva, dos efeitos ou consequências e, também, dos riscos.

Quadro 7.19 –Registo e criticalidade de riscos. Aplicação à barragem do Irai.

FONTE DE PERIGO		MULHERABILIDADES DO SUBSISTEMA EM ANÁLISE E DE SUBSISTEMAS INTERFERIDOS	EVENTO INDESEJÁVEL	EFEITOS/CONSEQUÊNCIAS		RISCO	MEDIDAS DE CONTROLO (Detecção, prevenção e mitigação)	RISCO APÓS IMPLEMENTAÇÃO DAS MEDIDAS	AGENTE RESPONSÁVEL PELA IMPLEMENTAÇÃO DAS MEDIDAS
DESCRIÇÃO	CAUSAS			IDENTIFICAÇÃO	AVALIÇÃO				
I.1 - Percolação excessiva pelo corpo das pré-ensecadeliras.	(a) Erros de projecto. (b) Erros de construção. (c) Perda de integridade estrutural dos alicerces (sem colapso).	Pré-ensecadeliras: obras de alicerces executadas em condições difíceis de acesso e trabalho, assim como as respectivas valas corria-águas. Condições de fundação precárias. <b>Corpo da barragem:</b> um volume significativo dos alicerces da barragem desenvolve-se abaixo da cota do coronamento das pré-ensecadeliras e abaixo da cota do terreno natural, devido à profundidade importante atingida pelas escavações para materialização do plano de fundação. <b>Fundação:</b> terrenos de grande variabilidade (ao nível do comportamento hidráulico e mecânico), constituídos essencialmente por solos.	1 - Inundação da área de trabalhos (alicerces e/ou terrenos <i>in situ</i> ) com velocidades de escoamento muito baixas.	1.1 - Condições de circulação de equipamentos e pessoas. Repercussões no custo de execução da empreitada, resultantes de trabalhos adicionais de bombagem e esgotamento das águas e de alicerces, que se estimam muito baixas.	1	2	(I.1) e (I.1.1) - Inspeção frequente das pré-ensecadeliras e do terreno a jusante para deteção de indicações de passagens de água [DETECÇÃO]. 2 - Acompanhamento dos níveis de água na abutreira e da precipitação [PREVENÇÃO E DETECÇÃO].	2	FISCALIZAÇÃO
I.2 - Percolação excessiva pela fundação das pré-ensecadeliras.	(a) Erros de projecto. (b) Erros de construção. (c) Estados geológico-geotécnicos inadequados. (d) Caracter discreto da maioria dos trabalhos de prospeção/ situações imprevisíveis.	Pré-ensecadeliras: obras de alicerces executadas em condições difíceis de acesso e trabalho, assim como as respectivas valas corria-águas. Condições de fundação precárias. <b>Corpo da barragem:</b> um volume significativo dos alicerces da barragem desenvolve-se abaixo da cota do coronamento das pré-ensecadeliras e abaixo da cota do terreno natural, devido à profundidade importante atingida pelas escavações para materialização do plano de fundação. <b>Fundação:</b> terrenos de grande variabilidade (ao nível do comportamento hidráulico e mecânico), constituídos essencialmente por solos.	2 - Inundação da área de trabalhos (alicerces e/ou terrenos <i>in situ</i> ) com velocidades de escoamento moderadas a elevadas.	1.2 - Saluração de camadas de alferço já consultadas e condicionadas à apreciação das condições das superfícies de fundação. Repercussões no custo e prazo de execução da empreitada, resultantes de atrasos no início dos trabalhos para esgotamento das águas, eventuais sobreexscações e limitação dos ritmos de prossecução dos alicerces, que se estimam baixas. A possibilidade de uma deficiente avaliação das condições de fundação pode ter repercussões ao nível da segurança da obra (não só em fase de construção, mas também durante o primeiro enchimento ou em fase de exploração), o que determina medidas de carácter obrigatório.	2	4	(I.1) e (I.2): 1 - Inspeção frequente das pré-ensecadeliras e do terreno a jusante para deteção de indicações de passagens de água [DETECÇÃO]. 2 - Acompanhamento dos níveis de água na abutreira e da precipitação [PREVENÇÃO E DETECÇÃO].	4	FISCALIZAÇÃO
I.3 - Galgamento das pré-ensecadeliras.	(a) Cheias superiores a cheia de projecto da 1ª fase do desvio do rio. (b) Obstruções da secção da brecha. (c) Erros de projecto. (d) Erros de construção	Pré-ensecadeliras: obras de alicerces executadas em condições difíceis de acesso e trabalho, assim como as respectivas valas corria-águas. Condições de fundação precárias. <b>Corpo da barragem:</b> um volume significativo dos alicerces da barragem desenvolve-se abaixo da cota do coronamento das pré-ensecadeliras e abaixo da cota do terreno natural, devido à profundidade importante atingida pelas escavações para materialização do plano de fundação. <b>Fundação:</b> terrenos de grande variabilidade (ao nível do comportamento hidráulico e mecânico), constituídos essencialmente por solos.	2.1 - Deterioração de camadas superficiais da fundação exposta e do alicerce definitivo já construído, salinação de camadas de alferço subjacentes, etc. Repercussões no custo e prazo de execução da empreitada resultantes de atrasos no início dos trabalhos, para remoção de materiais deteriorados e reposição de alicerces e, ainda, por limitação do ritmo de prossecução dos alicerces, que se estimam moderadas.	2.1 - Deterioração de camadas superficiais da fundação exposta e do alicerce definitivo já construído, salinação de camadas de alferço subjacentes, etc. Repercussões no custo e prazo de execução da empreitada resultantes de atrasos no início dos trabalhos, para remoção de materiais deteriorados e reposição de alicerces e, ainda, por limitação do ritmo de prossecução dos alicerces, que se estimam moderadas.	3	3	(I.3) e (I.3.1) - Inspeção periódica da entrada e da saída da brecha de derivação para deteção de eventuais obstruções [DETECÇÃO]. 2 - Acompanhamento dos níveis de água na abutreira e da precipitação [DETECÇÃO].	3	FISCALIZAÇÃO
I.4 - Roturas e/ou assentamentos excessivos da fundação das pré-ensecadeliras e/ou do corpo das pré-ensecadeliras.	(a) Erros de projecto. (b) Erros de construção. (c) Estados geológico-geotécnicos inadequados. (d) Caracter discreto da maioria dos trabalhos de prospeção/ situações imprevisíveis.	Pré-ensecadeliras: obras de alicerces executadas em condições difíceis de acesso e trabalho, assim como as respectivas valas corria-águas. Condições de fundação precárias. <b>Corpo da barragem:</b> um volume significativo dos alicerces da barragem desenvolve-se abaixo da cota do coronamento das pré-ensecadeliras e abaixo da cota do terreno natural, devido à profundidade importante atingida pelas escavações para materialização do plano de fundação. <b>Fundação:</b> terrenos de grande variabilidade (ao nível do comportamento hidráulico e mecânico), constituídos essencialmente por solos.	2 - Inundação da área de trabalhos (alicerces e/ou terrenos <i>in situ</i> ) com velocidades de escoamento moderadas a elevadas.	2.1 - Deterioração de camadas superficiais da fundação exposta e do alicerce definitivo já construído, salinação de camadas de alferço subjacentes, etc. Repercussões no custo e prazo de execução da empreitada resultantes de atrasos no início dos trabalhos, para remoção de materiais deteriorados e reposição de alicerces e, ainda, por limitação do ritmo de prossecução dos alicerces, que se estimam moderadas.	2	-	Remoção das camadas dos alicerces e da fundação deterioradas. [MEDIDA DE CARÁCTER OBRIGATORIO]	n.a.	EMPREITEIRO



Quadro 7.19 (cont.) – Análise por registo e criticalidade de riscos. Aplicação à barragem do Iraí.

DESCRÇÃO	FONTE DE PERIGO		VULNERABILIDADES DO SUBSISTEMA EM ANÁLISE E DE SUBSISTEMAS INTERFERIDOS		EVENTO INDESEJÁVEL		EFETOS/CONSEQUÊNCIAS		RISCO	MEDIDAS DE CONTROLO (Detecção, prevenção e mitigação)	RISCO APOS IMPLEMENTAÇÃO DAS MEDIDAS	AGENTE RESPONSÁVEL PELA IMPLEMENTAÇÃO DAS MEDIDAS
	CAUSAS	CAUSAS	IDENTIFICAÇÃO	ANALIAÇÃO	IDENTIFICAÇÃO	ANALIAÇÃO						
II.1 - Colgamento da ensecadeira incorporada.	(a) Cheias superiores à cheia de projecto da 2ª fase do desvio do rio. (b) Obstruções da secção da brecha. (c) Erros de projecto. (d) Erros de construção.	Ensecadeira - obra de terra a incorporar no maciço estabilizador de montante da barragem. <b>Barragem (restantes aterros)</b> - um volume significativo dos aterros da barragem desenvolve-se abaixo da cota do coronamento da ensecadeira, nesta fase de desvio do rio. <b>Fundação:</b> terrenos de grande variabilidade (ao nível do comportamento hidráulico e mecânico). (d) Carácter discreto da maioria dos trabalhos de prospecção/ situações imprevisíveis.	1 - Destruição de aterros do corpo da barragem (ensecadeira e restantes aterros) por arastamento de material e abertura de brechas;	1 (para a fonte de perigo II-1)	1.1 - Afectação de componentes definitivas da obra. Repetições importantes no custo e prazo de execução da empreitada resultantes das intervenções de bombagem, limpeza, obras de ensecagem provisórias, escavações dos aterros e terrenos de fundação afectados, execução dos novos aterros e reposição das condições de fundação.	4	4	4	(II.1) e (I.1): 1 - Inspeção periódica da entrada e da saída da brecha de derivação para detecção de eventuais obstruções [DETECÇÃO]. 2 - Acompanhamento dos níveis de água na abutreira e da precipitação [PREVENÇÃO E DETECÇÃO]. 3 - Disponibilidade em obra de meios de intervenção para protecção expedita das áreas de trabalho e esgotamento das águas [PREVENÇÃO E MITGAÇÃO].	13-3 (após implementação da medida 3)	FISCALIZAÇÃO (1 E 2) EMPREITEIRO (3)	
			contaminação de solos granulares, etc. - e, eventualmente, dos respectivos terrenos de fundação.	2 (para a fonte de perigo II-2)								
II.2 - Roturas e/ou assentamentos excessivos da fundação da ensecadeira.	(a) Erros de projecto. (b) Erros de construção. (c) Estudos geológico-geotécnicos inadequados. (d) Carácter discreto da maioria dos trabalhos de prospecção/ situações imprevisíveis.					8		(II.2) e (I.1): 1 - Inspeção frequente da ensecadeira para detecção de comportamentos estruturais anómalos [DETECÇÃO]. 2 - Acompanhamento das grandezas em observação no corpo da barragem e na fundação [PREVENÇÃO E DETECÇÃO]. 3 - Disponibilidade em obra de meios de intervenção para protecção expedita das áreas de trabalho e esgotamento das águas [PREVENÇÃO E MITGAÇÃO]. 4 - Reconhecimento geológico-geotécnico complementar em fase de constituição para rectificação ou ratificação dos pressupostos de projecto [PREVENÇÃO E DETECÇÃO]. A análise técnico-económica e selecção de soluções de reforço da estabilidade da ensecadeira (situações de instabilidade global) e/ou de subida da cota do coronamento (situações de assentamentos excessivos) que reduzissem a probabilidade de ocorrência do evento não se justificam. A definição do plano de fundação, realizada em fase de projecto, foi bastante conservativa, tendo sido prevista a remoção da totalidade da aluvião argilosa mole e das camadas arenosas de baixa compactação.	13-3 (após implementação das medidas 3 e 4)	FISCALIZAÇÃO (1) PROJECTISTA (2 E 4) EMPREITEIRO (3 E 4)		
										n.a.		EMPTEITEIRO

n.a. - não se aplica (as medidas de carácter obrigatórias não foram classificadas)

## 7.4 – ANÁLISE DOS PERIGOS E DA OPERACIONALIDADE

### 7.4.1 – Considerações iniciais

A *análise dos perigos e da operacionalidade* (HAZOP) é um método de análise de riscos desenvolvido no Reino Unido, no princípio dos anos 60, pela *Imperial Chemical Industries*, tendo sido posteriormente adoptado por diferentes áreas científicas (INERIS, 2003).

O método insere-se na família dos *métodos de desvios* que, como o nome indica, centram a análise nos desvios de determinadas grandezas com repercussão no desempenho do sistema, com vista à identificação das suas causas e dos seus efeitos e à definição de eventuais medidas de controlo que se revelem necessárias.

O método explora as vantagens do trabalho de grupo, de equipas multidisciplinares, designadamente para identificação das *causas* e dos *efeitos* dos desvios.

No âmbito da aplicação do método, *causa* tem um sentido lato, podendo significar quer um *acontecimento iniciador* quer uma *resposta* ou um *resultado* no sistema ou subsistema em análise, função da grandeza em questão, e *efeito* reporta-se às consequências no sistema ou subsistema em análise.

### 7.4.2 – Objectivos e domínio de aplicação

Embora não se tenha encontrado na bibliografia da especialidade quaisquer referências a aplicações do método HAZOP no âmbito da engenharia de barragens, antecipam-se algumas situações em que este pode ter aplicação privilegiada, designadamente, no despiste de desempenhos ou de procedimentos deficientes com potencial para induzirem estados limite de subsistemas ou do sistema.

Alguns subsistemas parecem particularmente vocacionados para serem objecto de análise por intermédio do método HAZOP, de entre os quais sobressaem os equipamentos hidromecânicos, com particular destaque para os respectivos órgãos de manobra (e para a fase de exploração), e o corpo da barragem, nomeadamente durante o controlo da execução dos aterros (na fase de construção) e na avaliação do seu desempenho e das respectivas consequências por intermédio da análise dos resultados da exploração do sistema de observação (nas fases de construção, primeiro enchimento e exploração).

Tratam-se de subsistemas cujo desempenho pode ser caracterizado por grandezas que se prestam à análise dos respectivos desvios.

No caso dos equipamentos hidromecânicos, as grandezas poderão ser diversas, designadamente, em função dos equipamentos em causa e dos respectivos órgãos de manobra. Citam-se, a título de exemplo, a pressão, a temperatura, o caudal, os níveis de óleo e o tempo de abertura ou de fecho.

No caso do corpo da barragem, e no que se refere ao controlo da execução dos aterros, poderão utilizar-se como grandezas tipo o peso volúmico seco e o teor em água de colocação, no caso de materiais finos.



No que se refere ao controlo do desempenho do corpo da barragem por intermédio da exploração do sistema de observação, poderão utilizar-se para a análise de desvios um conjunto de grandezas fundamentais, das quais se salientam as seguintes: deslocamentos superficiais (horizontais e verticais), deslocamentos internos (horizontais e verticais), níveis de água e pressões intersticiais, temperaturas, tensões totais e caudais.

A utilização do método HAZOP no âmbito do controlo da execução de aterros e da exploração dos sistemas de observação parece bastante intuitiva e particularmente apropriada, podendo contribuir para estruturar e sistematizar procedimentos que assentam em análises de desvios.

Em fase de projecto, a utilização do método HAZOP poderá ser um instrumento de grande utilidade, permitindo antecipar as *causas* e os *efeitos* de determinados desvios e actuar, designadamente, na concepção e na pormenorização de determinados subsistemas e na elaboração de especificações afins, designadamente especificações técnicas de apoio à construção, regras de exploração do sistema de observação e normas gerais de exploração e segurança.

A sua utilização nas fases de construção, de primeiro enchimento e de exploração permitirá também trazer benefícios vários, designadamente, permitir uma mais rápida compreensão das *causas* e *efeitos* dos desvios de determinadas grandezas fundamentais e ajudar a despistar situações de materialização de estados limite e a seleccionar eventuais medidas de controlo de riscos a implementar.

### 7.4.3 – Princípios e procedimentos de aplicação

O método HAZOP é por vezes descrito como um “brainstorm” estruturado em que uma equipa multidisciplinar, necessariamente com um conhecimento fundamentado sobre o sistema ou subsistema em análise, pensa de forma sistemática sobre *causas* e *efeitos* dos desvios e sobre eventuais medidas de controlo (Figura 7.13).

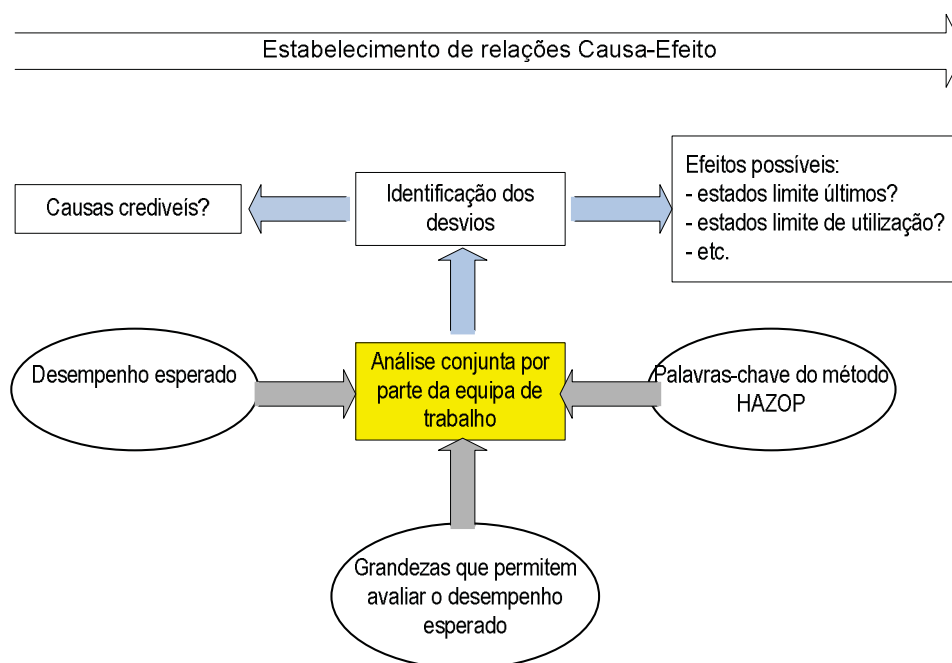


Fig. 7.13 – Representação esquemática do método HAZOP (adaptado de IT-Knowledge Company, 2004).

O método centra-se no sistema ou no subsistema em análise e utiliza palavras-chave para caracterizar os desvios das grandezas que representem o seu desempenho, sendo a tarefa do grupo de trabalho determinar as *causas* e os *efeitos* de tais desvios e propor eventuais medidas de controlo.

Há que começar por caracterizar o sistema ou subsistema em causa, especificando o *desempenho esperado*, atendendo, designadamente, às concepções de projecto e aos modelos de comportamento, e identificando as *grandezas* que permitem avaliar esse desempenho.

Em seguida, há que caracterizar os *desvios* das grandezas em análise, por intermédio de *palavras-chave* previamente definidas, associando-lhes possíveis *causas e efeitos*.

Finalmente, há que identificar as *medidas de controlo* existentes e definir eventuais medidas adicionais que se revelem necessárias.

Os passos de aplicação do método devem seguir um organograma previamente aferido ao subsistema ou procedimentos a analisar.

Discriminam-se, subsequentemente, os passos gerais de aplicação do método (adaptado de INERIS, 2003).

1. Especificação do objectivo da análise.
2. Definição da equipa técnica.
3. Caracterização geral do sistema e/ou dos subsistemas interessados.
4. Selecção e caracterização do subsistema a analisar.
5. Identificação das grandezas que permitem avaliar o desempenho do subsistema em análise.
6. Escolha de uma grandeza.
7. Caracterização do desvio através de uma palavra-chave.
8. Identificação de causas possíveis desse desvio.
9. Identificação de efeitos possíveis desse desvio.
10. Identificação de medidas de controlo já implementadas.
11. Proposta de eventuais medidas de controlo adicionais.
12. Repetição da análise para diferentes palavras-chave (passos 7 a 11).
13. Repetição dos passos 6 a 12 para todas as grandezas relevantes na avaliação do comportamento do subsistema em análise.
14. Selecção doutro subsistema e repetição dos passos 5 a 13.

Os passos de aplicação acima discriminados são coerentes com a norma francesa de apoio à aplicação do método HAZOP (CEI 61882, 2001). Esta norma apresenta um conjunto palavras-chave em associação a diferentes tipos de desvios que se podem utilizar na aplicação do método, que se reproduzem no Quadro 7.20.

**Quadro 7.20 – Exemplos de palavras-chave e tipos de desvio para aplicação do método HAZOP (CEI 61882, 2001).**

TIPO DE DESVIO	PALAVRA-CHAVE	EXEMPLO DE INTERPRETAÇÃO
Negativo	Falha	Nenhuma parte do objectivo é desempenhada
Alteração quantitativa	Mais	Aumento quantitativo
	Menos	Diminuição quantitativa
Alteração qualitativa	Mais do que o previsto	Desempenho de outra intenção não prevista
	Parcial	Desempenho parcial da intenção
Substituição	Inverso	Inversão do sentido pretendido
	Diferente	Diferente da intenção original
Tempo	Adiantado	O desempenho ocorre antes do previsto
	Atrasado	O desempenho ocorre depois do previsto
Sequência	Antes	O desempenho ocorre antes do previsto numa determinada sequência
	Depois	O desempenho ocorre depois do previsto numa determinada sequência

#### 7.4.4 – Exemplo ilustrativo de aplicação

Apresenta-se nesta secção uma aplicação ilustrativa do método HAZOP.

Trata-se de uma aplicação do método no âmbito da avaliação do desempenho do corpo de uma barragem, por intermédio da exploração do sistema de observação.

A barragem utilizada é a barragem do Monte da Rocha, relativamente à qual a autora tratou os dados de observação de cerca de 30 anos de exploração do sistema (Pimenta e Silva Gomes, 2000) e participou nos estudos de avaliação da segurança e elaboração dos projectos de reabilitação (COBA et al., 1998, 1999 e 1999a).

A aplicação ilustrativa reporta-se aos dispositivos de medição dos deslocamentos superficiais verticais, nomeadamente, à Marca de nivelamento M13 localizada no alinhamento de jusante do coroamento da barragem, nas proximidades da zona de maior assentamento dos aterros.

Trata-se de uma barragem de aterro zonado com 51 m de altura máxima construída entre 1968 e 1972 que registou assentamentos construtivos e pós-construtivos superiores aos expectáveis, em particular na zona de maior altura dos aterros.

A barragem foi objecto de estudos de avaliação da segurança, entre 1998 e 1999, tendo-se concluído, designadamente, que os assentamentos estavam, aparentemente, em fase de estabilização (com reduções graduais das taxas de evolução), e que havia necessidade de repor a cota inicial do coroamento (141,4), por forma a assegurar uma folga mínima adequada ao amortecimento e evacuação da cheia de projecto revista (COBA et al., 1999).

Na Figura 7.14 apresenta-se o arranjo geral das obras e nas Figuras 7.15 e 7.16 o sistema de observação do corpo da barragem principal e da sua fundação.

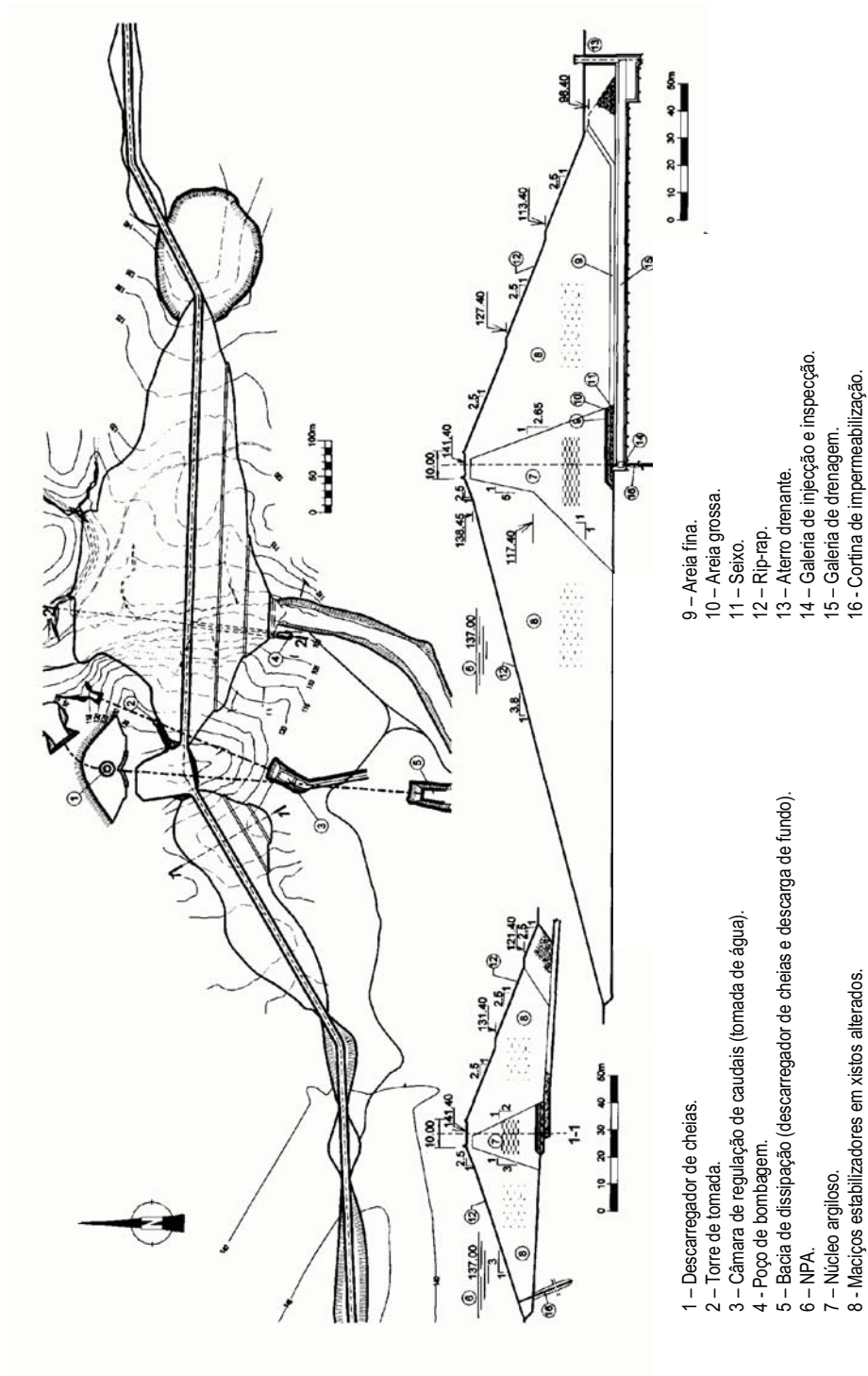


Fig. 7.14 – Arranjo geral da barragem de Monte da Rocha e perfis tipo (adaptado de Pimenta e Silva Gomes, 2000).

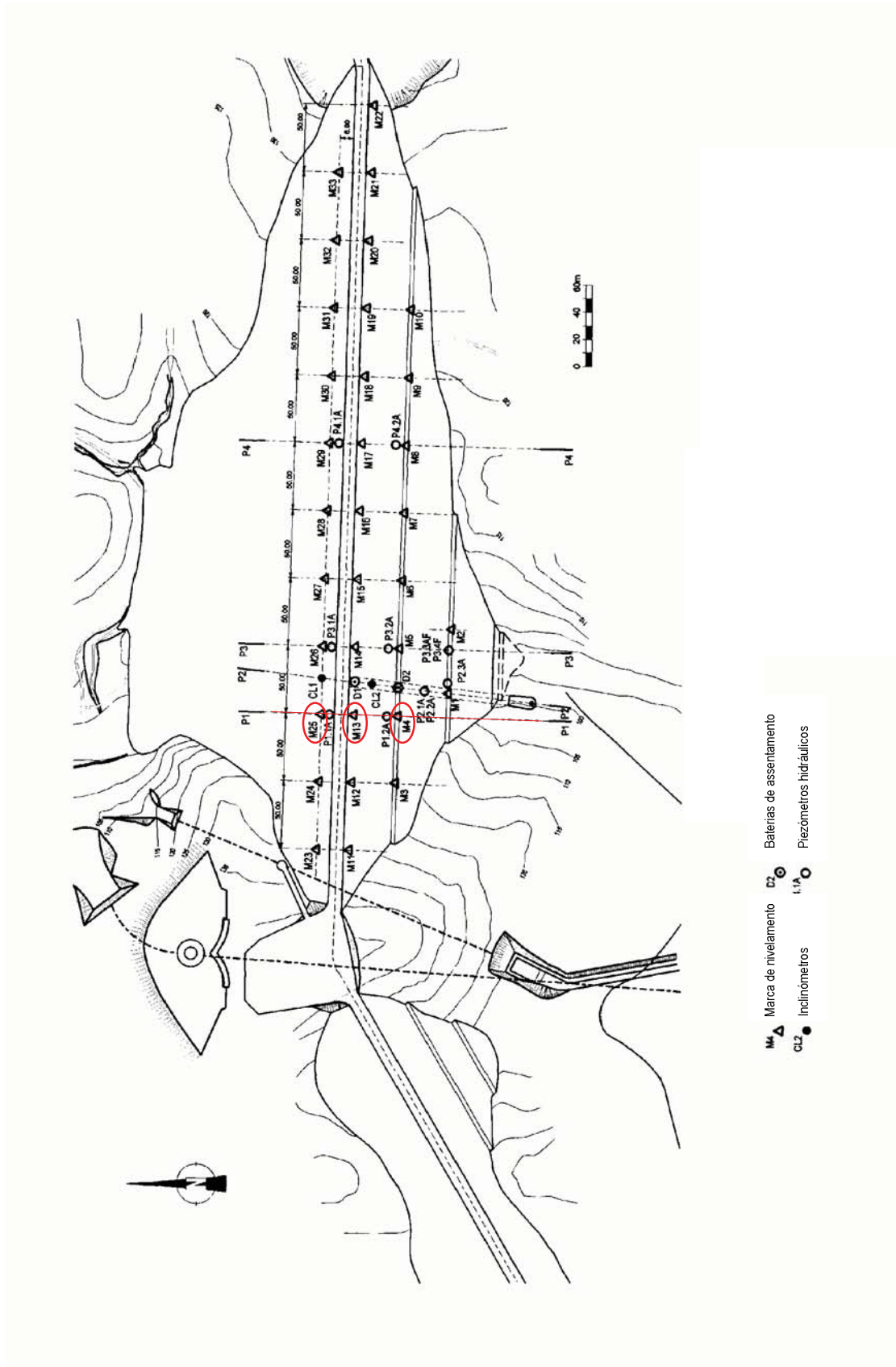


Fig. 7.15 – Dispositivos de observação da barragem de Monte da Rocha. Planta (adaptado de Pimenta e Silva Gomes, 2000).

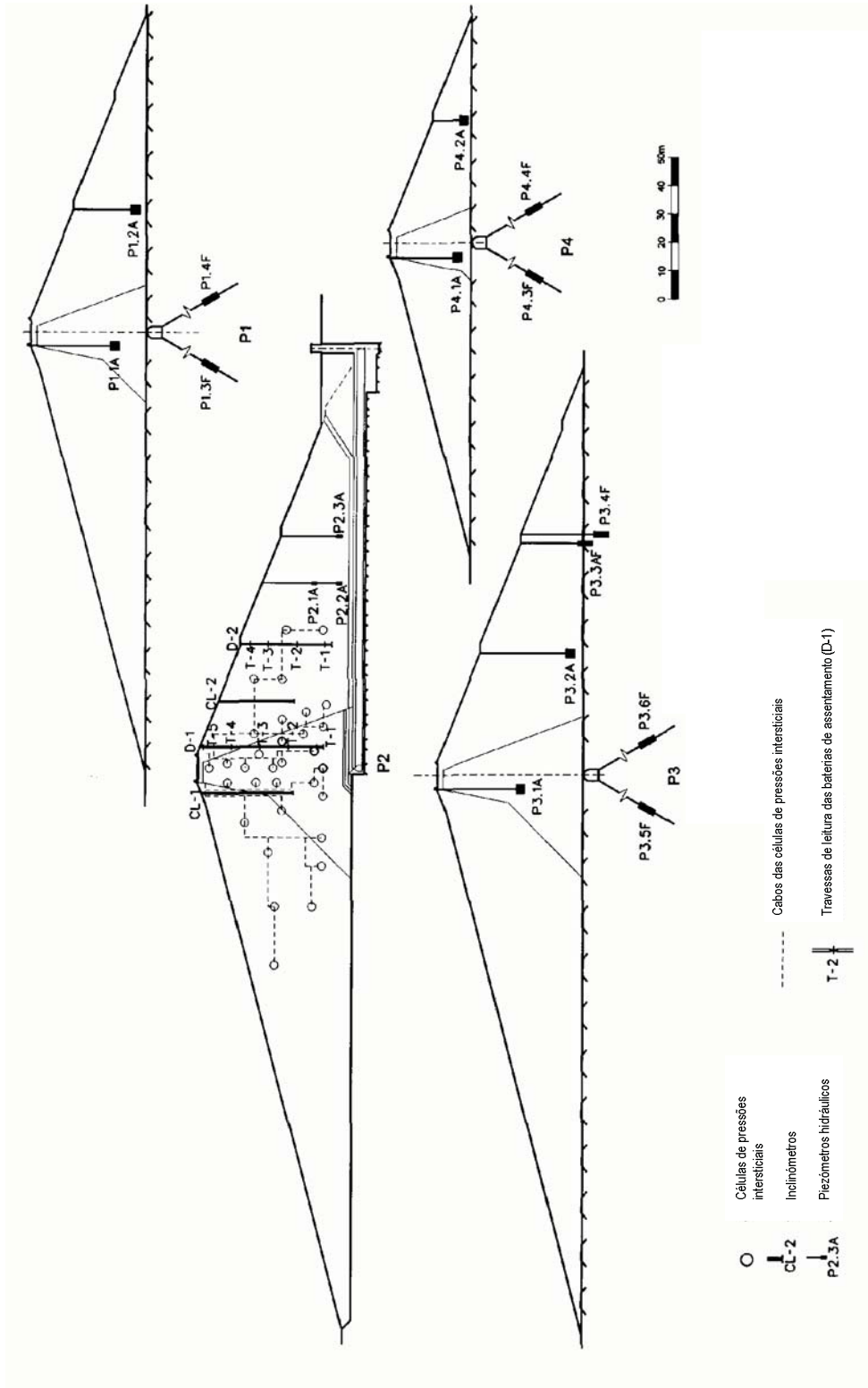


Fig. 7.16 – Dispositivos de observação da barragem de Monte da Rocha. Perfis transversais (adaptado de Pimenta e Silva Gomes, 2000).

Na Figura 7.17 apresenta-se o organograma de aplicação do método, adaptado ao caso de estudo, e, no Quadro 7.21, as palavras-chave a utilizar na caracterização dos desvios.

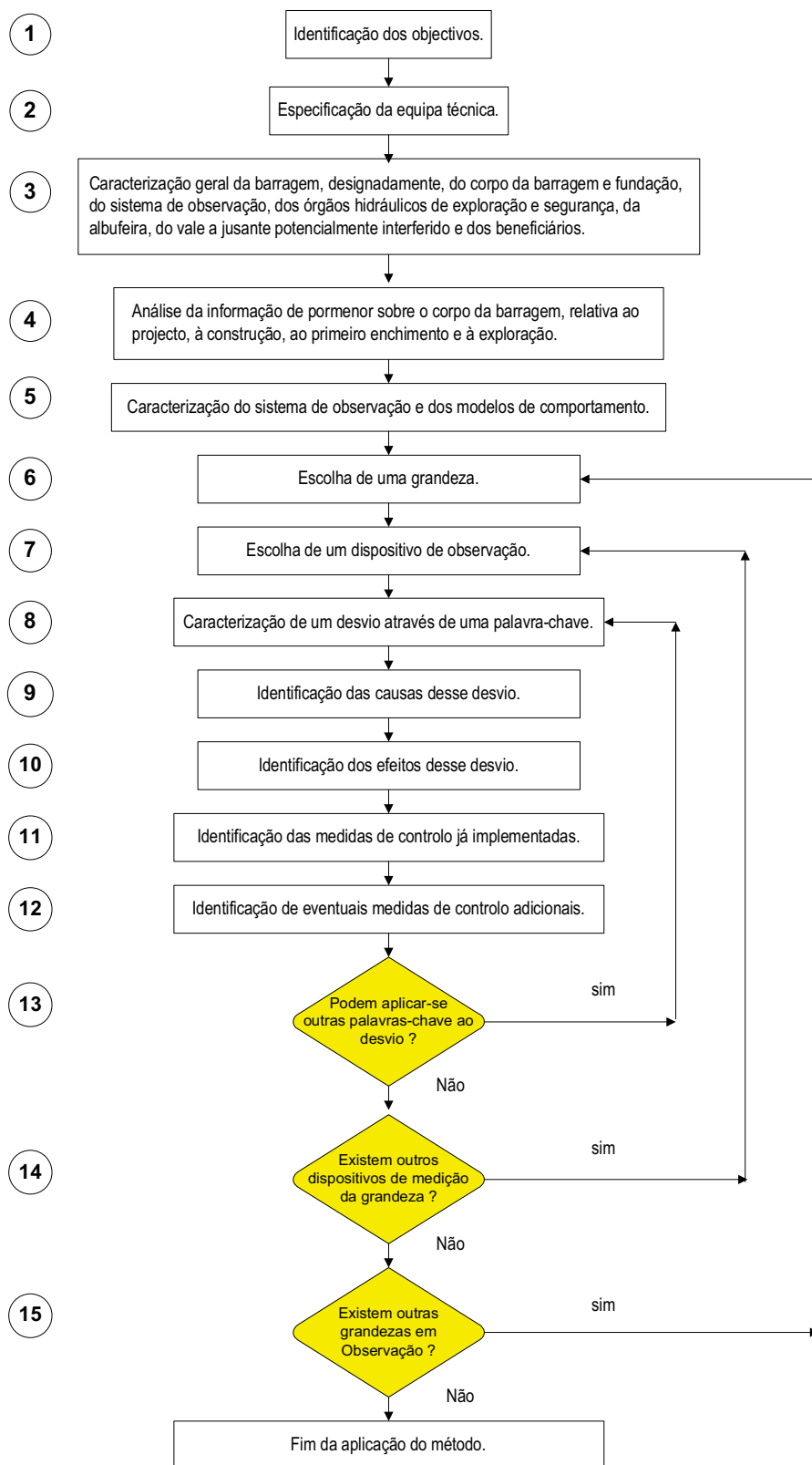


Fig. 7.17 – Organograma de aplicação do método HAZOP ao caso de estudo.



**Quadro 7.21 – Palavras-chave para aplicação do método HAZOP ao caso de estudo.**

TIPO DESVIO	DE	PALAVRA-CHAVE	EXEMPLO DE INTERPRETAÇÃO
Negativo		Falha	O dispositivo de observação encontra-se danificado, não permitindo a leitura da grandeza em observação.
		Nulo	A grandeza em observação tem medição nula.
Alteração qualitativa		Normal	A grandeza situa-se dentro do intervalo normal de variação.
		Superior	A grandeza é superior ao limite superior do intervalo normal de variação (mas inferior ao limite superior do intervalo máximo admissível).
		Inferior	A grandeza é inferior ao limite inferior do intervalo normal de variação.
		Muito superior	A grandeza é superior ao limite superior do intervalo máximo admissível.

Apresenta-se, subseqüentemente, uma descrição dos passos de aplicação do método HAZOP ao caso de estudo, em conformidade com o organograma da Figura 7.17.

1. O objectivo da aplicação do método é a avaliação dos riscos associados ao corpo da barragem do Monte da Rocha, tendo por base a análise de dados de observação. Consideraram-se, para a presente aplicação ilustrativa, dados de observação no período de 1969 a 1997, tratados pela autora.
2. A equipa técnica deveria integrar, idealmente, técnicos especialistas em mecânica dos solos, familiarizados com o projecto e com os aspectos construtivos do corpo da barragem, técnicos conhecedores do sistema de observação (definição, instalação e exploração) e, ainda, um técnico com conhecimentos gerais sobre os órgãos anexos da barragem e respectivas condicionantes de dimensionamento e operação.
3. A barragem de Monte da Rocha localiza-se na zona Sul de Portugal e é a principal barragem do Aproveitamento Hidroagrícola do Alto Sado, concebida para regar 3600 dos 5500 ha beneficiados por este Aproveitamento. Actualmente, para além do fornecimento de água para rega, a albufeira fornece água para abastecimento público e industrial.

Em 1937 já a localização da barragem e áreas a beneficiar estavam definidas, embora só em 1965 tenha sido elaborado o seu Projecto de Execução. A sua construção foi iniciada no 4º trimestre de 1968 e concluída em 1972, tendo a construção dos aterros terminado em Dezembro de 1970. O primeiro enchimento da barragem ocorreu em 1977, ano particularmente húmido que se seguiu a uma série de anos secos registados após a construção da obra.

A barragem implanta-se cerca da cota 90 do rio Sado, criando uma albufeira com 99,5 hm<sup>3</sup> de capacidade útil de armazenamento. A secção da barragem domina uma bacia hidrográfica com 246 km<sup>2</sup> e um volume anual médio afluente de 42,2 hm<sup>3</sup>.

Trata-se de uma barragem de aterro zonado com uma altura máxima de 51 m. A solução de barragem construída integra maciços estabilizadores constituídos por materiais de granulometria extensa, tipo solo-enrocamento, compostos por xistos alterados, e um núcleo central constituído por materiais com a mesma origem geológica, mas com maior percentagem de finos, essencialmente compostos por solo residual dos xistos.

O local de implantação da barragem caracteriza-se pela ocorrência de diversos vales, com alguns trechos intermédios em escavação, num desenvolvimento total de cerca de 2000 m, 640 dos quais correspondentes ao vale principal, 960 às portelas e 400 aos trechos de escavação.

O vale a jusante da barragem tem uma ocupação predominantemente rural existindo, no entanto, diversas povoações passíveis de serem interceptadas por uma onda de cheia resultante da rotura da barragem.

A obra, com coroamento à cota (141,4), integra dois aterros principais, com alturas máximas acima do leito do rio de 51 m e de 19 m, respectivamente, no vale principal e na portela principal. No vale principal foi conferida à barragem uma contraflecha com um valor máximo de 0,70 m na zona central do vale.

O coroamento da barragem tem 10 m de largura e os seus taludes exteriores são relativamente suaves. O paramento de montante tem inclinações de 1:3,8 (V:H) e 1:3,0 (V:H), respectivamente, no vale principal e na portela principal, e o paramento de jusante uma inclinação de 1:2,5 (V:H).

Na interface com a fundação da metade de jusante do núcleo existe um tapete filtrante-drenante. A água captada por este tapete acede, no vale principal, à galeria longitudinal e, na portela principal, a uma vala drenante longitudinal.

A galeria longitudinal, que se implanta no vale principal, foi utilizada em fase de construção para efectuar o tratamento da fundação, cumprindo actualmente funções de inspecção e de drenagem. As águas captadas por esta galeria são conduzidas a uma galeria transversal localizada sob o maciço de jusante, na zona central do vale, sendo posteriormente restituídas ao curso de água através de um poço de bombagem.

No que se refere aos órgãos hidráulicos, o arranjo geral adoptado caracteriza-se pela separação total entre os órgãos de exploração e os órgãos de segurança, embora ambos se implantem na margem direita do vale principal.

O circuito dos órgãos de exploração integra uma torre de tomada de água, com um nível de tomada à cota (113,50), uma galeria construída em túnel com 1,8 m de diâmetro e uma câmara de dissipação e regulação de caudais a montante do canal de rega.

O circuito dos órgãos de segurança, que integra um descarregador de cheias em poço ligando na base à galeria de derivação provisória, também utilizada pelo circuito de descarga de fundo, é característico de um grande número de barragens portuguesas, construídas, essencialmente, entre 1950 e 1970.

O descarregador de cheias foi ensaiado em modelo físico no LNEC. O caudal máximo de dimensionamento é 260 m<sup>3</sup>/s (que corresponderá a uma cheia com caudal máximo afluyente de 1500

m<sup>3</sup>/s e volume de 28 hm<sup>3</sup>). A soleira é livre, de forma circular, com 62,83 m de desenvolvimento e o poço vertical tem 4,5 m de diâmetro e 41 m de altura. O poço liga na base à galeria de derivação provisória, de secção circular de 6,4 m de diâmetro, a jusante da qual se desenvolve a bacia de dissipação de energia, por fixação do ressalto, dotada de blocos deflectores à entrada e soleira dentada à saída.

A descarga de fundo é materializada por duas condutas de 1,2 m de diâmetro instaladas no rolhão da galeria de derivação provisória, a montante da concordância com o poço do descarregador de cheias, e tem uma capacidade máxima de 80 m<sup>3</sup>/s.

4. O corpo da barragem construído consistiu numa variante à solução de projecto, que tinha um perfil tipo de terra homogénea. A alteração visava uma redução do volume de aterro (adoptando paramentos exteriores mais inclinados) e uma optimização da exploração das manchas de empréstimo (reduzindo o seu desenvolvimento em planta e aumentando a sua profundidade de exploração, o que permitiu também reduzir distâncias de transporte).

À data, vivia-se o advento de meios mecânicos de escavação, transporte e compactação, cada vez mais potentes, o que se traduzia na possibilidade de utilização de materiais de granulometria extensa e com maiores percentagens de grossos, compactados em camadas de maior espessura.

A construção dos aterros durou 19 meses, entre Maio de 1969 e Dezembro de 1970. Do volume total colocado, cerca de 1 810 000 m<sup>3</sup>, 1 310 000 m<sup>3</sup> foram executados em 1970, tendo-se registado, no mês de Junho desse ano, o máximo volume mensal colocado, aproximadamente, 148 000 m<sup>3</sup>.

A frota dos equipamentos de compactação era composta por 6 motorscrapers Euclid TS-24 e dois cilindros vibradores de rasto liso, com 1,6 m de diâmetro, 2,0 m de largura de rasto e 8 toneladas de peso.

As espessuras de compactação das camadas foram de 0,8 m nos maciços e de 0,5 m no núcleo, o número de passagens do cilindro vibrador de 4 e o controlo feito com base no ensaio Proctor modificado.

Os limites de variação fixados para as grandezas de controlo foram, designadamente, compactações relativas superiores a 95%, desvios do teor em água relativamente ao óptimo de 0 a -2% e percentagem de elementos grossos (retidos no peneiro ¾") igual ou inferior a 30%.

A média de ensaios de controlo foi de 1 em cada 600 m<sup>3</sup> e de 1 em cada 1500 m<sup>3</sup>, respectivamente, para os materiais do núcleo e para os materiais dos maciços. No total, foram rejeitadas cerca de 19% das camadas colocadas - 17% nos maciços e 25% no núcleo. A percentagem de rejeições total variou temporalmente: 13% no período inicial, entre Maio e Novembro de 1969, 26% entre Dezembro de 1969 e o final do mês de Julho de 1970 e 15% entre Agosto e Dezembro de 1970. A maior parte das rejeições deveu-se a desvios do teor em água superiores aos especificados, daí os maiores valores terem sido registados nos materiais argilosos e no segundo período, que interessou um maior número de meses húmidos. No que respeita à compactação relativa mínima exigida - 95% - só em poucos casos ela não foi conseguida, tendo-se verificado sempre uma diminuição da compactação relativa com a profundidade das camadas.

Os solos utilizados na construção dos aterros foram fundamentalmente do tipo CL, com valores de IP entre 8% e 20% e de LL, frequentemente, entre 30% e 40%, embora tenham sido identificados alguns solos do tipo OL (com uma predominância da ordem de 15% a 20%).

No Quadro 7.22 apresentam-se algumas propriedades e características afins aos materiais colocados.

**Quadro 7.22 – Propriedades e características dos materiais de aterro.**

VALORES MÉDIOS (OU MELHOR ESTIMATIVA)	NÚCLEO	MACIÇOS	OBSERVAÇÕES
% grossos	3,3	14,0	Maior percentagem de grossos em profundidade.
W colocação (%) $\gamma$ húmido (kN/m <sup>3</sup> )	13,1 23,4	12,1 23,8	Boas condições de homogeneidade em toda a altura das camadas, embora registando compactações relativas um pouco superiores à superfície.
kv (m/s) kh (m/s)	5.1x10 <sup>-9</sup> 7.0x10 <sup>-9</sup>	3.7x10 <sup>-8</sup> -	Controlo efectuado apenas em laboratório sobre amostras indeformadas (1 ensaio por cada 40 000 m <sup>3</sup> ).
c' (kPa) $\phi'$ (°)	32 29	8 32	Controlo efectuado através de ensaios triaxiais CU com saturação dos provetes - $\phi$ 10,2 cm no núcleo e $\phi$ 22,5 cm nos maciços - e medição das pressões intersticiais.

Os aterros da barragem fundam-se, essencialmente, em solo residual dos xistos e em maciço xistoso muito alterado e muito fracturado. Nas cotas inferiores da margem direita do vale principal foram identificadas diversas falhas, em associação com espessuras significativas de solo residual que, nesta zona, atingem espessuras da ordem de 20 m.

O saneamento para fundação dos aterros foi, numa maneira geral, muito reduzido, da ordem de 1 m, com excepção da zona central do vale, envolvente da galeria de drenagem, em que o saneamento atingiu cerca de 10 m.

- O plano de observação inicialmente implementado na barragem do Monte da Rocha (LNEC, 1971) contemplava a medição de deslocamentos verticais superficiais, através de trinta e três marcas superficiais, de deslocamentos verticais internos, através de duas baterias de assentamentos, de deslocamentos horizontais internos, através de dois inclinómetros, e de pressões intersticiais, através de trinta e duas células eléctricas.

À excepção das marcas superficiais, distribuídas ao longo de quatro alinhamentos paralelos ao eixo da barragem principal – dois situando-se nas banquetas de jusante às cotas (127,40) e (113,40) e os outros dois junto ao coroamento, um do lado de montante e o outro do lado de jusante -, os restantes dispositivos foram concentrados num único perfil (P2), na zona de maior altura da barragem, coincidente com o eixo da galeria de drenagem.

Para além das grandezas referidas, o nível de água na albufeira e o caudal debitado pelos drenos instalados nas galerias foram objecto de medição desde a fase de construção.

O plano de observação contemplava, desde as fases iniciais de colocação dos aterros, a possibilidade de caracterização das suas deformações e, conseqüentemente, da avaliação do seu comportamento mecânico. Assim, os dispositivos previstos para a medição dos deslocamentos da obra - marcas superficiais, baterias de assentamento e inclinómetros - foram instalados acompanhando a construção dos aterros. Em fase de instalação destes equipamentos surgiram, no entanto, algumas dificuldades, que condicionaram o início da sua exploração.

No que se refere às marcas superficiais, houve dificuldades no estabelecimento de pontos fixos nas margens que servissem de apoio às medições, tendo a sua referência sido feita apenas após a construção dos aterros.

No que respeita aos inclinómetros surgiram dificuldades durante a sua instalação. Por motivos não totalmente esclarecidos, os tubos inclinométricos ficaram obstruídos a partir de certa profundidade, ficando em observação apenas 15,5 m do CL-1 e 18 m do CL-2, datando a leitura de referência de 5/3/1971, terminada que estava já a construção dos aterros. Em 1984, após a verificação de existência de leituras potencialmente anómalas, o inclinómetro CL-1 viria a ser substituído, tendo-se procedido, nessa data, a nova campanha de referência.

Assim, no que respeita à medição de deslocamentos, só as baterias de assentamento foram objecto de leitura durante a fase de construção, dispositivos que continuaram a permitir acompanhar as deformações internas até 1997, embora, nos últimos anos de exploração, com alguma irregularidade, devido a dificuldades sistemáticas na recuperação dos sensores.

O plano de observação previa, também, desde as fases iniciais de construção dos aterros, a leitura das pressões intersticiais através de células eléctricas do tipo Maiak. Das trinta e duas células instaladas com sucesso em fase de construção, duas sofreram avarias relacionadas com problemas ligados à construção, dez foram consideradas fora de serviço no final de 1978, três em 1979 e onze em 1980. À data, todas as células estão fora de serviço.

A maior parte das células de pressões intersticiais colocadas teve um período de exploração relativamente curto, de cerca de 8 a 12 anos, o que permitiu acompanhar, ainda que por vezes com algumas limitações, a fase de construção, o primeiro enchimento e os primeiros anos de vida da obra. Tratam-se de períodos em que as células de pressões intersticiais podem desempenhar um papel fundamental, por não estar, em geral, estabelecida a saturação dos aterros.

O sistema de observação da barragem principal do Monte da Rocha foi reforçado em 1994, através de instalação de piezómetros hidráulicos no aterro, no contacto aterro-fundação e na fundação, complementando assim o sistema então em exploração com a possibilidade de detectar eventuais fenómenos anormais associados a percolações pelo aterro e pela fundação.

Relativamente ao corpo da barragem, estando fora de serviço a totalidade das células de pressão intersticial, foi sentida a necessidade de avaliar a posição da linha de saturação superior e poder detectar eventuais aumentos das pressões intersticiais que pudessem pôr em causa a estabilidade dos

taludes, assim como detectar a ocorrência de eventuais percolações preferenciais que pudessem induzir fenómenos de erosão interna. O adequado controlo destes fenómenos assume, do ponto de vista conceptual, particular importância no caso da barragem do Monte da Rocha, dada a inexistência de um filtro subvertical entre o núcleo e o maciço de jusante. Assim, foram instalados em quatro perfis transversais (P1, P2, P3 e P4) 9 piezómetros hidráulicos de tubo aberto – três no núcleo e seis nas cotas inferiores do maciço de jusante.

No que se refere aos piezómetros instalados no contacto aterro-fundação, pretendeu-se observar eventuais passagens de água numa zona que pode apresentar problemas se a ligação aterro-fundação não for a mais adequada. No perfil P3 foi instalado, a partir da segunda banquetta de jusante, um piezómetro hidráulico de tubo aberto no contacto aterro-fundação.

A instalação de piezómetros na fundação teve como principais objectivos a avaliação, para além do seu comportamento hidráulico, da eficiência da cortina de impermeabilização e a sua evolução ao longo do tempo. Assim, foi instalado na fundação, no perfil P3, um piezómetro hidráulico de tubo aberto. Nos perfis P1, P3 e P4 foram ainda instalados na fundação, a partir da galeria de injeção, dois piezómetros hidráulicos em cada perfil, equipados com manómetro, localizados um a montante e outro a jusante da cortina profunda de impermeabilização.

As grandezas contempladas nos planos de observação foram, pois, as seguintes: deslocamentos verticais superficiais, deslocamentos verticais internos, deslocamentos horizontais internos, pressões intersticiais, níveis hidráulicos e caudais.

Os documentos do projecto e os planos de observação não integram modelos de comportamento nem apresentam valores estimados para as grandezas em observação.

6. A grandeza a analisar nesta aplicação ilustrativa é o deslocamento vertical superficial.
7. A análise dos deslocamentos verticais superficiais deve ser feita para cada um dos pontos do aterro observados, ilustrando-se, em seguida, a aplicação à marca M13, localizada no alinhamento de jusante do coroamento, no perfil P1 (Figura 7.15).
8. Para fundamentar a aplicação do método HAZOP, definiu-se uma curva guia para a evolução no tempo do deslocamento superficial vertical na marca M13, de acordo com a equação 7.5, proposta por Charles (1986), citado em Penman e al. (1999):

$$d = 1000.H.\log \frac{t_2}{t_1} .\alpha_1 \quad (7.5)$$

em que

d – assentamento, em *mm*

$\alpha_1$  - índice de assentamento

$t_1$  – tempo inicial

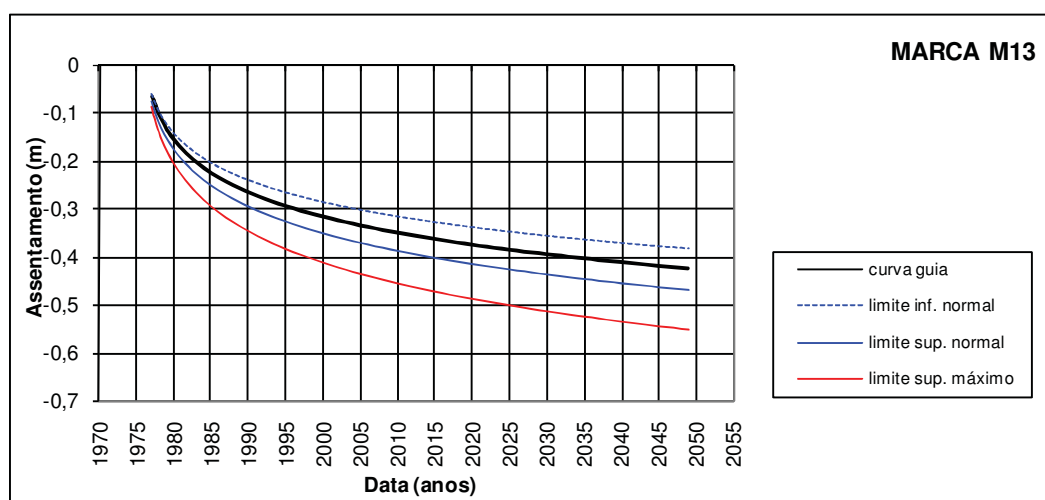
$t_2$  – tempo em que se pretende a estimativa do assentamento

H – altura do aterro, em m

No que se refere ao índice de assentamento,  $\alpha_1$ , considerou-se nos cálculos um valor de 0,006, tendo em conta o tipo de materiais colocados e valores representativos do coeficiente de consolidação secundária obtidos para materiais que se julgam semelhantes. Para o tempo inicial,  $t_1$ , considerou-se o ano de enchimento da albufeira (1977). A altura de aterro subjacente à marca M13 é de, aproximadamente, 38 m.

Em torno da curva guia calculada através da equação 7.5, definiu-se um intervalo de variação normal, definido para  $\pm 1,1.\alpha_1$ , e um limite superior máximo admissível, definido para  $1,3.\alpha_1$ . A curva definida como limite superior máximo admissível atinge um assentamento igual ao valor da contraflecha adoptada cerca de 50 anos após o enchimento da barragem (aproximadamente, 1,37% da altura dos aterros, o que corresponde, no perfil de maior altura da barragem, a 0,70 m e, no perfil da marca M13, a 0,52 m).

A curva guia e os intervalos de variação estabelecidos representam-se na Figura 7.18.



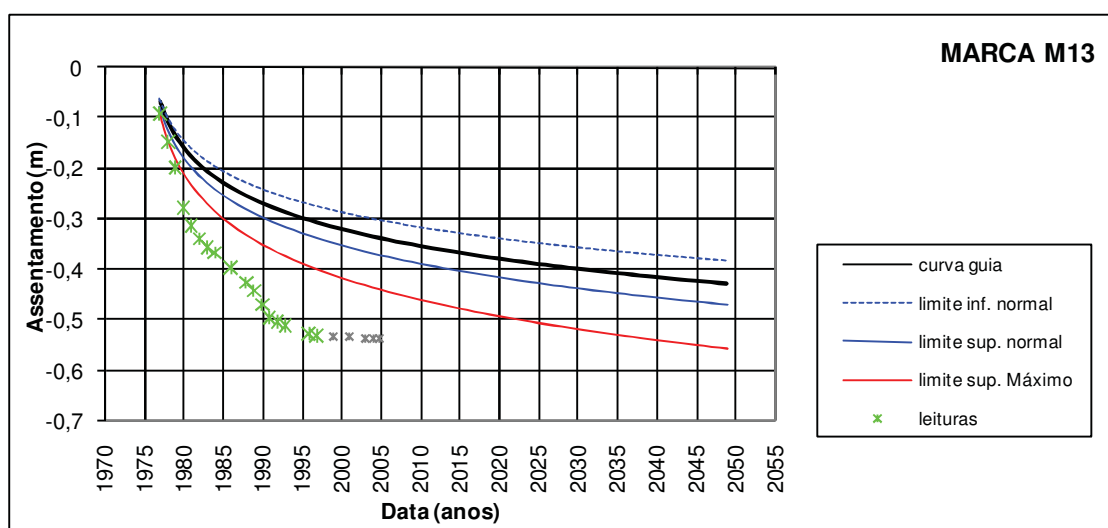
**Fig. 7.18 – Curva guia e intervalos de variação estabelecidos para os deslocamentos da marca superficial M13.**

Na Figura 7.19 sobrepõe-se à curva guia e aos intervalos de variação definidos as leituras disponíveis da marca M13<sup>45</sup>. Verificam-se desvios consistentes desde praticamente todo o início da exploração da obra.

A grandeza assume o valor de 0,54 m em Junho de 2005, classificando-se o desvio como muito superior aos valores estimados como normais, localizando-se acima do limite superior máximo considerado admissível, em conformidade com o estabelecido no Quadro 7.21.

<sup>45</sup> A verde, representam-se as leituras tratadas em Pimenta e Silva Gomes (2000) e, a cinzento, algumas leituras posteriores.





**Fig. 7.19 – Curva guia, intervalos de variação estabelecidos e deslocamentos registados na marca superficial M13.**

9. A identificação das causas associadas ao desvio caracterizado deve resultar de uma análise conjunta de toda a informação disponível afim.

Discriminam-se, subsequentemente, algumas causas possíveis, indicando-se algumas formas de despiste da sua plausibilidade.

i. Erros de leitura, registo, transmissão ou tratamento de dados - Tratam-se de hipóteses associadas à exploração do sistema de observação que devem sempre ser colocadas. Algumas formas de despiste são a comparação com leituras anteriores, a verificação da coerência do desvio com desvios de outras marcas superficiais no mesmo perfil (Figura 7.20) e com desvios de marcas superficiais com a mesma localização noutros perfis (Figura 7.21). Nalguns casos, os resultados das visitas de inspeção podem ser um meio de validação. Em situações em que permaneçam dúvidas (o que não era o caso) a leitura deve ser repetida.

Na Fotografia 7.19 apresenta-se uma vista do coroamento da barragem, na zona de maior altura dos aterros, onde ocorreram os maiores assentamentos. Os assentamentos que se visualizam na zona de maior altura dos aterros apresentam um desenvolvimento anómalo, caracterizado por um aumento concentrado num trecho relativamente circunscrito e confinante do perfil P2, onde se localizam os dispositivos de observação instalados durante a construção dos aterros.

No presente caso de estudo, quer a inspeção visual quer os dados de observação da grandeza em análise noutros pontos de medição mostram que existem assentamentos superiores aos esperados, concentrados na zona de maior altura dos aterros, com particular incidência no alinhamento de implantação da galeria (perfil P2) e nos aterros do encontro direito.

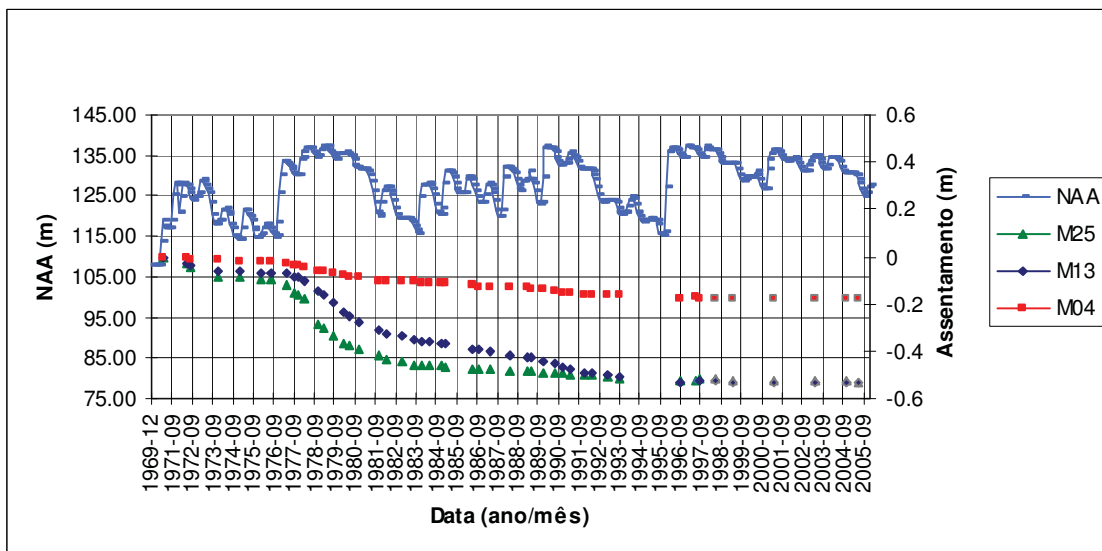


Fig. 7.20 – Variação do nível de água na albufeira (NAA) e assentamentos nas marcas do perfil transversal P1 (M25, M13 e M4).

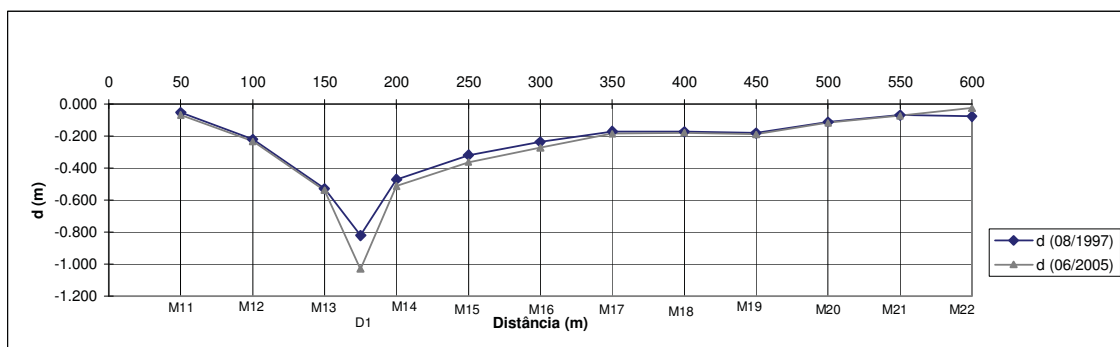
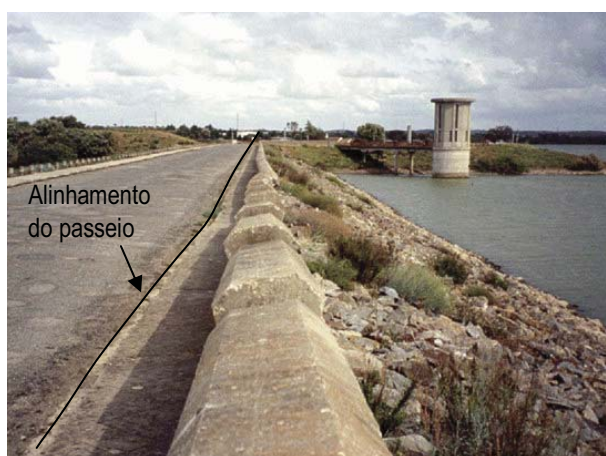


Fig. 7.21 – Assentamento medido nas marcas localizadas no alinhamento de jusante do coroamento (vale principal): a) em Agosto de 1997 e b) em Junho de 2005.



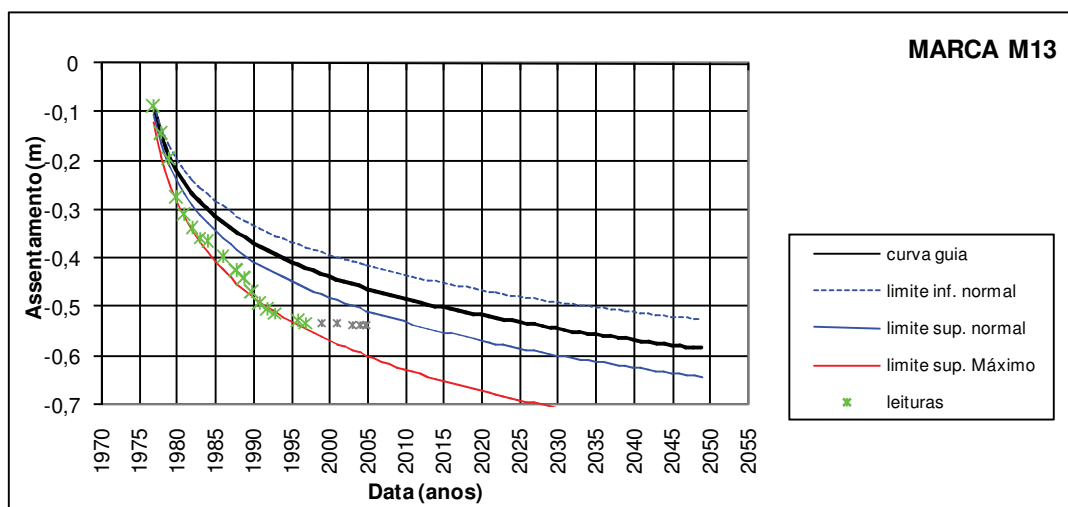
Fot. 7.19 – Barragem do Monte da Rocha. Vista do coroamento, na zona de maior altura dos aterros (Fotografia tirada pela autora em 1997).

ii. Erro na definição da curva guia – Algumas formas de despiste são a reavaliação das características dos materiais, dos procedimentos construtivos e dos modelos que fundamentaram a definição da curva guia e dos seus limites de variação (normais e máximos admissíveis) e a sua comparação com dados de observação de barragens semelhantes.

Há que referir que a curva guia representará a parcela dos assentamentos de longo prazo correspondente à consolidação secundária dos materiais do núcleo da barragem.

iii. Efeitos de ocorrências noutros subsistemas - Em Pimenta e Silva Gomes (2000) estimou-se que uma parcela dos assentamentos registados nos aterros era devida a outras causas (não representadas pela estimativa da curva guia).

No que se refere aos aterros do encontro direito, designadamente na zona do perfil P1, admite-se que a importante espessura do solo residual, que constitui a sua fundação, contribuirá para os assentamentos registados. Neste caso, a curva guia e as respectivas variações definidas (calculadas, no caso da marca M13, para 38 m de altura de aterro) dariam estimativas por defeito dos assentamentos. Para visualizar ordens de grandeza dessas diferenças, na Figura 7.22 representam-se a curva guia e os respectivos limites normais e máximo admissível, para uma altura de aterro equivalente de 48 m (38 m de aterro e 10 m de solo residual subjacente).



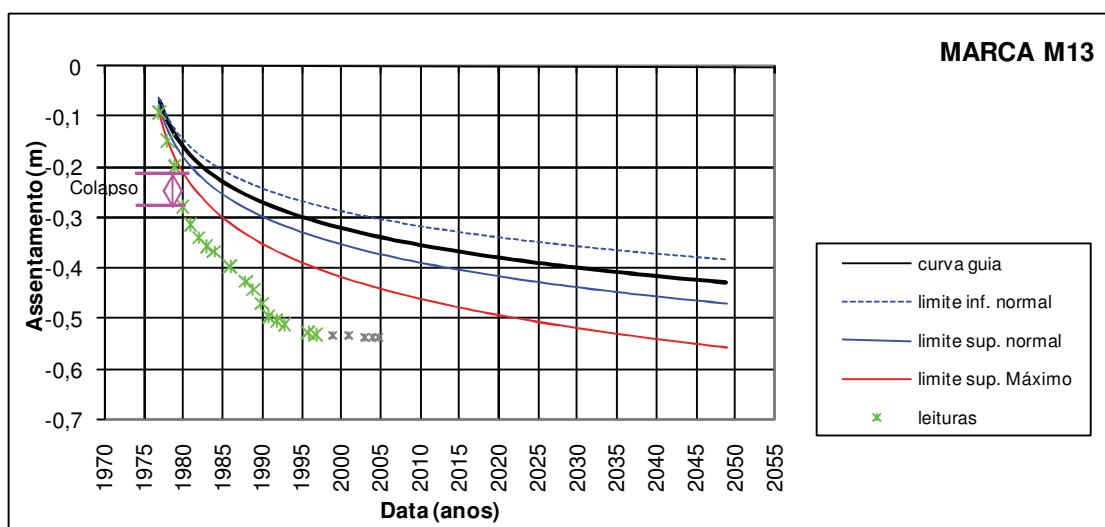
**Fig. 7.22 – Curva guia e intervalos de variação estabelecidos para a marca superficial M13 para uma altura de aterro equivalente igual a 48 m e deslocamentos registados.**

iv. Colapso dos materiais de aterro subjacentes – Uma parcela do assentamento parece, efectivamente, resultar de colapso por molhagem aquando da sua saturação.

A materialização desta parcela de assentamento depende, entre outros, do tipo de materiais e das condições de colocação, da duração do primeiro enchimento, das variações do nível de água da albufeira e dos períodos associados a essas variações.

Na Figura 7.23 identifica-se uma parcela dos assentamentos que ocorreu com taxas de variação significativamente superiores às restantes e que coincide com o final do primeiro enchimento e o período subsequente, em que a albufeira permaneceu próximo do NPA. Admite-se que neste período possam ter ocorrido assentamentos de colapso por molhagem dos materiais<sup>46</sup>.

Uma forma de tentar validar esta causa é a verificação, por intermédio de células de pressão intersticial e, eventualmente, de piezómetros hidráulicos, da simultaneidade da saturação e dos assentamentos. A análise dos desvios dos teores em água de colocação em relação ao óptimo pode também fornecer informações importantes, assim como a comparação com ocorrências semelhantes noutras marcas superficiais localizadas noutros perfis.



**Fig. 7.23 – Identificação da parcela do assentamento da marca superficial M13 que poderá corresponder a colapso por molhagem sobreposta às curvas da Figura 7.19.**

No presente caso de estudo não existem dispositivos de medição dos níveis hidráulicos e das pressões intersticiais que permitam confrontar os assentamentos em questão com a localização da linha superior de saturação.

Assentamentos semelhantes ocorreram também noutros pontos de observação, designadamente no perfil P2.

No que se refere à compactação, salienta-se que os materiais foram colocados do lado seco, o que constitui factor potenciador de situações de colapso.

<sup>46</sup> Entre o final de 1989 e o princípio de 1990, período em que a albufeira volta a atingir o NPA, regista-se, também, um acréscimo na taxa de evolução dos assentamentos, embora correspondendo a assentamentos menos expressivos.

v. Procedimentos de compactação dos aterros – Eventuais problemas associados a procedimentos de execução dos aterros podem ocorrer de forma generalizada, relacionando-se, por exemplo, com técnicas de colocação, espessuras de compactação elevadas e/ou com um reduzido número de passagens do cilindro de compactação, ou de forma localizada, associando-se a particularidades que afectem a compactação em determinadas zonas.

No caso da barragem do Monte da Rocha, no que se refere à execução dos aterros, a espessura das camadas (0,5 m no núcleo e 0,8 m nos maciços), o número de passagens do cilindro vibrador de 8 t utilizado (4) e, sobretudo, a compactação do lado seco podem justificar assentamentos superiores aos valores da curva guia definida.

Relativamente a aspectos particulares que possam ter condicionado os trabalhos de compactação, é de referir a zona de maior altura dos aterros do vale principal, perfil P2, localizado cerca de 25 m à esquerda do perfil P1 (onde se localiza a marca M13), segundo o alinhamento de implantação da galeria de drenagem.

Esta zona terá sido objecto de interferências construtivas importantes, relacionadas com a concentração de dispositivos de observação instalados em fase de construção, o que poderá ser responsável por uma parcela dos assentamentos registados neste trecho. Em Pimenta e Silva Gomes (2000) imputou-se a esta causa, à data de Agosto de 1997, uma parcela do assentamento no perfil P2 da ordem dos 35%, cerca de 0,30 m.

vi. Erosão interna dos materiais do núcleo - Tendo em conta as características dos materiais do núcleo (solo residual dos xistos), a sua granulometria e a granulometria dos materiais confinantes, a manifestar-se um fenómeno de erosão interna, este deveria ocorrer, em princípio, por desagregação mecânica e transporte concentrado. Efectivamente, parece pouco provável a ocorrência de outros tipos de erosão interna, como por exemplo, por desagregação mecânica com transporte difuso, por desagregação química ou térmica ou por desagregação físico-química.

Situações em que se criem condições para uma afluência localizada de água, criando caminhos de percolação preferencial e forças de percolação elevadas, podem induzir fenómenos de erosão interna por desagregação mecânica e transporte concentrado. Afluências concentradas de água ao interior dos aterros podem ter diferentes origens, designadamente: i) a fundação, através de aberturas não tratadas de diaclases do maciço rochoso, ii) condutas ou galerias em pressão sob o aterro, em que se instalem modos de colapso com libertação de água sob pressão, iii) fendilhação dos aterros, iv) heterogeneidades no seio dos aterros, etc..

O despiste de fenómenos deste tipo pode ser feito, designadamente e por exemplo, através: i) da inspecção do corpo da barragem e do terreno natural a jusante, procurando identificar ressurgências com material sólido arrastado, ii) da análise das leituras de outros dispositivos de observação (designadamente, piezómetros hidráulicos e medidores de caudais), iii) da reapreciação das granulometrias dos materiais colocados e da análise de eventuais heterogeneidades e/ou contactos que

possam estabelecer caminhos de percolação preferencial no seio dos aterros; iv) da execução de trabalhos de prospecção específicos para o efeito, etc.

No presente caso, analisados os elementos disponíveis, não foram detectados quaisquer indicadores de situações deste tipo em curso.

Em resumo, atribui-se a ocorrência do desvio em estudo às seguintes causas: a) efeitos de ocorrências noutros subsistemas, designadamente, assentamentos da fundação (causa iii); b) colapso dos materiais de aterro (causa iv) e c) procedimentos de compactação dos aterros (causa v).

10. Indicam-se, subsequentemente, os *efeitos* associados ao desvio em análise, para as *causas* identificadas anteriormente.

Para as causas acima identificadas apresenta-se, subsequentemente, o conjunto de efeitos plausíveis no subsistema em análise e noutros subsistemas.

Causas i e ii – A verificarem-se estas causas não existiriam efeitos visíveis no corpo da barragem.

Causa iii, iv e v – Um *efeito* no corpo da barragem associado a estas causas (que se considera justificarem os assentamentos excessivos registados) é precisamente o assentamento excessivo, que se visualiza directa e indirectamente através de roturas nas guardas e dos passeios. Outros efeitos possíveis, como a fendilhação, a criação de caminhos preferenciais de percolação e a erosão interna não foram reconhecidos.

Associado ao efeito registado, podem vir a verificar-se outros *efeitos*, designadamente, o galgamento da barragem por insuficiência de folga, normal ou mínima (a perda de folga que se regista é, na realidade, reduzida, face à contraflecha conferida à barragem), e a rotura dos aterros.

No que se refere a consequências noutros subsistemas ou sistemas, é de salientar a possibilidade de libertação de uma onda de cheia para jusante, o que traria danos e perdas muito elevados, e a interrupção de fornecimento do pedido.

Causa vi) – Os efeitos associados a esta causa podem conduzir a assentamentos excessivos e abatimentos dos aterros, que têm, em geral, configurações diferentes das reconhecidas, à criação de erosões tubulares com pontos de emergências de água e, em situações extremas, ao colapso dos aterros. Não foram reconhecidos quaisquer indicadores que fundamentassem esta causa.

11. As medidas de controlo do desvio implementadas são, sobretudo, medidas de detecção, designadamente, por intermédio da exploração do sistema de observação e de visitas de inspecção periódicas.
12. As medidas de controlo adicionais, de acordo com os procedimentos de aplicação do método, interessam aspectos diversos que se referem subsequentemente.

i. Medidas de detecção – Medidas de detecção complementar foram empreendidas no âmbito de estudos de avaliação da segurança promovidos pelo INAG (COBA 1998, 1999 e 1999a), tendo-se procedido, designadamente, à análise dos dados de projecto e de construção, à realização de visitas de inspecção, à revisão de estudos de base e de verificações de segurança, à especificação do reforço do sistema de observação, etc..

ii. Medidas de correcção dos efeitos – No âmbito dos estudos de avaliação da segurança, foi especificada a reposição da cota do coroamento inicial da barragem.

iii. Medidas de mitigação de consequências – Ainda no âmbito dos estudos de avaliação da segurança, foi realizado o plano de emergência interno da barragem e definidos os sistemas de aviso e alerta.

Outro tipo de medidas, como, por exemplo, a limitação do nível de exploração da albufeira, não parece fundamentado. De facto, a análise da evolução dos assentamentos no tempo aponta para reduções da sua taxa de evolução e para a sua estabilização, sendo a perda real de folga muito reduzida (devido ao valor elevado da contraflecha).

13. Não se aplicam outras palavras chave ao desvio.

14 e 15. Atendendo ao carácter ilustrativo da aplicação não se desenvolvem os passos 14 e 15 de aplicação do método que consistiriam, respectivamente, na análise dos registos das restantes marcas superficiais e na análise das restantes grandezas em observação.

No Quadro 7.23 apresenta-se um resumo da aplicação ilustrativa do método HAZOP ao caso de estudo apresentado.

Como é perceptível do exemplo apresentado há um conjunto vasto de informação que deve fundamentar a aplicação do método para que este não se restrinja ao levantamento de hipóteses e possa, de forma justificada, eliminar aquelas que não são plausíveis e reter as que se consideram mais prováveis para subsequente reapreciação, após implementação das medidas de controlo.

Discrimina-se subsequentemente, para o presente caso, o conjunto de elementos de consulta que deve fundamentar uma análise deste tipo:

1. estudos de base, designadamente geológico-geotécnicos, sismológicos e hidrológicos;
2. estudos de concepção e projecto;
3. elementos de apoio à construção, designadamente, especificações técnicas construtivas, cronograma e faseamento dos trabalhos;
4. planos de observação e de primeiro enchimento;



**Quadro 7.23 – Exemplo ilustrativo de aplicação do método HAZOP. Barragem do Monte da Rocha.**

Sistema principal: Barragem (II) **Objectivos:** Avaliação de riscos associados ao desempenho do corpo da barragem e às respectivas consequências, tendo por base a análise dos dados de observação.  
 Subsistema em análise (nível 1): Corpo da Barragem (III.1) **Equipar técnica:** -  
 Fase: Exploração após os primeiros 5 anos (4) **Data:** -

CÓDIGO	Local de Medição	Desvio (palavra chave)	Causa		Efeitos (no subsistema em análise)	Efeitos noutros subsistemas ou consequências noutros sistemas	Medidas de controlo implementadas	Medidas de controlo adicionais	
			Identificação	Verificação				Deteção complementar	Correcção dos efeitos
Assentamento	M13 (coroamento, alinhamento de jusante, perfil P1)	MUITO SUPERIOR	Erros de leitura, registo, transmissão ou tratamento de dados.	1) Desvio coerente com leituras anteriores. 2) Desvio coerente com os desvios que se verificam noutros pontos de observação. 3) A inspeção visual indica a existência de assentamentos excessivos, com particular incidência na zona de maior altura dos aterros. 4) Não se justifica a repetição da leitura.	Se se tratasse de erros associados à exploração do sistema de observação não existiriam efeitos visíveis no corpo da barragem.	-	-	-	-
			Erro na definição da curva-guia e dos respectivos limites de admissível. 2) A curva guia não representa a totalidade dos assentamentos registados.	1) Reavaliação da curva guia e dos respectivos limites de variação normal e máximo admissível. 2) A curva guia não representa a totalidade dos assentamentos registados.	Se se tratasse apenas de um erro na estimativa das curvas, e o desvio não fosse real, não existiriam efeitos visíveis no corpo da barragem.	-	-		
			<b>Efeitos de ocorrências noutros subsistemas.</b> 1) O assentamento da fundação no trecho em questão, que interessa uma espessura considerável de solo residual dos xistos, contribuirá para o assentamento registado no coroamento dos aterros.	1) Assentamentos excessivos do coroamento da barragem, reduzindo a folga normal e a folga mínima. 2) Fendilhação dos aterros (não se reconteceu, a forma do vale e o perfil de meteorização da fundação não configuram situações de assentamentos diferenciais significativos). 3) Galgamento. 4) Ruptura dos aterros por erosão externa.	1) Libertação de uma onda de cheia para jusante. 2) Interrupção do pedido.	1) Exploração do sistema de observação e visitas periódicas.	1) Análise dos elementos de projecto, constituição, primeiro enchimento e exploração. 2) Revisão dos estudos de base e dos cálculos de dimensionamento. 3) Reforço do sistema de observação.	1) Reposição da cola do coroamento. 2) Implementação de sistemas de aviso e alerta.	1) Elaboração do Plano de emergência interno. 2) Implementação de sistemas de aviso e alerta.

- a - Sistemas principais**  
 I - Bacia hidrográfica  
 II - Albufeira  
 III - Barragem  
 IV - Vale a Jusante  
 V - Áreas beneficiadas
- b - Subsistema em análise (nível 1)**  
 III.1 - Corpo da barragem  
 III.2 - Descarregador de cheias  
 III.3 - Descarga de fundo  
 III.4 - Tomada de água  
 III.5 - Galerias de injeção e drenagem  
 III.6 - Fundação e encontros
- d - Fase**  
 1 - Construção  
 2 - Primeiro enchimento  
 3 - Exploração (primeiros 5 anos)  
 4 - Exploração (após os primeiros 5 anos)

**Quadro 7.23 (cont.) – Exemplo ilustrativo de aplicação do método HAZOP. Barragem do Monte da Rocha.**

Sistema principal: Barragem (II) Objectivos: Avaliação de riscos associados ao desempenho do corpo da barragem e às  
 Subsistema em análise (nível 1): Corpo da Barragem (III.1) respectivas consequências, tendo por base a análise dos dados de observação.  
 Fase: Exploração após os primeiros 5 anos (4) Equipa técnica: \_\_\_\_\_  
 Data: \_\_\_\_\_

CÓDIGO	Local de Medição	Desvio (palavra chave)	Causa		Efeitos no sistema em análise	Efeitos noutras consequências ou outros sistemas	Medidas de controlo implementadas	Medidas de controlo adicionais		
			Identificação	Verificação				Deteção complementar	Correcção dos efeitos	Mitigação das consequências
Assentamento	M13 (coroamento, alinhamento de jusante, perfil P1)	MUITO SUPERIOR	<b>Colapso dos materiais de aterro.</b>	1) A análise das taxas de assentamento e do nível da água na albufeira apontam para a possibilidade de ocorrência de colapso. 2) Não é possível cruzar informação com dados dos plezómetros hidráulicos e das células de medição de pressão intersticial.	1) Assentamentos excessivos reduzindo a folga normal e a folga mínima. 2) Estabelecimento de caminhos de percolação preferencial e eventual erosão interna (não se reconheceram indicadores). 3) Galgamento. 4) Ruptura dos aterros por erosão externa.	1) Libertação de uma onda de cheia para jusante. 2) Interrupção do pedido.	1) Exploração do sistema de observação e visitas periódicas.	1) Análise dos elementos de projecto, construção, exploração. 2) Revisão dos estudos de base e dimensionamento. 3) Reforço do sistema de observação.	1) Reposição da cota do coroamento. 2) Implementação de sistemas de aviso e alerta.	1) Elaboração do Plano de emergência interno. 2) Implementação de sistemas de aviso e alerta.
			<b>Procedimentos de compactação dos aterros.</b>	1) A análise dos elementos disponíveis da fase de construção permite inferir a possibilidade de ocorrência de assentamentos da generalidade dos aterros superiores aos habituais e a existência de dificuldades construtivas localizadas na zona envolvente do perfil P2 (adjacente ao P1), devido à concentração, nesse perfil, dos dispositivos de observação colocados durante a fase de construção.	1) Assentamentos excessivos reduzindo a folga normal e a folga mínima. 2) Estabelecimento de caminhos de percolação preferencial e eventual erosão interna (não se reconheceram indicadores). 3) Galgamento. 4) Ruptura dos aterros por erosão externa.	1) Libertação de uma onda de cheia para jusante. 2) Interrupção do pedido.	1) Exploração do sistema de observação e visitas periódicas.	1) Análise dos elementos de projecto, construção, exploração. 2) Revisão dos estudos de base e dimensionamento. 3) Reforço do sistema de observação.	1) Reposição da cota do coroamento. 2) Implementação de sistemas de aviso e alerta.	1) Elaboração do Plano de emergência interno. 2) Implementação de sistemas de aviso e alerta.
			<b>Erosão interna.</b>	1) A análise dos dados disponíveis e dos resultados das visitas de inspecção não detectou quaisquer indicadores de fenómenos deste tipo.	1) Assentamentos excessivos dos aterros e abatimentos (que têm, em geral, configuração diferente da reconhecida). 2) criação de erosões tubulares no aterro com pontos de emergência de água (não se reconheceram indicadores). 3) Ruptura dos aterros por erosão externa.					

**a - Sistemas principais**  
 I - Bacia hidrográfica  
 II - Albufeira  
 III - Barragem  
 IV - Vale a jusante  
 V - Áreas beneficiadas

**b - Subsistema em análise (nível 1)**  
 III.1 - Corpo da barragem  
 III.2 - Descarregador de cheias  
 III.3 - Descarga de fundo  
 III.4 - Tomada de água  
 III.5 - Galerias de injeção e drenagem  
 III.6 - Fundação e encontros

**d - Fase**  
 1 - Construção  
 2 - Primeiro enchimento  
 3 - Exploração (primeiros 5 anos)  
 4 - Exploração (após os primeiros 5 anos)

5. historial da construção, designadamente, adaptações do projecto realizadas em obra, cartografia das escavações, resultados do tratamento da fundação, resultados dos aterros experimentais, resultados do controlo de execução, etc.;
6. historial do primeiro enchimento e da fase de exploração (revisões do projecto e/ou dos estudos de base, avaliações do desempenho das obras, incidentes e acidentes, medidas correctivas, etc.);
7. análise dos dados de observação, dos resultados das visitas de inspecção e dos modelos de comportamento preconizados.

#### **7.4.5 – Vantagens e limitações**

A *análise dos perigos e da operacionalidade* pode ser inserida nas famílias das metodologias qualitativas e semi-quantitativas de análises de riscos e é particularmente adequada a sistemas ou subsistemas cujo desempenho pode ser caracterizado por grandezas passíveis de serem avaliadas por intermédio dos seus desvios.

A sua utilização para análises de riscos qualitativas de estruturas, tendo por base os resultados da exploração dos sistemas de observação, pode ter, designadamente no domínio das barragens de aterro, grande aplicação.

O método foi desenvolvido para apoiar análises de risco qualitativas não contemplando, à partida, as estimativas das probabilidades das ocorrências e da magnitude das respectivas consequências.

Não obstante, a sua extensão semi-quantitativa pode ser implementada, através da integração da criticalidade por intermédio de escalas de probabilidade e de gravidade apropriadas.

Aplicações semi-quantitativas foram já realizadas noutras áreas científicas (Gossman, 2004).

Os principais benefícios que se podem atribuir ao método são:

1. a aplicação relativamente simples, embora exija o conhecimento pormenorizado do corpo da barragem e dos principais subsistemas, das condicionantes de base, da concepção e do dimensionamento, de aspectos construtivos e relacionados com a exploração;
2. a contribuição para a sistematização do conhecimento e para a reflexão sobre as causas dos desvios das grandezas que caracterizam o desempenho do subsistema em análise, das suas causas prováveis e dos respectivos efeitos, assim como das consequências noutros subsistemas ou sistemas potencialmente interferidos;
3. a eliminação de passos intermédios, sem interesse para os objectivos da análise, que pode, assim, otimizar, do ponto de vista dos custos e dos prazos de implementação, a aplicação;
4. a clarificação de medidas de controlo dos riscos já implementadas e de medidas adicionais que se revelem necessárias na sequência da análise.

No que se refere às suas limitações, a principal desvantagem apontada na bibliografia da especialidade consiste em não se analisar explicitamente os modos de rotura, sendo que a análise das *causas* e *efeitos* dos desvios acaba por evidenciá-los.

Uma limitação importante constitui o facto de tratar, de modo independente, as causas dos desvios em apreciação, que poderão ser dependentes e/ou ocorrer em conjunto, o que não é evidenciado pela análise.

Julga-se que outra limitação importante que resulta da aplicação do HAZOP, pelo menos no que se refere a determinadas aplicações (como é o caso ilustrado pelo exemplo de aplicação), é o carácter exaustivo e repetitivo da análise, aspectos que podem ser minimizados pelo recurso a ferramentas informáticas.

Existem programas de cálculo automático comerciais de apoio à implementação do método HAZOP, embora, duma maneira geral, estejam vocacionados para a indústria química. É esse o caso, por exemplo, do *Hazop Manager V6.0* (Lihou TechnicaleSoftware Services, 2000).

Aplicações no domínio das barragens e, em particular, da análise de riscos do corpo da barragem por intermédio da análise dos dados de observação requerem programas (que embora relativamente simples) devem ser especificamente desenvolvidos para o efeito.

## **7.5 – ANÁLISE DO MODO E EFEITO DAS FALHAS**

### **7.5.1 – Considerações iniciais**

A *análise do modo e efeito das falhas* (FMEA) foi utilizada pela primeira vez nos anos 40, pelo exército dos Estados Unidos da América, para avaliação da fiabilidade de equipamento militar diverso (STUK, 2002). Fora do âmbito militar, as aplicações mais antigas remontam aos anos 60, na indústria aeronáutica (INERIS, 2003).

A FMEA é um método de apoio a análises de risco qualitativas, extensível a análises semi-quantitativas através da incorporação da criticalidade, por intermédio de escalas de probabilidade de ocorrência das falhas e de severidade dos efeitos.

A extensão semi-quantitativa do método, *análise do modo, efeito e criticalidade das falhas*, designada por FMECA, permite basear avaliações da importância, no funcionamento do sistema, de cada um dos modos de falha, o impacto que estes têm sobre a sua fiabilidade e a magnitude das respectivas consequências.

A FMEA e a FMECA têm hoje grande aplicação em diversas áreas científicas, como é o caso das indústrias química, petrolífera e nuclear e contam já com algumas aplicações práticas no domínio das barragens.

Em Portugal, a FMEA foi recentemente utilizada numa análise de riscos de uma barragem de terra, a barragem de Cerro do Lobo, realizada no âmbito de uma tese de mestrado desenvolvida no LNEC (Santos, 2007). A existência deste trabalho, motivou uma aplicação ilustrativa simplificada, pese embora a expectativa de que este método possa vir, no curto prazo, a ter grande utilização no domínio das barragens.

Em diversos países, e em associação a diferentes indústrias, existem normas (nacionais ou internacionais) que regem a aplicação destes métodos. Constituem exemplos os documentos normativos da British Standards Institution (1991), da Canadian Standards Association (1993), da International Electrotechnical Commission (1985) e do US Department of Defense (1980), citados em Hartford e Baecher (2004).

Existem vários programas de cálculo automático de apoio à implementação destes métodos, dos quais se citam o FMEA-PRO da Dyadem ([www.dyadem.com](http://www.dyadem.com)), essencialmente vocacionado para as indústrias automóvel, electrotécnica e aeroespacial, o FMEA/FMECA da Relex ([www.relex.com](http://www.relex.com)), para as engenharias em geral, e o XFMECA da Realiasoft ([www.realiasoft.com](http://www.realiasoft.com)) para todas as indústrias.

### **7.5.2 – Objectivos e domínio de aplicação**

A FMEA e a FMECA podem ser aplicadas de diferentes formas e com diferentes objectivos.

Na sua forma mais simples, estes métodos não seguem procedimentos de aplicação rígidos e visam, no essencial, o conhecimento estruturado dos modos de falha de componentes básicas de um determinado sistema.

A FMEA e a FMECA são também utilizadas como parte integrante de metodologias de gestão de riscos de sistemas complexos, no âmbito de análises de fiabilidade desses sistemas, e sujeitas a normas e procedimentos rigorosos de aplicação.

O principal objectivo de aplicação destes métodos é o conhecimento estruturado do sistema em análise, através da compreensão do impacto, na segurança e na funcionalidade do sistema, dos modos de falha plausíveis, designadamente das suas causas, efeitos e consequências, e da antecipação de medidas de prevenção, detecção e mitigação diversas.

No caso da FMECA, é possível basear a hierarquização dos diferentes riscos através da avaliação das probabilidades dos modos de falha e da severidade das respectivas consequências.

A FMEA e a FMECA foram inicialmente concebidas para utilização em fase de projecto, tendo, posteriormente, a sua utilização sido estendida a sistemas em exploração.

Na engenharia de barragens, a utilização destes métodos cumpre os objectivos gerais anteriormente resumidos e pode ter uma aplicação transversal a todas as fases - concepção e projecto, construção, primeiro enchimento e exploração – e a todos os subsistemas em que uma barragem se pode subdividir.

### 7.5.3 – Princípios e procedimentos de aplicação

A FMEA é um método indutivo, descritivo e qualitativo que promove, sem recorrer a formulações matemáticas, o conhecimento fundamentado da importância dos vários riscos através do raciocínio sistemático e lógico.

A FMEA e a FMECA promovem a avaliação, estipulado um determinado modo de falha, das respectivas causas e sequências de efeitos (locais, noutros subsistemas e terminais), fundamentando a definição de medidas de detecção, de prevenção e de mitigação.

O primeiro requisito para aplicação do método é a compreensão do sistema em análise, designadamente das funções de cada subsistema e das componentes em que este se divide e da sua articulação. Utilizam-se abordagens hierárquicas no que se refere à prévia subdivisão do sistema (do geral para o particular) até se atingir o nível de pormenorização que se considera adequado para a análise em questão.

Igualmente importante é o conhecimento das soluções de projecto e dos respectivos critérios de dimensionamento, das especificações construtivas e de alterações em fase de construção, assim como das regras de operação e de segurança que pautam a exploração do sistema.

Apresentam-se, subsequentemente, os procedimentos gerais de aplicação do método, adaptados ao caso das barragens<sup>47</sup>.

1. Especificação do objectivo da análise.
2. Definição da equipa técnica.
3. Caracterização dos sistemas e dos respectivos subsistemas a analisar.
4. Decomposição hierárquica dos sistemas e subsistemas a analisar.
5. Selecção do subsistema a analisar e caracterização das suas funções.
6. Identificação do estado limite (modo de falha) a analisar.
7. Identificação do acontecimento iniciador do estado limite em análise ou do evento determinante (causa).
8. Identificação dos efeitos do estado limite, designadamente, efeitos no subsistema em análise (efeitos locais), efeitos sequenciais noutros subsistemas interferidos, por exemplo, efeitos num subsistema de nível superior, efeitos finais no sistema e consequências. No caso da FMECA, avaliação da probabilidade de rotura do sistema resultante do estado limite em análise e avaliação da severidade das suas consequências.
9. Identificação de medidas de controlo dos riscos, designadamente, medidas de prevenção, de detecção e de mitigação.

---

<sup>47</sup> Apresenta-se entre parêntesis a terminologia usual dos métodos FMEA e FMECA.

10. Proposta de eventuais medidas adicionais que se julguem necessárias.
11. Repetição da análise (passos 6 a 10) para o leque de estados limite plausíveis.
12. Repetição da análise (passos 5 a 11) para o leque de subsistemas a analisar.

A identificação dos modos de falha de cada subsistema em análise constitui, pois, um passo fundamental no âmbito da utilização da FMEA e da FMECA.

Listagens de modos de falha genéricos podem ser encontradas na bibliografia da especialidade, duma maneira geral, apropriados a equipamentos mecânicos e eléctricos. No Quadro 7.24 apresentam-se alguns dos modos de falha da norma CEI 60812 (1985), citada em INERIS (2003).

**Quadro 7.24 – Listagem de alguns modos de falha genéricos constantes da CEI60812/1985 (INERIS, 2003).**

Identificação	Modos de falha
1	Falha estrutural (rotura)
2	Blocagem física ou encravamento
3	Vibrações
4	Não fica na posição correcta
5	Não abre
6	Não fecha
7	Falha em modo de abertura
8	Falha em posição fechada
9	Fuga interna
10	Fuga externa
11	Ultrapassa o limite superior tolerado
12	Está abaixo do limite inferior tolerado
13	Funcionamento intempestivo
14	Funcionamento intermitente
15	Funcionamento irregular
16	Indicação errada
17	Escoamento reduzido

No âmbito da aplicação à engenharia civil, neste caso, às barragens, considera-se que os *estados limite* devem substituir os *modos de falha*.

Listagens de estados limite dos principais subsistemas das barragens foram apresentadas no Capítulo 4. Naturalmente, cada análise deverá ser precedida duma avaliação dos estados limite com interesse, seleccionados tendo por base essas listas que poderão, eventualmente, ser complementadas, tendo em conta os objectivos específicos da análise de riscos que se pretender implementar.



### 7.5.4 – Exemplo ilustrativo de aplicação

Apresenta-se nesta secção uma aplicação ilustrativa do método FMECA .

Trata-se de uma aplicação do método ao corpo da barragem de Monte da Rocha, descrita na secção 7.4, no âmbito do método HAZOP, que se ilustra para um dos seus subsistemas (o núcleo).

Na Figura 7.24 apresenta-se a decomposição hierárquica dos sistemas e subsistemas afins, onde se assinala o subsistema objecto da análise: III.1.4 – Núcleo e, na Figura 7.25, apresenta-se o organograma de aplicação do método, adaptado ao caso de estudo.

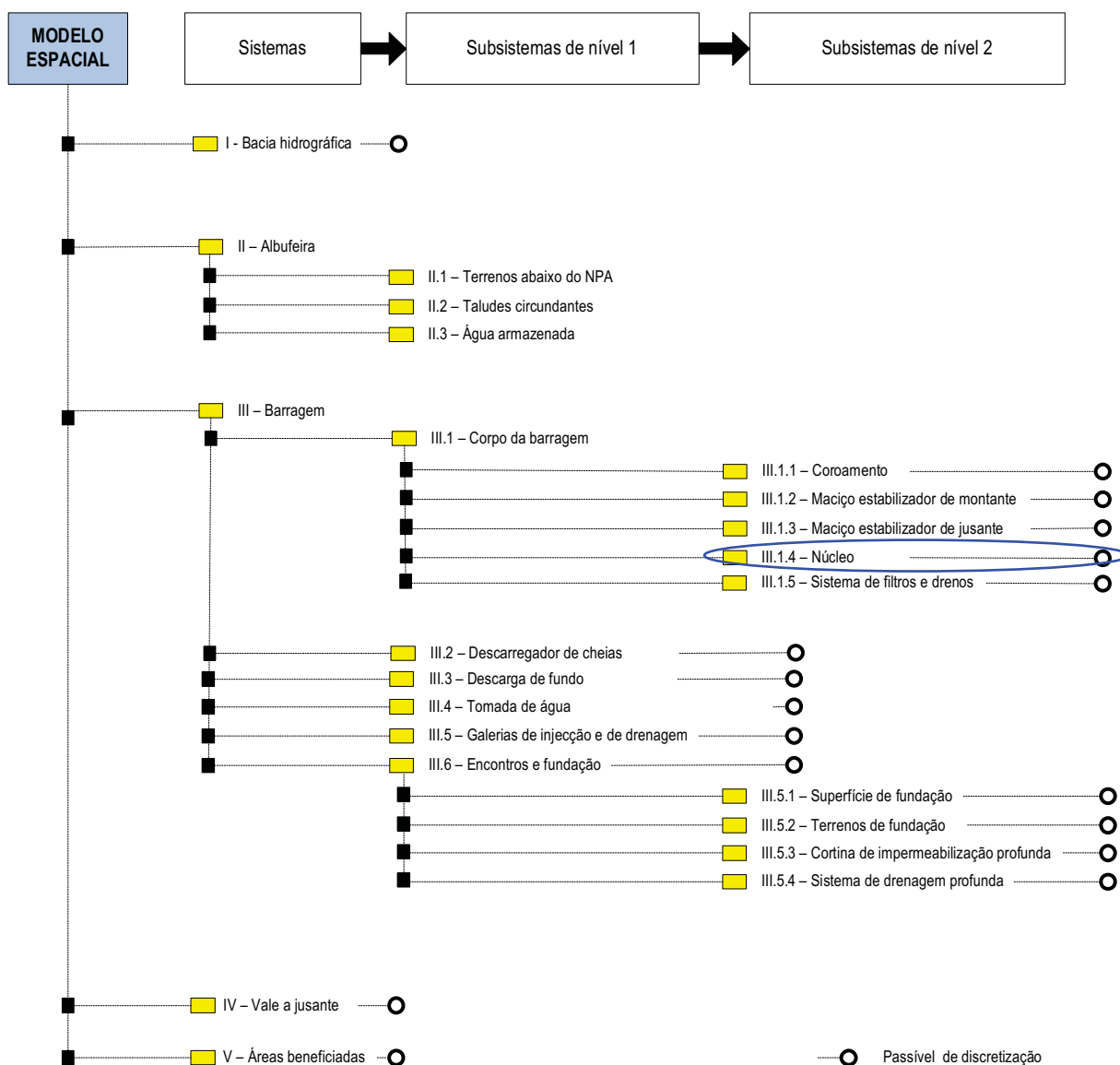


Fig. 7.24 – Aplicação ilustrativa do método FMECA. Decomposição hierárquica dos sistemas e subsistemas.

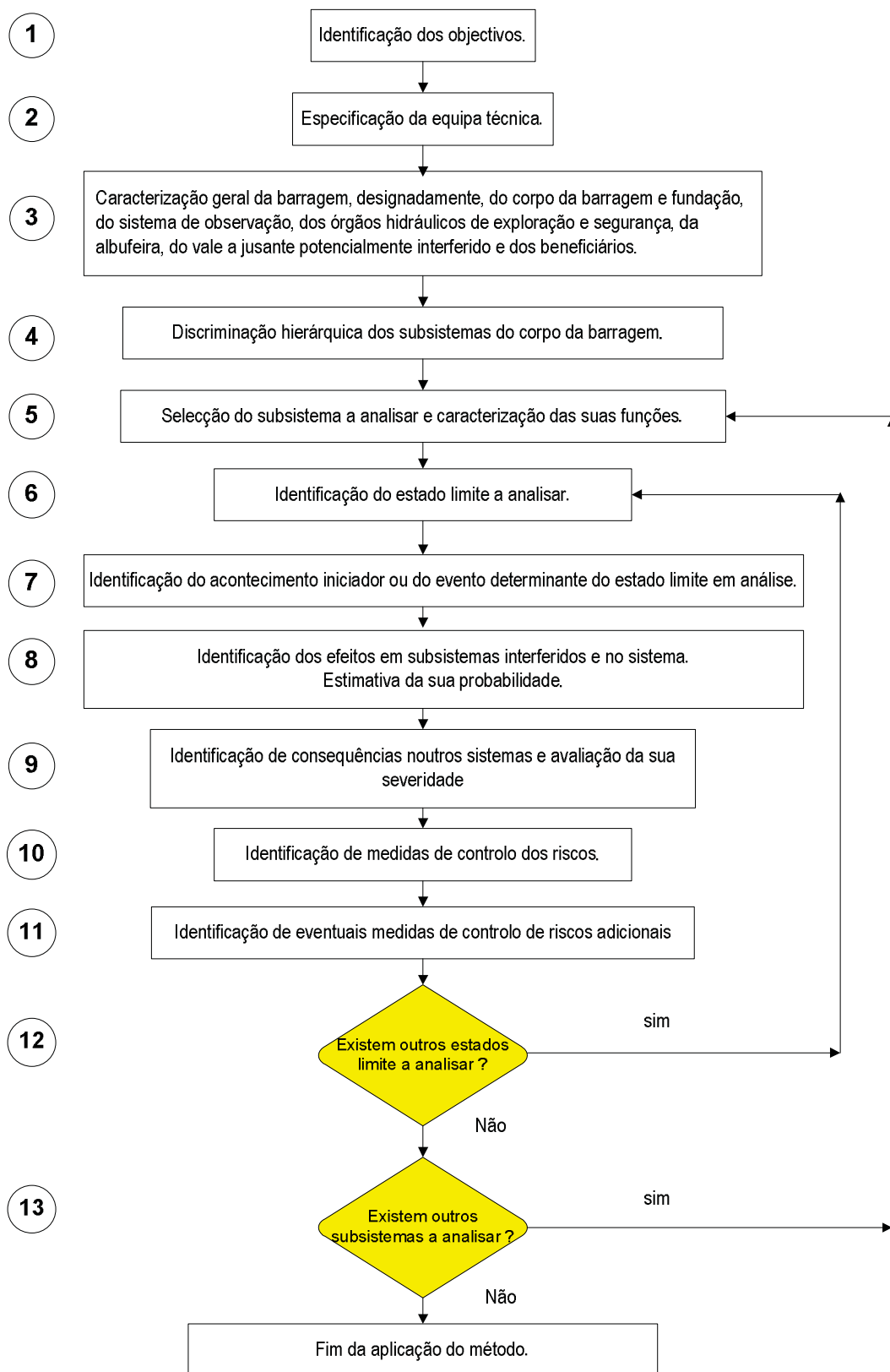


Fig. 7.25 – Organograma de aplicação do método FMECA ao caso de estudo.

Apresenta-se, subsequentemente, uma descrição dos passos de aplicação do método FMECA ao caso de estudo, em conformidade com o organograma da Figura 7.25. Para avaliação da criticalidade utilizaram-se as escalas de probabilidades, de consequências e de riscos propostas no Capítulo 5.

1. O objectivo da aplicação do método é a avaliação de riscos associados ao corpo da barragem do Monte da Rocha com capacidade para originar a rotura da barragem e a libertação do volume armazenado na albufeira. A aplicação ilustrativa reporta-se ao núcleo da barragem.
2. A equipa técnica deveria integrar, idealmente, técnicos especialistas em mecânica dos solos e, também, um técnico com conhecimentos gerais sobre os órgãos anexos da barragem e sobre as respectivas condicionantes de dimensionamento e de operação.
3. A caracterização da barragem foi efectuada na secção 7.4, no âmbito da aplicação do método HAZOP.
4. A decomposição hierárquica dos principais sistemas e subsistemas consta da Figura 7.24.
5. O subsistema em análise (na presente aplicação) é o núcleo da barragem, que cumpre funções essencialmente impermeabilizantes mas, também, estabilizantes.
6. De entre os estados limite últimos passíveis de ocorrência, seleccionaram-se aqueles que se consideram relevantes para o caso de estudo em análise e os objectivos pretendidos, designadamente:
  - i. caudais excessivos (ELU405);
  - ii. fendilhação excessiva (ELU407);
  - iii. assentamentos excessivos (ELU408a);
  - iv. erosão interna (ELU410).

7 a 12. No Quadro 7.25 apresenta-se um resumo da aplicação ilustrativa realizada. Para cada estado limite último em análise, apresenta-se o conjunto dos acontecimentos iniciadores ou eventos determinantes para a sua materialização que se consideram (no enquadramento desta aplicação) mais importantes.

Para o estado limite último em análise, dado um determinado acontecimento iniciador, ou evento determinante na sua materialização, apresentam-se os efeitos no subsistema em análise, em subsistemas interferidos, do mesmo nível (coroamento e maciços estabilizadores) e de nível superior (corpo da barragem), e no sistema em análise (barragem).

Não foram desenvolvidos os casos em que os estados limite em apreciação constituíam efeitos de outros estados limite últimos objecto de tratamento (identificados a cinzento no Quadro 7.25).

**Quadro 7.25 – Exemplo ilustrativo de aplicação do método FMECA. Barragem do Monte da Rocha.**

Sistema principal: Barragem (III)  
 Subsistema (nível 1): Corpo da barragem (III.1)  
 Subsistema em análise (nível 2): Núcleo (III.1.4)  
 Fase: Exploração após os primeiros 5 anos (4)

Objectivos: Avaliação de riscos associados ao corpo da barragem (ilustrados para o subsistema núcleo)  
 Equipa técnica:  
 Data:

Subsistema	Estado limite	Acontecimento iniciador ou evento determinante	Efeitos		Classe de probabilidade	Consequências		Classe de risco	Medidas de controlo			Classe de risco após medidas	
			Subsistema em análise	Subsistemas interferidos		Sistema	Outros sistemas		Classe de consequências	Classe de risco	Deteção		Prevenção
Núcleo	ELLA05 - Caudais excessivos.	Coeficientes de permeabilidade elevados da generalidade dos materiais do núcleo.	<p>Estabelecimento de percolação no maciço estabilizador de jusante. Maiores caudais percolados através do corpo da barragem. Maior vulnerabilidade à erosão interna e à instabilidade global do corpo da barragem.</p>	<p>Rotura da barragem por perda de funcionalidade do corpo da barragem.</p>	1 (<0,02%)	<p>Redução do volume armazenado na albufeira. Interrupção do fornecimento do pedido aos beneficiários.</p>	1 (Muito baixo)	1	<p>Dispositivos de observação (designadamente, piezómetros, hidráulicos, drenos, medidores de caudais e marcas superficiais) e visitas de inspecção. Não há indicadores de percolação excessiva.</p>	<p>Campanhas de ensaios laboratoriais e de ensaios <i>in situ</i> de medição dos coeficientes de permeabilidade.</p>	-	1 (1,1) (Muito Baixo)	
			<p>Rotura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.</p>	<p>Redução do volume armazenado na albufeira. Interrupção de fornecimento do pedido. Onda de cheia no vale a jusante.</p>	2 (0,02-0,2%)	5 (Muito elevadas)	5 (Muito elevado)	<p>Planeamento de emergência.</p>	3 (1,4) (Moderado)				
			<p>Rotura da barragem por instabilidade global do corpo da barragem.</p>	<p>1 (&lt;0,02%)</p>	5 (Muito elevadas)	4 (Elevado)	4	<p>Planeamento de emergência.</p>	3 (1,4) (Moderado)				
			<p>Estabelecimento de percolação em zonas localizadas do maciço estabilizador de jusante. Maior vulnerabilidade à erosão interna do corpo da barragem.</p>	<p>Rotura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.</p>	1 (<0,02%)	5 (Muito elevadas)	4 (Elevado)	<p>Planeamento de emergência.</p>	3 (1,4) (Moderado)				
		Coeficientes de permeabilidade localmente elevados (heterogeneidades no seio dos aterros no trecho do perfil instrumentado).											
		Efeito de fendimentos de erosão interna.											

**Quadro 7.25 (cont.) – Exemplo ilustrativo de aplicação do método FMECA. Barragem do Monte da Rocha.**

CÓDIGO	Estado limite	Acontecimento iniciador ou evento determinante	Efeitos		Classe de probabilidade	Consequências		Classe de risco	Medidas de controlo			Classe de risco após medidas	
			Subsistema em análise	Subsistemas interferidos		Sistema	Outros sistemas		Deteção	Prevenção	Mitigação		Medidas adicionais
Núcleo (cont)	ELU407 - Fendilhação excessiva	Expansibilidade dos materiais do núcleo.	Deterioração da qualidade dos ateros do núcleo por secagem e molhagem, nas suas cotas superiores (onde as tensões instaladas sejam inferiores à pressão de expansão nula).	Fissuração/fendilhação do coroamento criando zonas preferenciais de entrada de água, constituindo um meio de deterioração progressiva dos ateros do núcleo e dos mactiços estabilizadores.	Rotura da barragem por perda de estabilidade global do corpo da barragem.	1 (<0,02%)	5 (Muito Elevadas)	4 (Elevado)	Dispositivos de observação (designadamente, marcas superficiais, piezómetros hidráulicos, drenos e medidores de caudais) e visitas de inspecção. Reconhecimento e fissuração no coroamento. Os elementos disponíveis não são indicadores dos acontecimentos iniciadores em análise.	Campanhas de ensaios laboratoriais de identificação e caracterização. <b>Nota:</b> Os abertos do núcleo estão subjacentes a materiais xistosos de granulometria exensa.	-	3 (1,4) (Moderado)	
			Aumento localizado dos gradientes hidráulicos e maior vulnerabilidade à erosão interna do núcleo. Criação de caminhos preferenciais de percolação. Aumento dos caudais percolados.	Fissuração/fendilhação do coroamento criando zonas preferenciais de entrada de água, constituindo um meio de deterioração progressiva dos ateros do núcleo e dos mactiços estabilizadores.	Rotura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.	2 (0,02-0,2%)	5 (Muito Elevadas)	5 (Muito elevado)	Dispositivos de observação (designadamente, marcas superficiais, piezómetros hidráulicos, drenos e medidores de caudais) e visitas de inspecção. Reconhecimento e fissuração no coroamento. Os elementos disponíveis não são indicadores dos acontecimentos iniciadores em análise.	Campanhas de ensaios laboratoriais de identificação e caracterização. <b>Nota:</b> Núcleo com taludes suaves. Deformabilidade dos materiais do núcleo e dos mactiços relativamente próxima.	Campanhas de ensaios laboratoriais de identificação e caracterização. <b>Nota:</b> Núcleo com taludes suaves. Deformabilidade dos materiais do núcleo e dos mactiços relativamente próxima.	-	3 (1,4) (Moderado)
		Efeito de instabilidade global.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efeito de assentamentos excessivos dos terrenos de fundação e/ou dos ateros.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		Efeito de fenómenos de erosão interna.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Objectivos: Avaliação de riscos associados ao corpo da barragem (ilustrados para o subsistema núcleo)  
 Equipa técnica:  
 Data:

Sistema principal  
 Subsistema (nível 1)  
 Subsistema em análise (nível 2)  
 Fase

Quadro 7.25 (cont.) – Exemplo ilustrativo de aplicação do método FMECA. Barragem do Monte da Rocha.

Subsistema	Estado limite	Acontecimento iniciador ou evento determinante	Efeitos		Classe de probabilidade	Consequências	Classe de consequências	Classe de risco	Medidas de controlo			Medidas adicionais	Classe de risco após medidas	
			Subsistema em análise	Subsistemas interferidos					Sistema	Deteção	Prevenção			Mitigação
Núcleo (cont)	ELU/408 - Assentamentos excessivos.	<b>Colapso por moagem dos materiais do núcleo.</b>	Deterioração da qualidade dos aços do núcleo por indução de fissuras/fenilhações, heterogeneidades e criação de caminhos preferenciais de percolação. Maior vulnerabilidade à erosão interna do núcleo.	Fissurações/fenilhações e assentamentos do coroamento. Assentamentos dos aços dos maciços estabilizadores.	Rolura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.	2 (0,02-0,2%)	Esvaziamento da albufera. Interrupção do fornecimento do pedido. Onda de cheia no vale a jusante.	5 (Muito Elevadas)	5 (Muito elevado)	Dispositivos de observação (designadamente, marcas superficiais, piezómetros hidráulicos, drenos e medidores de caudais) e vistas de inspeção.	Campanhas de ensaios laborabrais de identificação e caracterização. Subida gradual do nível de água na albufera durante o primeiro enchimento.	-	Planeamento de emergência.	4 (2-4) (Elevado)
			Maiores assentamentos do núcleo. Aumento da transferência de tensões para os maciços estabilizadores e indução de fissurações/fenilhações. Maior vulnerabilidade à erosão interna do núcleo.	Assentamentos do coroamento. Assentamentos dos aços dos maciços estabilizadores.	Rolura da barragem por erosão externa do corpo da barragem (por galgamento) na sequência de perda de tija devido a assentamentos excessivos.	2 (0,02-0,2%)	Esvaziamento da albufera. Interrupção do fornecimento do pedido. Onda de cheia no vale a jusante.	5 (Muito Elevadas)	5 (Muito elevado)	5 (Muito elevado)	<b>Nota:</b> Reconhecidos assentamentos excessivos dos aços. A análise dos dados de observação aponta para colapso dos materiais de aterro e para assentamentos de longo prazo superiores aos expectáveis.	Campanhas de ensaios laborabrais de identificação e caracterização e controlo da construção dos aterros. Núcleo central espesso com taludes suaves. Deformabilidade dos materiais do núcleo e dos maciços relativamente próxima.	-	Reposição da coa do coroamento. Revisão dos estudos hidrológicos e do dimensionamento hidráulico. Planeamento de emergência.

**Quadro 7.25 (cont.) – Exemplo ilustrativo de aplicação do método FMECA. Barragem do Monte da Rocha.**

Sistema principal	Subsistema (nível 1)	Subsistema em análise (nível 2)	Fase	Barragem (III)	Corpo da barragem (III.1)	Núcleo (III.1.4)	Exploração após os primeiros 5 anos (4)	Acontecimento iniciador ou evento determinante	Efeitos		Classe de probabilidade	Consequências	Classe de consequências	Classe de risco	Medidas de controlo			Medidas adicionais	Classe de risco após medidas	
									Subsistema em análise	Subsistemas interferidos					Sistema	Deteção	Prevenção			Mitigação
Núcleo (cont.)	ELU408 - Assentamentos excessivos (cont.)			Deterioração da qualidade dos abrrros do núcleo por indução de fissuras/fendilhagens, heterogeneidades e criação de caminhos preferenciais de percolação. Maior vulnerabilidade à erosão interna do núcleo.	Fissurações/fendilhagens e assentamentos localizados do coroamento. Assentamentos localizados dos maciços estabilizadores.	Rotura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.	Rotura da barragem por erosão externa do corpo da barragem (por galgamento) na sequência de perda de folga devido a assentamentos excessivos.	2 (0,02-0,2%)	2 (0,02-0,2%)	5 (Muito Elevadas)	5 (Muito Elevadas)	5 (Muito elevado)	5 (Muito elevado)	5 (Muito elevado)	Dispositivos de observação (designadamente, marcas superficiais, plázómetros hidráulicos, drenos e medidores de caudais) e visitas de inspeção.	Campanhas de ensaios laboratoriais de identificação e caracterização (fases de projecto e de construção).	-	Planeamento de emergência.	4 (2,4) (Elevado)	
				Deterioração da qualidade dos abrrros por indução de fissuras/fendilhagens, heterogeneidades e criação de caminhos preferenciais de percolação. Maior vulnerabilidade à erosão interna.	Fissurações/fendilhagens e assentamentos do coroamento. Assentamentos dos maciços estabilizadores.	Rotura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.	Rotura da barragem por erosão externa do corpo da barragem (por galgamento) na sequência de perda de folga devido a assentamentos excessivos.	1 (<0,02%)	1 (<0,02%)	5 (Muito Elevadas)	5 (Muito Elevadas)	4 (Elevado)	4 (Elevado)	4 (Elevado)	Nota: Reconhecidos assentamentos excessivos dos abrrros, em particular, na zona envolvente do perfil instrumentado (P2). A análise dos dados de observação aponta para fundação de assentamentos excessivos dos abrrros (em particular na zona envolvente do perfil P2) e para assentamentos da fundação no encontro direit da barragem.	Trabalhos de prospeção para caracterização dos terrenos de fundação.	-	Planeamento de emergência.	3 (1,4) (Moderado)	
										5 (Muito Elevadas)	5 (Muito Elevadas)	4 (Elevado)	4 (Elevado)	4 (Elevado)	Reposicionamento da coroa do coroamento. Revisão dos estudos hidrologicos e do dimensionamento hidráulico. Planeamento de emergência.	Saneamento dos materiais aluvionares e dos terrenos de fracos características da fundação. Táludes de escavação suaves.	-	Reposicionamento da coroa do coroamento. Revisão dos estudos hidrologicos e do dimensionamento hidráulico. Planeamento de emergência.	3 (1,4) (Moderado)	

Objectivos: Avaliação de riscos associados ao corpo da barragem (ilustrados para o subsistema núcleo)  
 Equipa técnica:  
 Data:



**Quadro 7.25 (cont.) – Exemplo ilustrativo de aplicação do método FMECA. Barragem do Monte da Rocha.**

Subsistema	Estado limite	Acontecimento iniciador ou evento determinante	Efeitos		Classe de probabilidade	Consequências		Classe de consequências	Classe de risco	Medidas de controlo			Classe de risco após medidas
			Subsistema em análise	Subsistemas interferidos		Sistema	Outros sistemas			Deteção	Prevenção	Mitigação	
Núcleo (cont.)	ELU410a - Erosão interna por arrastamento mecânico e transporte difuso.	Diversos: assentamentos diferenciais; fissuração/fendilhação; heterogeneidades; etc.	Deterioração da qualidade dos alicerces. Aumento da velocidade de escoamento e dos caudais percolados, fendilhação.	Assentamentos e fissurações/fendilhações do coroamento e dos maciços estabilizadores.	Rotura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.	2 (0,02-0,2%)	Esvaziamento da albufera. Interrupção do fornecimento do pedido. Onda de cheia no vale a jusante.	5 (Muito Elevadas)	5 (Muito elevadas)	Dispositivos de observação (designadamente, marcas superficiais, piezómetros hidráulicos, frenos núcleo estáveis e medidores de caudais) e visitas de inspeção.	Campanhas de ensaios laboratoriais de identificação e caracterização. Materiais do núcleo estáveis e com fracção plástica. Materiais dos maciços estabilizadores relativamente semelhantes.	-	3 (1,4) (Moderado)
			Abatimentos. Fissuração/fendilhação.		Rotura da barragem por erosão externa do corpo da barragem (por galgamento) na sequência de perda de fígua devido a abatimentos.	1 (<0,02%)		5 (Muito Elevadas)	4 (Elevadas)		Planeamento de emergência.		
	ELU410b - Erosão interna por arrastamento mecânico e transporte concentrado.	Diversos: assentamentos diferenciais; fissuração/fendilhação; heterogeneidades; aflúncias concentradas; etc.	Deterioração da qualidade dos alicerces. Criação de caminhos de percolação preferenciais. Aumento da velocidade do escoamento nas zonas de erosão tubular e dos caudais percolados, abatimentos, fissuração e fendilhação.	Assentamentos e fissurações/fendilhações do coroamento e dos maciços estabilizadores.	Rotura da barragem por erosão interna do corpo da barragem.	1 (<0,02%)	Esvaziamento da albufera. Interrupção do fornecimento do pedido. Onda de cheia no vale a jusante.	5 (Muito Elevadas)	4 (Elevadas)	<b>Nota:</b> Não há indicadores de erosão interna.	Campanhas de ensaios laboratoriais de identificação e caracterização. Preparação das superfícies de fundação dos alicerces. Não há galerias em pressão sob os alicerces.	-	3 (1,4) (Moderado)
					Rotura da barragem por erosão externa do corpo da barragem (por galgamento) na sequência de perda de fígua devido a abatimentos.	1 (<0,02%)		5 (Muito Elevadas)	4 (Elevadas)		Planeamento de emergência.		

Objectivos: Avaliação de riscos associados ao corpo da barragem (ilustrados para o subsistema núcleo)  
 Equipa técnica:  
 Data:

Sistema principal  
 Subsistema (nível 1)  
 Subsistema em análise (nível 2)  
 Fase

Barragem (III)  
 Corpo da barragem (III.1)  
 Núcleo (III.1.4)  
 Exploração após os primeiros 5 anos (4)

A classe de probabilidade de ocorrência classifica a probabilidade do efeito no sistema *barragem*, dado o estado limite e o acontecimento iniciador em análise.

No Quadro 7.25 identificam-se, também, as consequências noutros sistemas que resultam da sequência de eventos em questão. A classe de consequências é atribuída em função da sua severidade. A avaliação de severidade das consequências no vale a jusante teve em conta os resultados dos estudos de rotura da barragem de Monte da Rocha (COBA et al., 2000).

As consequências associadas à rotura da barragem foram classificadas com 5, atendendo às fatalidades estimadas, de 115, tendo por base o número de pessoas em perigo identificadas no vale a jusante (vale afastado), de 2726 (COBA e al., 2000). Seriam também interferidas várias estradas nacionais, pontes e viadutos.

Em conformidade com os pressupostos gerais do método, identificam-se as medidas de controlo de riscos existentes e as medidas adicionais que se consideram necessárias, avaliando-se o risco após implementação das medidas.

Para efeitos da análise apresentada considerou-se, no âmbito das medidas implementadas, aquelas que existiam à data da análise dos dados de observação pela autora (1998).

Os riscos avaliados (após medidas) são moderados, a menos de três casos: i) interrupção do fornecimento do pedido por perda de funcionalidade do corpo da barragem com origem em coeficientes de permeabilidade elevados dos materiais do núcleo, classificado como muito baixo, e ii) libertação de uma onda de cheia para jusante em resultado do colapso da barragem por erosão interna com origem em procedimentos construtivos locais deficientes ou no colapso por molhagem dos aterros, classificados como riscos elevados.

No que se refere ao risco após medidas, a consideração da reposição de cota do coroamento levou à redução de probabilidade de ocorrência de rotura por erosão externa (por galgamento) e, consequentemente, do risco associado.

No que se refere às consequências, admitiu-se que as actividades englobadas no planeamento de emergência permitem reduzir a classe de consequências de 5 para 4, o que conduz à redução dos riscos, após implementadas as medidas.

Na avaliação do risco após medidas foram ainda objecto de redução alguns riscos em que se considerou que as medidas de detecção não apontavam para a sua existência e/ou as medidas de prevenção (levadas a cabo nas fases de projecto e construção) asseguravam a redução da probabilidade de rotura correspondente.

A mesma classificação obtida para a maioria dos riscos avaliados é uma consequência das probabilidades reduzidas das sucessões de efeitos que podem conduzir ao colapso do corpo da barragem e das

consequências elevadas que estariam associadas a uma ocorrência deste tipo. Esta é, aliás, a razão porque alguns autores valorizam mais as versões qualitativas dos métodos de análise de riscos.

Uma referência é devida ao facto de um dos estados limite em análise – assentamentos excessivos – ter sido objecto de reconhecimento a partir de inspecção visual e da análise dos resultados do sistema de observação, como se viu anteriormente, na aplicação do método HAZOP.

Os resultados obtidos pelo método FMECA, no que se refere à análise do estado limite ELU408 (assentamentos excessivos), são muito parecidos aos obtidos pelo método HAZOP, em que se tratou a grandeza “assentamento”.

Não obstante, a filosofia do método HAZOP difere da filosofia da FMEA e de FMECA, no essencial, por se centrar na análise de desvios de grandezas.

Este aspecto restringe, no domínio das barragens, o campo de aplicação do HAZOP, por comparação com a FMEA e a FMECA, de aplicação mais diversificada.

Os resultados da análise pelo método FMECA e o seu nível de detalhe parecem mais adequados para aplicações em fase de projecto e para aplicações em fase de exploração quando não foram reconhecidos estados limite últimos.

Para situações em que tenham sido reconhecidos estados limite últimos, poderá ser mais apropriado proceder a análises de riscos vocacionadas para situações pós-acidente, como é o caso da análise por árvore de falhas, que será objecto de referência adiante.

13. Uma vez que a aplicação ilustrativa se restringiu ao núcleo de barragem, não se procede, neste caso, à análise dos restantes subsistemas.

### **7.5.5 – Vantagens e limitações**

Uma das grandes vantagens habitualmente associada a estes métodos é a transparência e a facilidade de inspecção por terceiros dos passos da análise, que não recorre a formulações matemáticas.

A sistematização e o carácter metódico e lógico que lhe estão associados promovem o conhecimento fundamentado dos sistemas em análise, através do tratamento individual de cada subsistema ou componente e da compreensão dos efeitos (locais e globais) das respectivas falhas.

Tratam-se de métodos versáteis com campos de aplicação vários no âmbito da gestão de riscos de barragens, que se estima venham a ter uma aplicação generalizada no futuro, neste domínio.

O seu carácter exaustivo constitui, talvez, a sua principal limitação, pela morosidade e consequentes custos de aplicação, tanto mais evidente quanto mais complexo for o sistema em causa. No que se refere a este aspecto, há que ponderar, previamente ao início da análise, qual o nível de pormenorização que se justifica empreender, tendo em conta, por um lado, a necessidade de compreender todos os modos de ocorrência de estados limite

com interesse para a análise e, por outro lado, não aumentar demasiado a quantidade de informação tratada, o que condiciona a sua leitura e interpretação e compromete algumas das vantagens destes métodos.

Uma limitação associada a estes métodos é a dificuldade de análise de redundâncias, uma vez que modos de falha de componentes individuais podem não resultar em efeitos observáveis no sistema (Hartford e Baecher, 2004) ou determinados estados limite de alguns subsistemas podem não ter impacto no sistema global.

Um outro aspecto que poderá constituir uma limitação é o tratamento isolado dos estados limite de cada subsistema, não considerando efeitos combinados de estados limite simultâneos, do mesmo subsistema ou de diferentes subsistemas. A materialização de alguns estados limite (ex.: perda de estabilidade global) pode implicar a análise conjunta de vários subsistemas (núcleo e maciços estabilizadores ou corpo da barragem e fundação).

Estas limitações podem ser de algum modo minimizadas se se limitar a decomposição do sistema em análise, não o pormenorizando demasiado.

A FMEA e a FMECA não promovem uma ligação com as variáveis de estado do sistema e com a sua variação no tempo, podendo haver interesse em fazer a mesma análise para diferentes estados de referência.

## **7.6 – ANÁLISE DE ÁRVORE DE EVENTOS**

### **7.6.1 – Considerações iniciais**

Ao contrário dos métodos anteriormente apresentados, não parece haver uma ideia clara sobre a altura em que as árvores de eventos foram desenvolvidas (Hartford e Baecher, 2004). A sua implementação aparece divulgada a partir dos anos 70, essencialmente associada às indústrias nuclear, química e petrolífera.

De acordo com Hartford e Baecher (2004), trata-se do método mais apropriado para a realização de análises de riscos de barragens. A primeira aplicação a barragens de uma análise por árvore de eventos referenciada na bibliografia foi realizada por Whitman (1984).

A árvore de eventos é um método lógico, do tipo indutivo, que dado um determinado acontecimento iniciador, promove a análise de sequências lógicas de ocorrências de eventos, ou estados do sistema, por intermédio de construções gráficas.

As árvores de eventos podem, pois, constituir-se como ferramentas de diagnóstico do desempenho expectável das barragens sob determinadas condições, o que as torna bastante apelativas para utilização no âmbito da gestão de riscos.

### 7.6.2 – Objectivos e domínio de aplicação

A análise por árvore de eventos é um método de análise de riscos de representação gráfica utilizado quando, a partir de um dado acontecimento iniciador, se pretende conhecer e avaliar as sequências possíveis de eventos (ou de estados do sistema) resultantes, quer conduzam ou não à materialização da rotura em análise.

As árvores de eventos podem ser utilizadas para informar processos de decisão, através da explicitação do desempenho expectável da barragem dada uma determinada solicitação (ou outro tipo de acontecimento iniciador), constituindo-se como uma ferramenta privilegiada de diagnóstico.

As árvores de eventos podem ser utilizadas em dois enquadramentos distintos: pré-acidente, analisando a lógica de desempenho do sistema, e pós-acidente, analisando as consequências das diferentes sequências lógicas que podem ocorrer.

As árvores de eventos podem ser desenvolvidas no âmbito de análises qualitativas ou semi-quantitativas, embora, habitualmente, apareçam associadas a análises quantitativas.

Quando utilizadas no âmbito de análises qualitativas ou semi-quantitativas, as árvores de eventos fornecem representações das sequências de eventos possíveis, incluindo as que correspondem aos diferentes modos de materialização de estados limite, permitindo visualizar os *locais* de introdução de medidas que se oponham ao seu desenvolvimento e constituindo-se, no essencial, como ferramentas de conhecimento estruturado dos sistemas em análise.

Quando utilizadas no âmbito de análises quantitativas, permitem quantificar, designadamente, a probabilidade de ocorrência de cada sequência que conduz à rotura ou à materialização de determinadas consequências (se se tratar de uma árvore de eventos com vista à avaliação de consequências).

Na engenharia de barragens as árvores de eventos podem ter uma aplicação transversal a todas as fases – concepção e projecto, construção, primeiro enchimento e exploração – e aos vários subsistemas que compõem a barragem.

No caso dos equipamentos hidromecânicos, a utilização deste método pode ter aplicação privilegiada, por se tratarem de subsistemas que integram habitualmente diversos dispositivos de segurança, designadamente, dispositivos que asseguram o seu funcionamento, dispositivos de detecção de funcionamentos deficientes, dispositivos para restabelecerem o funcionamento ou estabelecerem funcionamentos alternativos, etc..

### 7.6.3 – Princípios e procedimentos de aplicação

A concepção de uma árvore de eventos depende do tipo de árvore em questão, pelo que se justifica fazer uma referência inicial aos principais tipos de árvores referenciados na bibliografia da especialidade.

As árvores de eventos podem ser, no essencial, de três tipos (Hartford e Baecher, 2004):

1. *modelos de sistemas físicos*, que se constituem como representações de eventos que ocorrem no tempo ou no espaço, ordenados de forma cronológica, de acordo com relações causais;

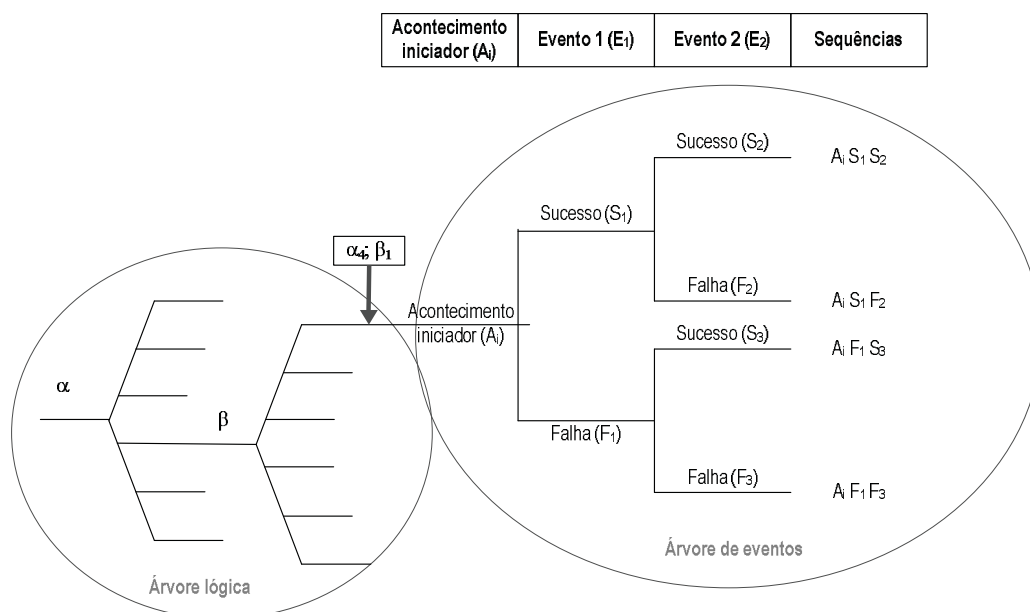
2. *estruturas de conhecimento do sistema e de convicção sobre o seu desempenho*, sendo, neste caso, representações não só de eventos mas também de variáveis de estado e de incertezas.
3. *visualização de probabilidades conjuntas de variáveis aleatórias*, traduzindo, neste caso, cada ramo, a realização conjunta das variáveis aleatórias respectivas, sendo a ordem dos eventos arbitrária, ou seja, não existindo relações causais entre um nó e o subsequente.

No caso em que as árvores de eventos são *modelos de sistemas físicos*, os nós só podem representar estados físicos, tais como, por exemplo, “caudal escoado pela galeria entre 25 e 50% do caudal que se escoaria se a secção não estivesse obstruída”. Eventos como “tentativa de desobstrução da galeria” não podem ser incluídos, porque não representam um estado físico da barragem.

No caso em que as árvores de eventos são *estruturas de conhecimento do sistema e de convicção sobre o seu desempenho*, estas integram eventos, variáveis de estado e incertezas, congregando assim toda a informação relevante para uma análise de riscos. O principal inconveniente deste tipo de árvore de eventos é a sua grande complexidade potencial, que as pode tornar pouco claras.

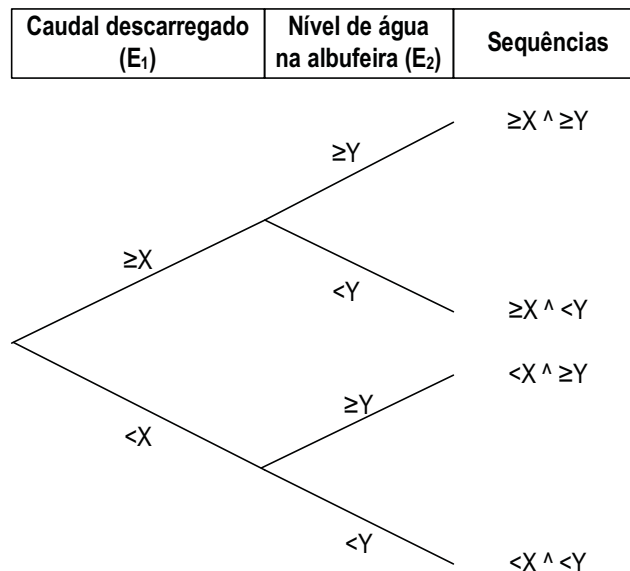
Este tipo de árvores pode ser decomposto em árvores lógicas, com as variáveis de estado e as incertezas, e em árvores de eventos do tipo *modelo de um sistema físico*, com os eventos descrevendo estados físicos (Figura 7.26).

Hartford e Baecher (2004) sugerem que, previamente ao início de uma análise por árvore de eventos, sejam identificados os estados do sistema e as incertezas correspondentes às condições de exploração pré-existent, por exemplo, através de árvores lógicas. As árvores de eventos, que neste caso descreverão apenas estados físicos, iniciar-se-ão a partir de cada ponto terminal das árvores lógicas (Figura 7.26).



**Fig. 7.26 – Exemplo ilustrativo de uma árvore lógica condicionando o início de uma árvore de eventos (adaptado de Hartford e Baecher, 2004).**

No caso em que as árvores de eventos são a *visualização das probabilidades conjuntas de variáveis aleatórias*, a ordem atribuída aos eventos é arbitrária. Dois eventos, E1 e E2, dispostos no mesmo ramo significa apenas que a probabilidade de E1 é condicionada por E2 ou vice-versa. Na Figura 7.27 apresenta-se um exemplo ilustrativo deste tipo de árvore de eventos (Hardford e Baecher, 2004).



**Fig. 7.27 – Exemplo ilustrativo de uma árvore de eventos de visualização de probabilidades conjuntas de variáveis aleatórias (adaptado de Hardford e Baecher, 2004).**

No domínio das barragens, as árvores de eventos do tipo *modelos de sistemas físicos* constituem as formas mais correntes de construção.

A construção de uma árvore de eventos é, neste caso, sequencial, fazendo-se da esquerda para a direita, partindo de um acontecimento iniciador e descrevendo, sucessivamente, as sequências de eventos que podem ocorrer até aos resultados finais, de acordo com relações causa-efeito.

As árvores de eventos são do tipo sequência de Bernoulli, quando os ramos representam estados binários (como é exemplo a árvore de eventos representada na Figura 7.26), ou são gerais, quando os ramos representam um conjunto de alternativas plausíveis de operação, como se exemplifica na Figura 7.28 (Hardford e Baecher, 2004). A única exigência no espaço dos resultados possíveis é que estes sejam mutuamente exclusivos e colectivamente exaustivos.



Acontecimento iniciador ( $A_i$ )	Subsistema 1	Subsistema 2	Sequências
-----------------------------------	--------------	--------------	------------

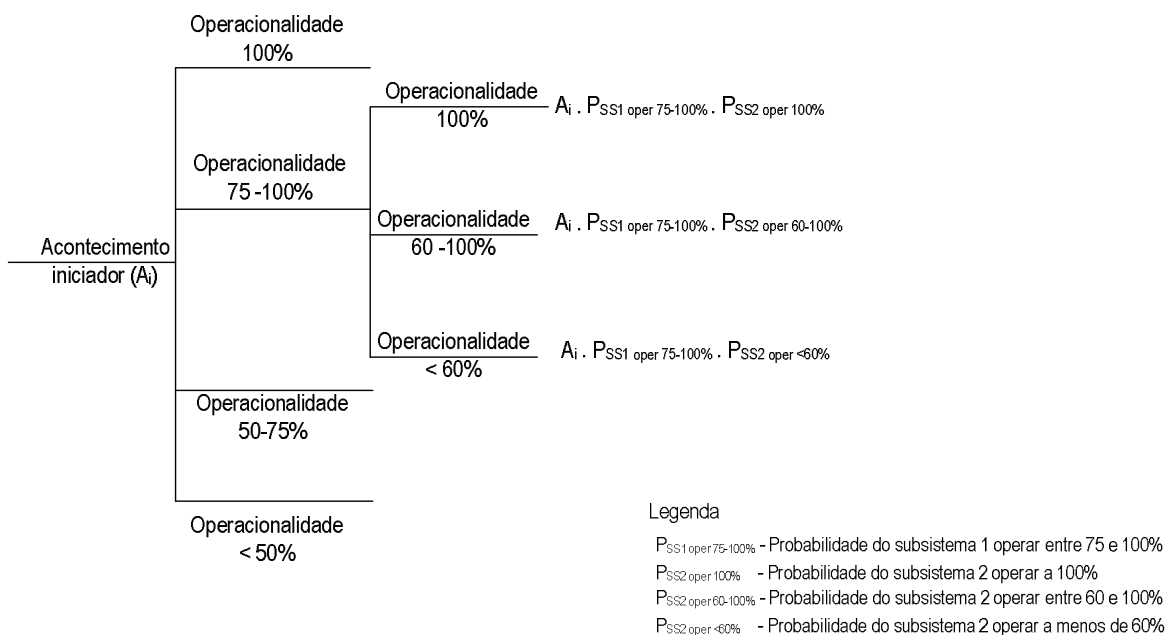


Fig. 7.28 – Representação esquemática de uma árvore de eventos geral (adaptado de Hardford e Baecher, 2004).

Os procedimentos gerais de aplicação do método a barragens apresentam-se subsequentemente.

1. Especificação do objectivo da análise.
2. Definição da equipa técnica.
3. Caracterização do sistema e dos respectivos subsistemas a analisar.
4. Construção do diagrama de influência. Trata-se de uma representação gráfica da lógica do sistema, das suas influências e incertezas, que constitui o modelo da análise a realizar.
5. Identificação do acontecimento iniciador a analisar.
6. Selecção da situação a analisar. Para cada acontecimento iniciador poderão materializar-se diferentes modos de rotura, cada um com vários percursos de sucesso ou de insucesso, podendo ser vantajoso realizar mais do que uma árvore de eventos.
7. Construção das árvores de eventos através da identificação dos ramos plausíveis (constituídos por sequências lógicas de eventos) que respondem à pergunta “o que acontece se o sistema for submetido ao acontecimento iniciador em análise?”. No caso de uma árvore de eventos geral, há que identificar todas as sequências plausíveis de operação do sistema que conduzem ao sucesso e ao insucesso. No caso de uma árvore de eventos do tipo sequência de Bernoulli, são identificadas as sequências de

eventos plausíveis cuja ocorrência é binária (acontece ou não acontece), num total de  $2^n$  ramos, para  $n$  eventos plausíveis. O número de ramos pode ser objecto de redução através da eliminação dos ramos de insucessos não recuperáveis (dado o insucesso de um determinado evento só pode ocorrer o insucesso do sistema) e de sucessos inquestionáveis (dado o sucesso de um determinado evento só pode ocorrer o sucesso do sistema).

8. No caso de análises quantitativas, avaliação da probabilidade de ocorrência do acontecimento iniciador e da probabilidade de ocorrência de cada evento. Em seguida, calcula-se a probabilidade de cada ramo, por multiplicação das probabilidades dos eventos que o constituem. A probabilidade de sucesso corresponde ao somatório das probabilidades dos ramos que culminam em sucesso e a probabilidade de insucesso ao somatório dos ramos que culminam em insucesso.
9. Repetição da análise (passos 6 a 8) para o leque de situações plausíveis.
10. Repetição da análise (passos 5 a 9) para o leque de acontecimentos iniciadores plausíveis.

Da aplicação dos procedimentos acima apresentados resultam várias árvores de eventos, função do número de acontecimentos iniciadores e de situações a analisar. Acresce que se forem  $n$  as variáveis de estado com interesse para a análise de riscos, os procedimentos acima descritos terão de ser implementados  $n$  vezes, o que poderá resultar extremamente complexo.

Duma maneira geral, a árvore de eventos culminará com a concretização, ou não, de determinados estados limite, por exemplo, erosão interna, a que poderá estar associado o colapso da barragem e a libertação do volume armazenado para jusante. As consequências associadas são objecto de estudos específicos de identificação e avaliação da sua severidade, que podem também ser realizados por intermédio de árvores de eventos (como referido anteriormente).

Existem algumas técnicas que podem ser aplicadas para garantir o adequado manuseamento de uma árvore de eventos.

Assim, no caso de árvores relativamente grandes, pode-se subdividir a árvore em partes que, no final da análise, são adequadamente combinadas.

Outra técnica consiste em reduzir a árvore de eventos eliminando os ramos em que pelo menos um dos eventos tem uma probabilidade condicional igual a zero. Esta técnica não parece, à partida, de fácil implementação, já que obriga, duma maneira geral, à quantificação prévia das respectivas probabilidades.

As árvores de eventos podem, ainda, para determinados efeitos, ser comprimidas, apresentando apenas alguns eventos das sequências, relevantes para os resultados. Esta técnica pode ser utilizada com vantagens para efeitos de comunicação de resultados, sendo que, duma maneira geral, reduz significativamente a compreensão das linhas de raciocínio subjacentes à análise, assim como a compreensão dos modos plausíveis de rotura (bem como das sucessões de eventos que não conduzem à rotura).

### 7.6.4 – Diagramas de influência

A construção das árvores de eventos pode beneficiar bastante da realização prévia de diagramas de influência.

Os diagramas de influência são representações gráficas que ajudam a visualizar, para um determinado sistema, as relações entre acontecimentos iniciadores, estados da natureza, condições do sistema e efeitos com interesse para a análise. A explicitação das relações entre eventos (sem a ramificação que, por exemplo, caracteriza as árvores de eventos) é, talvez, a principal vantagem deste tipo de representação.

A realização prévia de um diagrama de influência (não só associada a análises de riscos pelo método das árvores de eventos) pode assumir relevância particular no sucesso da análise em questão, já que este se constitui, na sua essência, como o modelo de base dessa análise.

Um diagrama de influência deve permitir representar a lógica do sistema, as influências sobre o sistema e as incertezas que afectam o seu desempenho.

A realização dum diagrama de influência requer, naturalmente, a capacidade de compreender o sistema e de o sintetizar de forma compreensível e graficamente legível.

A complexidade das barragens conduzirá, em geral (a menos, por exemplo, que se pretenda analisar um modo de rotura ou uma determinada situação de exploração em particular), à realização de mais do que um diagrama de influência, para que este mantenha a sua legibilidade.

A construção de um diagrama de influência segue os seguintes procedimentos (Hartford e Baecher, 2004):

1. identificação dos eventos e das grandezas incertas cujos efeitos são relevantes para a análise em questão;
2. para cada evento e grandeza incerta, atribuição de uma designação; no caso de estarem envolvidas variáveis de decisão devem ser definidas alternativas quantitativas específicas;
3. identificação das influências ou dependências entre eventos e grandezas incertas e entre estes e decisões;
4. representação dos eventos e das grandezas incertas por nós, alinhados por ordem de ocorrência, nos casos em que o tempo for relevante;
5. representação das relações entre eventos e grandezas incertas e entre estes e as decisões, através de setas, indicando o sentido da presumida influência;
6. na construção do diagrama de influência não deve haver círculos fechados, ou seja, as trajectórias de ligação não devem retornar a um nó anterior.

Os principais símbolos utilizados na construção de diagramas de influência representam-se na Figura 7.29.

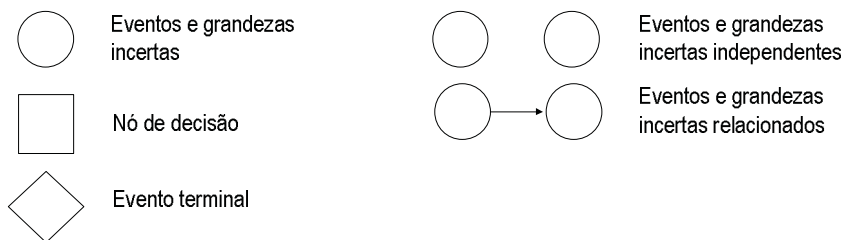


Fig. 7.29 – Representação dos principais símbolos utilizados na construção de diagramas de influência.

### 7.6.5 – Interpretação das árvores de eventos

A interpretação de uma árvore de eventos pode ser feita de forma qualitativa ou quantitativa.

A interpretação qualitativa de uma árvore de eventos resulta directamente da sua leitura e permite analisar os desempenhos possíveis do sistema e os seus modos de rotura. A compreensão dos modos de materialização dos eventos indesejáveis permite clarificar os locais privilegiados de implementação de medidas de controlo de riscos para combater o seu desenvolvimento.

A interpretação qualitativa não permite, no entanto, hierarquizar a importância dos diferentes modos de rotura, ou de quaisquer eventos indesejáveis em geral, o que só pode ser feito através de uma interpretação quantitativa.

Uma interpretação quantitativa de uma árvore de eventos requer a estimativa de probabilidades de cada ramo da árvore.

Numa árvore de eventos, a soma das probabilidades dos ramos que emanam de um determinado nó é 1, em virtude destes serem mutuamente exclusivos e colectivamente exaustivos, e a probabilidade de materialização duma determinada sequência de eventos é o produto entre as probabilidades de cada evento dessa sequência, que são probabilidades condicionadas relativamente a todos os eventos precedentes, até ao nó inicial. A soma das probabilidades conjuntas de todas as sequências de eventos é igual à probabilidade do acontecimento iniciador.

Na Figura 7.30 apresenta-se um exemplo ilustrativo de uma árvore de eventos quantitativa.

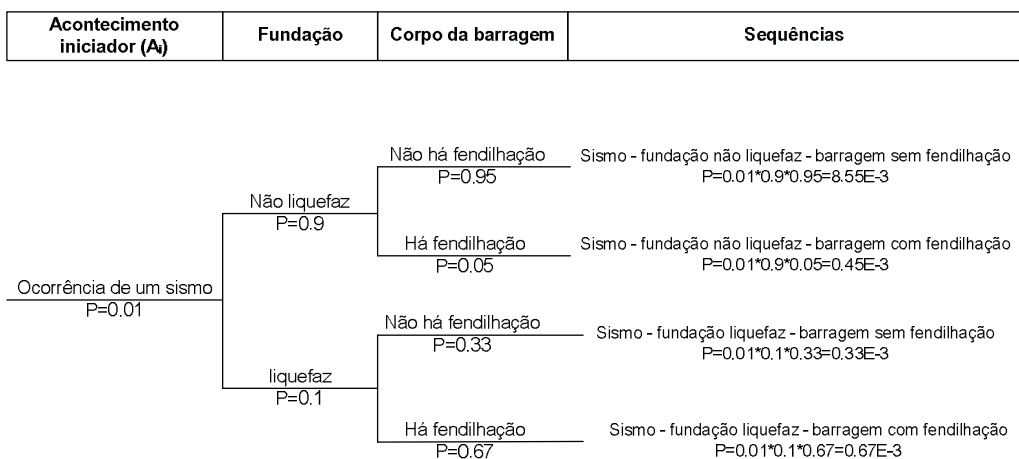


Fig. 7.30 – Exemplo ilustrativo de uma árvore de eventos quantitativa (adaptado de Hardford e Baecher, 2004).

A estimativa das probabilidades de cada evento é feita por intermédio dos métodos de estimativa de probabilidades analisados no Capítulo 5.

## **7.6.6 – Exemplo ilustrativo de aplicação**

### **7.6.6.1 – Considerações gerais**

Apresenta-se nesta secção uma aplicação ilustrativa da análise por árvore de eventos.

Trata-se de uma aplicação à ensecadeira de Odelouca, descrita na secção 7.2, no âmbito do método LCI e da sua proposta de adaptação, SEI.

Pretende-se avaliar o desempenho da ensecadeira quando solicitada por uma cheia (que se considerou, por simplificação, apenas para um determinado período de retorno) e conhecer os riscos associados aos diferentes modos de rotura com libertação do volume armazenado para jusante.

No que se refere a estados do sistema anteriores à análise, o nível de água na albufeira antes da ocorrência da cheia constitui um exemplo.

Algumas incertezas associadas ao desempenho estrutural do corpo da ensecadeira relacionam-se com:

1. a preparação do terreno de fundação (em particular nos encontros) e a qualidade da compactação dos aterros no contacto;
2. a qualidade da compactação dos aterros, em particular do núcleo;
3. a susceptibilidade ao colapso dos aterros;
4. a resistência à erosão interna por arrastamento mecânico e transporte difuso dos materiais do núcleo, através do maciço de jusante, dada a inexistência de filtro chaminé e as características distintas dos materiais de aterro em questão;
5. a resistência à erosão externa do maciço estabilizador de jusante e do núcleo.

### **7.6.6.2 – Construção do diagrama de influência**

Na Figura 7.31 apresenta-se o diagrama de influência da ensecadeira de Odelouca. Os estados anteriores do sistema e as condições do sistema condicionantes da análise, assim como algumas incertezas, apresentam-se a cinzento (e a traço interrompido) no diagrama de influência.

Trata-se de uma obra que só é solicitada em cheia, pelo que se considerou, como único acontecimento iniciador, a ocorrência de uma cheia com um período de retorno de 10 anos (uma análise de riscos completa deveria considerar a ocorrência de várias cheias, com diferentes períodos de retorno).

Na Figura 7.32 apresenta-se o hidrograma da cheia considerada, que tem um caudal máximo de 554 m<sup>3</sup>/s e um volume afluente de 20,5 hm<sup>3</sup>. Para a curva de volumes armazenados constante do projecto, este volume corresponderia à cota 67,5 m, cerca de 1 m acima da cota do coroamento.

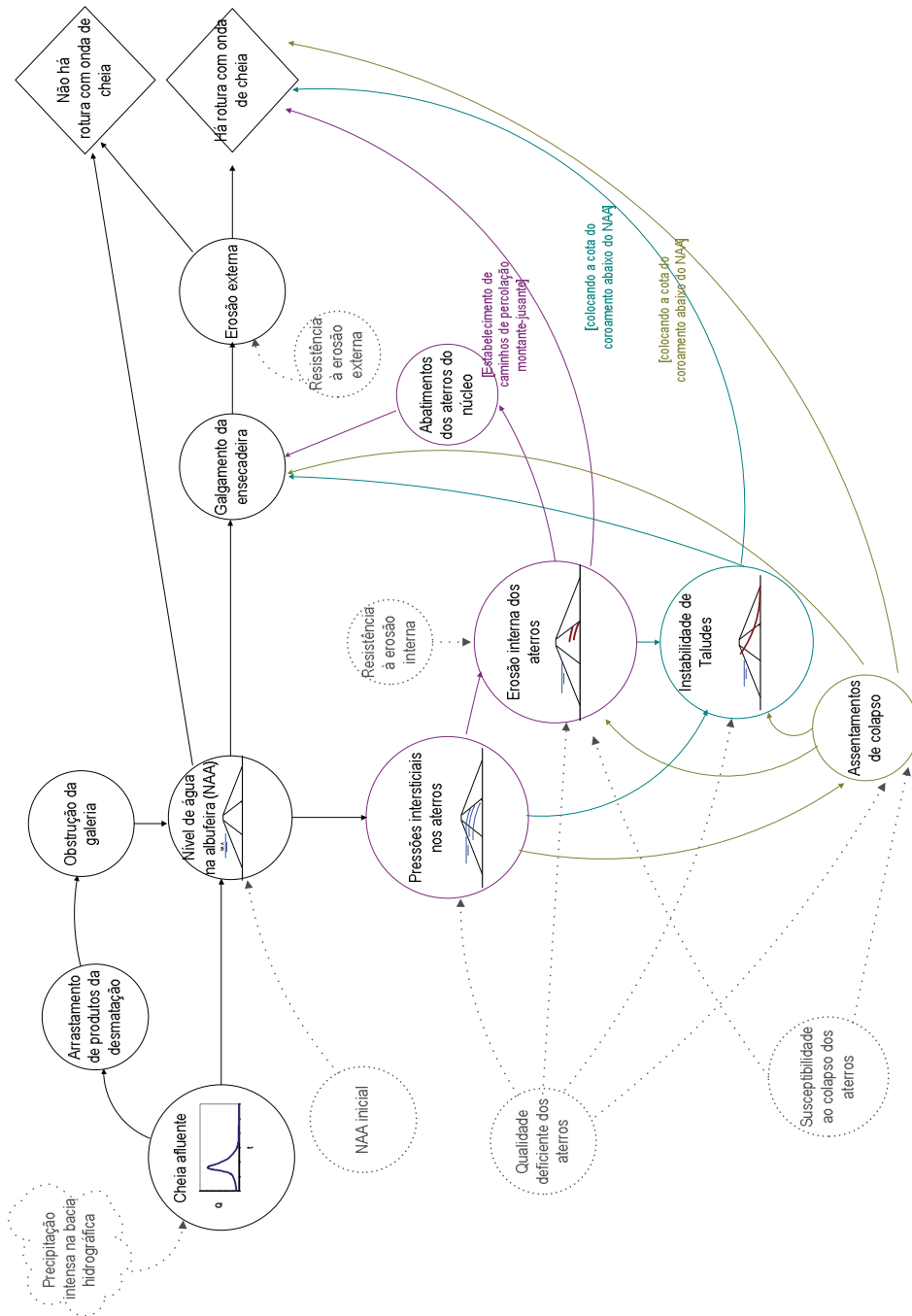


Fig. 7.31 – Diagrama de influência da ensecadeira de Odelouca.

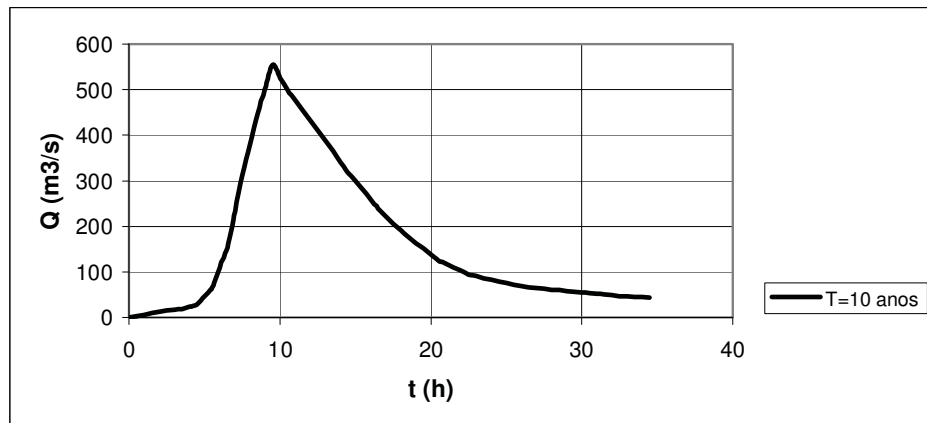


Fig. 7.32 – Hidrograma da cheia com T=10 anos (COBA, 2000b).

Admitindo um período de funcionamento de 1 ano, enquanto obra isolada, a probabilidade do evento ocorrer será de 0,1.

A cheia afluente originará uma subida do nível de água na albufeira que dependerá do caudal escoado pela galeria de derivação e da curva de volumes armazenados. No que se refere ao funcionamento da galeria, admitiu-se a possibilidade de ocorrer obstrução da sua secção, por arrastamento de produtos da desmatação depositados ao longo da linha de água a montante.

A percentagem de obstrução da galeria influenciará o par de valores (caudal escoado; nível de água na albufeira) e determinará a ocorrência ou não do galgamento da ensecadeira. Este galgamento provocará erosão externa, com ou sem formação de brecha, em função, designadamente, da altura de água acima do coroamento e da resistência à erosão externa dos aterros.

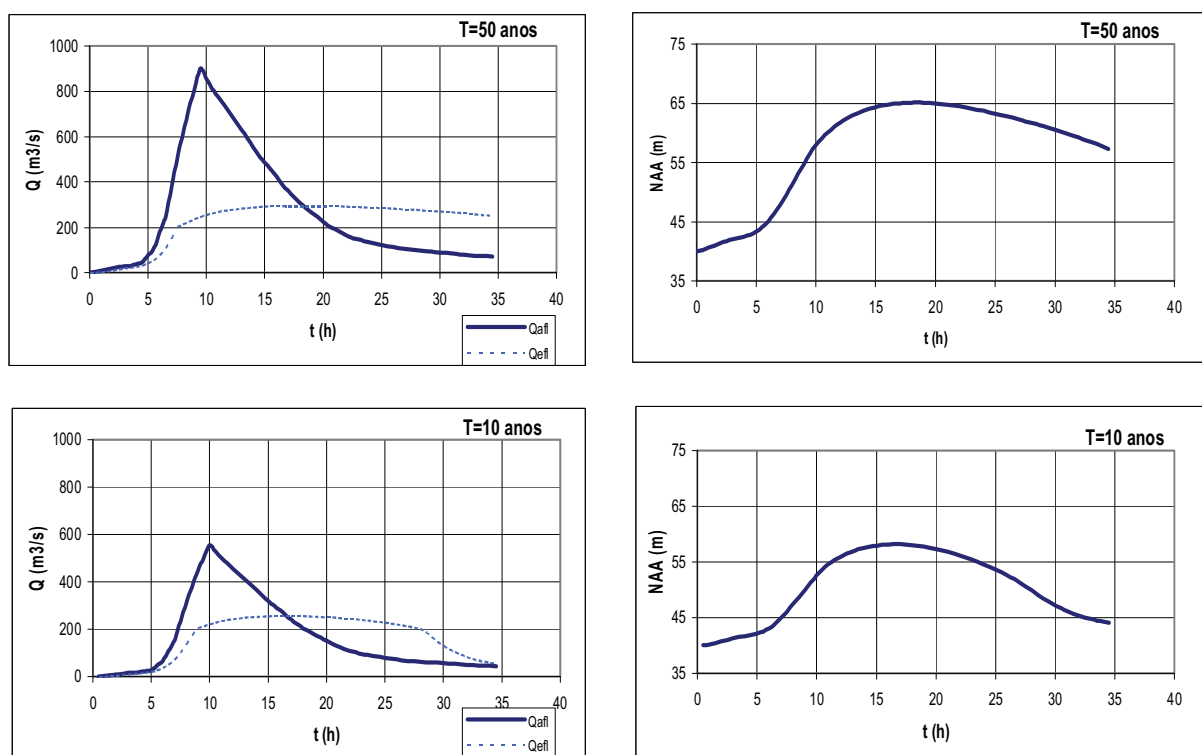
Para a obstrução total da galeria (caudal escoado nulo), o galgamento será quase certo, embora subsistam incertezas relativas às estimativas do hidrograma da cheia e da curva de volumes armazenados na albufeira.

Por outro lado, se não existir obstrução da galeria, será praticamente certo que não haverá galgamento, já que o sistema foi dimensionado para uma cheia com T=50 anos. As incertezas reportam-se às estimativas do hidrograma da cheia, da curva de volumes armazenados na albufeira, da curva de vazão da galeria e dos estudos de amortecimento da cheia realizados.

Na Fig. 7.33 apresentam-se os resultados do amortecimento das cheias com T=50 anos (COBA, 2000b) e com T=10 anos para a galeria em pleno funcionamento.

A este conjunto de possibilidades, condicionadas essencialmente pelo funcionamento hidráulico dos órgãos de descarga, designou-se situação 1. Esta situação é representada, no diagrama de influência, pelas setas a preto que ligam eventos e grandezas incertas.





Qafl – caudal afluente      NAA – nível de água na albufeira  
 Qeff – caudal efluente      t - tempo

**Fig. 7.33 – Resultados do amortecimento das cheias com T= 50anos (COBA, 2000b) e com T= 10 anos.**

A inexistência de filtro chaminé e as diferenças granulométricas entre os materiais do núcleo (solo residual dos xistos e coluviões com elevada percentagem de finos) e os materiais dos maciços (xisto alterado de granulometria extensa com reduzida percentagem de finos) levou à consideração da possibilidade de materialização de erosão interna, conduzindo directamente ao colapso dos aterros (por estabelecimento de percursos de erosão com ligação à albufeira) ou, em alternativa, a um conjunto de efeitos conducentes à perda de folga e galgamento, seguido de erosão externa, com ou sem colapso.

O início do fenómeno de erosão interna por arrastamento mecânico (e transporte difuso, através do maciço estabilizador de jusante, ou transporte concentrado, por exemplo, junto a um dos contactos aterro-encontro) dependerá da cota atingida pelo nível de água na albufeira, do tempo de manutenção dessa cota e da resistência à erosão interna dos materiais do núcleo. A ocorrência de colapso por molhagem dos aterros poderá, também, potenciar a ocorrência de erosão interna.

A este conjunto de possibilidades, essencialmente condicionadas pela erosão interna dos aterros (com ou sem colapso por molhagem), podendo conduzir à rotura dos aterros por erosão interna ou pelo conjunto dos efeitos da erosão interna seguidos de galgamento e de erosão externa, designou-se situação 2. Esta situação é representada, no diagrama de influência, pelas setas a rosa.

Associado a esta situação, considerou-se a situação 3, que encerra a possibilidade de ocorrência de colapso por molhagem dos aterros conduzindo directamente à rotura ou a perda de folga e galgamento seguido de erosão externa, com ou sem rotura. Esta situação é representada, no diagrama de influência, pelas setas a verde.

Considerou-se, ainda, uma última situação, a situação 4, relativa a perdas de estabilidade global dos aterros do maciço estabilizador de jusante e do núcleo, conduzindo directamente à rotura dos aterros ou a perda de folga e galgamento por subida do nível da água na albufeira, seguido de erosão externa, com ou sem rotura. Esta situação é representada, no diagrama de influência, pelas setas a azul.

A situação 4, embora hipotética no âmbito da aplicação ilustrativa realizada, considera-se pouco credível, pela resistência ao corte elevada que terão os aterros do maciço de jusante e pelo contraste de permeabilidade expectável entre este aterro e o aterro do núcleo.

### 7.6.6.3 – Construção das árvores de eventos

Nas Figuras 7.34, 7.35 e 7.36 apresentam-se as árvores de eventos para a situação 1, para as situações 2 e 3 e para a situação 4, respectivamente.

A forma como se constrói uma árvore de eventos deve visar promover a compreensão qualitativa das sequências de eventos que conduzem ao insucesso ou ao sucesso do sistema, e facilitar a quantificação das respectivas probabilidades, mas deve ter sempre presente o interesse em obter uma representação tão simples quanto possível.

A construção de uma árvore de eventos é sempre subjectiva e depende não só da perícia e dos conhecimentos de quem a realiza (nas matérias técnico-científicas afins ao sistema e às análises de riscos), mas também do acontecimento iniciador e da situação de estudo em questão.

Se tomarmos como referência o exemplo apresentado, para a situação 1 (em que se pretende evidenciar a erosão externa por galgamento condicionada pelo funcionamento dos órgãos hidráulicos), no que se refere ao nível de água na albufeira<sup>48</sup>, se este for inferior à cota do coroamento da ensecadeira não interessa saber qual o seu posicionamento, se este for superior, já se materializou um estado limite último. Neste caso, a libertação ou não de uma onda de cheia para jusante dependerá da erosão externa ter conduzido ou não à formação de uma brecha, o que será condicionado, designadamente, pela altura de água acima do coroamento, pela duração do galgamento e pela resistência à erosão dos aterros da barragem.

Assim sendo, optou-se, no que se refere ao sistema albufeira, por discriminar apenas dois eventos distintos – NAA acima ou abaixo da cota do coroamento da ensecadeira – dada uma determinada percentagem de obstrução da secção de vazão da galeria. No que se refere ao subsistema galeria, discriminaram-se, a título

---

<sup>48</sup> Que é resultado, designadamente, do amortecimento da onda de cheia afluente, para um dado nível inicial e para uma determinada percentagem de obstrução da galeria.

meramente ilustrativo, várias possibilidades de obstrução da secção de vazão, mutuamente exclusivas e colectivamente exaustivas.

Já no que se refere à árvore de eventos para as situações 2 e 3 (em que se pretendem evidenciar modos de rotura condicionados pela erosão interna e pelo colapso por molhagem), interessa conhecer com mais pormenor qual o nível de água na albufeira, factor que condiciona quer a erosão interna quer o colapso por molhagem dos aterros. No que se refere à erosão interna, também o tempo de manutenção do nível de água na albufeira condicionará o seu início e os seus efeitos.

No que se refere à situação 4, considerou-se, como simplificação, que a existência de instabilidade global só poderá ocorrer se o nível de água na albufeira for superior à cota 60 (nível que se considerou passível de ser ultrapassado se a obstrução da secção da galeria for superior a 20%) e se se estabelecer um regime de percolação no maciço estabilizador de jusante.

No exemplo que se apresenta, atribuíram-se aos eventos probabilidades estimadas com o objectivo de ilustrar a quantificação dos riscos em análise. Estas probabilidades procuram, nalguns casos, reflectir, embora de forma necessariamente grosseira, o conhecimento que se detém sobre o dimensionamento hidráulico e/ou estrutural dos órgãos de desvio do rio e do corpo da ensecadeira e sobre os seus aspectos construtivos, mas não representam probabilidades reais. A estimativa das probabilidades, embora matéria de grande interesse, não constituiu o objectivo da presente aplicação, até porque a sua implementação implicará sempre (no domínio das barragens) a mobilização de uma equipa técnica multidisciplinar.

Algumas destas probabilidades serão de estimativa simples, embora se revistam também de incertezas várias. É esse o caso da ocorrência do hidrograma de cheia considerado ( $T=10$  anos) admitindo o período de funcionamento da ensecadeira de 1 ano e, também, da cota atingida pela subida de água na albufeira para a secção da galeria em funcionamento pleno, sem obstruções, ou para a secção da galeria totalmente obstruída.

Outras probabilidades serão, porém, de muito difícil avaliação. O exemplo mais evidente é o caso da erosão interna e dos seus efeitos. Na realidade, crê-se que se trata de um fenómeno que implicará sempre, pelo menos em parte, o recurso à estimativa subjectiva de probabilidades (*juízo de engenharia*).

A título ilustrativo apresenta-se, na secção seguinte, a estimativa da probabilidade de rotura por perda de estabilidade global do talude de jusante e do núcleo da ensecadeira. Pretende-se, com o exemplo apresentado, ilustrar algumas das questões que se colocam na quantificação de probabilidades de rotura por intermédio de análises de fiabilidade.

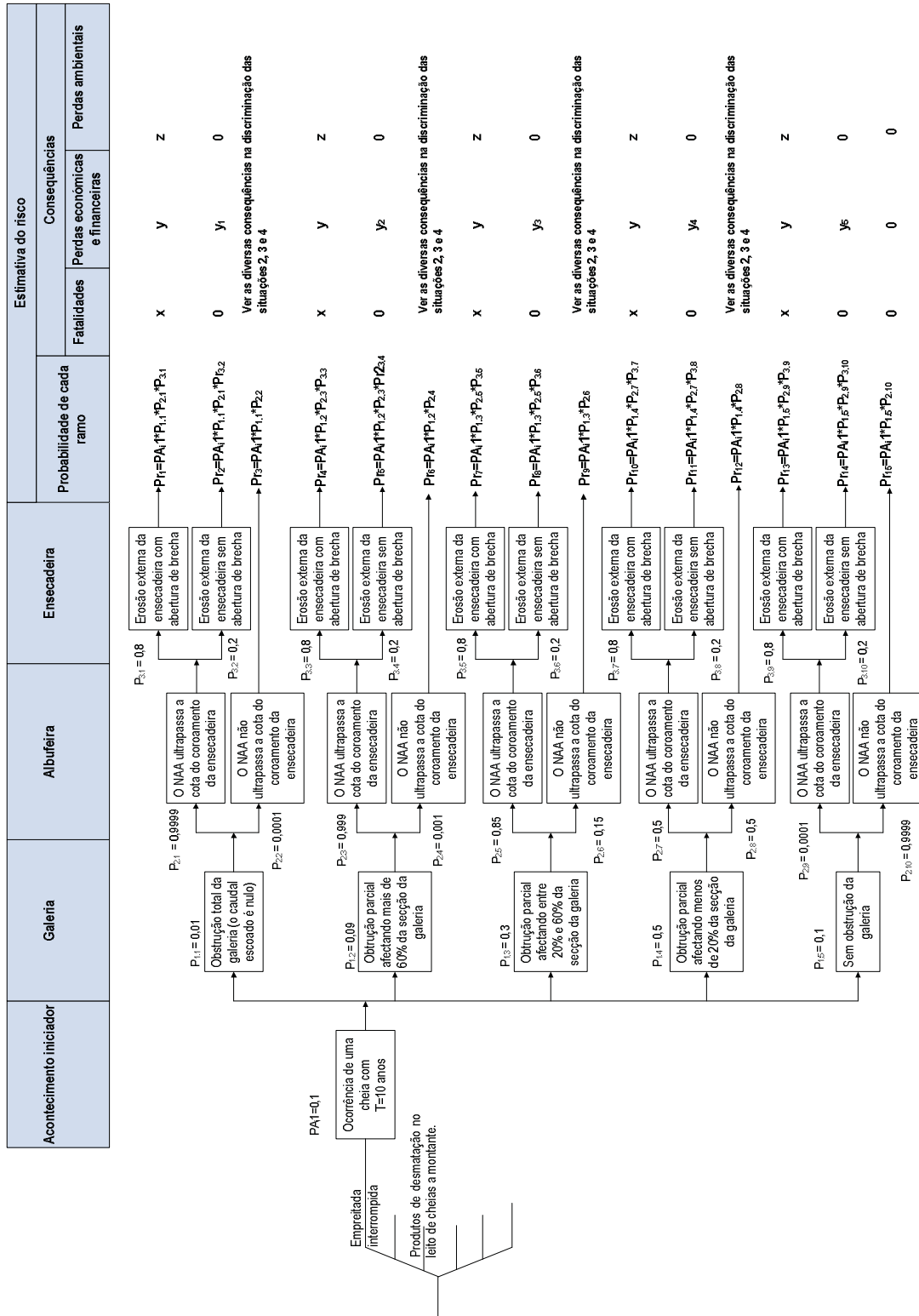


Fig. 7.34 – Árvore de eventos da ensecadeira de Odelouca. Situação 1.

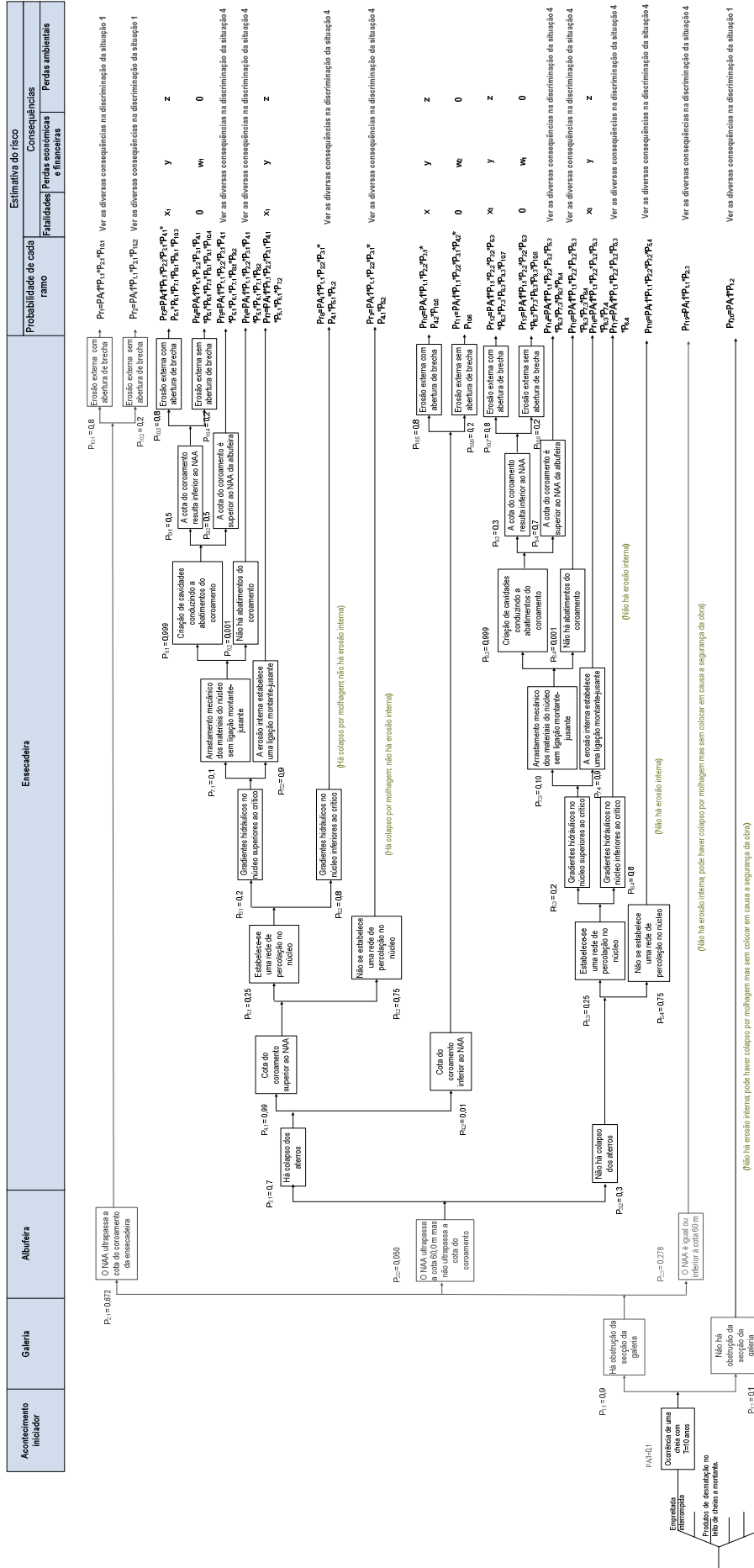


Fig. 7.35 – Árvore de eventos da ensecadeira de Odelouca. Situações 2 e 3.

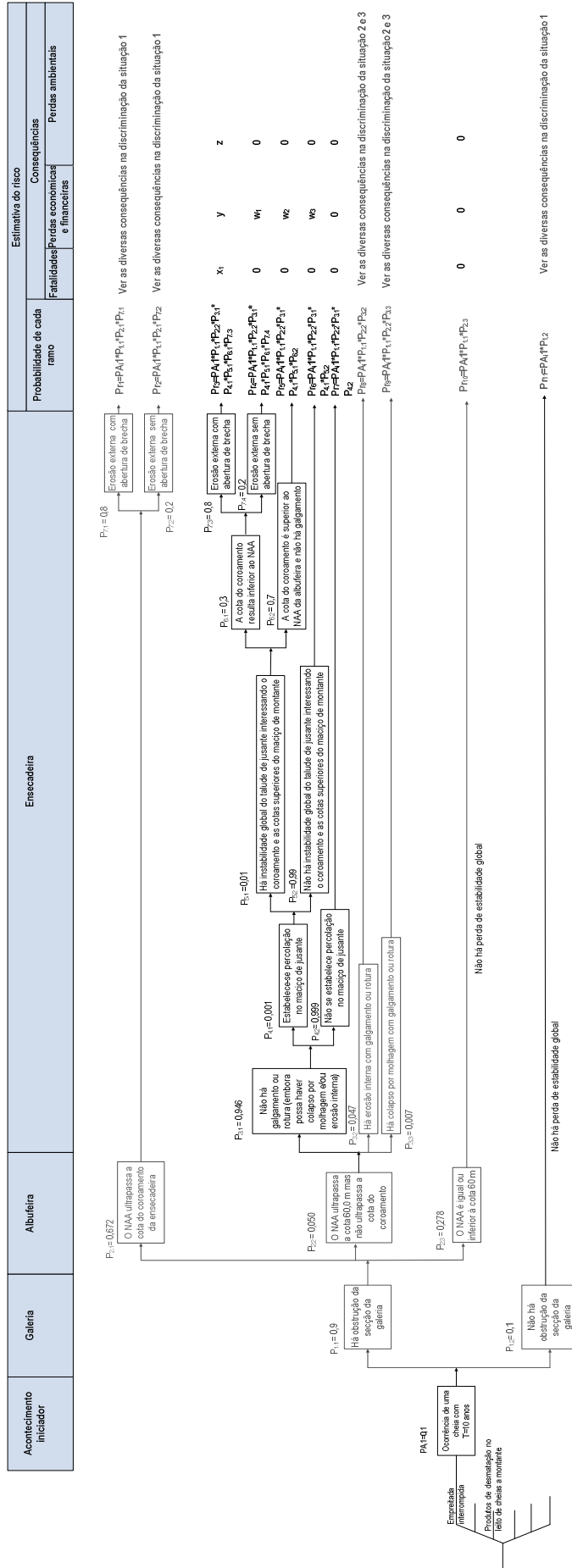


Fig. 7.36 – Árvore de eventos da ensecadeira de Odelouca. Situação 4.

#### 7.6.6.4 – Quantificação da probabilidade de rotura por perda de estabilidade global do talude de jusante

Apresenta-se, nesta secção, a quantificação da probabilidade de rotura por perda de estabilidade global do maciço estabilizador de jusante e do núcleo da ensecadeira de Odelouca, estado limite último que integra a situação 4 para níveis de água na albufeira entre a cota 60 e a cota 66,5 m (árvore de eventos da Fig. 7.36).

Na análise efectuada foi considerada a incerteza dos parâmetros para a quantificação da probabilidade de rotura através do método de Monte Carlo (Figura 7.37), objecto de referência no Capítulo 5.

Na análise ilustrativa efectuada considerou-se o nível de água na albufeira à cota 64 e admitiram-se distribuições normais dos parâmetros, que são caracterizados através dos seus valores médios e desvios padrão. Numa análise de riscos completa deveriam considerar-se várias posições para o nível de água na albufeira (por exemplo, às cotas 61, 62, 63, 64, 65 e 66). Os cálculos foram efectuados considerando um modelo determinístico de análise da estabilidade de taludes, o método de Bishop simplificado, para superfícies circulares. Não foram, pois, contabilizadas as incertezas associadas ao modelo.

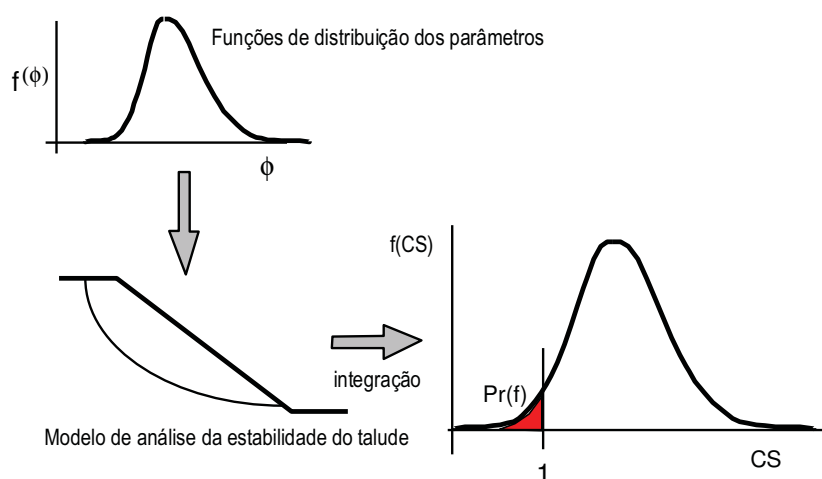


Fig. 7.37 – Representação esquemática da simulação efectuada.

Para a superfície crítica obtida a partir do modelo de cálculo para os valores médios dos parâmetros, procedeu-se à aplicação do método de Monte Carlo, por intermédio do programa de cálculo automático SLOPEW (Geoslope, 2004).

A variação das propriedades dos materiais é feita através de uma função de geração aleatória, calculando-se, para cada conjunto de propriedades, o correspondente coeficiente de segurança. Assume-se que os coeficientes de segurança assim obtidos seguem uma distribuição normal, determinando-se o seu valor médio e o desvio padrão. A função de distribuição de probabilidade é obtida a partir da curva normal.

O número de cálculos a realizar pelo método de Monte Carlo, para se obter o nível de confiança desejado, depende do número de parâmetros considerados variáveis aleatórias e da probabilidade de rotura expectável para o estado limite em análise.



Na análise efectuada realizaram-se, para cada situação avaliada pelo método de Monte Carlo, 10 000 simulações. Este número foi escolhido tendo por base uma análise de sensibilidade realizada previamente para 500, 1 000, 10 000, 100 000 e 1 000 000 simulações. Verifica-se, a partir das 10 000 simulações, uma pequena variação da probabilidade de rotura (entre 0,5 e 3%).

No que se refere à actualização dos parâmetros de cálculo para cada simulação, o programa recorre à seguinte equação:

$$P = \mu + N\sigma \quad (7.6)$$

em que

P é o valor de um determinado parâmetro para uma nova simulação;

$\mu$  é o valor médio da distribuição normal;

$\sigma$  é o desvio padrão;

N é o número aleatório normalizado.

O número aleatório normalizado, N, é calculado de acordo com a seguinte equação (Box e Muller, 1958, citados em Geoslope, 2004):

$$N = [(-2 \cdot \ln R_1) \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot R_2)]^{0,5} \quad (7.7)$$

em que

$R_1$  é o número aleatório uniforme 1;

$R_2$  é o número aleatório uniforme 2.

Como a correlação entre os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  pode afectar a função de distribuição da probabilidade de rotura do talude, utilizou-se um coeficiente de correlação igual a -0,5, reflectindo a tendência de ocorrerem valores superiores do ângulo de atrito em tensões efectivas associados a valores inferiores da coesão em tensões efectivas.

O ajustamento dos parâmetros estimados para atender à correlação entre  $c'$  e  $\phi'$  é feito através da equação seguinte:

$$N_a = N_1 \cdot k \cdot (1 - |k|) \cdot N_2 \quad (7.8)$$

em que

k é o coeficiente de correlação entre  $c'$  e  $\phi'$ ;

$N_1$  é o número aleatório normalizado para o primeiro parâmetro;

$N_2$  é o número aleatório normalizado para o segundo parâmetro;

$N_a$  é o número aleatório normalizado ajustado para o segundo parâmetro.

Admite-se, como referido anteriormente, que os coeficientes de segurança obtidos têm uma distribuição normal, podendo, pois, determinar-se o seu valor médio, o desvio padrão, a função de densidade de probabilidade e a

função de distribuição de probabilidade, de acordo com as equações seguintes (Lapin, 1983, citado em Geoslope, 2004):

- o valor médio do coeficiente de segurança,  $\mu_{CS}$

$$\mu_{CS} = \frac{\sum_{i=0}^n CS_i}{n} \quad (7.9)$$

- o desvio padrão do coeficiente de segurança,  $\sigma_{CS}$

$$\sigma_{CS} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (CS_i - \mu_{CS})^2}{n-1}} \quad (7.10)$$

- o função densidade de probabilidade do coeficiente de segurança,  $f(CS)$

$$f(CS) = \frac{1}{\sigma_{CS} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(CS-\mu_{CS})^2}{2\sigma_{CS}^2}} \quad -\infty < CS < \infty \quad (7.11)$$

- o função de distribuição de probabilidade do coeficiente de segurança,  $P[X \leq CS]$

$$P[X \leq CS] = \int_{-\infty}^{CS} \frac{1}{\sigma_{CS} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(y-\mu_{CS})^2}{2\sigma_{CS}^2}} dy \quad (7.12)$$

em que

CS é o coeficiente de segurança;

$CS_i$  é o coeficiente de segurança para a tentativa  $i$ ;

$n$  é o número de coeficientes de segurança calculados.

A estabilidade do talude é avaliada, na análise probabilística, por intermédio do índice de fiabilidade e da probabilidade de rotura (ou seja, a probabilidade de se obter um coeficiente de segurança inferior a 1).

O coeficiente de segurança, por si só, não se relaciona com a probabilidade de rotura. Um talude com um coeficiente de segurança médio de 1,5 e um desvio padrão de 0,5 terá uma probabilidade de rotura superior a um talude com um coeficiente de segurança médio de 1,2 e um desvio padrão de 0,1.

Utiliza-se, portanto, o índice de fiabilidade ( $\beta$ ), definido em termos do valor médio do coeficiente de segurança e do desvio padrão dos coeficientes de segurança das  $i$  tentativas (Christian et al., 1994, citados em Geoslope, 2004):

$$\beta = \frac{(\mu_{CS} - 1)}{\sigma_{CS}} \quad (7.13)$$

O índice de fiabilidade descreve a estabilidade do talude através do número de desvios padrão que separam o valor médio do valor 1, sendo considerado, por alguns autores, como uma forma de normalizar o coeficiente de segurança em relação à incerteza.

Conhecida a distribuição da probabilidade, o índice de fiabilidade pode ser relacionado directamente com a probabilidade de rotura. Na Figura 7.38 apresenta-se a probabilidade de rotura em função do índice de fiabilidade para uma distribuição normal do coeficiente de segurança (Christian et al., 1994, citados em Geoslope, 2004).



**Fig. 7.38 – Probabilidade de rotura em função do índice de fiabilidade para uma distribuição normal do coeficiente de segurança (Christian et al., 1994, citados em Geoslope, 2004).**

Apresenta-se, no Quadro 7.26, as propriedades dos materiais e os respectivos coeficientes de variação (CV) adoptados nos cálculos efectuados (definidos pela razão entre os desvios padrão e os valores médios correspondentes). Os valores médios considerados são os valores de cálculo adoptados nos estudos de estabilidade do corpo da ensecadeira de Odelouca (COBA, 2004a). Não se considerou a variabilidade das propriedades dos terrenos de fundação, por estes não condicionarem a estabilidade global do corpo da barragem. Os coeficientes de variação (CV) adoptados foram seleccionados tendo em conta valores constantes na bibliografia da especialidade, compilados em Silva Cardoso (2002), que se reproduzem no Quadro 7.27.

A consideração de coeficientes de variação superiores para as propriedades dos materiais abaixo da cota 47 pretende representar a maior incerteza relativa à qualidade dos aterros abaixo desta cota e, também, no que se refere aos materiais do núcleo, à sua origem geológica (o que justifica os elevados valores de CV considerados).

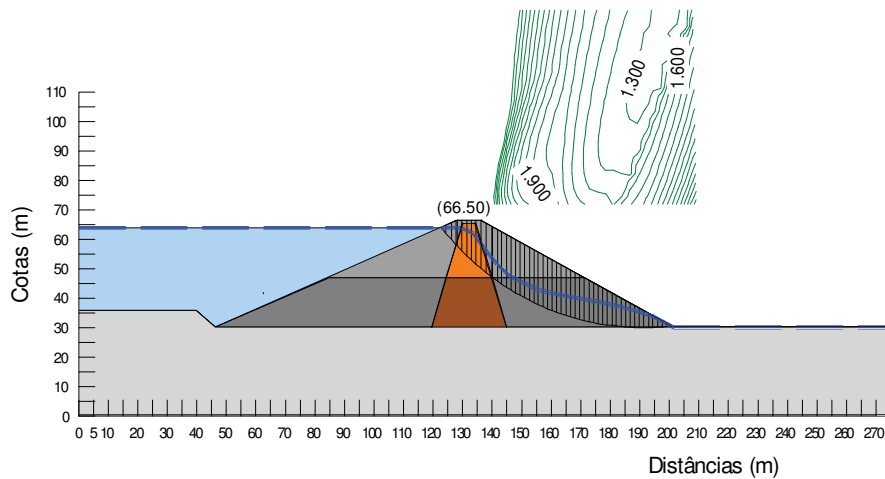
**Quadro 7.26 – Propriedades dos materiais e coeficientes de variação.**

MATERIAIS	Peso volúmico ( $\gamma$ )		Coesão em tensões efectivas ( $c'$ )		Ângulo de atrito em tensões efectivas ( $\phi'$ )	
	Valor médio (kN/m <sup>3</sup> )	CV	Valor médio (kN/m <sup>2</sup> )	CV	Valor médio (°)	CV
Maçiços estabilizadores (acima da cota 47)	21,0	0,05	-	-	36	0,06
Maçiços estabilizadores (abaixo da cota 47)	21,0	0,05	-	-	36	0,12
Núcleo (acima da cota 47)	20,5	0,05	10	0,3	29	0,10
Núcleo (abaixo da cota 47)	20,5	0,05	10	0,6	29	0,20
Fundação (terrenos superficiais)	21,0	-	50	-	36	-

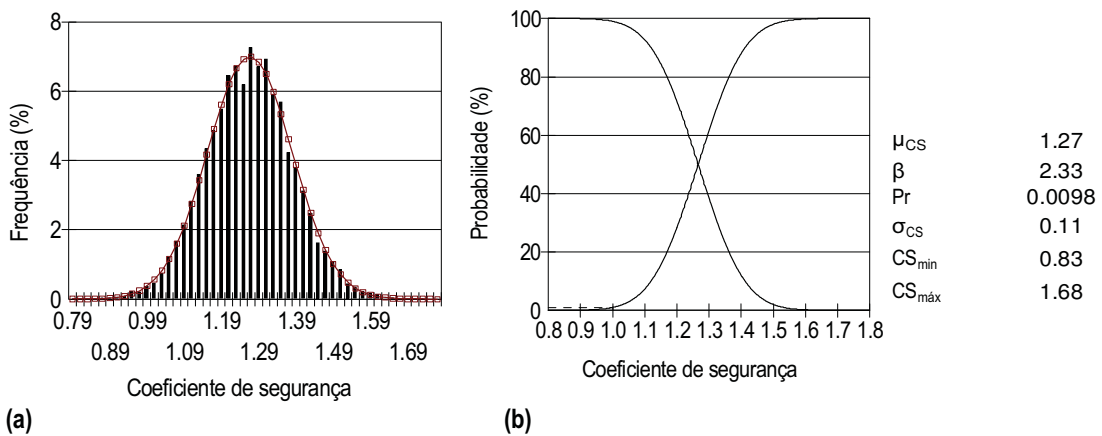
**Quadro 7.27 – Coeficientes de variação de propriedades dos solos (Silva Cardoso, 2002).**

PROPRIEDADES	Acções/ propriedades resistentes	Coeficientes de variação	
	Intervalo de variação	Intervalo de variação	Valor médio
Peso volúmico	Todas as gamas	0,04-0,16	0,07
Coesão	< 50 kN/m <sup>2</sup>	0,26-0,82	-
	50 - 150 kN/m <sup>2</sup>	0,19-0,66	-
	150-300 kN/m <sup>2</sup>	0,19-0,53	-
	> 300 kN/m <sup>2</sup>	0,13-0,41	-
	Todas as gamas	0,12-0,85	0,34
Ângulo de atrito interno	< 30°	0,10-0,22	-
	30-40°	0,03-0,15	-
	Todas as gamas	0,05-0,25	0,13

Na Figura 7.39 apresenta-se a superfície de escorregamento com menor coeficiente de segurança, de entre as superfícies estudadas, tendo em conta as malhas de centros e de tangentes do raio consideradas, e, na Figura 7.40, apresentam-se os resultados da aplicação do Método de Monte Carlo (designado por cálculo 1). Obteve-se uma probabilidade de rotura aproximadamente igual a 0,01 e um índice de fiabilidade de 2,33.



**Fig. 7.39 – Superfície de escorregamento objecto de análise pelo método de Monte Carlo. Cálculo 1.**



**Fig. 7.40 – Resultados da aplicação do método de Monte Carlo: (a) – função densidade de probabilidade e (b) – função de distribuição da probabilidade de rotura e da fiabilidade. Cálculo 1.**

A probabilidade assim obtida foi a adoptada na árvore de eventos representada na Figura 7.36 e corresponde ao evento 5.1 (*há perda de estabilidade global do talude de jusante materializada por uma superfície que interessa o coroamento e as cotas superiores do maciço de montante*). Várias são as simplificações assumidas.

A simplificação com maior impacto será, seguramente, a que corresponde ao posicionamento da linha superior de saturação no maciço de jusante, cuja probabilidade de ocorrência se admite (na aplicação ilustrativa realizada) inserida no evento 4.1 da Figura 7.36 (que encerrará assim a probabilidade *de se estabelecer uma rede de percolação no maciço estabilizador de jusante e de se atingir o posicionamento considerado nesta simulação*).

Um cálculo alternativo (embora encerrando diferenças) seria considerar a variabilidade da linha superior de saturação dado o posicionamento inicial desta, na interface do núcleo e do maciço estabilizador de jusante. Para um cálculo desta natureza (em que se considerou o desvio padrão da linha superior de saturação igual a 2,5) apresenta-se, na Figura 7.41, a superfície de escorregamento com menor coeficiente de segurança (de entre as superfícies analisadas) e, na Figura 7.42, os resultados da aplicação do Método de Monte Carlo (designado por cálculo 2).

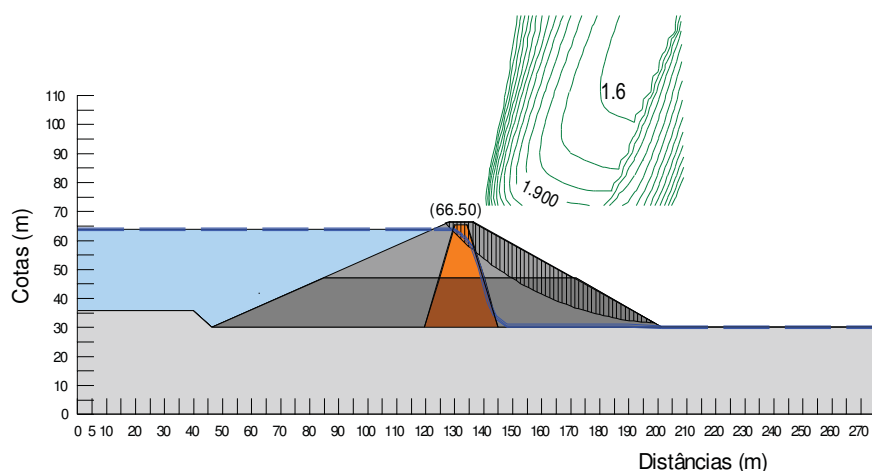


Fig. 7.41 – Superfície de escorregamento objecto de análise pelo método de Monte Carlo. Cálculo 2.

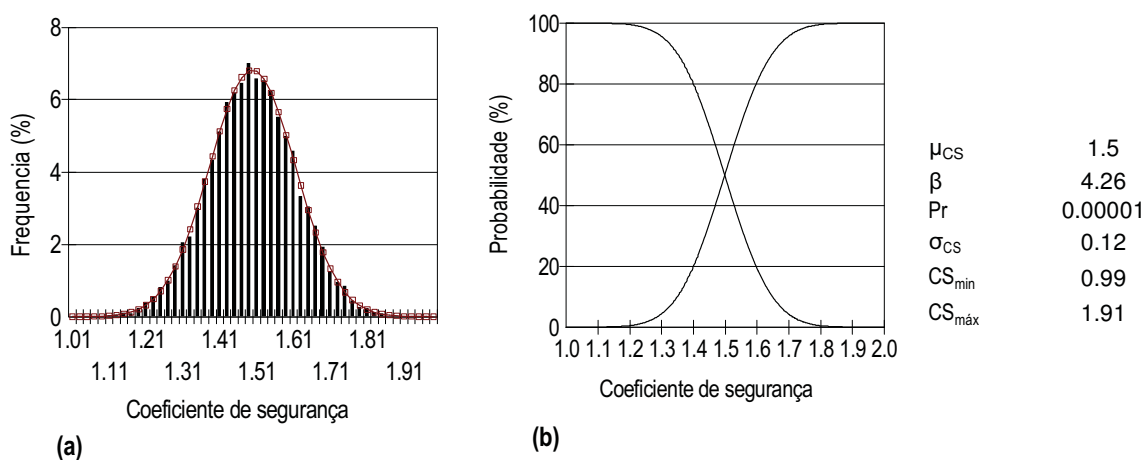


Fig. 7.42 – Resultados da aplicação do método de Monte Carlo: (a) – função densidade de probabilidade e (b) – função de distribuição da probabilidade de rotura e da fiabilidade. Calculo 2.

Obeve-se uma probabilidade de rotura aproximadamente igual a 0,00001 e um índice de fiabilidade de 4,26. Esta probabilidade de rotura poderá ser considerada representativa do produto das probabilidades dos eventos 4.1 e 5.1, atenta a simplificação de só se ter considerado um posicionamento para o NAA (árvore de eventos da Figura 7.36).

Para se avaliar a sensibilidade da probabilidade de rotura calculada inicialmente (cálculo 1) a alguns pressupostos da estimativa efectuada, fizeram-se as seguintes análises complementares:

1. cálculo 3 – consideração dos coeficientes de variação das características dos materiais abaixo da cota 47 iguais aos coeficientes de variação correspondentes das características dos materiais acima da cota 47;
2. cálculo 4 - consideração dos coeficientes de variação da coesão em termos de tensões efectivas do núcleo 30% superiores;
3. cálculo 5 - consideração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito interno em termos de tensões efectivas do núcleo 30% superiores;
4. cálculo 6 - consideração dos coeficientes de variação do ângulo de atrito interno em termos de tensões efectivas dos maciços estabilizadores 30% superiores;
5. cálculo 7 – consideração do coeficiente de correlação entre os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  igual a zero (ou seja, os parâmetros foram considerados independentes).

No Quadro 7.28 apresentam-se os resultados obtidos.

**Quadro 7.28 – Resultados da aplicação do método de Monte Carlo. Cálculos 1 e 3 a 7.**

<b>SIMULAÇÃO</b>	<b>Valor médio do coeficiente de segurança (<math>\mu_{cs}</math>)</b>	<b>Desvio padrão do coeficiente de segurança (<math>\sigma_{cs}</math>)</b>	<b>Coefficiente de Fiabilidade (<math>\beta</math>)</b>	<b>Probabilidade de rotura (Pr)</b>
1	1,27	0,11	2,33	0,0098
3	1,27	0,06	4,39	0,0005
4	1,27	0,11	2,32	0,0100
5	1,27	0,11	2,32	0,0100
6	1,27	0,15	1,80	0,0360
7	1,26	0,12	2,30	0,0107

Como se pode observar da análise do Quadro 7.28, a consideração de coeficientes de variação semelhantes para as propriedades resistentes dos solos acima e abaixo da cota 47 reduz a probabilidade de rotura em cerca de 20 vezes (cálculo 3). Na realidade, os coeficientes de variação considerados para as propriedades resistentes dos materiais abaixo da cota 47 são muito penalizantes.

A probabilidade de rotura mantém-se praticamente constante com os acréscimos de 30% do coeficiente de variação da coesão dos materiais do núcleo (cálculo 4) e do coeficiente de variação do ângulo de atrito interno destes materiais (cálculo 5), o que resulta da superfície de escorregamento em análise interessar num desenvolvimento muito pequeno estes materiais. Pela mesma razão, a probabilidade de rotura é também pouco sensível à independência entre estes dois parâmetros (cálculo 7). Já o aumento de 30% do coeficiente de

variação do ângulo de atrito interno dos materiais dos maciços (cálculo 6) provoca um aumento na probabilidade de rotura de cerca de 3,7 vezes.

#### 7.6.6.5 – Interpretação das árvores de eventos

As probabilidades estimadas estão indicadas nas árvores de eventos das situações analisadas anteriormente apresentadas (Figuras 7.34 a 7.36). Nas Figuras 7.35 e 7.36 indicam-se, a cinzento, as probabilidades dos eventos que resultam das árvores de eventos da situação 1 e das situações 2 e 3, respectivamente.

A estimativa das consequências teve em conta os resultados dos estudos de rotura da ensecadeira e a avaliação realizada na secção 7.2, no âmbito do método LCI e da sua extensão SEI. Consideraram-se, assim, as perdas e danos que se indicam subseqüentemente.

- i. No caso de rotura na sequência de galgamento e erosão externa dos aterros, por razões essencialmente associadas ao funcionamento dos órgãos hidráulicos ou por razões associadas ao colapso dos aterros conduzindo de imediato à perda de folga (modos que se consideraram rápidos), 38 fatalidades. No caso das restantes roturas, motivadas por erosão interna e por perda de estabilidade global, ou por combinações de modos estruturais, consideraram-se 27 fatalidades.

Para a estimativa do risco, atribuiu-se um valor de quinhentos mil euros por fatalidade.

- ii. No que se refere a perdas financeiras, considerou-se o colapso do corpo da ensecadeira, a destruição de 33 edificações unifamiliares, de valor económico que se estima baixo, um trecho de uma estrada nacional, vários viadutos e caminhos de terra batida e uma infra-estrutura de lazer e desporto de dimensão significativa.

Para a estimativa do risco, considerou-se um valor de cinco milhões de euros para a reconstrução das estruturas e infra-estruturas acima discriminadas.

- iii. Admitiu-se, ainda, a possibilidade de afectação de *habitats* naturais, e de algumas espécies piscícolas protegidas, a que se atribuiu um valor de dois milhões e meio de euros.
- iv. Para as situações em que não ocorre a libertação do volume armazenado na albufeira, em que os danos se restringem ao corpo da ensecadeira, estimaram-se montantes para reabilitação dos aterros, em função da extensão das deteriorações estimadas.

Nos Quadros 7.29 a 7.31 apresenta-se a quantificação de todas as sequências estudadas.

A probabilidade de rotura com libertação de uma onda de cheia para jusante (todos os modos) é de  $4,86 \times 10^{-02}$  e a probabilidade de não ocorrer libertação de uma onda de cheia (com ou sem danos no corpo da ensecadeira) de  $5,14 \times 10^{-02}$ .

No Quadro 7.32 apresenta-se um resumo das probabilidades, consequências e riscos dos modos de rotura com libertação de uma onda de cheia para jusante.

O modo de colapso condicionante da probabilidade total de rotura (com libertação do volume armazenado) decorre do funcionamento deficiente dos órgãos hidráulicos, por obstrução da secção da galeria de derivação com produtos da desmatação, sem contribuição de desempenhos estruturais anómalos.



**Quadro 7.29 – Probabilidades das seqüências de eventos associadas à situação 1 e avaliação das respectivas conseqüências.**

Probabilidade do ramo <i>n</i> (Pr <sub>n</sub> )	Conseqüências			Observações	
	Fatalidades	Perdas económicas e financeiras	Perdas ambientais		Total
Pr <sub>1</sub>	19.000.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	26.500.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, brecha
Pr <sub>2</sub>	0 €	500.000 €	0 €	500.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, s/ brecha
Pr <sub>3</sub>	0,0000001	Ver as diversas conseqüências na discriminação dos cenários 2, 3 e 4			O NAA não sobe acima da cota do coroamento
Pr <sub>4</sub>	19.000.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	26.500.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, brecha
Pr <sub>5</sub>	0 €	400.000 €	0 €	400.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, s/ brecha
Pr <sub>6</sub>	0,0000090	Ver as diversas conseqüências na discriminação dos cenários 2, 3 e 4			O NAA não sobe acima da cota do coroamento
Pr <sub>7</sub>	0,0204000	5.000.000 €	2.500.000 €	26.500.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, brecha
Pr <sub>8</sub>	0,0051000	300.000 €	0 €	300.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, s/ brecha
Pr <sub>9</sub>	0,0045000	Ver as diversas conseqüências na discriminação dos cenários 2, 3 e 4			O NAA não sobe acima da cota do coroamento
Pr <sub>10</sub>	0,0200000	5.000.000 €	2.500.000 €	26.500.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, brecha
Pr <sub>11</sub>	0,0050000	0 €	200.000 €	200.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, s/ brecha
Pr <sub>12</sub>	0,0250000	Ver as diversas conseqüências na discriminação dos cenários 2, 3 e 4			O NAA não sobe acima da cota do coroamento
Pr <sub>13</sub>	0,0000008	5.000.000 €	2.500.000 €	26.500.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, brecha
Pr <sub>14</sub>	0,0000002	0 €	100.000 €	100.000 €	Subida do NAA acima da cota do coroamento da enseadeira, galgamento, s/ brecha
Pr <sub>15</sub>	0,0099990	0 €	0 €	0 €	O NAA não sobe acima da cota do coroamento

**Quadro 7.30 – Probabilidades das sequências de eventos associadas às situações 2 e 3 e avaliação das respectivas consequências.**

Probabilidade do ramo n (Pr <sub>n</sub> )	Consequências			Observações	
	Fatalidades	Perdas económicas e financeiras	Perdas ambientais		Total
Pr <sub>1</sub> 0,0483935	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 1				Subida do NAA acima da cota do coroamento da ensecadeira, galgamento, brecha
Pr <sub>2</sub> 0,0120984	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 1				Subida do NAA acima da cota do coroamento da ensecadeira, galgamento, s/ brecha
Pr <sub>3</sub> 0,0000062	13.500.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	21.000.000 €	Colapso por molhagem, erosão interna, abatimentos, galgamento, brecha
Pr <sub>4</sub> 0,0000016	0 €	1.000.000 €	0 €	1.000.000 €	Colapso por molhagem, erosão interna, abatimentos, galgamento s/ brecha
Pr <sub>5</sub> 0,0000078	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Colapso por molhagem, erosão interna, abatimentos s/ galgamento
Pr <sub>6</sub> 0,0000000	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Colapso por molhagem, erosão interna s/ abatimentos
Pr <sub>7</sub> 0,0001406	13.500.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	21.000.000 €	Colapso por molhagem, erosão interna, brecha
Pr <sub>8</sub> 0,0006248	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Colapso por molhagem, s/ erosão interna
Pr <sub>9</sub> 0,0023431	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Colapso por molhagem, s/ erosão interna
Pr <sub>10</sub> 0,0000252	19.000.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	26.500.000 €	Colapso por molhagem, galgamento e brecha
Pr <sub>11</sub> 0,0000063	0 €	300.000 €	0 €	300.000 €	Colapso por molhagem, galgamento s/ brecha
Pr <sub>12</sub> 0,0000016	13.500.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	21.000.000 €	Erosão interna, abatimentos, galgamento, brecha
Pr <sub>13</sub> 0,0000004	0 €	1.000.000 €	0 €	1.000.000 €	Erosão interna, abatimentos, galgamento s/ brecha
Pr <sub>14</sub> 0,0000047	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Erosão interna, abatimentos s/ galgamento
Pr <sub>15</sub> 0,0000000	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Erosão interna s/ abatimentos
Pr <sub>16</sub> 0,0000609	13.500.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	21.000.000 €	Erosão interna, brecha
Pr <sub>17</sub> 0,0002705	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Não há colapso nem erosão interna
Pr <sub>18</sub> 0,0010143	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Não há colapso nem erosão interna
Pr <sub>19</sub> 0,0250000	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 4				Não há erosão interna; pode haver ou não colapso
Pr <sub>20</sub> 0,0100000	Ver as diversas consequências na discriminação do cenário 1				Não há erosão interna; pode haver ou não colapso

Quadro 7.31 – Probabilidades das seqüências de eventos associadas à situação 4 e avaliação das respectivas conseqüências.

Probabilidade do ramo $n$ ( $Pr_n$ )	Conseqüências			Total	Observações
	Fatalidades	Perdas económicas e financeiras	Perdas ambientais		
$Pr_1$ 0,0483935	Ver as diversas conseqüências na discriminação do cenário 1				Subida do NAA acima da cota do coroamento da ensecadeira, galgamento, brecha
$Pr_2$ 0,0120984	Ver as diversas conseqüências na discriminação do cenário 1				Subida do NAA acima da cota do coroamento da ensecadeira, galgamento, s/ brecha
$Pr_3$ 0,0000000	13.500.000 €	5.000.000 €	2.500.000 €	21.000.000 €	Instabilidade de taludes, galgamento, brecha
$Pr_4$ 0,0000000	0 €	1.000.000 €	0 €	1.000.000 €	Instabilidade de taludes, galgamento s/ brecha
$Pr_5$ 0,0000000	0 €	500.000 €	0 €	500.000 €	Instabilidade de taludes, s/ galgamento
$Pr_6$ 0,0000042	0 €	200.000 €	0 €	200.000 €	Não há instabilidade de taludes (ou esta não interessa o coroamento)
$Pr_7$ 0,0042610	0 €	0 €	0 €	0 €	Não há instabilidade de taludes
$Pr_8$ 0,0002113	Ver as diversas conseqüências na discriminação dos cenários 2 e 3				Erosão interna e rotura ou galgamento
$Pr_9$ 0,0000316	Ver as diversas conseqüências na discriminação dos cenários 2 e 3				Colapso e rotura ou galgamento
$Pr_{10}$ 0,0250000	0 €	0 €	0 €	0 €	Não há instabilidade de taludes
$Pr_{11}$ 0,0100000	Ver as diversas conseqüências na discriminação do cenário 1				Não há instabilidade de taludes

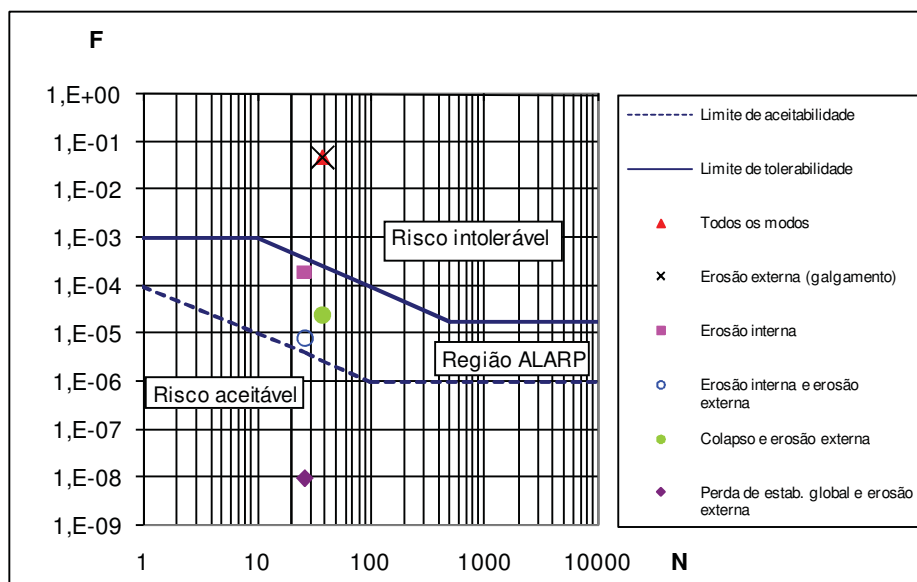
**Quadro 7.32 – Riscos associados a modos de colapso com libertação para jusante de uma onda de cheia.**

Modo de colapso com libertação de uma onda de cheia para jusante	Probabilidade de materialização	Consequências (€)	Risco (€)
Subida do NAA, galgamento, erosão externa, formação de brecha.	$4,84 \times 10^{-02}$	26 500 000	1 282 600
Erosão interna, formação de brecha.	$2,01 \times 10^{-04}$	21 000 000	4 221
Subida do NAA, erosão interna, abatimentos, galgamento, erosão externa, formação de brecha.	$7,86 \times 10^{-06}$	21 000 000	165
Subida do NAA, colapso por molhagem, galgamento, erosão externa, formação de brecha.	$2,52 \times 10^{-05}$	26 500 000	668
Subida do NAA, perda de estabilidade global, galgamento, erosão externa, formação de brecha.	$1,02 \times 10^{-08}$	21 000 000	0

O valor monetário das consequências é condicionado pelo número de fatalidades estimadas, mesmo tendo sido utilizado um valor monetário por fatalidade (500 000 €) bem abaixo de valores mencionados em bibliografia diversa (1 800 000 €), conforme exposto no Capítulo 5.

A grandeza risco não é uma grandeza intuitiva e será muito difícil definir limites de aceitabilidade e tolerabilidade que não passem pela consideração do par de valores (probabilidade, consequências).

Na Figura 7.43 apresentam-se os resultados obtidos, sobrepostos ao gráfico FN com os limites de aceitabilidade e tolerabilidade propostos no Capítulo 5<sup>49</sup>.



**Fig. 7.43 – Representação no gráfico FN dos riscos da ensecadeira de Odelouca associados à libertação do volume armazenado.**

<sup>49</sup> Estes limites reportam-se à probabilidade total de rotura (na Figura 7.43, identificada como “todos os modos”)

Tratam-se de probabilidades de rotura muito elevadas, em particular, as correspondentes à erosão externa na sequência de galgamento (originado por causas hidráulicas) e ao somatório de todos os modos de rotura.

As probabilidades de rotura calculadas aumentarão para tempos de vida da ensecadeira, enquanto obra independente, superiores ao considerado (um ano). A consideração de cheias com períodos de retorno superiores também conduzirá a probabilidades de rotura superiores.

Na realidade, o caso de estudo corresponde a uma situação excepcional, pois trata-se de uma obra de terra de dimensão apreciável e volume armazenado significativo que não foi concebida, do ponto de vista estrutural, para funcionar como obra independente. Acresce que a interrupção da empreitada originou outros riscos, nomeadamente associados aos produtos de desmatação da albufeira que não tinham sido, na totalidade, removidos.

A análise de árvore de eventos da ensecadeira de Odelouca permite visualizar algumas diferenças relativamente às aplicações pelo método LCI e pela variante proposta, SEI.

Efectivamente, embora a partir das aplicações pelos métodos LCI e SEI se conclua que o modo de rotura condicionante decorre de causas hidráulicas, o nível de conhecimento proporcionado pela análise de árvore de eventos e as suas potencialidades é substancialmente superior.

Naturalmente, a uma análise de árvore de eventos estão associados tempos de execução e custos muito superiores.

### **7.6.7 – Vantagens e limitações**

As principais vantagens que podem ser atribuídas às árvores de eventos indicam-se subsequentemente.

1. O facto de ser um método de representação gráfica torna-o particularmente atractivo, evidenciando as sequências lógicas de eventos ou de estados do sistema que, a partir de um determinado acontecimento iniciador, conduzem a todos os resultados possíveis (no domínio do sucesso e do insucesso).
2. A visualização qualitativa do desempenho do sistema através de uma análise do tipo “o que acontece se...?”, muitas vezes sob a forma complementar *acontece/não acontece*, é particularmente interessante e permite a avaliação de modos de insucesso múltiplos e coexistentes.
3. Sendo um método indutivo, pode fundamentar análises em que os eventos finais e as sequências de eventos para os atingir são desconhecidas à partida, constituindo-se como uma estrutura de conhecimento.
4. A identificação dos caminhos plausíveis até à rotura permite visualizar, de forma clara, a eficiência ou ineficiência de medidas de controlo de riscos.
5. Permite uma análise quantitativa da fiabilidade do sistema.

Algumas limitações que resultam da utilização das árvores de eventos identificam-se em seguida.

1. Uma árvore de eventos reporta-se a um único acontecimento iniciador, pelo que poderão ter de ser realizadas múltiplas árvores de eventos para a análise de sistemas complexos, como é o caso das barragens.
2. Os acontecimentos iniciadores relevantes para a análise em questão têm de ser identificados previamente à análise.
3. Os caminhos para o sucesso ou insucesso têm de ser antecipados por quem executa a análise.
4. O carácter subjectivo e muito dependente da perícia e dos conhecimentos de quem realiza a análise. Duas equipas diferentes construirão diferentes árvores de eventos para o mesmo sistema e para o mesmo acontecimento iniciador porque terão formas diferentes de definir os eventos, de os ligar entre si e de estimar as suas probabilidades.

O pormenor de construção duma árvore de eventos assume particular importância na optimização deste tipo de análise (não deve ser nem muito detalhado nem muito grosseiro), devendo ser definido em função do sistema em questão e dos objectivos que se pretendem atingir.

A identificação dos acontecimentos iniciadores de maior impacto potencial no sistema/subsistema permitirá reduzir significativamente o tempo e os respectivos custos de aplicação deste método, aspectos que constituem os principais obstáculos à sua utilização, pelo menos, sob a forma quantitativa.

Um obstáculo importante à análise quantitativa por árvore de eventos constitui a estimativa das probabilidades, matéria que foi objecto de análise no Capítulo 5 e que requer, designadamente, trabalho de investigação com vista à sua aplicação sustentada.

Uma análise quantitativa por árvores de eventos dos principais subsistemas de uma barragem implicará (após ultrapassados alguns obstáculos relativos à estimativa de probabilidades e ao desenvolvimento de programas de cálculo automático que suportem as aplicações a realizar), a afectação de uma equipa multidisciplinar de 4 a 6 pessoas, que interesse os domínios da geotecnia, da hidrologia e hidráulica, das estruturas e dos equipamentos hidromecânicos e eléctricos, por um período que se estima significativo.

## **7.7 – ANÁLISE DE ÁRVORE DE FALHAS**

### **7.7.1 – Considerações iniciais**

O aparecimento das análises de árvores de falhas (FTA) remonta a 1961 e deve-se à empresa americana Bell Telephone. As primeiras aplicações reportam-se a estudos de avaliação de riscos de sistemas de lançamento de mísseis (INERIS, 2003).

Nos anos setenta, as FTA tinham já um desenvolvimento significativo e eram utilizadas por diferentes indústrias (Hartford e Baecher, 2004).

A análise de árvore de falhas é, talvez, o método de maior aplicação no âmbito de análises de riscos quantitativas das mais diversas áreas científicas, designadamente, nas indústrias aeronáutica, nuclear e química.

Trata-se de um método dedutivo que a partir de uma determinada falha procura identificar todas as sequências e combinações de eventos (até aos acontecimentos iniciadores) que podem conduzir à sua ocorrência, podendo ser utilizado em análises qualitativas ou semi-quantitativas e em análises quantitativas.

Os fundamentos teóricos das árvores de falhas estão perfeitamente desenvolvidos e têm larga divulgação na bibliografia da especialidade, contando com diversos manuais e normas de aplicação, de entre os quais se cita o do USNRC (1981), e com programas de cálculo automático de apoio à sua implementação.

As quatro empresas de programas de cálculo automático referidas na secção 7.5, a propósito dos métodos FMEA e FMECA (Itemsoft, Dyadem, Relex e Realiasoft), possuem também programas de aplicação de análises por árvores de falhas.

Estes programas constituem ferramentas fundamentais na viabilização da construção e da interpretação de árvores de falhas para análise de sistemas complexos.

### **7.7.2 – Objectivos e domínio de aplicação**

A análise por árvore de falhas é um método de análise de riscos utilizado quando, a partir de um determinado evento indesejável, por exemplo, um determinado estado limite último, se pretende conhecer e avaliar as sequências de eventos que podem levar à sua materialização. É, por isso, muitas vezes utilizado em análises de riscos pós-acidente.

Na engenharia de barragens pode ter, à semelhança de outros métodos, uma aplicação transversal às diferentes fases de vida da obra, associada aos vários subsistemas que a compõem, incluindo os mais complexos.

Trata-se de uma ferramenta gráfica que pode ser utilizada, como referido, no âmbito de análises qualitativas ou semi-quantitativas e de análises quantitativas.

Em análises qualitativas, constitui, por exemplo, uma forma de identificação dos modos de ocorrência de estados limite e das vulnerabilidades do sistema.

Em análises quantitativas, permite quantificar a probabilidade de ocorrência do evento indesejável em análise e avaliar a importância relativa das várias sequências de eventos que podem culminar nesse evento, ou seja, nos seus correspondentes modos de ocorrência.

### **7.7.3 – Princípios e procedimentos de aplicação**

A FTA é um método gráfico, dedutivo, que recorre, para apoio à sua construção, a um conjunto de símbolos lógicos normalizados que caracterizam a relação entre os vários eventos. As árvores de falhas só analisam as sucessões de eventos e de resultados que culminam no evento indesejável (ou falha) que se pretende analisar (ao contrário de outros métodos, como por exemplo a FMECA e as árvores de eventos).



Uma árvore de falhas constrói-se a partir de um evento de topo (evento indesejável que se pretende analisar), que se ramifica nos eventos que lhe podem dar origem e discrimina as relações entre estes necessárias à materialização do evento de topo, e assim sucessivamente, de cima para baixo.

Os procedimentos gerais de aplicação do método indicam-se subseqüentemente.

1. Especificação do objectivo da análise.
2. Definição da equipa técnica.
3. Caracterização dos sistemas e dos respectivos subsistemas a analisar.
4. Construção do diagrama de influência.
5. Selecção do subsistema a analisar.
6. Selecção do evento de topo (falha) a analisar.
7. Construção da árvore de falhas para o evento de topo seleccionado. Cada ramo corresponde a uma sequênciade eventos que culminam na materialização do evento de topo, constituindo-se, pois, como modos de ocorrência desse evento. Os eventos são ligados entre si por intermédio de portas lógicas.
8. No caso de análises quantitativas, avaliação da probabilidade de ocorrência de cada sequênciade eventos, ou seja, de todas as situações que culminam no evento de topo.
9. Interpretação da árvore de falhas.
10. Repetição da análise (passos 6 a 9) para o leque de eventos de topo com interesse para o subsistema em análise.
11. Selecção de outro subsistema e repetição da análise para o respectivo leque de eventos de topo (passos 5 a 10).



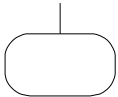

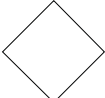
A construção e interpretação duma árvore de falhas, em conceito aparentemente simples, pode transformar-se num exercício bastante complexo, função da complexidade do sistema em questão. Um conjunto de regras e técnicas de análise, assim como de programas de cálculo automático para apoio à sua implementação, podem ser encontrados na bibliografia da especialidade, como foi já anteriormente referido.

Nos Quadros 7.33 e 7.34 ilustram-se os principais símbolos utilizados na construção das árvores de falhas.






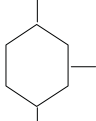


O evento de topo corresponde ao evento indesejável, cujos modos de ocorrência se pretendem identificar. Na terminologia usual das árvores de falhas, corresponde à falha do sistema.

No caso das barragens, poderão considerar-se como eventos de topo os estados limite dos subsistemas em análise. Haverá, no entanto, que seleccionar previamente aqueles que justifiquem (face aos objectivos da análise) a sua ponderação. Saliencia-se que podem surgir, em associação a esta técnica, alguns problemas, por exemplo, quando diferentes estados limite não são independentes e se pretende empreender uma análise quantitativa.

**Quadro 7.33 – Símbolos de eventos primários e de transferência utilizados nas árvores de falhas.**

SÍMBOLO LÓGICO	Evento	OBSERVAÇÕES
	Evento intermédio ou evento de topo	-
	Evento básico	Acontecimento iniciador, falha inicial ou evento que não carece de maior desenvolvimento.
	Evento condicional	Condições específicas ou restrições que se aplicam a qualquer porta lógica.
	Evento exterior	Evento que ocorre habitualmente.
	Evento por desenvolver	Ramo que não é objecto de maior desenvolvimento por não ter importância relevante ou por não haver informação suficiente que o fundamente.

**Quadro 7.34 – Símbolos lógicos utilizados nas árvores de falhas.**

SÍMBOLO LÓGICO	DESIGNAÇÃO	OBSERVAÇÕES
	Porta <b>E</b>	O evento de saída ocorre apenas se todos os eventos de entrada ocorrerem
	Porta <b>OU</b>	O evento de saída ocorre se ocorrer pelo menos um dos eventos de entrada
	Porta <b>OU exclusiva</b>	O evento de saída ocorre se um único dos eventos de entrada ocorrer
	Porta <b>E condicional</b>	O evento de saída ocorre se todos os eventos de entrada ocorrerem por ordem, da esquerda para a direita (caso especial da porta <b>E</b> ).
	Porta <b>m em n</b>	O evento de saída ocorre se <b>m</b> dos <b>n</b> eventos de entrada ocorrerem.
	Porta <b>Condicional</b>	O evento de saída é resultado do evento de entrada se o evento condicional ocorrer (caso especial da porta <b>E</b> ).
	Transferência para o interior	Indica que a árvore de falhas continua (noutra página) no correspondente símbolo de transferência para o exterior.
	Transferência para o exterior	Indica que a árvore de falhas deve ser ligada ao correspondente símbolo de transferência para o interior.

Uma solução alternativa seria considerar como eventos de topo não os estados limite dos diferentes subsistemas mas uma “falha” global do sistema, tal como o incumprimento da função de retenção de água. Um dos problemas associado a esta opção (e que a torna, em geral, desaconselhável) é a inerente complexidade que resulta de uma árvore de falhas deste tipo, que abrange um grande número de sucessões de eventos (ramos) que podem conduzir à materialização do evento de topo.

Hartford e Baecher (2004) sugerem a construção de diferentes árvores de falhas para diferentes condições de exploração, tais como, situações permanentes ou situações transientes. Conceptualmente, julga-se preferível não fazer esta distinção e seleccionar estados limite últimos (como, por exemplo, erosão externa por galgamento) ou estados limite últimos associados a determinados efeitos com interesse para a análise em questão (como, por exemplo, erosão externa por galgamento com formação de brecha e libertação do volume armazenado).

No caso de análises pós-acidente, os eventos de topo estão, à partida, definidos. No caso de análises pré-acidente, em que sejam desconhecidos, em antecipação, os modos de rotura de alguns dos subsistemas, pode recorrer-se a métodos indutivos para a sua identificação e selecção dos eventos de topo com interesse para a análise.

Definido o evento de topo, o passo subsequente é a identificação dos eventos necessários e suficientes para conduzirem ao evento de topo, e assim sucessivamente para os eventos de níveis subsequentes, num processo iterativo de cima para baixo, até se atingirem eventos básicos ou eventos relativamente aos quais não se justifica continuar a sua desagregação.

Na maior parte dos casos será recomendável que se associe, a cada evento identificado como causa do evento de nível superior, uma justificação, por exemplo, como e quando este pode ocorrer. Muitas vezes será necessário recorrer a estudos ou a ensaios para assegurar a credibilidade das suposições inerentes à construção de uma árvore de falhas.

A construção da árvore de falhas deve atender a algumas regras básicas, designadamente:

1. o sistema deve ser coerente;
2. para cada porta lógica todos os eventos de entrada devem ser bem identificados;
3. duas portas lógicas não devem ser ligadas directamente;
4. cada ramo da árvore deve terminar (em princípio) num acontecimento iniciador ou, não havendo interesse ou conhecimento que permita continuar a construção da árvore, num evento de nível superior;
5. os acontecimentos iniciadores devem ser independentes e, de preferência, equiprováveis (o que será raro no domínio das barragens);
6. no caso de análises quantitativas, a probabilidade de ocorrência dos acontecimentos iniciadores deve poder ser estimada.

O sistema é considerado coerente quando se verificam alguns pressupostos, que se discriminam em seguida:

1. a falha de todos os seus subsistemas deve conduzir, necessariamente, à falha do sistema;

2. o normal funcionamento de todos os subsistemas deve assegurar o bom funcionamento do sistema;
3. sempre que o sistema entra em falha, o facto de se considerar uma nova falha não restabelece o funcionamento do sistema;
4. sempre que o sistema estiver em funcionamento, a supressão de uma falha não provoca a falha do sistema.

### 7.7.4 – Interpretação das árvores de falhas

A interpretação da árvore de falhas pode ser feita de forma qualitativa ou quantitativa. Em qualquer dos casos, há que eliminar, previamente, seqüências de eventos redundantes e que identificar os conjuntos mínimos de acontecimentos iniciadores que determinam a ocorrência da falha.

Um conjunto de falha é um conjunto de acontecimentos básicos numa árvore de falhas cuja ocorrência simultânea origina a falha em análise.

Um conjunto mínimo de falha é aquele que não pode ser reduzido sem perder o estatuto de conjunto de falha. Em princípio, quanto menor for o conjunto mínimo mais facilmente ocorrerá a falha do sistema.

Para árvores de falhas pequenas, a tarefa de identificar os conjuntos mínimos de falha é bastante simples. Por outro lado, árvores complexas e/ou de maiores dimensões normalmente exigem o recurso a algoritmos com vista à identificação destes conjuntos, de que o *método de obtenção dos conjuntos mínimos de falha*, designado por Mocus, é um exemplo. Uma descrição pormenorizada do método pode ser encontrada em Belford e Coke (2001).

Na Figura 7.44 apresenta-se uma árvore de falhas esquemática. Para esta árvore de falhas os conjuntos de falha são  $\{A\}, \{B\}, \{C\}, \{D\}, \{B,E\}, \{B,F\}, \{C,E\}$  e  $\{C,F\}$  e os conjuntos mínimos de falha,  $\{A\}, \{B\}, \{C\}$  e  $\{D\}$ . Como  $\{B\}$  e  $\{C\}$  são conjuntos de falha,  $\{B,E\}, \{B,F\}, \{C,E\}$  e  $\{C,F\}$  não são conjuntos mínimos.

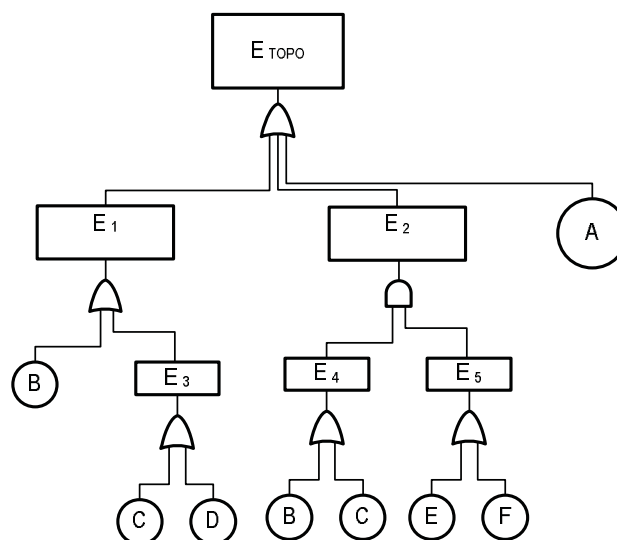


Fig. 7.44 – Árvore de falhas esquemática.

Uma interpretação qualitativa parte, duma maneira geral, do pressuposto de que todos os acontecimentos iniciadores são equiprováveis (o que não acontece, no domínio das barragens, na maior parte dos casos), analisando em seguida quais os que determinam sequências de eventos que se propagam através de portas lógicas do tipo **ou** (os que mais facilmente conduzirão à falha do sistema) e quais os que originam essencialmente sequências que se propagam através de portas lógicas **e** (os que mais dificilmente conduzirão à falha do sistema).

Não se verificando a equiprobabilidade dos acontecimentos iniciadores, uma análise qualitativa resulta bastante mais falível, sendo aconselhável que esta seja complementada com interpretações quantitativas. Estas, visam estimar a probabilidade da falha em análise e das sequências e combinações de eventos.

Numa árvore de falhas, a ocorrência de um evento pode ser traduzida por uma variável booleana, ou seja, que pode assumir os valores binários 0 (falso) ou 1 (verdadeiro).

A álgebra booleana permite a fácil manipulação de uma árvore de falhas, por intermédio da sua transformação em equação, de acordo com as respectivas regras. No Quadro 7.35 apresentam-se as regras básicas da álgebra booleana (Bedford e Coke,2001).

**Quadro 7.35 - Regras básicas da álgebra booleana.**

Comutativa	$A \times B = B \times A$
	$A + B = B + A$
Associativa	$A \times (B \times C) = (A \times B) \times C$
	$A + (B + C) = (A + B) + C$
Distributiva	$A \times (B + C) = A \times B + A \times C$
Inalterabilidade	$A \times A = A$
	$A + A = A$
Absorção	$A + A \times B = A$
Complementaridade	$A + A' = \Omega$
	$(A')' = A$
Morgan	$(A \times B)' = A' + B'$
	$(A + B)' = A' \times B'$
Conjunto vazio ( $\phi$ ) / conjunto universal ( $\Omega$ )	$\phi' = \Omega$

Assim, por exemplo, a árvore esquemática representada na Figura 7.44 assume a seguinte forma booleana:

$$E_{\text{TOPO}} = E1 + E2 + A \quad (7.14)$$

e

$$E_{\text{TOPO}} = A + B + C + D + [(B + C) \times (E + F)] \quad (7.15)$$

onde a união de eventos (porta **ou**) é traduzida pelo símbolo “+” e a intersecção (porta **e**) pelo símbolo “x”.

A expansão algébrica da equação 7.15 e a utilização das regras básicas da álgebra Booleana conduziria a:

$$E_{\text{TOPO}} = A + B + C + D \quad (7.16)$$

em que A, B, C e D constituem os conjuntos mínimos de falha.

Um conjunto mínimo de falha é tão mais importante quanto menor for o número de eventos que este integra. No caso do exemplo apresentado, {A},{B},{C} e {D} são conjuntos mínimos de falha constituídos por um único evento cada e, portanto, igualmente importantes (no pressupostos de serem equiprováveis).

Árvores de falhas complexas podem ter centenas ou milhares de conjuntos mínimos de falha, existindo algumas técnicas de apoio à eliminação de conjuntos mínimos, designadamente, truncatura por probabilidade (abaixo de um determinado limite de probabilidade os conjuntos são eliminados) e truncatura por ordenação (acima de um determinado número de eventos os conjuntos são eliminados).

A probabilidade do evento de topo pode ser calculada com base na teoria da probabilidade, cujos principais conceitos foram introduzidos no Capítulo 5.

A probabilidade do evento de topo pode ser calculada a partir da probabilidade dos conjuntos mínimos de falha. Sendo  $E_{\text{TOPO}}$  o evento de topo e  $C_1, C_2, \dots, C_n$  os conjuntos mínimos de falha:

$$E_{\text{TOPO}} = C_1 \cup C_2 \cup \dots \cup C_n \quad (7.17)$$

e a probabilidade do evento de topo  $P(E_{\text{TOPO}})$  é dada por

$$P(E_{\text{TOPO}}) = \sum_{i=1}^n P(C_i) - \sum_{i<j} P(C_i \cap C_j) + \sum_{i<j<k} P(C_i \cap C_j \cap C_k) - \dots + (-1)^{n+1} P(C_1 \cap \dots \cap C_n) \quad (7.18)$$

tendo em conta a lei da teoria da probabilidade designada por inclusão-exclusão.

A probabilidade do evento de topo pode ser calculada pela seguinte equação, exacta se os eventos básicos dos conjuntos de falha forem independentes (Ang e Tang, 1990):

$$P(E_{\text{TOPO}}) = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P(C_i)) \quad (7.19)$$

Os limites inferior e superior da probabilidade do evento de topo podem ser avaliados como se indica subsequentemente:

$$\sum_{i=1}^n P(C_i) - \sum_{i<j} P(C_i \cap C_j) \leq P(E_{\text{TOPO}}) \leq \sum_{i=1}^n P(C_i) \quad (7.20)$$

A aproximação:

$$P(E_{\text{TOPO}}) \approx \sum_{i=1}^n P(C_i) \quad (7.21)$$

é designada por aproximação de evento raro.

A probabilidade de cada conjunto mínimo de falha ( $C_i$ ) pode ser calculada pela seguinte equação, no pressuposto de serem independentes os respectivos eventos ( $E_i$ ):

$$P(C_i) \approx \prod_{i=1}^m P(E_i) \quad (7.22)$$

No âmbito da interpretação quantitativa das árvores de falhas, para além do cálculo da probabilidade do evento de topo, existe um conjunto de grandezas utilizadas como medidas de importância relativa dos eventos básicos. No Quadro 7.36 apresenta-se uma listagem das grandezas mais utilizadas (Hartford e Baecher, 2004).

**Quadro 7.36 – Listagem de grandezas de apoio à interpretação quantitativa das árvores de falhas (Hartford e Baecher, 2004).**

Identificação	Grandeza	Descrição	Quantificação
1	<i>Fussell-Vesely</i> (evento E)	Aplica-se a eventos básicos e mede a contribuição relativa de um evento básico (E) para a falha do sistema	$FV_E = [P_{E \text{ topo}} - P_{E \text{ topo}}(E=0)] / P_{E \text{ topo}}$ , em que $P_{E \text{ topo}}(E=0)$ é a probabilidade do evento de topo se o evento E não ocorrer
2	<i>Birnbaum</i>	Aplica-se a eventos básicos e mede a sensibilidade da funcionalidade do sistema a variações na probabilidade de um evento básico (E).	$BE = [P_{E \text{ topo}}(E=1) - P_{E \text{ topo}}(E=0)]$
3	<i>Criticality</i>	Aplica-se a eventos básicos e mede a probabilidade de um evento que ocorreu ser crítico para o sistema, dada uma falha do sistema.	$CE = [P_{E \text{ topo}}(E=1) - P_{E \text{ topo}}(E=0)] P_E / P_{E \text{ topo}}$ , em que $P_E$ é a probabilidade do evento E
4	<i>Risk reduction worth</i>	Aplica-se a eventos básicos e traduz o benefício relativo para a probabilidade de rotura do sistema se a probabilidade de um evento básico for igual a zero (fiabilidade total).	$RRW_E = P_{E \text{ topo}} / P_{E \text{ topo}}(E=0)$
5	<i>Risk achievement worth</i>	Aplica-se a eventos básicos e traduz o impacto relativo na probabilidade de rotura do sistema se a probabilidade de um evento básico for igual a 1 (falha certa)	$RAW_E = P_{E \text{ topo}}(E=1) / P_{E \text{ topo}}$

A quantificação das probabilidades dos eventos dos conjuntos mínimos de falha é, muitas vezes, uma tarefa complexa e, nalguns casos, muito difícil de cumprir, pelo que há que ponderar qual o tipo de análise que deve ser empreendido, face ao sistema em causa, à informação disponível e aos objectivos pretendidos.

### 7.7.5 – Exemplo ilustrativo de aplicação

Apresenta-se nesta secção uma aplicação ilustrativa da análise por árvore de falhas.

Trata-se de uma aplicação à ensecadeira de Odelouca, descrita na secção 7.2, no âmbito do método LCI e da sua extensão SEI, utilizada também na aplicação ilustrativa da árvore de eventos (secção 7.6).



Pretende-se estudar o subsistema corpo da barragem e avaliar as sequências de eventos que podem conduzir ao estado limite último *erosão externa da ensecadeira por galgamento* na sequência do qual se forme uma brecha e se dê a libertação do volume armazenado na albufeira.

A aplicação por intermédio da árvore de falhas faz uso do diagrama de influência definido para a análise por árvore de eventos apresentada na secção 7.6 (Figura 7.31).

Na Figura 7.45 apresenta-se a árvore de falhas construída.

Consideraram-se duas causas principais para a materialização do evento de topo, uma associada exclusivamente ao desempenho dos órgãos hidráulicos em operação (o sistema de derivação provisória) – evento  $E_1$ , designado por *causas hidráulicas* – e outra dependente de causas estruturais para a materialização da rotura – evento  $E_2$ , designado por *causas estruturais*.

No que se refere às causas hidráulicas, considerarem-se como eventos precedentes da rotura por erosão externa o galgamento da ensecadeira ( $E_3$ ) e a susceptibilidade dos materiais de aterro à erosão externa ( $K$ ).

O galgamento devido a causas hidráulicas, ou seja, a subida da água acima da cota inicial do coroamento da ensecadeira, ocorrerá se o volume amortecido na albufeira for superior ao volume disponível para armazenamento, devido a uma capacidade de vazão dos órgãos hidráulicos insuficiente (evento  $E_4$ ) ou devido a uma redução da capacidade de vazão inicial (evento  $E_5$ ).

O evento  $E_4$  materializar-se-á no caso de ocorrência de uma cheia (considerada, no exemplo ilustrativo apresentado, com um período de retorno de 10 anos), evento básico A, em simultâneo com um erro de projecto ou de construção (evento básico B), já que os órgãos hidráulicos foram dimensionados para uma cheia com um período de retorno de 50 anos.

No caso em análise, em que os órgãos hidráulicos não dispõem de equipamentos hidromecânicos, a redução da capacidade de vazão inicial do sistema conduzindo a um volume amortecido superior ao volume disponível para armazenamento (evento  $E_5$ ) poderá ocorrer se se verificarem obstruções da secção de vazão.

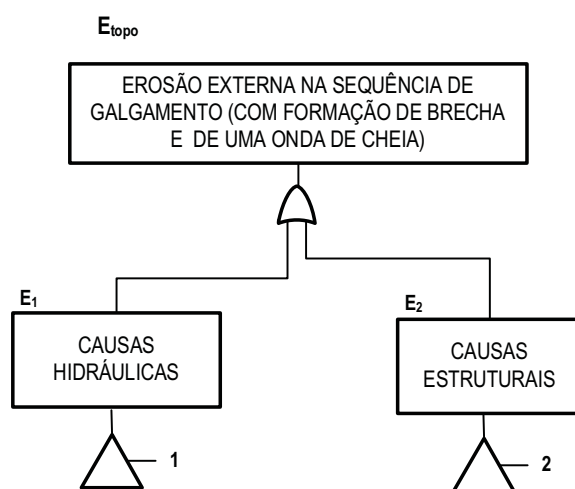


Fig. 7.45 – Árvore de falhas da ensecadeira de Odelouca.

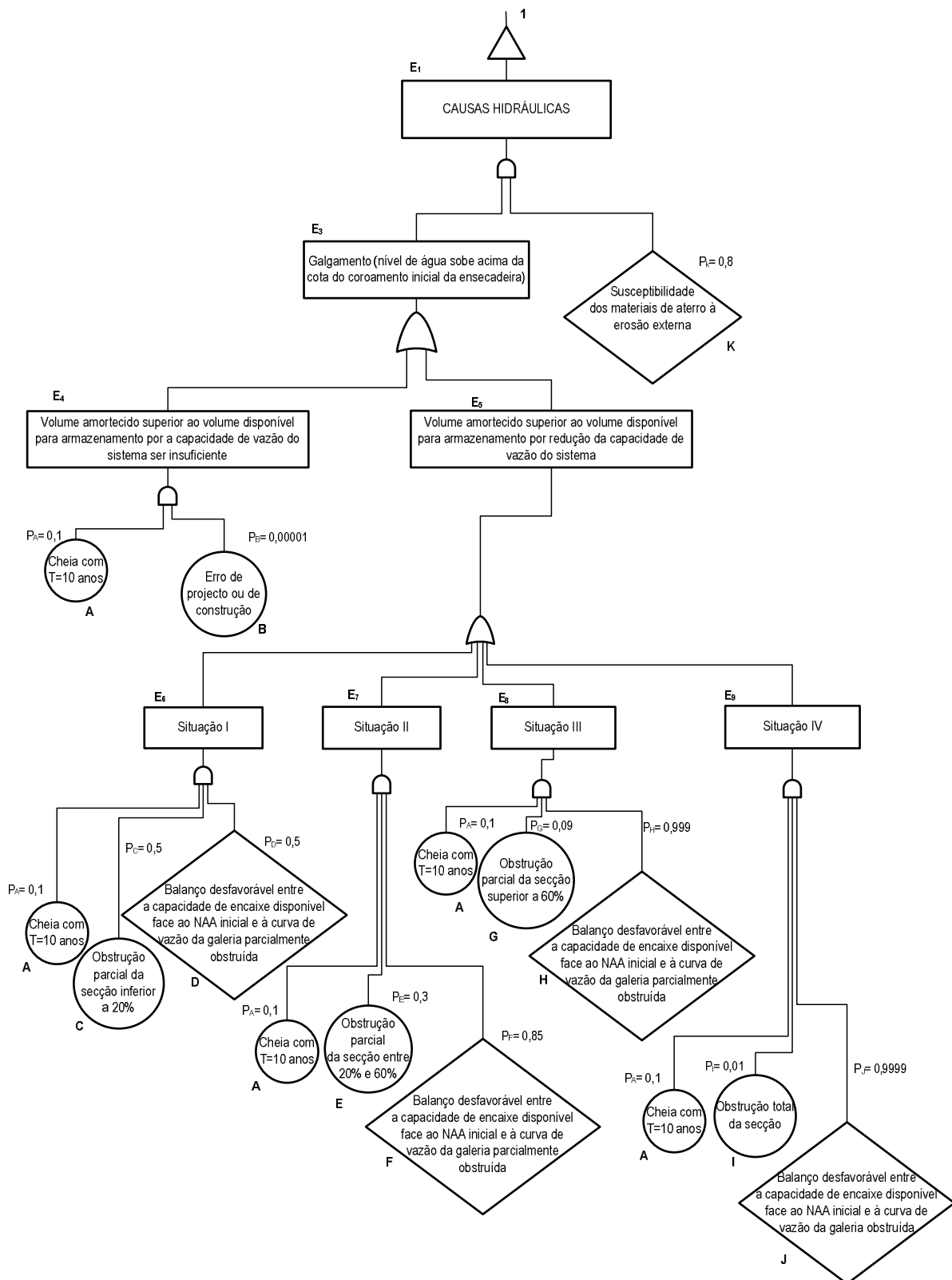


Fig. 7.45 (cont.) – Árvore de falhas da ensecadeira de Odelouca.

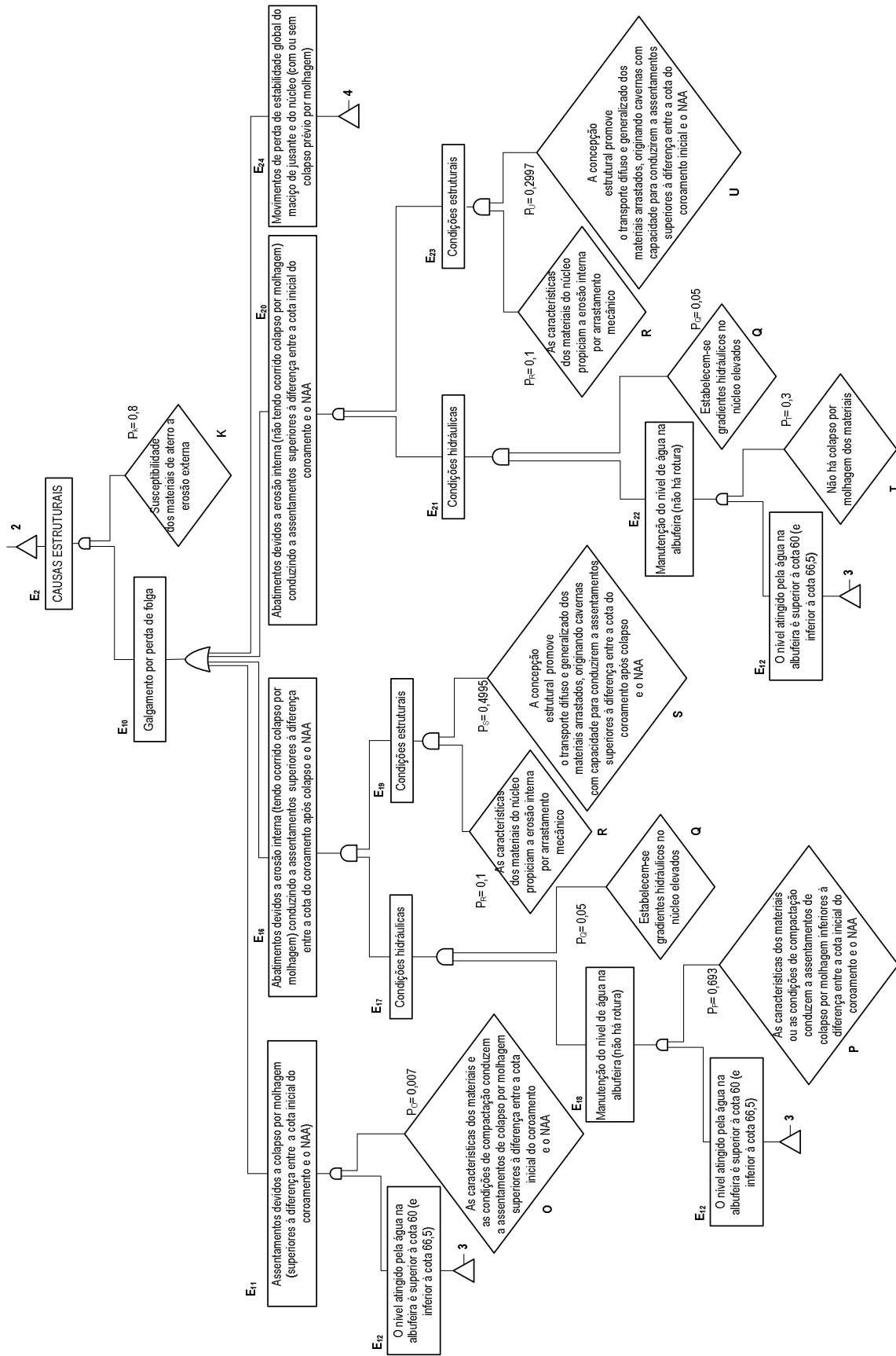


Fig. 7.45 (cont.) – Árvore de falhas da enseadeira de Odelouca.

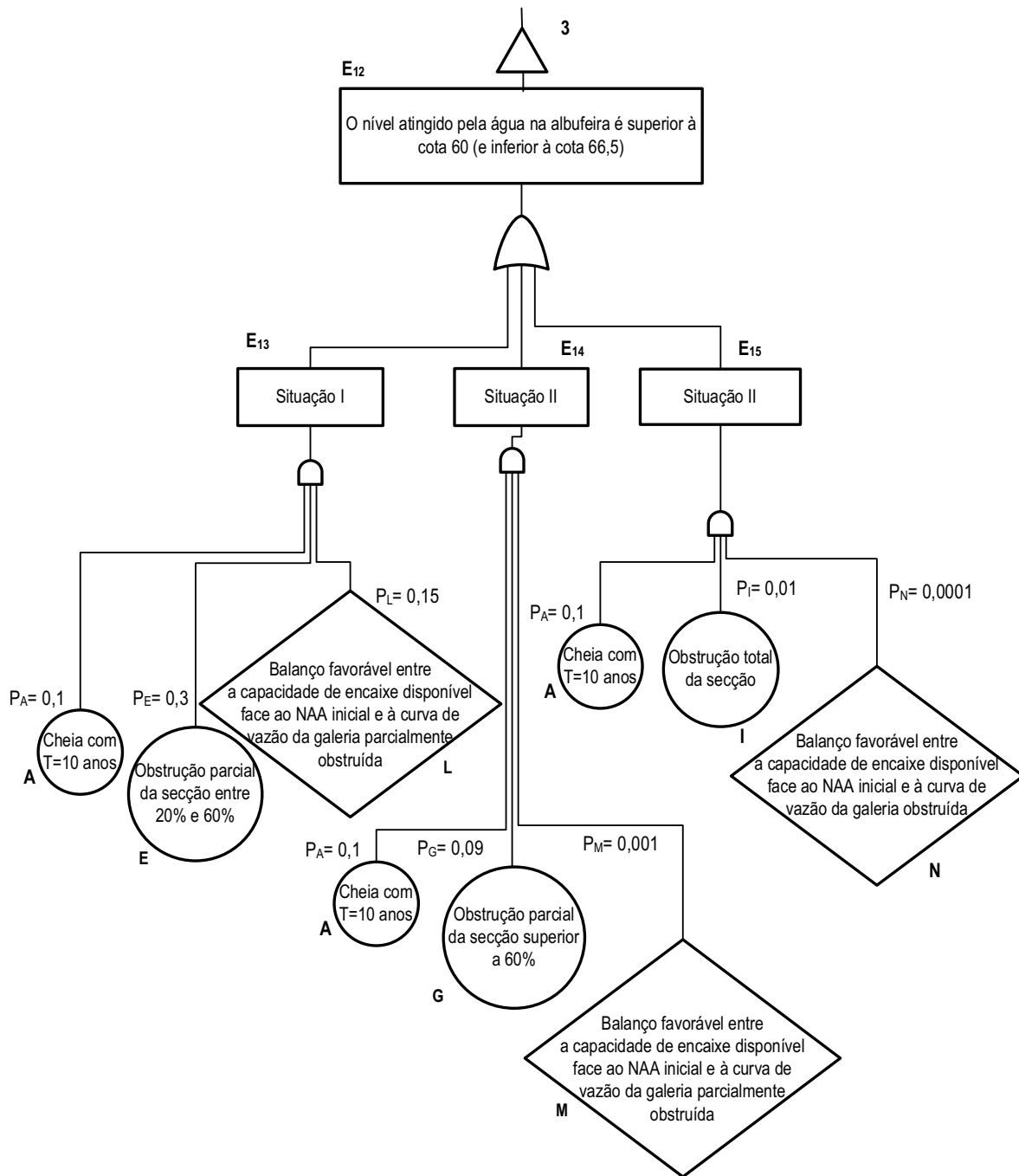


Fig. 7.45 (cont.) – Árvore de falhas da ensecadeira de Odelouca.

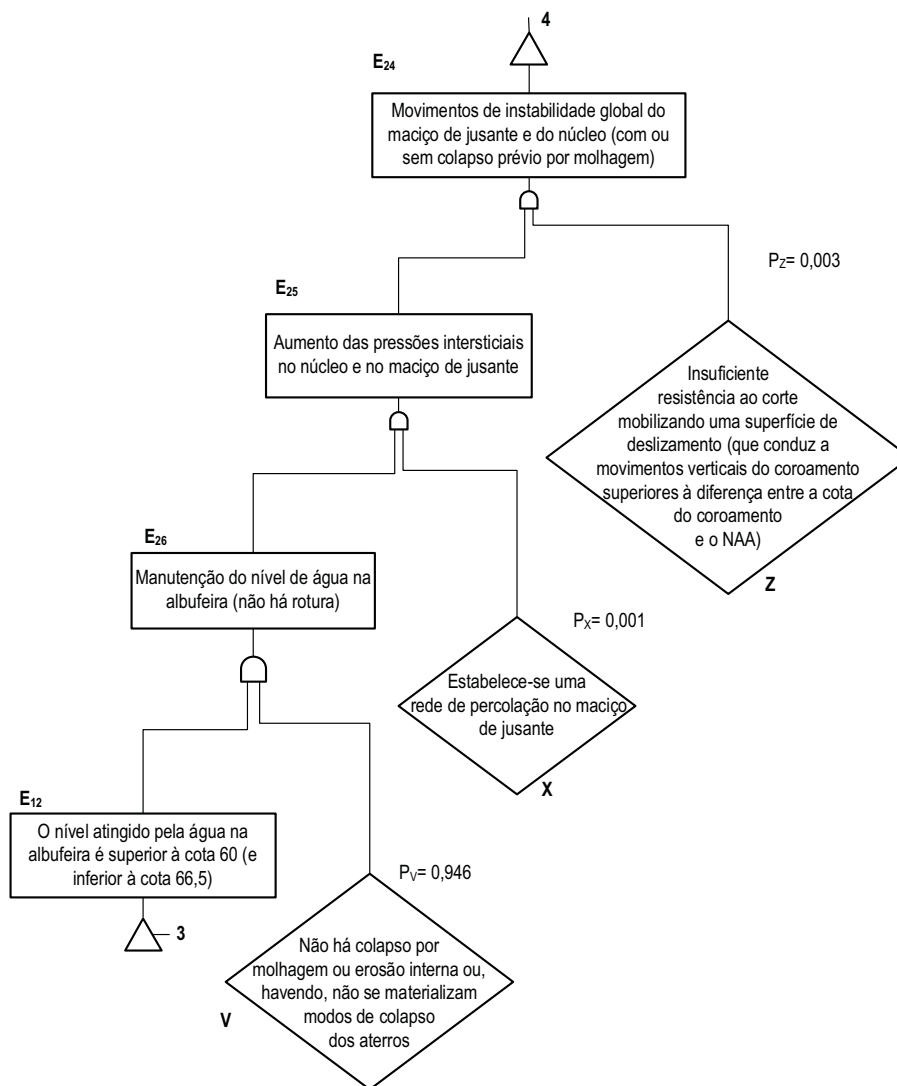


Fig. 7.45 (cont.) – Árvore de falhas da ensecadeira de Odelouca.

Consideraram-se quatro situações alternativas (eventos  $E_6$  a  $E_9$ ) para a redução da capacidade de vazão dos órgãos hidráulicos, mutuamente exclusivas e colectivamente exaustivas. O evento  $E_6$  materializar-se-á para a ocorrência da cheia (evento A), para uma obstrução parcial da secção de vazão da galeria inferior a 20% (evento C) e para um balanço desfavorável entre a capacidade de encaixe disponível face ao nível de água inicial na albufeira (NAA) e a curva de vazão da galeria nesta situação (evento D). Os eventos  $E_7$ ,  $E_8$  e  $E_9$  materializam-se de forma semelhante, associando-se, respectivamente, a uma obstrução parcial entre 20 e 60%, a uma obstrução parcial superior a 60% e a uma obstrução total.

No que se refere às causas estruturais, consideraram-se como eventos precedentes da rotura por erosão externa o galgamento da ensecadeira por perda de folga ( $E_{10}$ ) e a susceptibilidade dos materiais de aterro à erosão externa (K).

A materialização do galgamento da ensecadeira por perda de folga poderá ter origem em problemas estruturais distintos (efeitos de estados limite últimos do corpo da barragem): i) assentamentos devidos a colapso por molhagem, (evento  $E_{11}$ ); ii) abatimentos devidos a erosão interna quando se verificaram previamente

assentamentos de colapso por molhagem que não conduziram à rotura (evento E<sub>16</sub>); iii) abatimentos devidos a erosão interna quando não se verificaram previamente assentamentos de colapso por molhagem (evento E<sub>20</sub>) e iv) movimentos de perda de estabilidade global interessando o maciço de jusante e o núcleo (evento E<sub>24</sub>).

Admitiu-se, na análise efectuada, que a materialização dos estados limite últimos do corpo da barragem que podem conduzir a descidas da cota do coroamento com capacidade para induzir rotura (eventos E<sub>11</sub>, E<sub>16</sub>, E<sub>20</sub> e E<sub>24</sub>) só ocorre se o nível de água na albufeira ultrapassar a cota 60 (evento E<sub>12</sub>). Trata-se, naturalmente, de uma simplificação.

O evento E<sub>12</sub> corresponde, assim, à subida da água na albufeira acima da cota 60 (mantendo-se abaixo da cota 66,5, cota do coroamento da ensecadeira). Admitiu-se que a redução da capacidade de vazão inicial do sistema de derivação com capacidade para elevar o nível da albufeira acima da cota 60 (mantendo-o abaixo da cota 66,5) só poderá ocorrer para três situações: eventos E<sub>13</sub>, E<sub>14</sub> e E<sub>15</sub>, associados, respectivamente, à obstrução parcial da secção de vazão entre 20 e 60%, obstrução parcial acima de 60% e obstrução total, em conjunto com a ocorrência da cheia e com o encaixe suficiente do volume amortecido (ou seja, não se verificando o galgamento por razões puramente hidráulicas).

Assim, a materialização da perda de folga por causas estruturais poderá ocorrer nas situações que a seguir se discriminam.

- i. Assentamentos devido a colapso por molhagem dos aterros, de magnitude superior à diferença entre a cota inicial do coroamento (66,5) e a cota atingida pela água na albufeira (entre a 60 e a 66,5), em resultado da ocorrência do evento E<sub>12</sub> associado à susceptibilidade dos materiais ao colapso, seja pelas suas características seja pelas condições de compactação, evento O;
- ii. Efeitos de erosão interna com colapso prévio por molhagem dos materiais (resultando da componente *colapso por molhagem* assentamentos inferiores à diferença entre a cota inicial do coroamento, 66,5, e a cota atingida pela água na albufeira, entre a 60 e a 66,5), em resultado da ocorrência simultânea de determinadas condições hidráulicas e estruturais. As condições hidráulicas integram a ocorrência conjunta do evento E<sub>12</sub>, da susceptibilidade dos aterros ao colapso (devido às suas características ou a condições de compactação), evento P, e do estabelecimento no núcleo de gradientes hidráulicos elevados, evento Q. As condições estruturais integram a ocorrência conjunta de características dos materiais do núcleo propícias à erosão interna por arrastamento mecânico, evento R, e de susceptibilidade ao transporte difuso através do maciço de jusante e à criação de cavernas com capacidade para originar abatimentos de magnitude superior à diferença entre a cota do coroamento após colapso e o NAA, evento S.
- iii. Efeitos de erosão interna sem colapso prévio por molhagem dos materiais, em resultado da ocorrência simultânea de determinadas condições hidráulicas e estruturais. As condições hidráulicas integram a ocorrência conjunta do evento E<sub>12</sub>, com a não ocorrência de colapso, evento T, e com o estabelecimento no núcleo de gradientes hidráulicos elevados, evento Q. As condições estruturais integram a ocorrência conjunta de características dos materiais do núcleo propícias à erosão interna por arrastamento mecânico, evento R, e de susceptibilidade ao transporte difuso através do maciço de

jusante e à criação de cavernas com capacidade para originar abatimentos de magnitude superior à diferença entre a cota inicial do coroamento e o NAA, evento U.

- iv. Movimentos de perda de estabilidade global interessando o maciço estabilizador de jusante e o núcleo, com ou sem outros estados limite do corpo da barragem (mas sem materialização do colapso dos aterros), que resultarão do aumento da pressões intersticiais no maciço estabilizador de jusante, evento  $E_{25}$ , e da resistência ao corte dos materiais do núcleo e do maciço interessados, evento Z. O evento  $E_{25}$  ocorrerá se ocorrer o evento  $E_{12}$  e não se verificar rotura por materialização de outros estados limite do corpo do aterro, o evento V, e se se estabelecer um regime de percolação nos aterros do maciço estabilizador de jusante, evento X.

Da descrição acima efectuada pode verificar-se o conjunto de simplificações que houve que fazer no âmbito da aplicação ilustrativa realizada. A validação das simplificações consideradas, por intermédio de estudos de modelação e de fiabilidade, levaria, seguramente, à introdução de alterações no que se refere a alguns dos eventos considerados.

No âmbito da interpretação da árvore de falhas, o evento de topo pode ser representado pela soma dos eventos principais  $E_1$  e  $E_2$ , cujas formas booleanas e respectivas expansões algébricas se apresentam subsequentemente.

$$E_{\text{TOPO}} = E_1 + E_2 \quad (7.23)$$

$$E_1 = E_3.K \quad (7.24)$$

$$E_1 = (E_4 + E_5).K \quad (7.25)$$

$$E_1 = (A.B + (E_6 + E_7 + E_8 + E_9)).K \quad (7.26)$$

$$E_1 = (A.B + A.C.D + A.E.F + A.G.H + A.I.J).K \quad (7.27)$$

$$E_1 = A.B.K + A.C.D.K + A.E.F.K + A.G.H.K + A.I.J.K \quad (7.28)$$

$$E_2 = E_{10}.K \quad (7.29)$$

$$E_2 = (E_{11} + E_{16} + E_{20} + E_{24}).K \quad (7.30)$$

$$E_2 = (E_{12}.O + E_{17}.E_{19} + E_{21}.E_{23} + E_{25}.Z).K \quad (7.31)$$

$$E_2 = ((E_{13} + E_{14} + E_{15}).O + E_{18}.Q.R.S + E_{22}.Q.R.U + E_{26}.X.Z).K \quad (7.32)$$

$$\begin{aligned} E_2 = & A.E.L.O.K + A.G.M.O.K + A.I.N.O.K + A.E.L.P.Q.R.S.K + A.G.M.P.Q.R.S.K + A.I.N.P.Q.R.S.K + \\ & + A.E.L.T.Q.R.U.K + A.G.M.T.Q.R.U.K + A.I.N.T.Q.R.U.K + A.E.L.V.X.Z.K + A.G.M.V.X.Z.K + \\ & + A.I.N.V.X.Z.K \end{aligned} \quad (7.33)$$

$$\begin{aligned} E_{\text{TOPO}} = & A.B.K + A.C.D.K + A.E.F.K + A.G.H.K + A.I.J.K + A.E.L.O.K + A.G.M.O.K + A.I.N.O.K + \\ & + A.E.L.P.Q.R.S.K + A.G.M.P.Q.R.S.K + A.I.N.P.Q.R.S.K + A.E.L.T.Q.R.U.K + A.G.M.T.Q.R.U.K + \\ & + A.I.N.T.Q.R.U.K + A.E.L.V.X.Z.K + A.G.M.V.X.Z.K + A.I.N.V.X.Z.K \end{aligned} \quad (7.34)$$



Os conjuntos de falha representados na equação 7.34 são todos conjuntos mínimos de falha.

No Quadro 7.37 apresentam-se as probabilidades dos conjuntos mínimos de falha.

**Quadro 7.37 – Probabilidade dos conjuntos mínimos de falha.**

Conjuntos de falha	Probabilidade
ABK	8.00E-07
ACDK	2.00E-02
AEFK	2.04E-02
AGHK	7.19E-03
AJK	8.00E-04
AELOK	2.52E-05
AGMOK	5.04E-08
AINOK	5.60E-10
AELPQRSK	6.23E-06
AGMPQRSK	1.25E-08
AINPQRSK	1.38E-10
AELTQRUK	1.62E-06
AGMTQRUK	3.24E-09
AINTQRUK	3.60E-11
AELVXZK	1.02E-08
AGMVXZK	2.04E-11
AINVXZK	2.27E-13

A probabilidade do evento de topo, erosão externa por galgamento com abertura de brecha e libertação do volume armazenado, é igual a  $4,84 \times 10^{-02}$ , valor já calculado no âmbito da análise por árvore de eventos e que corresponde a todos os modos de colapso do corpo da ensecadeira que originam uma onda de cheia para jusante, com excepção do modo de rotura por erosão interna (e estabelecimento de uma ligação à albufeira).

Os conjuntos de falha condicionantes do modo de rotura em análise são o ACDK e o AEFK, respectivamente, com probabilidades de 0,0200 e 0,0204, correspondendo a roturas por causas hidráulicas associadas a obstruções da secção de vazão da galeria inferiores a 20% e entre 20 e 60%<sup>50</sup>.

O conjunto de falha com menor probabilidade de rotura é o AINVXZK ( $2,27 \times 10^{-13}$ ) que corresponde a uma rotura por causas estruturais, na sequência da ocorrência da cheia em análise, da obstrução total da secção de vazão

<sup>50</sup> Aquando da estimativa das probabilidades dos eventos básicos, considerou-se menos provável a obstrução total ou quase total da secção da galeria.

da galeria, mas verificando-se o amortecimento na albufera da totalidade do volume afluente, da não ocorrência de rotura ou galgamento devido a erosão interna ou colapso por molhagem, do estabelecimento de uma rede de percolação no maciço estabilizador de jusante e da mobilização de uma superfície de deslizamento cujos movimentos verticais conduzem à perda de folga, dando origem ao galgamento e à formação de uma brecha.

Como se pode observar, da análise do Quadro 7.37, os conjuntos de falha com maior número de eventos básicos não são os que têm menor probabilidade de ocorrência, o que resulta destes não serem equiprováveis.

Uma questão que se julga importante salientar, no âmbito da interpretação quantitativa da árvore de falhas, é a questão da independência dos eventos básicos, que constitui um pressuposto de cálculo, que é, por vezes, uma aproximação grosseira da realidade.

No Quadro 7.38 apresentam-se os eventos básicos considerados (e os eventos que não foram objecto de maior desenvolvimento) e as respectivas probabilidades, assim como as probabilidades do evento de topo para probabilidades nulas e unitárias desses eventos. Apresentam-se, também, as grandezas *Fussell-Vesely*, *Birnbaum*, *Risk reduction worth* e *Risk achievement worth* dos eventos básicos, que permitem avaliar a sua importância relativa.

No Quadro 7.39 apresenta-se a ordenação dos eventos básicos em função das grandezas *Fussell-Vesely* e *Birnbaum*.

O evento básico A aparece, naturalmente, em posição de destaque. Se a probabilidade deste evento for 0, será 0 a probabilidade do evento de topo (*Fussell Vesely* do evento A igual a 1) e se a probabilidade for 1, o evento de topo terá uma probabilidade dez vezes superior (*Birnbaum* do evento A igual a  $4,84 \times 10^{-1}$ ).

Também uma probabilidade nula associada ao evento K conduz a uma probabilidade nula do evento de topo (*Fussell Vesely* do evento K igual a 1). No entanto, como a probabilidade do evento K é elevada (0,8), a probabilidade do evento de topo se o evento K tiver uma probabilidade igual a 1 aumenta apenas em 25% (*Birnbaum* do evento K igual a  $6,05 \times 10^{-2}$ ).

O valor máximo da grandeza *Fussell Vesely* de um evento básico é 1, que ocorre quando a probabilidades nulas do evento básico correspondem probabilidades nulas do evento de topo (caso dos eventos A e K).

Quanto menor for a grandeza *Fussell Vesely* menor é a contribuição do evento básico para a rotura em análise. No caso de estudo, N (balanço favorável entre a capacidade de encaixe disponível face ao NAA inicial e à curva de vazão da galeria obstruída quando ocorre a cheia em apreciação) é o evento de menor *Fussell Vesely*.

A grandeza *Birnbaum* permite visualizar o intervalo de variação da probabilidade do evento de topo para valores críticos e nulos do evento básico em análise. Quanto menor for esta grandeza menor será a sensibilidade da rotura em análise à variação da probabilidade do evento básico. O maior valor de *Birnbaum* corresponde ao evento A e o menor ao evento V (não há colapso por molhagem nem erosão interna ou, havendo, não se materializa o colapso dos aterros).

**Quadro 7.38 – Probabilidades dos eventos básicos, probabilidades do evento de topo para probabilidades nulas e unitárias dos eventos básicos e grandezas de medição da importância do evento básico.**

Evento básico E	Probabilidade do evento básico E	Probabilidade de E <sub>Topo</sub> para E=0	Probabilidade de E <sub>Topo</sub> para E=1	Fussell-Vesely do evento básico E	Birbaum do evento básico E	Risk reduction worth do evento básico E	Risk achievement worth do evento básico E
A	1,0000E-01	0,0000E+00	4,8427E-01	1,0000E+00	4,8427E-01	-	1,0000E+01
B	1,0000E-05	4,8426E-02	1,2843E-01	1,6520E-05	8,0000E-02	1,0000E+00	2,6520E+00
C	5,0000E-01	2,8427E-02	6,8427E-02	4,1300E-01	4,0000E-02	1,7036E+00	1,4130E+00
D	5,0000E-01	2,8427E-02	6,8427E-02	4,1300E-01	4,0000E-02	1,7036E+00	1,4130E+00
E	3,0000E-01	2,7994E-02	9,6104E-02	4,2194E-01	6,8110E-02	1,7299E+00	1,9845E+00
F	8,5000E-01	2,8027E-02	5,2027E-02	4,2126E-01	2,4000E-02	1,7279E+00	1,0743E+00
G	9,0000E-02	4,1234E-02	1,2115E-01	1,4853E-01	7,9921E-02	1,1744E+00	2,5018E+00
H	9,9900E-01	4,1234E-02	4,8434E-02	1,4853E-01	7,2000E-03	1,1744E+00	1,0001E+00
I	1,0000E-02	4,7627E-02	1,2762E-01	1,6518E-02	7,9992E-02	1,0168E+00	2,6353E+00
J	9,9990E-01	4,7627E-02	4,8427E-02	1,6518E-02	8,0000E-04	1,0168E+00	1,0000E+00
K	8,0000E-01	0,0000E+00	6,0533E-02	1,0000E+00	6,0533E-02	-	1,2500E+00
L	1,5000E-01	4,8394E-02	4,8614E-02	6,8267E-04	2,2040E-04	1,0007E+00	1,0039E+00
M	1,0000E-03	4,8427E-02	4,8493E-02	1,3654E-06	6,6119E-05	1,0000E+00	1,0014E+00
N	1,0000E-04	4,8427E-02	4,8434E-02	1,5260E-08	7,3465E-06	1,0000E+00	1,0002E+00
O	7,0000E-03	4,8401E-02	5,2009E-02	5,2143E-04	3,6073E-03	1,0005E+00	1,0740E+00
P	6,9300E-01	4,8420E-02	4,8429E-02	1,2892E-04	9,0092E-06	1,0001E+00	1,0001E+00
Q	5,0000E-02	4,8419E-02	4,8576E-02	1,6241E-04	1,5730E-04	1,0002E+00	1,0031E+00
R	1,0000E-01	4,8419E-02	4,8497E-02	1,6241E-04	7,8650E-05	1,0002E+00	1,0015E+00
S	4,9950E-01	4,8420E-02	4,8433E-02	1,2892E-04	1,2499E-05	1,0001E+00	1,0001E+00
T	3,0000E-01	4,8425E-02	4,8430E-02	3,3487E-05	5,4055E-06	1,0000E+00	1,0001E+00
U	2,9970E-01	4,8425E-02	4,8430E-02	3,3487E-05	5,4109E-06	1,0000E+00	1,0001E+00
V	9,4600E-01	4,8427E-02	4,8427E-02	2,1149E-07	1,0822E-08	1,0000E+00	1,0000E+00
X	1,0000E-03	4,8427E-02	4,8437E-02	2,1149E-07	1,0237E-05	1,0000E+00	1,0002E+00
Z	3,0000E-03	4,8427E-02	4,8430E-02	2,1149E-07	3,4125E-06	1,0000E+00	1,0001E+00

Quadro 7.39 – Ordenação dos eventos básicos em função da grandeza: (a) *Fussell-Vesely* e (b) *Birnbaum*.

(a)		(b)	
Evento básico E	<i>Fussell-Vesely</i> do evento básico E	Evento básico E	<i>Birnbaum</i> do evento básico E
A	1.0000E+00	A	4.8427E-01
K	1.0000E+00	B	8.0000E-02
E	4.2194E-01	I	7.9992E-02
F	4.2126E-01	G	7.9921E-02
C	4.1300E-01	E	6.8110E-02
D	4.1300E-01	K	6.0533E-02
G	1.4853E-01	C	4.0000E-02
H	1.4853E-01	D	4.0000E-02
I	1.6518E-02	F	2.4000E-02
J	1.6518E-02	H	7.2000E-03
L	6.8267E-04	O	3.6073E-03
O	5.2143E-04	J	8.0000E-04
Q	1.6241E-04	L	2.2040E-04
R	1.6241E-04	Q	1.5730E-04
P	1.2892E-04	R	7.8650E-05
S	1.2892E-04	M	6.6119E-05
T	3.3487E-05	S	1.2499E-05
U	3.3487E-05	X	1.0237E-05
B	1.6520E-05	P	9.0092E-06
M	1.3654E-06	N	7.3465E-06
V	2.1149E-07	U	5.4109E-06
X	2.1149E-07	T	5.4055E-06
Z	2.1149E-07	Z	3.4125E-06
N	1.5260E-08	V	1.0822E-08

A grandeza *Risk reduction worth* é uma medida do benefício relativo para a probabilidade da rotura em análise se for nula a probabilidade do evento básico. Quanto maior for esta grandeza maior é o benefício associado à redução da probabilidade de ocorrência do evento básico. Valores de *Risk reduction worth* próximos da unidade significam que o benefício em questão é desprezável, o que acontece, no caso de estudo, por exemplo, para os eventos L a Z (associados a roturas por causas estruturais).

Finalmente, a grandeza *Risk achievement worth* traduz o impacto relativo na probabilidade do evento de topo dada a ocorrência do evento básico em análise (probabilidade unitária). Quanto maior for esta grandeza maior é o impacto na probabilidade da rotura em análise (caso do evento A) e para valores próximos da unidade o impacto será mínimo (caso dos eventos L a Z).

A análise de árvore de falhas da ensecadeira de Odelouca permitiu estudar, em pormenor, as sucessões de eventos que conduzem à rotura e a importância relativa dos diferentes eventos, o que não é evidenciado, por exemplo, na análise de árvore de eventos.

### 7.7.6 – Vantagens e limitações

Algumas das vantagens das análises por árvores de falhas discriminam-se subsequentemente.

1. A representação gráfica, e lógica, dos modos de ocorrência do evento de topo em análise é, em geral, de fácil leitura e compreensão.
2. Os procedimentos de aplicação das árvores de falhas estão desenvolvidos, existindo grande experiência de aplicação noutras áreas científicas e tendo aceitação generalizada.
3. Existem diversos programas de cálculo automático que facilitam a implementação deste tipo de análise.

A possibilidade de analisar todas as sucessões de eventos que conduzem à materialização de um determinado modo de rotura ou estado limite, confere às análises de árvores de falhas, à partida, um carácter atractivo no âmbito da gestão de riscos de barragens, infra-estruturas que podem conduzir a acidentes de grande escala que resultam, frequentemente, de um conjunto articulado de eventos e resultados.

A análise de pormenor das sucessões de eventos que conduzem à rotura e da importância relativa dos vários eventos constitui uma mais valia relativamente a outros métodos, como por exemplo, a análise de árvore de eventos.

O carácter dedutivo da análise de árvore de falhas dificulta, no entanto, a sua implementação. Efectivamente, julga-se que serão mais intuitivos os métodos indutivos, como por exemplo, as análises de árvores de eventos.

Assim, a realização conjunta de análises de árvores de falhas e de árvores de eventos poderá constituir uma boa solução, pese embora o esforço adicional necessário para a implementação destes dois métodos, que recorrem, no entanto, a trabalho de base e a alguns procedimentos comuns.

Sistemas complexos como as barragens, exigem, habitualmente, a construção de diversas árvores de falhas, algumas podendo atingir dimensão e complexidade significativas o que, por um lado, pode resultar particularmente moroso de executar e, por outro, difícil de interpretar.

Se a morosidade de implementação e de interpretação das árvores de falhas podem ser contornadas pelo recurso a programas de cálculo automático que facilitam a construção gráfica, a procura dos conjuntos mínimos e o cálculo da probabilidade do evento de topo, a estimativa das probabilidades revestir-se-á sempre de dificuldades práticas.

No domínio das barragens de aterro, a estimativa das probabilidades de muitos dos eventos só poderá ser feita por *juízo de engenharia*. Alguns eventos poderão ver as suas probabilidades de ocorrência calculadas por intermédio de *análises de fiabilidade* e outros por intermédio de *estimativas estatísticas com base em dados*

*históricos*, matérias abordadas no Capítulo 5. Em qualquer das situações, haverá que recorrer a equipas multidisciplinares e estarão em causa tempos e custos de execução significativos.

Uma outra limitação importante associada à construção de árvores de falhas no domínio das barragens, nomeadamente no que se refere a análises quantitativas, reporta-se à lógica booleana de ocorrência de eventos binários e, muito em particular, à independência dos eventos básicos que, frequentemente, constituirão simplificações grosseiras.

Finalmente, uma referência ao facto das árvores de falhas não serem construções únicas e poderem ser executadas com diferentes aparências. Duas equipas diferentes construirão (com a mesma informação) diferentes árvores de falhas.

## **7.8 – CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Os métodos de análises de riscos tratados no presente capítulo podem vir a desempenhar um papel fundamental no âmbito da gestão de riscos em barragens.

Os métodos objecto de tratamento têm em comum a análise de eventos indesejáveis, das respectivas causas, efeitos e consequências, o que permite, designadamente, reflectir sobre as vulnerabilidades destas obras e fundamentar a definição de medidas de controlo dos riscos.

À excepção dos *Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas*, método desenvolvido recentemente, especificamente para barragens, e da variante proposta, *Diagramas de Subsistemas, Estados limite e seus Indicadores*, os restantes métodos de análises de riscos vêm sendo aplicados noutras áreas técnico-científicas há algumas décadas.

Tratam-se de métodos que podem facilmente ser adaptados para a realização de análises de barragens individuais (por oposição a portefólios de barragens), como se crê ter ficado demonstrado. Estes métodos exigem um conhecimento pormenorizado das condicionantes locais e ambientais da obra, da sua concepção e dimensionamento, de particularidades construtivas e associadas à exploração, assim como das consequências dos seus diferentes modos de rotura.

A utilização otimizada dos métodos tratados passa por uma criteriosa avaliação prévia dos objectivos das análises de riscos, da informação existente e do tempo e verbas disponíveis, que permita a selecção do método e da equipa técnica mais adequados e do nível de desenvolvimento a implementar.

Julga-se que os métodos tratados terão campos de aplicação privilegiados distintos, que se procuraram evidenciar com as aplicações ilustrativas realizadas. A título de exemplo, referem-se os casos dos *Registos de Riscos*, que poderão constituir-se como uma peça de projecto fundamental de apoio ao lançamento da empreitada e à fase de construção, e da *Análise dos Perigos e da Operacionalidade*, que poderá ser uma excelente ferramenta de apoio à análise do desempenho das obras e das respectivas consequências com base nos dados de observação.

A *Análise do Modo e Efeitos das Falhas* e a *Árvore de Eventos* são os métodos que se consideram mais versáteis, podendo ter uma aplicação transversal a todas as fases de vida e a todos os subsistemas destas infraestruturas. Ambos poderão também ser utilizados para análises de consequências.

Já no que se refere à análise por *Árvore de Falhas*, julga-se que este método estará, em geral, mais vocacionado para análises pós-acidente, já que só analisa os modos de falha do sistema, ou para análises conjuntas com árvores de eventos, uma vez que exhibe algumas vantagens complementares interessantes, designadamente no que se refere à avaliação da importância relativa dos diferentes eventos na materialização da rotura.

Existem, à data, condições para implementação de análises de riscos qualitativas ou semiquantitativas por intermédio dos métodos tratados: *Diagramas de Subsistemas*, *Estados limite e seus Indicadores*, *Registos de Riscos*, *Análise dos Perigos e da Operacionalidade*, *Análise dos Modos e Efeitos das Falhas*, *Árvores de Eventos* e *Árvores de Falhas*.

No que se refere às análises quantitativas, por intermédio de *Árvores de Eventos* e de *Árvores de Falhas*, há ainda algumas questões a aprofundar, nomeadamente no que se refere à estimativa de probabilidades, antes da sua implementação generalizada.

O recurso a *Árvores de Eventos* e a *Árvores de Falhas* para a realização de análises de riscos quantitativas de barragens constituirá sempre um trabalho dispendioso e demorado que se julga só se justificar em determinados enquadramentos e para determinados subsistemas.

A utilização dos métodos analisados deverá ser, preferencialmente, empreendida por equipas multidisciplinares, o que será mesmo um requisito no caso das análises quantitativas.



## **8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

### **8.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS**

As barragens são infra-estruturas fundamentais da nossa sociedade, promovendo, há mais de 5000 anos, a irrigação, o controlo de cheias, o abastecimento público e industrial, a produção de energia e as actividades recreativas.

A percepção dos riscos associados à construção e exploração destas obras, seja no que se refere a modos de colapso seja no que se refere a modos de perda de funcionalidade, ter-se-á colocado desde muito cedo, fruto dos primeiros acidentes.

As primeiras barragens construídas foram barragens de terra ou barragens mistas: de terra e muros de alvenaria ou de terra e enrocamento. A concepção estrutural destas obras foi evoluindo, em função de sucessos e de insucessos, sendo curioso assinalar que há cerca de 2300 anos havia já barragens com perfis tipo muito actuais.

Os fundamentos teóricos da Mecânica dos Solos começaram a emergir na segunda metade do século XVIII, embora, até cerca da segunda metade do século XIX, período em que se construíram muitas soluções inovadoras e/ou de grande dimensão, tenham sido suplantados pela utilização de regras empíricas. O grande número de roturas ocorrido, em particular nos Estados Unidos, favoreceu a valorização dos princípios científicos que já pautavam, à data, o dimensionamento de outros tipos de soluções de barragens.

A generalização da construção de barragens, a construção de barragens cada vez mais altas e o aumento substancial de estruturas e infra-estruturas nos vales a jusante, constituíram incentivos à divulgação dos conhecimentos e ao desenvolvimento de normas e regulamentação afim, matéria em que o trabalho da Comissão Internacional das Grandes Barragens, criada em 1928, importa realçar.

A sustentabilidade técnico-científica e o enquadramento normativo e regulamentar proporcionaram, no século XX, uma redução gradual das roturas de barragens. Não obstante, alguns acidentes de grandes consequências vieram trazer enfoque às matérias da segurança, tendo contribuído para a implementação, nos mais diversos países, de actividades de observação, inspecção e avaliação da segurança.

A dinâmica da sociedade actual, mais exigente e com mais capacidade de intervenção na tomada de decisões e na aprovação de empreendimentos, mais informada (embora muitas vezes de forma pouco rigorosa), através de uma comunicação social que divulga, em tempo real, consequências de grandes acidentes ocorridos em qualquer parte do mundo, e com maior consciência do valor dos *habitats* naturais, vem concorrendo para a discussão pública de matérias anteriormente circunscritas a um meio técnico-científico pouco habituado a ser questionado.

O aumento dos donos de obra privados, a maior durabilidade das barragens e a exigência crescente da regulamentação em vigor, vêem, por outro lado, dando enfoque às análises de custos-benefícios dos investimentos em novos empreendimentos ou em obras já construídas.

Estes factores impulsionam a busca de instrumentos que sustentem, da forma mais objectiva possível, as tomadas de decisão e que fomentem a interacção entre as diferentes entidades envolvidas e o público em geral, o que se crê promoverá a passagem das abordagens orientadas para a segurança (centradas nas obras) para as abordagens orientadas para o risco (tratando de forma integrada, acções, desempenho e consequências).

Este tipo de abordagens vem sendo aplicado nalgumas áreas técnico-científicas há algumas dezenas de anos, existindo, pois, ao dispor da engenharia de barragens, fundamentos e ferramentas técnicas que há, no entanto, que validar e adequar à especificidade deste tipo de obras, matéria para a qual se procurou contribuir com o presente trabalho.

Constituiu, pois, o objectivo geral deste trabalho, a reflexão sobre abordagens orientadas para o risco no domínio das barragens de aterro e a contribuição para a compreensão e para o desenvolvimento de metodologias e métodos de apoio à implementação da *Gestão de Riscos* e, em particular, da *Análise de Riscos*, com vista à sua utilização futura sustentada.

Do trabalho desenvolvido, sublinham-se, subsequentemente, algumas conclusões e alguns aspectos que se julga pertinente realçar.

#### ***Vulnerabilidades e fiabilidade de barragens de aterro***

As barragens de aterro são hoje as barragens mais construídas em todo o mundo. Tratam-se de soluções versáteis, cuja construção foi impulsionada, na segunda metade do século XX, pelos avanços tecnológicos no domínio da execução de aterros.

Durante este período, os desenvolvimentos científicos vieram também contribuir para a consolidação de algumas questões fundamentais associadas, designadamente, à sua concepção estrutural – salientando-se o papel dos sistemas filtrantes e drenantes, as condições de compactação dos materiais do núcleo de barragens de aterro zonado e a importância da folga – ao seu dimensionamento e à inspecção e observação do seu comportamento.

Não obstante o consenso generalizado de alguns conceitos fundamentais de projecto, tratam-se de obras sempre singulares, fruto da diversidade de factores que as condicionam e da sua valorização, necessariamente subjectiva, por parte do projectista, a quem cabe, apesar das incertezas, tomar decisões.

A implementação sustentada de abordagens orientadas para o risco requer, em primeiro lugar, o *conhecimento* das obras em questão, designadamente, das condicionantes locais e ambientais, dos materiais de construção e da concepção estrutural, de aspectos construtivos e de exploração, assim como dos estados limite e das sucessões de eventos que podem conduzir à sua materialização. Tratam-se de elementos que permitirão reflectir, de forma qualitativa ou quantitativa, sobre a fiabilidade da obra.

As bases de dados de barragens, com a síntese das suas principais características, e de registos históricos de roturas, ou de materialização de estados limite diversos, são veículos de informação e divulgação privilegiados, que podem fundamentar o cálculo de frequências históricas de rotura e de frequências normalizadas.

Esta é, aliás, a razão do enfoque que estas bases de dados têm tido na última década, fruto do interesse emergente pelas abordagens orientadas para o risco.

A análise dos registos históricos de roturas disponíveis na bibliografia da especialidade permite concluir que:

- a percentagem de roturas de grandes barragens tem vindo a decrescer, evidência que sobressai para as barragens construídas depois de 1950;
- uma grande percentagem de roturas ocorre em barragens com idades inferiores a 5-10 anos;
- os modos de rotura mais frequentes do corpo de barragens de aterro são a erosão externa por galgamento e a erosão interna, sendo as frequências de rotura por perda de estabilidade global inferiores;
- para barragens de aterro em exploração há mais de 5 anos, os três modos de rotura anteriormente mencionados terão frequências médias anuais de ocorrência da ordem de  $5,4 \times 10^{-5}$ ,  $5,6 \times 10^{-5}$  e  $1,5 \times 10^{-5}$ , respectivamente;
- a frequência anual de rotura (todos os modos) de barragens de aterro varia entre  $5 \times 10^{-4}$  e  $2 \times 10^{-5}$ .

A verificação da segurança e da funcionalidade com base no conceito de estados limite é prática corrente no domínio das estruturas há várias décadas, tendo sido recentemente adoptada pela engenharia civil geotécnica. Esta prática, adoptada a nível europeu pelos Eurocódigos, permitiu, designadamente, a uniformização dos procedimentos de verificação aplicáveis às obras de engenharia.

Julga-se que será uma apreciável mais valia a transposição deste tratamento da segurança e da funcionalidade para o dimensionamento de barragens de aterro, obras que integram um conjunto diversificado de estruturas (aterros, túneis, galerias, torres, passadiços, descarregadores de cheias, etc.), e para a implementação das análises de riscos, o que justificou a sua introdução no presente trabalho.

O parque de grandes barragens de aterro portuguesas em exploração contava, em 2005, com cerca de 153 obras, 93 das quais cadastradas no *síte* do INAG.

Trata-se de um parque de barragens muito heterogéneo que integra algumas soluções que foram, à data da sua construção, arrojadas e inovadoras para a época (construídas, fundamentalmente, antes de 1960), barragens que reflectem o conhecimento do comportamento dos solos, os avanços tecnológicos de execução de aterros e a integração progressiva de sistemas de observação (construídas entre 1960 e 1990) e barragens que encerram já uma consolidação dos critérios de projecto e dos procedimentos de execução e controlo (no essencial, posteriores a 1990).

Na década de 90, a publicação do Regulamento de Segurança de Barragens e das Normas de Projecto, de Observação e Inspeção e de Construção veio contribuir para a sistematização e generalização da boa prática na engenharia de barragens portuguesa.

Não obstante, o aumento significativo do número de barragens de aterro construídas neste período, designadamente promovidas por particulares e empresas privadas, contribuiu para a existência, hoje em dia, de

um número significativo de obras em exploração, de pequena a média dimensão, com concepções e dimensionamentos desconhecidos e/ou questionáveis, que conduziram ou a estados limite últimos ou a uma diversidade de estados limite de utilização.

As referências a roturas de barragens de aterro portuguesas, na bibliografia da especialidade, identificam uma única rotura de uma grande barragem com libertação do volume armazenado para jusante, a barragem de Venda Velha. Trata-se de uma barragem que rompeu em 1959, por erosão externa na sequência de galgamento por insuficiente capacidade de vazão do descarregador de cheias.

Outras roturas com libertação do volume armazenado têm sido referenciadas em barragens de pequena a média dimensão, como são exemplos os casos da barragem dos Hospitais, que rompeu por erosão interna na sequência do primeiro enchimento, e da barragem da Vendinha, que rompeu por erosão externa na sequência de galgamento.

As referências a barragens em que se materializaram estados limite últimos sem libertação do volume armazenado são em número bem superior. Regista-se, no entanto, a inexistência de uma base de dados destas ocorrências históricas, trabalho recentemente iniciado por um Grupo de Trabalho da CNPGB, que se reveste do maior interesse.

### **Gestão de Riscos**

A *Gestão de Riscos* consiste no desenvolvimento integrado das actividades de *Análise de Riscos* e de *Apreciação de Riscos (Avaliação de Riscos)* e de decisão e comunicação sobre a sua aceitabilidade e/ou tolerabilidade, mitigação, prevenção e detecção, planeamento de emergência e revisão de riscos (conjunto de actividades inserido no *Controlo de Riscos*).

A *Gestão de Riscos* conta com várias décadas de experiência e o reconhecimento generalizado nalgumas áreas técnico-científicas.

No domínio das barragens, o interesse pela *Gestão de Riscos* é relativamente recente e teve particular enfoque na última década, em que se multiplicaram os congressos e seminários sobre a matéria e se organizaram grupos de trabalho, designadamente no seio de comissões nacionais de grandes barragens de diversos países.

Existem, ao dispor da engenharia de barragens, métodos e técnicas de apoio à *Gestão de Riscos* e, em particular, à *Análise de Riscos*, relativamente aos quais há grande experiência de utilização noutras áreas científicas. Não obstante, as especificidades das barragens e o seu carácter singular exigem a realização de um trabalho de base pormenorizado, que fundamente a adaptação e/ou a utilização sustentada das ferramentas existentes, para o qual se procurou contribuir.

Vários são os benefícios e os obstáculos que têm sido associados à implementação da *Gestão de Riscos* no domínio das barragens. No que se refere aos principais benefícios, salienta-se a focalização no trinómio acções - desempenho - consequências e a explicitação das incertezas, aspectos que contribuirão, nomeadamente, para uma análise mais objectiva dos custos-benefícios de medidas estruturais e não estruturais para mitigação dos riscos.

No que se refere aos obstáculos, são de mencionar a complexidade da estimativa da probabilidade de ocorrência de determinados estados limite e, sobretudo, o cepticismo que precede, habitualmente, a aplicação de novas metodologias e que vem encontrando justificação no sucesso das abordagens tradicionais.

A aplicação à engenharia de barragens das actividades de *Gestão de Riscos* encontra-se, ainda, restringida a um pequeno número de países. Verifica-se, aliás, uma grande heterogeneidade de posições no seio dos países que integram a CIGB, que passa pela aceitação, aceitação condicionada ou contestação explícita a este tipo de abordagens.

Em Portugal, no domínio das barragens, não existe experiência na implementação de análises de riscos, embora algumas das actividades da *Gestão de Riscos*, designadamente do *Controlo de Riscos*, sejam uma prática estabelecida e disponham já de normas e regulamentação afim.

No presente trabalho caracterizaram-se, de forma adaptada às barragens de aterro, as actividades que integram a *Gestão de Riscos* e apresentou-se um glossário dos principais termos afins, após o que foram objecto de reflexão particular as actividades de *Análise de Riscos* e de *Apreciação de Riscos*.

#### Análise de Riscos

O objectivo último da realização de uma análise de riscos é o cálculo de uma grandeza matemática (ou par de valores) que, em determinado momento, traduza o estado da barragem, a expectativa do seu desempenho futuro e das suas consequências em caso de rotura. À análise de riscos está associada uma escala de tempo, que determina a necessidade de avaliar a evolução do risco durante a vida da obra.

Este objectivo, que move um grande número de entusiastas da matéria, talvez pelo grande atractivo de reduzir à expressão de um número algo de grande complexidade, está, crê-se, longe de ser atingido. Julga-se, aliás, mais apropriado o recurso ao par de valores (probabilidade de rotura; consequências) para caracterizar o risco.

No que se refere aos tipos de análises de riscos, julga-se necessário estabelecer, à data, uma separação entre as metodologias que podem ser objecto de aplicação prática na engenharia de barragens – análises qualitativas ou semi-quantitativas - e as metodologias que carecem de desenvolvimento científico e que devem ser encaradas, na generalidade das situações, ao nível da investigação – análises quantitativas (probabilísticas).

No que se refere à *Análise de Riscos*, foram objecto de tratamento particular a identificação e a avaliação de modos de rotura. No âmbito destas matérias, trataram-se, inicialmente, os aspectos relacionados com os objectivos das análises, a decomposição das barragens em subsistemas, a caracterização de acontecimentos iniciadores e de modos de rotura e introduziram-se os métodos de apoio à implementação de análises de riscos. No que se refere à avaliação dos modos de rotura, após algumas considerações gerais sobre incertezas e probabilidades, abordaram-se métodos de estimativa de probabilidades, designadamente, *juízo de engenharia*, *estimativa estatística com base em dados históricos* e *análises de fiabilidade*.

Ainda no âmbito da *Análise de Riscos*, tratou-se, naturalmente com menor desenvolvimento, a identificação e a avaliação das consequências, com vista à estimativa do risco.

As análises de riscos semi-quantitativas podem ser enquadradas por *estimativas estatísticas com base em dados históricos* e pelo *juízo de engenharia* e a criticidade incorporada por intermédio de ordenações qualitativas ou numéricas do grau de importância, seja dos modos de rotura seja das consequências.

As análises de riscos qualitativas ou semi-quantitativas caracterizam-se por alguma subjectividade, que não deve, contudo, ser motivo para as desvalorizar, até porque o carácter subjectivo do julgamento de engenharia tem estado sempre presente nas abordagens tradicionais de dimensionamento e de avaliação do desempenho das barragens, cujo sucesso, seja ao nível da segurança, funcionalidade ou durabilidade, é indiscutível.

As análises de riscos quantitativas baseiam-se, por um lado, na definição de curvas de casualidade dos acontecimentos iniciadores e, por outro, na definição das curvas de probabilidade condicionada de rotura do sistema para vários casos de carga, resultantes da partição das curvas de casualidade do acontecimento iniciador em questão.

Os diversos acontecimentos iniciadores que podem conduzir à rotura, as diferentes sucessões de eventos associadas a um determinado acontecimento iniciador, as incertezas relativas a cada um dos ramos destas sucessões de eventos e, conseqüentemente, as respectivas probabilidades condicionadas de materialização, são exemplos de factores que determinam a complexidade do cálculo probabilístico de rotura de uma barragem.

Não obstante, para algumas componentes das obras e/ou para alguns modos de ocorrência de estados limite (como é o caso da perda de estabilidade global do corpo de uma barragem de aterro) é possível dispor-se de modelos para estimação do desempenho previsível. Nestes casos, pode recorrer-se às análises de fiabilidade para cálculo da probabilidade de rotura.

No que se refere à quantificação das consequências, há que atender que estas também têm carácter probabilístico.

### Apreciação de Riscos

A diversidade de factores que influencia a percepção do risco e que determina a atitude, do indivíduo e da sociedade, perante o risco sublinha o seu carácter subjectivo e levanta a questão da validade de definição de critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco universais.

Embora seja difícil incorporar conceitos subjectivos em critérios de aceitabilidade e tolerabilidade do risco, cuja eficiência e clareza de aplicação estarão directamente relacionados com a sua objectividade, é previsível que estes assumam, pelo menos numa primeira fase, carácter essencialmente local e variem, designadamente, em função do nível de desenvolvimento, organização política e regulamentação em vigor em cada país.

Considerou-se, pois, pertinente, proceder à revisão dos critérios de apreciação de riscos utilizados noutras áreas técnico-científicas e das propostas de critérios que têm vindo a ser formuladas para as barragens, com vista à formulação de propostas de critérios de apreciação de análises de riscos semi-quantitativas e de análises quantitativas, para barragens portuguesas.

### Controlo de Riscos

No âmbito do *Controlo de Riscos*, foram objecto de referência sumária as actividades de decisão, redução, prevenção e detecção, planeamento de emergência, revisão e comunicação de riscos.

No trabalho desenvolvido não se deu destaque a estas matérias, que encerram um conjunto diversificado de actividades, algumas comuns ao controlo da segurança e que são actualmente de implementação corrente, e, outras, cujos assuntos ultrapassam o âmbito desta dissertação.

### ***Métodos de Análise Preliminar de Riscos de Portefólios de Barragens***

Os índices de riscos constituem os métodos privilegiados de apoio à realização de análises preliminares de riscos.

Tratam-se de métodos simples, de implementação expedita, que podem constituir ferramentas de grande utilidade para a análise de *portefólios* de barragens em exploração, para uma primeira apreciação de riscos e hierarquização das obras com vista a intervenções posteriores.

Estes métodos não devem ser utilizados quando se pretende reflectir de forma pormenorizada sobre o desempenho das obras, respectivos estados limite e consequências da sua materialização.

Os vários estados limite últimos, designadamente aqueles com capacidade para originar uma onda de cheia no vale a jusante, não são, em geral, objecto de avaliação, seja de forma directa ou indirecta.

A implementação deste tipo de métodos recorre ao conhecimento geral sobre alguns aspectos fundamentais que podem influenciar o desempenho da barragem e condicionar as consequências do seu colapso, mas não exige o conhecimento pormenorizado da barragem e das respectivas condicionantes.

No presente trabalho apresentou-se uma proposta de um método baseado em índices que visa fundamentar análises preliminares de riscos de barragens em exploração. Procurou-se integrar nestes índices os conceitos das abordagens orientadas para o risco e manter a simplicidade dos procedimentos de aplicação que caracterizam, duma maneira geral, este tipo de métodos.

Os índices propostos foram aplicados a 36 barragens portuguesas em exploração, o que permitiu rectificar algumas regras inicialmente antecipadas de classificação de descritores e de ordenação das barragens e, crê-se, validar os seus princípios e procedimentos de aplicação.

Não obstante, regras de ordenação desta natureza podem ser falíveis, pelo que a definição de prioridades de intervenção deverá ponderar, também, toda a informação qualitativa resultante da análise realizada.

### ***Métodos de Análise de Riscos de Barragens***

Os métodos de análise de riscos de barragens individuais têm em comum, duma maneira geral, o tratamento de eventos indesejáveis, das respectivas causas, efeitos e consequências, o que permite, designadamente, reflectir sobre as vulnerabilidades destas obras e fundamentar a definição de medidas de controlo dos riscos.



À excepção dos *Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas* (LCI), método desenvolvido recentemente, especificamente para barragens, os restantes métodos de análises de riscos tratados no presente trabalho vêm sendo aplicados noutras áreas técnico-científicas há algumas décadas, a saber:

- *Registo de Riscos e Registo e Criticalidade de Riscos*;
- *Análise dos Perigos e da Operacionalidade* (HAZOP);
- *Análise do Modo e Efeito das Falhas* (FMEA) e *Análise do Modo, Efeito e Criticalidade das falhas* (FMECA);
- *Análise de árvore de Eventos* (ETA);
- *Análise de árvore de Falhas* (FTA).

Os métodos acima identificados foram objecto de análise e adaptação ao domínio das barragens. Abordaram-se, designadamente, os seus objectivos, campos de aplicação, princípios e procedimentos de aplicação, tendo sido realizadas aplicações ilustrativas a casos reais.

As aplicações práticas realizadas incidiram, essencialmente, sobre a identificação e avaliação (nalguns casos) da componente do risco associada às barragens, matéria que é objecto de reflexão privilegiada no âmbito do presente trabalho. Não obstante, os métodos analisados poderão também, numa maneira geral, ser utilizados no domínio da identificação e avaliação das consequências.

O método LCI que, como se referiu, foi especificamente desenvolvido para barragens, integra a identificação e avaliação das duas componentes do risco, a associada à barragem e a associada às consequências da sua rotura. A análise e a aplicação prática realizada por intermédio deste método suscitaram uma proposta de alterações que se designou por SEI (*Diagramas de Subsistemas, Estados limite e seus Indicadores*).

Os métodos de análise de riscos tratados exigem um conhecimento pormenorizado das condicionantes locais e ambientais afins à obra, da sua concepção, do dimensionamento e das particularidades construtivas e relativas à exploração, assim como das consequências dos seus diferentes modos de rotura.

A utilização otimizada destes métodos passa por uma criteriosa avaliação prévia dos objectivos das análises de riscos, da informação existente e do tempo e orçamento disponíveis, que permita a selecção do método e da equipa técnica mais adequados, assim como o nível de desenvolvimento da análise a realizar.

Julga-se que os métodos tratados terão campos de aplicação privilegiados distintos, que se procuraram evidenciar com as aplicações ilustrativas realizadas.

Os *Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas*, ou a proposta de alteração, *Diagramas de Subsistemas, Estados limite e Indicadores*, poderão ser uma solução adequada para a implementação de análises de riscos de barragens em exploração há alguns anos, em que haja necessidade de privilegiar os resultados das visitas de inspecção.

Os *Registos de Riscos* poderão constituir-se como uma peça de projecto fundamental de apoio ao lançamento das empreitadas e à fase de construção.

A *Análise dos Perigos e da Operacionalidade* poderá ser uma excelente ferramenta de apoio à análise do desempenho das obras com base nos dados de observação.

A *Análise do Modo e Efeitos das Falhas* e a *Análise de Árvore de Eventos* são os métodos que se consideram mais versáteis, podendo ter uma aplicação transversal a todas as fases de vida e a todos os subsistemas das barragens.

A *Análise de Árvore de Falhas* estará mais vocacionada para análises pós-acidente, já que só analisa os modos de falha do sistema, ou seja, os modos de rotura da barragem ou dos respectivos subsistemas em análise. Trata-se de um método de aplicação menos intuitivo que as *Árvores de Eventos* (essencialmente por se tratar de um método dedutivo), mas que apresenta algumas vantagens relevantes, designadamente, a possibilidade de analisar a importância relativa dos eventos e das sequências de eventos que culminam na rotura. A sua aplicação conjunta com as *Árvores de Eventos* pode, pois, ser recomendável.

As análises de riscos qualitativas (ou as suas versões semi-quantitativas) por intermédio dos métodos tratados - *Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas* e *Diagramas de Subsistemas, Estados limite e seus Indicadores, Registos de Riscos, Análise dos Perigos e da Operacionalidade, Análise dos Modos e Efeitos das Falhas, Análise de Árvores de Eventos e Análise de Árvores de Falhas* - podem, à data, ser objecto de aplicação no domínio das barragens.

Análises de riscos quantitativas, por intermédio de *Árvores de Eventos* e de *Árvores de Falhas*, requerem, ainda, trabalho de investigação complementar e o desenvolvimento de programas de cálculo automático que suportem a sua aplicação corrente.

O recurso a *Árvores de Eventos* e a *Árvores de Falhas* para a realização de análises de riscos quantitativas de barragens constituirá sempre um trabalho dispendioso e demorado, que se julga só se justificar em determinados enquadramentos, para determinados subsistemas e/ou modos de rotura.

## 8.2 – DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

As questões inerentes à *Gestão de Riscos* e, em particular, à *Análise de Riscos* e à *Apreciação de Riscos*, são de grande interesse e actualidade e integram, no seu equacionamento, áreas de conhecimento e investigação muito diversas.

Apontam-se, em seguida, algumas linhas de investigação e de normalização que poderão vir a ser prosseguidas.

1. Organização de uma base de dados sobre as barragens de aterro portuguesas em exploração.
2. Organização de uma base de dados dos principais estados limite últimos e de utilização identificados em barragens de aterro.

3. Estimativa de frequências de ocorrências de estados limite em barragens portuguesas e definição de princípios para a estimativa de frequências normalizadas.
4. Desenvolvimento das técnicas de estimativa de probabilidades por intermédio do *juízo de engenharia*.
5. Desenvolvimento de procedimentos para estimativa de probabilidades dos principais modos de rotura de barragens de aterro por intermédio de *análises de fiabilidade* e de programas de cálculo automático de apoio à sua implementação.
6. Organização de um fórum de discussão sobre os princípios e os requisitos técnico-científicos que presidem à definição de critérios de apreciação de riscos.
7. Estimativa das probabilidades de rotura de barragens de aterro portuguesas, dimensionadas de acordo com as actuais normas e regulamentação, e das consequências da sua rotura, com vista à ratificação ou rectificação dos critérios propostos para apreciação de análises de riscos quantitativas.
8. Elaboração de Normas de aplicação de análises de riscos a barragens de aterro.
9. Adequação das Normas de Projecto de Barragens à filosofia dos Eurocódigos e das abordagens orientadas para o risco.

Há, efectivamente, muito que investigar e divulgar no âmbito das matérias tratadas com vista à implementação futura corrente da globalidade das abordagens orientadas para o risco no domínio das barragens.

Espera-se que o presente trabalho possa contribuir para que algumas das matérias tratadas sejam, no curto prazo, de utilização corrente no meio técnico-científico e constituir um estímulo para o desenvolvimento de novos trabalhos nesta área que, em conjunto, possam promover a divulgação e a aceitação das abordagens orientadas para o risco e o desenvolvimento de códigos de boa prática das diversas actividades de *Gestão de Riscos*.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aboelata, M., Bowles, D., e McCledland, D., 2003, "A model for estimating dam failure life loss", Proceedings of the Australian Committee on Large Dams Risk Workshop, Launceston, Tasmania, Australia

Alonso, E.E., Olivella, S., e Pinyol, N.M., 2005, "A review of Beliche dam", Geotechnique, Volume 51-Issue 4, ISS 0016-8505

Alonso, E.E., Olivella, S., Pinyol, N.M., 2006, "Impoundment and rainfall Induced deformation of rockfill dams", Proceedings of the 22<sup>th</sup> International Congress on Large Dams, Question 86, Volume III, pp. 469-484, 19 a 23 de Junho, Barcelona

Ambrósio, A., Brito, J., Fortes Monteiro e Betâmio de Almeida, A., 2005, "Reabilitação e reforço da segurança da barragem do Pisco". Seminário "Barragens, Tecnologia, Segurança e Interacção com a Sociedade", pp. 263 a 277, 27 a 29 de Outubro, LNEC, Lisboa

Åmdal, T., 1998, "The Norwegian approach to and guidelines for risk assessment for dams", Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, pp. 321-327, L. Berga, 17-19 June, Barcelona

Åmdal, T. e Riise, D., 2000, "Possibility of failure for Venemo dam, Norway. An analysis with focus on the reliability of the flood diversion works", Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I, pp. 569-585, CIGB, 19-22 September, Beijing

ANCOLD, 1994, "Guidelines on risk assessment", ANCOLD

ANCOLD Working Group on Risk Assessment, 1998, "Guidelines on risk assessment", Sydney, New South Wales, Australia

ANCOLD, 2003, "Guidelines for risk assessment" (revision of the 1994 edition)

Ang, A., e Tang, W., 1975, "Probability concepts in engineering planning and design. Volume I: Basic principles", Wiley & Sons, New York

Ang, A., e Tang, W., 1984, "Probability concepts in engineering planning and design. Volume II: Decision, risk, and reliability", Wiley, New York

Ang, A., e Tang, W., 1990, "Probability concepts in engineering planning and design. Volume II – Decision, risk and reliability", Ang e Tang

Aqualogus, 2001, "Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Teja", INAG

B. C. Hydro, 1993, "Guidelines for consequence-based dam safety evaluations and improvements". Hydroelectric Engineering Division Report n° H2528

## Referências bibliográficas

Baecher, G.B., Paté, M.E., e Neuville, R., 1980, "Risk of dam failure in benefit-cost analysis", *Water Resources Research*, Vol.16, nº 3, pp. 449-456

Ball, D.J., e Floyd, P.J., 1998, "Societal risks. Final report", [www.rpaltd.co.uk](http://www.rpaltd.co.uk)

Bartsch, M., e Gustafsson, A., 2000, "Risk analysis of the Seitevare rockfill dam", *Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I*, pp. 607-624, CIGB, 19-22 September, Beijing

Bea, R.G., 1990, "Reliability criteria for new and existing platforms", *Proceedings of the 22<sup>nd</sup> Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas

Beck, Ulrich, 1997, "Risk Society: Towards a New Modernity", Sage Publications, London, ISBN 0-8039-8346-8

Bedford, T., e Cooke, R., 2001, "Probabilistic risk analysis: foundations and methods", Cambridge University Press, ISBN 0521773202

Benjamin, J., e Cornell, C., 1970, "Probability, statistics, and decision for civil engineers", McGraw-Hill, New York

Betâmio de Almeida, A., 1999, "Riscos a jusante e legislação", *Jornada Técnica: Legislação sobre Segurança de Barragens*, Projecto NATO-PO Flood Risk Management, LNEC, Departamento de Hidráulica

Betâmio de Almeida, A., 2001, "Risco a jusante de barragens", Capítulo 7 do "Curso de Exploração e Segurança de Barragens", INAG, Lisboa

Betâmio de Almeida, A., e Santos, J., 2005, "Incerteza na análise do risco. Caso de ruptura de uma barragem de enrocamento", *Actas do Seminário "Barragens, Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade"*, pp. 595-607, 27 a 29 de Outubro, Lisboa

Betâmio de Almeida, A., e Viseu, T., 1997, "Dams and valleys safety: a present and future challenge", *Workshop on "Dams and Safety Management at Downstream Valleys"*, pp. 3-25, A.A. Balkema, Roterdão

Bohnenblust, H., 1998, "Risk-based decision making in the transportation sector"

BOSS DAMBRK, 1991, "User's Manual"

Box, G. E. P., e Muller, M. E., 1958, "A note on the generation of random normal deviates", *Annals of Mathematical Statistics*, American Statistical Association, Vol. 29, pp. 610-613, USA

Bowles, D.S., 2001, "Evaluation and use of risk estimates in dam safety decisionmaking", *Proceedings of the United Engineering Foundation Conference on Risk-Based Decision Making in Water Resources IX, "20-Year Retrospective and Prospective of Risk-Based Decision-Making"*, Santa Barbara, California, American Society of Civil Engineers

Bowles, D.S., 2003, "ALARP evaluation: using cost effectiveness and disproportionality to justify risk reduction", <http://www.engineering.usu.edu/uwrl/www/faculty/DSB/alarp.pdf>

## Referências bibliográficas

- Bowles, D.S., Anderson, L.R., e Glover, T.F., 1997, "A role for risk assessment in dam safety management", Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Hydropower Conference, Trondheim, Norway
- Bowles, D.S., Anderson, L.R., e Glover, T.F. 1998, "The practice of dam safety risk assessment and management. Its roots and its fruit", 18<sup>th</sup> USCOLD Annual Meeting and Lecture, Buffalo, New York, USA
- Bowles, D.S., Anderson, L.R., Glover, T.F., e Chauhan, S.S., 1999, "Understanding and managing the risks of aging dams: principles and case studies", 19<sup>th</sup> USCOLD Annual Meeting and Lecture, Atlanta, Georgia, USA
- Bowles, D.S., Douglas, L., e Johnson, 2001, "Specialty workshop on risk assessment for dams. Invited paper", 21<sup>th</sup> ASDSO Annual Conference, Snowbird, Utah, USA
- Bowles, D.S., e Chauhan, S.S., 2004, "Practical considerations in developing F-N curves for dam safety risk assessment", ANCOLD, NZCOLD Conference, 15 and 16<sup>th</sup> November, Melbourne, Australia
- Bowles, D.S., Glover, T.F., Anderson, L.R., e Chauhan, S.S, 2005, "Risk-based evaluation of operating restrictions to reduce the risk of earthquake-induced dam failure", Proceedings of the 2005 USSD Annual Lecture. Salt Lake City, U.T., June
- Brandão, C., e Rodrigues, R., 1998, "Precipitações intensas em Portugal Continental", Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, INAG
- British Columbia, 1998, "Dam safety guidelines. Inspection and maintenance of dams", Public Safety Section, ISBN 077263520
- British Standards Institution, 1991, "BS 5760: Part 5: 1991 Reliability of systems equipment and components – Guide to failure modes effects and criticality analysis (FMEA and FMECA)"
- Brito, A. C., 2006, "Compactação de aterros de barragens. Novas tecnologias de controlo", Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Geotecnia para Engenharia Civil pelo IST, Universidade Técnica de Lisboa
- Brito, A., Pimenta, L., Caldeira, L., e Viseu, T., 2005, "Rotura da ensecadeira de Odelouca. Aplicação de uma técnica simplificada de cálculo dos hidrogramas de cheia". Seminário organizado pela CNPGB "Barragens, Tecnologia, Segurança e a Interacção com a Sociedade", 27, 28 e 29 de Outubro, LNEC
- Brown, A.J., e Gosden, J.D., 2004, "Interim guide to quantitative risk assessment for UK reservoirs, Thomas Telford, ISBN 0 7277 3267 6
- Brown e Root, 2002, "Reservoir safety – Floods and reservoir safety integration". Final Report. Volume 1. Research Contract for Defra
- Caldeira, L., 2004, "Segurança em Geotecnia", Apontamentos da cadeira *Segurança em Geotecnia* do mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil

## Referências bibliográficas

Caldeira, L., 2002, “As análises de risco e as incertezas”, Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Volume 4, pp. 2295 a 2311, 15-18 Abril, LNEC, Lisboa

Caldeira, L., 2005, “Metodologias de análise de risco. Aplicações em geotecnia”. 2ªs Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia: “Modelação e Segurança em Geotecnia”, 29 e 30 de Setembro, LNEC, Lisboa

Caldeira, L., 2005a, “Análises de riscos em geotecnia. Aplicação a barragens de aterro”, Programa de investigação apresentado para obtenção de habilitação para as funções de coordenação científica, LNEC

Caldeira, L., e Pimenta, L., 2007, “New Proposal for Portfolio Assessment of Embankment Dams”, 5th International Conference on Dam Engineering, 14 a 16 Fevereiro, Lisboa

Caldeira, L., e Silva Gomes, A., 2006, “Portfolio Safety Assessment of Portuguese Fill Dams”, Proceedings of the 22<sup>th</sup> International Congress on Large Dams, Question 86, Volume III, pp. 271-290, 19 a 23 de Junho, Barcelona

Canadian Standards Association, 1993, “Guidelines and requirements for reliability analysis methods, Q636-93”

Catapirra, N.A., 1995, “Observação de barragens de aterro. Instrumentação e análise de resultados”, dissertação apresentada à UNLFC para obtenção do grau de mestre em Geologia de Engenharia

CEA, technologies Inc. dam safety interest group, 2003, “Dam risk assessment: A guide”

CEI 60812, 1995, “Techniques d’analyse de la fiabilité des systèmes – Procédure d’analyse des modes de défaillances et de leurs effets (AMDE)”

CEI 61882, 2001, “Etudes de danger et d’exploitation (etudes HAZOP). Guide d’application”

Célix, M.R., e Zaragoza, G., 1998, “Risk and safety”, Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, pp. 93-96, L. Berga, 17-19 June, Barcelona

CEN - European Committee of Standardization, 2001, “EN1990. Eurocode – Basis of structural design”, CEN, Bruxelas

CEN - European Committee of Standardization, 2001a, “EN1991. Eurocode 1 – Actions on structures”, CEN, Bruxelas

CEN - European Committee of Standardization, 2001b, “EN1997-1. Eurocode 7 – Geotechnical design. Part 1 – General Rules”, CEN, Bruxelas

CEN - European Committee of Standardization, 2002, “EN1997-2. Eurocode 7 – Geotechnical design. Part 2 – Ground investigation and testing”, CEN, Bruxelas

CEN - European Committee of Standardization, 2003, “EN1998. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 5 – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects”, CEN, Bruxelas



## Referências bibliográficas

CENOR, 2001, "Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vaqueiros", INAG

CENOR, 2001a, "Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Finca Rodilhas", INAG

Charles, J.A., 1986, "The significance of problems and remedial works at British earth dams. Proceedings of BNCOLD/IWES Conference on Reservoirs, pp. 123-141, Edinburgh, Instn Civ Engrs, London

Chauhan, S. S., Bowles, D. S., e Anderson, L. R., 2004, "Do current Breach parameter estimation techniques provide reasonable estimates for use in breach modeling?", Proceedings of Dam Safety 2004, ASDSO Annual Conference, Phoenix, September

Chicken, J.C., 1975, "Hazard control policy in Britain", Pergamon Press, New York

Christian, J., Ladd, C., e Baecher, G., 1994, "Reliability applied to slope stability analysis", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, nº 12, pp. 2180-2207

CIGB, 1974, "Lessons from dam incidents"

CIGB, 1982, "Automated observation for the safety control of dams", Boletim 41

CIGB, 1983, "Deterioration of dams and reservoirs"

CIGB, 1984, "World register of dams". Full Edition

CIGB, 1987, "Dam safety. guidelines", Boletim 59

CIGB, 1988, "World register of dams". Updating

CIGB, 1988a, "Inspection of dams following earthquake. Guidelines", Boletim 62

CIGB, 1988b, "Dam monitoring. General Considerations", Boletim 60

CIGB, 1989, "Rockfill dams with concrete facing. State of the art". Boletim nº 70

CIGB, 1989a, "Monitoring of dams and their foundations. State of the art", Boletim 68

CIGB, 1992, "Improvement of existing dam monitoring. Recommendations and case histories", Boletim 87

CIGB, 1993, "Embankment dams. Upstream slope protection. Review and recommendations", Boletim 91

CIGB, 1994, "Ageing of dams and appurtenant works", Boletim 93

CIGB, 1995, "Embankment dams. Granular filters and drains". Review and recommendations", Boletim 95

CIGB, 1995a, "Dam failures. Statistical analysis", Boletim 99

CIGB, 1997, "Dams less than 30 m high. Cost savings and safety improvements", Boletim 109

## Referências bibliográficas

CIGB, 2003, "World register of dams"

CIGB, 2005, "Risk assessment in dam safety management. A reconnaissance of benefits, methods and current applications", Boletim 130

CIRIA, 2000, "Risk Management for U.K. reservoirs", C542

Clayton, C.R.I., 2001, "Managing Geotechnical Risk. Improving Productivity in UK Building and Construction". Thomas Telford Publishing, ISBN: 0727729675

CNPGB, 1992, "Large dams in Portugal", CNPGB

COBA, 1977, "Aproveitamento hidroagrícola de Macedo de Cavaleiros. Projecto de Execução da barragem do Azibo"

COBA, 1978, "Aproveitamento hidroagrícola da Cova da Beira. Projecto de Execução da barragem da Meimosa"

COBA, 1979, "Abastecimento de água ao concelho do Fundão. Projecto de Execução da barragem da Capinha"

COBA, 1982, "Aproveitamento hidroagrícola da Cova da Beira. Assistência Técnica à construção da barragem da Meimosa. Correspondência"

COBA, 1983, "Aproveitamento hidroagrícola do Marvão. Projecto de Execução da barragem da Apartadura"

COBA, 1987, "Projecto de Execução da barragem de S. Domingos"

COBA, 1988a, "Alteamento da barragem de Água Industrial de Aljustrel"

COBA, 1993, "Projecto de Execução da barragem do Abrilongo"

COBA, 1994, "Estudos de revisão do projecto da barragem do Sabugal e do circuito hidráulico Sabugal-Meimosa: Volume III- Barragem do Sabugal. Memória e Volume IV – Barragem do Sabugal. Desenhos

COBA, 1996, "Estudos e Projectos relativos à construção da barragem no rio Iraí. Projecto de Execução" (Volumes I a IX), SANEPAR

COBA, 1999, "Estudos e Projectos relativos à construção da barragem no rio Iraí. Memória Técnica", SANEPAR

COBA, 2000, "Reformulação do projecto da barragem dos Minutos: Volume I - Tomo 1 (Memória. Barragem), Volume II - Tomo 2 (Desenhos. Barragem)

COBA, 2000a, "Projecto da barragem de Odelouca a montante da ribeira de Monchique", Volume I – Memória

COBA, 2000b, "Barragem de Odelouca a montante da ribeira de Monchique", Estudo Prévio

COBA, 2001, "Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Daroeira", INAG

## Referências bibliográficas

- COBA, 2001a, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem da Venda Velha”, INAG
- COBA, 2001b, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Porches”, INAG
- COBA, 2001c, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vale Cobrão”, INAG
- COBA, 2001d, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Michões”, INAG
- COBA, 2001e, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Sobrena”, INAG
- COBA, 2001f, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Algalé II”, INAG
- COBA, 2001g, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Cadouços II”, INAG
- COBA, 2001h, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Cadouços III”, INAG
- COBA, 2001i, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Monte dos Alhos”, INAG
- COBA, 2001j, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Covões”, INAG
- COBA, 2001k, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Cadouços I”, INAG
- COBA, 2001l, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vale da Ursa”, INAG
- COBA, 2001m, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Charnequinha”, INAG
- COBA, 2001n, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Terça”, INAG
- COBA, 2001o, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Algalé I”, INAG
- COBA, 2001p, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Fazenda Julieta”, INAG
- COBA, 2001q, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vale de Bebedouro”, INAG
- COBA, 2001r, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Pias”, INAG
- COBA, 2001s, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Negrelinhos”, INAG
- COBA, 2001t, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Carregal I”, INAG
- COBA, 2001u, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vinte e Dois”, INAG
- COBA, 2001v, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vale de Arca II.
- COBA, 2001w, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Maçanedo”, INAG
- COBA, 2001x, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vale da Torre”, INAG

## Referências bibliográficas

- COBA, 2001y, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Maroteiras”, INAG
- COBA, 2001z, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Cabeça de Cabra”, INAG
- COBA, 2001aa, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Nabos”, INAG
- COBA, 2001ab, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Vale de Carneiros”, INAG
- COBA, 2001ac, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Vale Sanceiro”, INAG
- COBA, 2001ad, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Vale da Arca I”, INAG
- COBA, 2001ae, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Vale Pinheiro”, INAG
- COBA, 2001af, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Malhada Alta”, INAG
- COBA, 2001ag, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Valeira Alta”, INAG
- COBA, 2001ah, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Retorta”, INAG
- COBA, 2001ai, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Vergancinho”, INAG
- COBA, 2001aj, “Plano especial de inspecção 2001. Barragem de Soberanas de Baixo”, INAG
- COBA, 2003, “Assessoria Técnica à construção da barragem de Odelouca. RM18 - Missão de 04/09/2003”
- COBA, 2003a, “Assessoria Técnica à construção da barragem de Odelouca. RM20 - Missão de 27/10/2003”
- COBA, 2003b, “Assessoria técnica à construção da barragem de Odelouca. RM22 - Missão de 15/09/2004”
- COBA, 2004, “Assessoria Técnica à construção da barragem de Odelouca. NT86\_CO - Estudos de rotura da ensecadeira de Odelouca à cota 66,5”
- COBA, 2004a, “Assessoria Técnica à construção da barragem de Odelouca. NT80\_CO - Análise dos resultados do controlo dos aterros da ensecadeira e das respectivas condições de segurança”
- COBA, Hidroprojecto e Gibb, 1998, Barragens de Monte da Rocha, Santa Clara e Roxo. Estudos relativos à segurança estrutural e hidráulico-operacional. Relatório de inspecção da barragem de Monte da Rocha
- COBA, Hidroprojecto e Gibb, 1999, Barragens de Monte da Rocha, Santa Clara e Roxo. Estudos relativos à segurança estrutural e hidráulico-operacional. Barragem de Monte da Rocha. Avaliação da segurança hidráulico-operacional
- COBA, Hidroprojecto e Gibb, 1999a, Barragens de Monte da Rocha, Santa Clara e Roxo. Estudos relativos à segurança estrutural e hidráulico-operacional. Barragem de Monte da Rocha. Reforço do Plano de Observação. Memória

## Referências bibliográficas

COBA, Hidroprojecto e Gibb, 2000, Barragens de Monte da Rocha, Santa Clara e Roxo. Estudos relativos à segurança estrutural e hidráulico-operacional. Plano de Emergência

Cordeiro, M., Ferreira, I., Dias da Silva, Vaz Branco, Ribeiro, V., 1999, "Legislação sobre segurança de barragens: o ponto de vista do dono de obra (Grupo EDP), Jornada Técnica: Legislação sobre Segurança de Barragens, Projecto NATO-PO Flood Risk Management. LNEC, Departamento de Hidráulica

Cruz, P., e Freitas, M., Jr, 2007, "Cracks and flows in concrete face rock fill dams (CFRD)", comunicação apresentada na 5<sup>th</sup> International Conference on Dam Engineering, pp. 1-11, 14-16 February, LNEC, Lisboa

Cyganiewicz, J.M, e Smart, J.D., 2000, "U.S. Bureau of Reclamation's use of risk analysis and risk assessment in dam safety decision making", Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I, pp. 351-369, CIGB, 19-22 September, Beijing

DGRAH, 1979, "Aproveitamento hidráulico da ribeira do Beliche. Barragem do Beliche. Estudo Geológico"

DGSH, 1961, "Aproveitamento hidroagrícola da Graça do Divor. Tomo 1 – Síntese do Projecto e Tomo 2 – Barragem: Volume I (Texto), Volume II (Desenhos)"

DGSH, 1965, "Plano de rega do Alentejo. Aproveitamento hidroagrícola do Alto Sado: Volume I (Síntese do Projecto)"

DGSH, 1978, "Projecto do regadio de Alfândega da Fé. Alterações (Texto e Desenhos)"

DGSH, 1973, "Plano de rega do Alentejo. Barragem de Fonte Serne: Volume I (Memória Descritiva), Volume III (Desenhos)"

DGSH, 1970, "Aproveitamento hidroagrícola de Odivelas. Barragem de Alvito: Volume I (Memória Descritiva), Volume VI (Desenhos)"

Douglas, M.S., e Wildavsky, A., 1982, "Risk and culture". University of California Press, Berkeley

DWAF, 1998, "Water Act n° 38 – 1998", [www.dwaf.gov.za](http://www.dwaf.gov.za)

Einstein, H. H., 2002, "Risk assessment and management in geotechnical engineering", Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Volume 4, pp. 2237 a 2262, 15-18 Abril, LNEC, Lisboa

Faber, M.H., 2001. "Lectures notes on risk and safety in civil engineer", Swiss Federal Institute of Technology, [http://e-collection.ethbib.ethz.ch/ecol-pool/lehr/lehr\\_60.pdf](http://e-collection.ethbib.ethz.ch/ecol-pool/lehr/lehr_60.pdf)

Farmer, F.R., 1967, "Siting criteria. A new approach", Atom, IAEA Symposium on Containment and Siting, vol.128, p.p. 152-170, 3-7 April, Vienna

FBO, 2001, "Plano especial de inspecção 2001. Barragem do Facho II", INAG

FBO, 2001a, "Plano especial de inspecção 2001. Barragem do Facho I", INAG

## Referências bibliográficas

FBO, 2001b, "Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Grous", INAG

FBO, 2001c, "Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Garfanês", INAG

FBO, 2001d, "Plano especial de inspeção 2001. Barragem da Namorada", INAG

FBO, 2001e, "Plano especial de inspeção 2001. Barragem das Mercês", INAG

Fell, R., MacGregor, P., e Stapledon, D., 1992, "Geotechnical engineering of embankment dams", A.A. Balkema, P.O. Box 1675, 3000 BR Rotterdam, Netherlands

Ferry Borges, J., e Castanheda, M., 1985, "Structural safety". Curso 101, 3ª edição, LNEC, 1985

Flynn, J., Slovic, P., e Mertz, C.K., 1994, "Gender, race, and perception of environmental health risks". Risk Analysis, 14(6), 1101-1108, Society for Risk Analysis

Flynn, J., Slovic, P. e MacGregor, D., 2000, "A brief history of risk perception", Low Dose Risk, Decisions and Risk Communication Workshop, June 12-14, Eugene

Foster, M., Fell, R., e Spannagle, M., 2000, "The statistics of embankment dam failures and accidents", Canadian Geotechnical Journal, 37, pp. 1000-1024

Franca, M., 2002, "Caracterização e modelação numérica e experimental da ruptura provocada por galgamento de barragens de enrocamento", dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, para obtenção do grau de mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos

FRCOLD, 1997, "Internal erosion: typology, detection, repair", Barrages et Reservoirs nº 6, French Commission on Large Dams

Froehlich, D. C., 1995, "Embankment dam breach parameters", Proceedings of the 1995 ASCE Conference on Hydraulic Engineering, pp. 887-891, San António, Texas, Agosto

Froehlich, D.C., 1987, "Embankment-dam breach parameters", Proceedings of the 1987 National Conference on Hydraulic Engineering", ASCE, August, pp. 570-575, New York

Funnemark, E., Odgaard, E. e Ekkje, S.A., 2000, "Risk analysis of the Valldalen dam", Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I, pp. 587-606, CIGB, 19-22 September, Beijing

Funtowicz, S.O., e Ravetz, J.R., 1992, "Three types of risk assessment and the emergence of postnormal science", in *Social Theories of Risk* Praeger Westport Connecticut, pp. 251-274

Garbrech, G., 1985, "Sadd-el-Kafara: the world's oldest large dam", Water Power and Dam Construction, July

Geoslope, 2004, "SLOPE/W users' guide"

GIBB, 2001, "Plano especial de inspeção 2001. Barragem da Herdade do Grou", INAG

## Referências bibliográficas

Goldeberg, B.E., Everhart, K., Steven, R., Babbitt III, N., Clemens, P., e Stout, L., 1994, “System engineering toolbox for design-oriented engineers”, National Aeronautics and Space Administration, Marshall Space Flight Center. MSFC, Alabama 35812, Nasa Reference Publication 1358

Gossman, D., 2004, “Hazop reviews”, GI Tech Notes, Volume 4, nº 8, Gosman Consulting, Inc., revisão da edição de Agosto de 1998

Graham, W.J., 1998, “Estimating life loss due to dam failure”, USBR, Denver, Colorado

Groningen, 1978, “Criteria for risk related to dangerous goods”, Provincial policy, environmental issues for the Province of Groningen, Netherlands

GTAR - Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens, 2005, “1º Relatório de Progresso”, CNPGB, <http://cnpgeb.inag.pt/>

GTAR- Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens, 2006, “2º Relatório de Progresso”, Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, <http://cnpgeb.inag.pt/>

GTLB, 2001, “Final report of the working group on dam legislation”, Clube Europeu da CIGB

Gulvanessian, H., Calgaro, J. e Holicky, M., 2002, “Designers’ guide to EN 1990”, Eurocode: Basis of Structural Design, Thomas Telford, London, p.161

Guedes de Melo, F., 1985, “Compactação de aterros de barragens de terra”, LNEC, reimpressão em 1994

Hartford, D.N.D., e Stewart, R.A., 1999, “PREP – A low risk approach to dam safety prioritisation”, ANCOLD Bulletin 112, August 1999, pp. 65-75

Hartford, D.N.D., e Baecher, G., 2004, “Risk and uncertainty in dam safety”, Thomas Telford, ISBN 0727732706

Hartley, M.A., 2004, “Pitfalls for the unwary director in emergency situations”, presentation to the ANCOLD Workshop of Emergency Preparedness, 17<sup>th</sup> November Melbourne, Australia

Hidroprojecto, 1970, “Estudo geológico da barragem da Burga”

Hidroprojecto, 1972, “Aproveitamento hidroagrícola do Vale da Vilaríça. Barragem de Vilares (ou Burga). Projecto: Volume 1 (Peças Escritas), Volume 2 (Peças Desenhadas)”

Hidroprojecto, 1980, “Aproveitamento da ribeira do Beliche. Volume I: Tomo 1 (Memória Descritiva e Justificativa), Tomo 3 (Estudos Hidráulicos)”

Hidroprojecto, 2001, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem da Tabueira”, INAG

Hidroprojecto, 2001a, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem da Freixeirinha”, INAG

Hidroquatro, 2001, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Morgado D’Arge”, INAG



## Referências bibliográficas

Hidroquatro, 2001a, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vale da Telha”, INAG

Hidrorumo, 2001, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem da Curalha”, INAG

Hidrorumo, 2001a, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem da Fonte Longa”, INAG

Hidrorumo, 2001b, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Palameiro”, INAG

Hidrorumo, 2001c, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Vale Covo”, INAG

Hidrorumo, 2001d, “Plano especial de inspeção 2001. Barragem de Prada”, INAG

Hirschbberg et al., 1996, “Severe accidents in the energy sector”. Paul Scherrer Institute, Suíça

Howley, I., McGrath, S., e Stewart, D., 2000, “A business risk approach to prioritising dam safety upgrading decisions, Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I, pp. 261-277, CIGB, 19-22 September, Beijing

HSE (Health and Safety Executive), 1995, “Generic terms and concepts in the assessment and regulation of industrial risks”, Her Majesty’s Stationery Office, London, United Kingdom

HSE (Health and Safety Executive), 2001, “Reducinng risks, protecting people”, Her Majesty’s Stationery Office, Norwich, United Kingdom, ISBN 0717621510

Hughes, A. K., e Kite, P., 1998, “Reservoir legislation in the UK: past, present and future”, 1998, Proceedings of the international symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, pp. 3-7, L. Berga, 17-19 June, Barcelona

Hughes, A.K., Hewlett, H., Samuels, P.G., Morris, M., Sayers, P., Moffat, I., Harding, A., e Tedd, P., 2000, “Risk management for UK reservoirs”, CIRIA. ISBN 0 8601 7542 1

Hughes, A. K., 2001, “Reservoir legislation in the UK: past, present and future – an update”, 1998, Proceedings of the ICOLD European Symposium: Dams in European Context, Geiranger, Norway, 25-27 June, pp. 193-194, Midttømme, Honningsvåg, Reep, Vaskinn et Westeren

INAG (Instituto da Água), 2001, Elementos de base para realização dos estudos do “Plano especial de inspeção 2001”

Institution of Civil Engineers, 2000, “A guide to the reservoirs act 1075”

INERIS – Institut National de L’Environnement Industriel et des Risques, 2003, “Outils d’analyse des risques générés par une installation industrielle”, Direction des Risques Accidentels

International Electrotechnical Commission, 1985, “IEC 812, Analysis techniques for system reliability – Procedure for failure modes and effects analysis”

## Referências bibliográficas

IT-Knowledge Company, 2004, "White paper. Software safety processes, analysis and standards". [www.systematic.dk](http://www.systematic.dk)

Jansen, R. B., 1980, "Dams and public safety", USBR; Government Printing Office, Washington, D.C.

JAOHA, 1933, "Obra nº 8 do Ribatejo. Paul de Magos. Projecto de enxugo, defesa e rega: Volume 1 (Memória da parte hidrológica, agronómica e florestal), Volume 2 (Memória da barragem, da rede de rega e do estudo geológico), Volume 5 (Apêndices), Volume 6 (Peças desenhadas da barragem), Volume 7 (Peças desenhadas), Volume complementar (Modificações introduzidas em obediência ao Conselho Superior de Obras Públicas)

JAOHA, 1936, "Rega do vale do Sado (curso inferior), 2ª Parte: i) Parte descritiva, Tomo I – Síntese e ii) Peças Desenhadas, Tomo III.

JAOHA, 1937, "Relatório da Direcção das Obras de Hidráulica Agrícola de 1933 a 1936"

JAOHA, 1941, "Rega dos vales de Campilhas e de São Domingos. Parte descritiva: Tomo 1 (Síntese do Projecto), Tomo 2 (Estudo agronómico e estudo das obras)"

JAOHA, 1941a, "Relatório da Direcção das Obras de Hidráulica Agrícola de 1939 a 1940"

JAOHA, 1945, "Relatório da Direcção das Obras de Hidráulica Agrícola de 1941 a 1944"

Johansson, S., 1997, "Seepage monitoring in embankment dams", Doctoral Thesis, Division of Hydraulic Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Sweden

Johnson, D., 2000, "Risk is not a four letter word: ten years of success using a risk-based dam safety approach in Washington", <http://www.ecy.wa.gov/programs/wr/dams/images/pdfs/asdso-rp.pdf>

Johnston, T.A., Millmore, J.P., Charles, J.A., e Tedd, P., 1999, "An Engineering guide to the safety of embankment dams in the United Kingdom, Building Research Establishment Report 363, Watford

Jonkman, S.N., Van Gelder, A.J.M., e Vrijling, J.K, 2001, "Flood risk calculated with different risk measures", <http://hydr.ct.tudelft.nl/wbk/public/gelder/paper101c.doc>

Jonkman, S.N., Van Gelder, A.J.M., e Vrijling, J.K, 2002, "An overview of quantitative risk measures for loss of life and economic damage", Journal of Hazardous Materials A99 (2003) 1-30

Jorissen, R.E., Stallen, P.J.M., 1998, "Quantified societal risk and policy making", Kluwer academic publishers, Dordrecht

Kahneman, D., e Tversky, A., 1982, "Subjective probability: a judgement of representativeness" in "Judgment under uncertainty: Heuristics and biases", Slovic, P., and Tversky, A., Cambridge University Press, New York, p. 32-47

## Referências bibliográficas

- Kasperson, R.E., Ortwin, R., Slovic, P., Brown, H., Emel, J., Goble, R.L., Kasperson, J.X., e Ratick, S.J., 1988, "The social amplification of risk: a conceptual framework". *Risk analysis*, 8(2), 177-187. [www.decisionresearch.org](http://www.decisionresearch.org)
- Kreuzer, H., 2000, "The use of risk analysis to support dam safety decisions and management", Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, General Report of Question 76, 19-22 September, Beijing
- Lafitte, R., 1996, "Classes of risk for dams", *Hydropower and Dams – Issue Six*, pp. 59-66
- Laginha, S., 1982, "Elements for a thorough statistical analysis of dam failures". Separata da revista da Universidade de Coimbra, Vol. XXIX, ano de 1981, pp.163-178
- Lemperière, F., 1996, "Dams and flood risks", *in Dams and Safety Management at Downstream Valleys*, Betâmio de Almeida e Viseu, T., A.A. Balkema, Roterdão, pp. 51-55
- Lichtenstein, S., Fischhoff, B., e Philips, L., 1982, "Calibration of probabilities: state of the art to 1980" *in* "Judgment under uncertainty: Heuristics and biases", Slovic, P., and Tversky, A., Cambridge University Press, New York, p. 306-334
- Ljøfodt, T., 1998, "The Norwegian regulations and guidelines on dams: dam safety in an uncertain habitat", Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, pp. 9-11, L. Berga, 17-19 June, Barcelona
- LNEC, 1971, "Plano de Observação da barragem do Monte da Rocha"
- LNEC, 1996, "Inspeção preliminar da barragem de Pego do Altar". Relatório 164/96 – NF/NO/NHE
- Maranha das Neves, E., 1987, "Barragens de aterro. Experiência portuguesa", Conferência Ibero-Americana sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Volume 3, pp. 63-98, Lisboa, LNEC
- Maranha das Neves, E., 1991, "Comportamento de barragens de terra-enrocamento", Tese de Doutoramento. UNLFACT
- Maranha das Neves, E., 1993, "Fills and embankments", International Conference on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks. General Report, Athens, v.3, p.2023-2037
- Maranha das Neves, E., 1994, "Estados Limites e Segurança em Geotecnia". XI Lição Manuel Rocha, 1994. Geotecnia nº72, pp. 5-62
- Maranha das Neves, E., 2002, "Algumas considerações sobre a mecânica dos enrocamentos", *Solos e Rochas*, São Paulo, 25, (3): p.161-203, Setembro-Dezembro
- Maranha das Neves, E., 2002a, "Breves considerações sobre análises de risco de obras geotécnicas em Portugal", 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Volume 4, pp. 2313-2317, 15 a 18 de Abril, Lisboa

## Referências bibliográficas

Martins, R., 1999, “Legislação sobre segurança de barragens: matérias pertinentes”. Comunicação apresentada na jornada técnica “Legislação sobre segurança de barragens”, Projecto NATO-PO Floodrisk management, LNEC, Departamento de Hidráulica

Martins, R., 2002, “A folga em barragens”. Memória nº 828. LNEC

Matias Ramos, C., 1995, “Segurança de barragens. Aspectos hidráulicos e operacionais”, ICT, Informação Técnica, Hidráulica, ITH38, LNEC, Lisboa

Matias Ramos, C., 1999, “Segurança hidráulico-operacional e legislação”, Jornada Técnica: Legislação sobre Segurança de Barragens, Projecto NATO-PO Flood Risk Management. LNEC, Departamento de Hidráulica

Matos, M., e Gomes, E., 2005, “Barragem do Arnóia – Tratamento da fundação por vibrosubstituição”. Comunicação apresentada ao Seminário “Barragens, Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade”, pp. 251 a 262, LNEC, 27 a 29 de Outubro, Lisboa

Mcgrath, S., 2000, “To study international practice and use of risk assessment in dam management”, The Winston Churchill Memorial Trust of Australia

McDonald, L., Cooper, B., e Wan, C., 2000, “Some lessons from use of risk assessment to aid dam safety evaluation”, Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I, pp. 279-302, CIGB, 19-22 September, Beijing

Melchers, R.E., 1999, “Structural reliability analysis and prediction”, Second Edition, John Willey and Sons

Menescal, R., Vieira, V.B., e Oliveira, S., 2001, “Terminologia para análise de risco e segurança de barragens”. 24º Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza, Brasil

Mineiro, A.C., 1978, Mecânica dos solos e fundações I. Capítulo 1. IST

Mineiro, A.C., 1992, “Dimensionamento de barragens de aterro. Novos critérios de segurança”. 7ª Lição Manuel Rocha”, Geotecnia nº 62.

Mora Ramos e Caldeira, L., 2001, “Tipos de barragens. Escolha da solução”, Secção 1.2 do Curso de Exploração e Segurança de Barragens, INAG, Lisboa

Moris, M., Hewlett, H., e Elliott, C., 1999, “Risk and Reservoirs in the UK”, <http://www.ymparisto.fi/download.asp?contentid=16869&lan=EN>

Nathwani, J.S., Lind, N.C., e Pandey, M.D., 1997, “Affordable safety by choice: The life quality method, Institute for Risk Research, University of Waterloo, Waterloo, Canada

Norsk Hydro ASA e DNV, 2003, “Risk acceptance criteria for hydrogen refueling stations”, European integrated hydrogen project, contract ENK6-CT2000-00442

## Referências bibliográficas

Numerador, 2005, “Estudos de reforço das origens de água da albufeira da Sobrena. Défice de água na albufeira da Sobrena. Análise da situação”

NWREA - Norwegian Water Resources and Energy Administration, 1986, “The Norwegian regulations for planning, construction and operation of dams, Norwegian University Press, ISBN82-00-36158-6

NZSOLD, 1997, “Guidelines on inspecting small dams”, NZSOLD

Oliveira Lemos, F., 1987, “Estruturas hidráulicas. Experiência portuguesa”, Conferência Ibero-Americana sobre aproveitamentos hidráulicos, Volume 3, pp. 99-112, LNEC, Lisboa

Oliveira, S., 1976, “Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicações em Portugal”, Relatório integrado nos Estudos no Domínio do Plano de Investimentos e do Plano de Edifícios, LNEC

Oosthuizen, Chris, e Elges, Heinrich, 1998, “Risk analysis of dams in South Africa – 13 years on”, Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, pp. 337-344, L. Berga, 17-19 June, Barcelona

Patrick, J.G., e Kulesza, R.L., 1974, “Etude et construction des barrages en terre et en enrochement” in “Leçons tirées des accidents de barrages. Appendice A”, pp. 236-293, CIGB

Penman, A.D., 1985, “Latest geotechnical developments relating to embankment dams. Ground Engineering, May, p.19-27

Penman, A.D., 2000, “Risk assessment and the safety of tailing dams and waste impoundments”. Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, pp. 113-121, 19-22 September, Beijing

Penman, A.D., Saxena, K.R., e Sharma, V.M., 1999, “Instrumentation, monitoring and surveillance. Embankment dams”, A. A. Balkema, Roterdão, ISBN 9054102993

Pidgeon, N.C., Hood, C., e Jones, D., 1992, “Risk: analysis, perception and management”. The Royal Society London 89-134

Pimenta, L., e Vazquez, J., 1997, “L’importance de l’auscultation sur l’évaluation de la sécurité”. Texto de apoio às acções de formação de técnicos argelinos da Agence National des Barrages, contrato internacional do consórcio COBA, Coyne et Bellier, Tractebel, “Auscultation et Expertise des Barrages”

Pimenta, L., e A. Silva Gomes, 2000, “Monte da Rocha dam. Analysis of monitoring results”. Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 78, Volume III, pp. 347-368, 19-22 September, Beijing

Pimenta, L., Carreto, J., Oliveira, R., 2002, “A barragem do Irai. Análise dos dados de observação”. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia. Volume 2, pp. 1027 a 1038. Lisboa, 15 a 18 de Abril, LNEC

Pimenta, L., Caldeira, L., Silva Gomes, A., 2005, “Análise de riscos da ensecadeira de Odelouca. Aplicação de uma metodologia simplificada com base nos Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas,

## Referências bibliográficas

Seminário organizado pela CNPGB “Barragens, Tecnologia, Segurança e a Interacção com a Sociedade”. 27, 28 e 29 de Outubro, LNEC, Lisboa

Pinto de Magalhães, A., 1983, “Descarregadores em labirinto”. Memória nº 605, LNEC

Procesl, 1982, “Barragem da Marateca. Projecto de Execução. I – Pelas Escritas: Volume 1 (Memória Descritiva e Justificativa), Volume 2 (Anexos), Volume 3 (Programa de Concurso e Caderno de Encargos)”

Prosistemas, 1995, “Reabilitação da obra do Paul de Magos. Barragem e órgãos anexos: Volume 1 (Memória Descritiva e Medições), Volume 2 (Processo de Concurso), Volume 3 (Orçamento), Volume 4 (Desenhos), Volume 5 (Aditamento)”

Quintela, A. C., Cardoso, J. L., Mascarenhas, J. M, 1987, “Aproveitamentos hidráulicos a Sul do Tejo”, Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos, Lisboa

Rac Engineers & Economists, 1999, “Alamo Dam demonstration risk assessment. Summary Report. Draft”, Contract DAWCW72-94-D-0003, Report ordered by *U.S. Army Corps of Engineers*

Rettemeier, K., Falkenhagen, B., e Kongeter, J., 2000, “Risk assessment – new trends in Germany”, Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I, R41, pp. 625-641, 19-22 September, Beijing

Rettemeier, K, Nilkens, B, Falkenhagen, B, e Jurgen Kongeter, 2002, “New developments in dam safety. Feasibility evaluation on risk assessment.”, [http://www.talsperrenkomitee.de/german\\_research/index.cgi/page/article\\_id/1...29/06/2002](http://www.talsperrenkomitee.de/german_research/index.cgi/page/article_id/1...29/06/2002)

RESCDAM, 1999, “Final report of RESCDAM seminar”, International Methods of Risk Analysis, Damage Evaluation and Social Impact Studies Concerning Dam-Break Accidents, Finnish Environment Institute, Seinajoki, Finland

Rissler, P., 2002, “Dimensioning of the design flood as part of a reservoir safety concept”; [http://www.talsperrenkomitee.de/german\\_research/index.cgi/page/article/article\\_id/1](http://www.talsperrenkomitee.de/german_research/index.cgi/page/article/article_id/1)

Robertson, A.M., 2003, “Safety audit & risk management of tailing dams”, [www.robertsongeoconsultants.com](http://www.robertsongeoconsultants.com)

Ribeiro da Silva, Matos Almeida, J., Rocha Afonso, 2005, “Segurança hidráulico-operacional de grandes barragens portuguesas”, Seminário “Barragens, Tecnologia, Segurança e Interacção com a Sociedade”, pp. 447-466 27 a 29 de Outubro, LNEC, Lisboa

Ruud, A.M. e Midttømme, G.H., 1998, “Norwegian Guidelines on Dam Break Analysis – From theory to practice”, Proceedings of the international symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, pp. 259-265, L. Berga, 17-19 June, Barcelona

## Referências bibliográficas

Sandilands, N.M., e Findlay, J.W., 2000, "Development of a risk based approach to dam safety management", Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I, pp. 133-148, CIGB19-22 September, Beijing

Santos, R., 2006, "Enquadramento das análises de riscos em geotecnia". Dissertação para obtenção do grau de mestre em Geotecnia para Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Schneider, J., 1994, Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen, Grundwissen für Ingenieure. VDF, Hochschulverlag AG an der ETH Zurich.

Schnitter, Nicholas J., 1994, "A history of dams", A. A. Balkema, Roterdão

Schnitter, Nicholas J., 1979, "Roman dams", Water Supply and Management, Vol. 3, Pergamon Press, Londres

Scottish Executive, 2006, "Consultation on regulations and guidance to be made under part 1 of the civil contingencies act 2004", [www.scotland.gov.uk/consultations/justice/crqcca-07.asp#4](http://www.scotland.gov.uk/consultations/justice/crqcca-07.asp#4)

Sêco e Pinto, 1987, "Observação de barragens de aterro", ICT, Especialização e Aperfeiçoamento, Geotecnia, S 281, LNEC

Sherard, J.L., 1979, "Trends and debatable aspects in embankment dam engineering", Water Power

Sherard, J.L., 1984, "Sinkholes in dams of course, broadly graded soils", Proceedings of the 13<sup>th</sup> Congress on Large Dams, Vol 2. , pp. 25-35, New Delhi

Sherard, J.L., 1985, Correspondence, Water Power and Dam Construction, March, p.40-42

Sherard, J.L., 1986, "Hydraulic fracturing in embankment dams, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, nº10, October, pp. 905-927

Silva Cardoso, 2002, "Segurança e fiabilidade", Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Volume 4, pp. 2263-2294, 15 a 18 de Abril, LNEC, Lisboa

Silva Gomes, A., 1994, "Aspectos da segurança das barragens portuguesas". Protecção Civil, ano VI, II série, nº 4, Junho/Setembro

Silva Gomes, A., 1996, "Aspectos da segurança das barragens portuguesas", Seminário "Segurança de Barragens Portuguesas em Serviço", Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, Lisboa, 23 e 24 de Maio.

Silva Gomes, A., 1999, "Considerações sobre a aplicação e revisão do regulamento de segurança de barragens e suas normas complementares", Jornada Técnica sobre Legislação sobre Segurança de Barragens, Projecto NATO-PO Flood Risk Management, LNEC, Departamento de Hidráulica



## Referências bibliográficas

Silva Gomes, A., 2001, "Apresentação e análise da regulamentação". "Curso de Segurança e Exploração de Barragens", Capítulo 2, pp. 2-1 a 2-38, INAG

Singh, K. P., 1989, "Some pertinent considerations in dam and reservoir design". Proceedings of the Conference "Waterpower 89", pp.184-193, Anthony J. Eberhardt

Siveira, A. F., 1990, "Some considerations on the durability of dams", ICT, Informação Científica, Barragens, INCB 6, LNEC

Skipp, B., e Woo, G., 1993, "A question of judgement: Expert or engineering?" Proceedings of Conference on Risk and Reliability in Ground Engineering, London, Thomas Telford, Paper 2, pp. 29-39

Slovic, P., 1972, "From Shakespeare to Simon: Speculations and some evidence about man's ability to process information". Research Bulletin, volume 12, number 2. April 1972. [www.decisionresearch.org](http://www.decisionresearch.org)

Slovic, P., 1987, "Perception of risk". *Science* nº 236, pp. 280-285

Slovic, P., Fischhoff, B. e Lichtenstein, S., 1981, "Rating the risks", Proceedings of Conference on Risk/Benefit Analysis in Water Resources Planning and Management, Plenum Press, pp. 193-218, September 21-26, Pacific Grove, California

Slovic, P., e Peters, E., 1998, "The importance of worldviews in risk perception". *Risk decision and policy*, 3(2), 165-170

Slovic, P., Flynn, J., Mertz, C.K., e Poumadere, M., 1996, "Nuclear power and the public: a comparative study of the risk perception in France and the United States". Report number 96-6, Decision Science Research Institute, Eugene, Oregon

Slovic, P., e Weber, E.U., 2002, "Perception of risk posed by extreme events". Conference "Risk Management Strategies in an Uncertain World," April 12-13, New York

Slovic, P., Finucane, M.L., Peters, E., e MacGregor, D.G., 2002, "Risk as analysis and risk as feelings. Some Thoughts about affect, reason, risk and rationality", Annual meeting of the society for risk analysis, New Orleans, Louisiana, December 10. [www.decisionresearch.org](http://www.decisionresearch.org)

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1990, "Regulamento de segurança de barragens" (RSB), Decreto-Lei Nº 11/90, 6 de Janeiro

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1993, "Regulamento de pequenas barragens" (RPB), Decreto-Lei Nº 409/93, 14 de Dezembro

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1993a, "Normas de projecto de barragens" (NPB), Portaria 846/93, 10 de Setembro

## Referências bibliográficas

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1993b, "Normas de observação e inspecção de barragens" (NOIB), Portaria 847//93, 10 de Setembro

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1998, "Normas de construção de barragens" (NCB), Portaria 246/98, 21 de Abril

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 2007, "Regulamento de segurança de barragens" (RSB), Decreto-Lei Nº 344/2007, 15 de Outubro

Stewart, R., 2000 "Dam risk management" GeoEng2000, Melbourne, Austrália, <http://lib.jzit.edu.cn/geoeng/PAPERS/INVITED/STEWART.pdf>, pp. 28

Tecniagra, 1976, "Reforço do abastecimento de água ao concelho de Figueira de Castelo Rodrigo. Volume I – Barragem"

Tetraplano, 2001, "Plano especial de inspecção 2001". Barragem de Zambujo.

Thomas, H.H., 1979, "The engineering of large dams", John Wiley and Sons, London

TAW, Technical Advisory Committee on Water Defences, 1985, "Some considerations of an acceptable level of risk in the Netherlands"

UNDRO, 1991, "Mitigating natural disasters: Phenomena, effects and options. A manual for policy makers and planners", Office of the United Nations Disaster Relief Coordinator, New York

US Army Corps of Engineers, 1986, "Engineering and Design – Seepage Analysis and Control for Dams", EM-1110-2-2300, Maio

US Department of Defense, 1980, "Mid-Std-1629A, Military standard procedures for performing a Failure Modes, Effects and Criticality Analysis", Washington D.C.

US Water Resources Council, 1983, "Economical and environmental principles and guidelines for water and related land resources implementation studies", US Government Printing Office, Washington D.C.

USACE, 1999, "Alamo Dam Demonstration Risk Assessment. Summary Report"

USACE, 2004, "Review of risk based prioritization/Decision making methodologies for dams", George Washington University Institute for Crisis, Disaster, and Risk Management, 29<sup>th</sup> of April

USBR, 1980, "Safety evaluation of existing dams", U.S. Department of the Interior, Water Resources Technical Publication, Denver, Colorado

USBR, 1987, "Design standards nº 13 – Embankment dams", Chapter 5 – Protective filters, May

USBR, 1989, "Policy and procedures for dam safety modification decision-making.", Dam Safety Office, Denver

## Referências bibliográficas

USBR, 1992, "Freeboard criteria and guidelines for computing freeboard allowance for storage dams", ACER Technical Memorandum nº 2. Assistant Commissioner – Engineering and Research Denver, Colorado

USBR, 1997, "Guidelines for achieving public protection in dam safety decisionmaking", U.S. Department of the Interior

USBR, 2001, "Risk based profiling system", Technical Manual

USBR, 2003, "Guidelines for achieving public protection in dam safety decisionmaking" (Replaces 1997 guidelines), Technical Service Center, Denver, Colorado

USBR, 2003a, "Dam Safety Risk Analysis Methodology. Version 3.3.1" Technical Service Center, Denver, Colorado

USCE, 1976, "Instrumentation of earth and rockfill dams. Engineer manual EM 1110-2-1908. Part 2 of 2", Washington

USDA SCS, Soil Conservation Service, 1986, "Soil mechanics. Note nº 1: Guide for determining the gradation of sand and gravel filters", January

USNRC, 1981, "Fault tree handbook, NUREG-0492, US Nuclear Regulatory Commission, Washington D.C.

Vaughan, P.R., e Soares, H. F., 1982, "Design of filters for clay cores of dams, ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Divison, vol. 108, GT1, January p. 17-31

Vazquez, 2002, "A Geotecnia em aproveitamentos hidráulicos. Alguns casos práticos", Conferência apresentada ao 8º Congresso Nacional de Geotecnia, 15-18 de Abril, LNEC, Lisboa

Vazquez, J., e Pimenta, L., 1997, "A problemática da escolha da solução de barragem – Casos recentes no país. Comunicação apresentada ao 6º Congresso Nacional de Geotecnia, 15 a 18 de Setembro, IST, Lisboa

Vazquez, J., Pimenta, L., Amaral, J., Carreto, J., 1997, "A Revisão do Projecto da Barragem do Irai". Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia. Volume 3, 15 a 18 de Setembro, IST, Lisboa

Veesaert, Chris J., USBR, 1996, "Lessons from dam incidents", Curso de Segurança de Barragens e Planos de Emergência, textos de apoio, INAG, Lisboa

Veiga Pinto, 1994, "Caracterização de materiais de aterro. Modelos discretos e contínuos", Programa de Investigação apresentado a concurso para acesso à categoria de investigador coordenador do LNEC

Veiga Pinto, 2007, "Influence of the type of rock on mechanical properties of rockfill", 5th International Conference on Dam Engineering, 14-16 de Fevereiro, LNEC, Lisboa

Veiga Pinto e Faria, R., 2001, "Incidentes, acidentes e rupturas em barragens", Capítulo 3 do "Curso de Exploração e Segurança de Barragens", INAG, Lisboa

## Referências bibliográficas

Vick, S.G., 1997, "Dam safety risk assessment: New directions", *Water Power and Dam Construction*, 49(6)

Vick, S.G., 2002, "Degrees of belief. Subjective probability and engineering judgement", ASCE Press, Virginia, ISBN 0784405980

Viseu, T., 2006, "Segurança dos vales a jusante de barragens. Metodologias de apoio à gestão do risco", Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pelo IST, Universidade Técnica de Lisboa

Vitor de Mello, 1977, "Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams", *Géotechnique* 27, nº 3, 279-355

Vitor de Mello, 2000, "Some Illusions, Pitfalls and Inconsequential Initiatives in Risk Assessment Quantifications", *Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I*, pp. 51-76, 19-22 September, Beijing

Walo, 1994, "Asphalt hydraulic engineering", Walo Bertschinger Ltd, Switzerland

Watson, D., e Perera, S., 2000, "Risk assessment issues for dam safety management", *Proceedings of the Twentieth Congress on Large Dams, Question 76, Volume I*, pp. 313-324, CIGB, 19-22 September, Beijing

Webby, M.G., 1996, "Discussion of: Peak outflow from breached embankment dam", *Journal of Water Resources, Planning and Management*, vol. 122, nº 4, pp. 316-317

Whitman, R. V., 1984, "Evaluating calculated risk in geotechnical engineering", *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 110(2), 145-188

Wynne, B., 1992, "Risk and Social Learning: Reification to engagement" in *Social Theories of Risk*, Praeger Westport Connecticut, pp. 275-300

