

Enquadramento das Análises de Riscos em Geotecnia

Ricardo Neves Correia dos Santos

Dissertação defendida a 8 de Novembro de 2006 na
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL)
para obtenção do grau de
Mestre em Geotecnia para Engenharia Civil

A presente dissertação foi preparada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
no âmbito do Protocolo existente entre a FCT-UNL e o LNEC

Arguentes

Doutor Ricardo Oliveira (FCT-UNL)

Doutor António Silva Cardoso (FEUP)

Doutora Laura Caldeira (LNEC) – orientadora

Doutor João Bilé Serra (LNEC) – co-orientador

Doutora Paula Varatojo (FCT-UNL)

Lisboa, 2006

Enquadramento das Análises de Riscos em Geotecnia

Resumo

A análise de riscos constitui uma área de capacidades e de méritos reconhecidos nas mais diversas disciplinas, dadas a diversidade e as potencialidades das metodologias disponíveis. No entanto, estas potencialidades não são directa e imediatamente transportáveis para o âmbito da Geotecnia devido às significativas incertezas envolvidas neste tipo de estruturas.

A aplicação das análises de riscos em Geotecnia encontra-se num estado muito incipiente, no entanto, tem vindo cada vez mais a ganhar relevância em conferências e tem sido frequentemente assunto em revistas da especialidade.

Nesta tese realiza-se um estudo de enquadramento geral das análises de riscos em Geotecnia, perspectivando-se os seus objectivos, os respectivos domínios de aplicação, os métodos de análise de riscos disponíveis e a sua aplicação a casos concretos.

Apresentam-se em pormenor os seguintes métodos: análise dos modos de rotura e seus efeitos (*FMEA*) e sua criticalidade (*FMECA*) e análise de árvore de falhas (*FTA*).

Aplicam-se os métodos *FMEA* e *FMECA* a uma estrutura geotécnica, mais concretamente, a uma barragem de aterro convencional para retenção de rejeitados (barragem de Cerro do Lobo).

Apesar das análises de riscos em Geotecnia, presentemente, serem ainda complexas e a sua execução ser demorada podem ser extremamente úteis em obras cujos eventuais riscos sejam elevados e associados a consequências importantes. Permitem detectar ou controlar atempadamente os eventuais problemas e gerir os riscos reduzindo-os, tão cedo e tão eficiente em termos de custos quanto possível.

As abordagens tradicionais baseadas em regulamentos de engenharia têm-se mostrado adequadas para a análise da segurança da maioria das estruturas geotécnicas. No entanto, reconhecidas as vantagens das análises de riscos admite-se que estas possam vir a desempenhar uma função central das actividades desenvolvidas em programas de segurança modernos de obras geotécnicas importantes.

Palavras-chave: análise de riscos, *FMEA*, *FMECA*, *FTA*, barragem de aterro.

Risk Assessment Framework in Geotechnical Engineering

Abstract

Risk analysis constitutes an area of recognized capabilities and credits in many disciplines, given the diversity and the potentialities of the available methodologies. However, these potentialities are not directly and immediately transportable for the scope of the Geotechnical Engineering given the significant uncertainties involved in geotechnical structures.

Risk analysis application in geotechnical structures is still in an incipient state. However, is gaining relevance in conferences and is being a frequent topic in major magazines.

In this work are presented, the objectives, the applications and the available methods of risk analysis in Geotechnical Engineering.

The following methods are presented in detail: *Failure Modes and Effects Analysis (FMEA)*, *Failure Modes Effects and Criticality Analysis (FMECA)* and *Fault Tree Analysis (FTA)*.

FMEA and *FMECA* methods are applied to a particular geotechnical structure, specifically, to a tailing dam (Cerro do Lobo dam).

Although risk analysis application in Geotechnical Engineering, can be a complex and time consumption process it can be extremely useful in structures whose potential risks are considerable and associated with important consequences. Risk analysis allows detection or control of eventual problems and managing the risks to reduce them in terms of costs so in an early stage as efficiently as possible.

The conventional approaches based on engineering regulations have given good result for the study of the security of the majority of the Geotechnical structures. However, recognized the advantages of risk analysis they can play a major role in the activities of modern programs of security of important Geotechnical structures.

Keywords: risk assessment, *FMEA*, *FMECA*, *FTA*, embankment dam

Índice de Texto

Capítulo 1 Introdução	1
1.1 Enquadramento da tese.....	1
1.2 Objectivos e principais contribuições da tese.....	7
1.3 Organização da tese.....	8
Capítulo 2 Conceitos e princípios fundamentais das análises de riscos	11
2.1 Risco.....	11
2.1.1 Definição de risco.....	11
2.1.2 Tipos de risco	12
2.1.3 Significância do risco	13
2.2 Perigo, vulnerabilidade e rotura	13
2.2.1 Definição de perigo e de vulnerabilidade.....	13
2.2.2 Definição de rotura.....	17
2.2.3 Definição de acidente e de incidente	17
2.3 Probabilidade e incerteza	18
2.4 Consequências.....	21
2.5 Sistemas, modelos e rotura de sistemas.....	25
2.6 Modo de rotura, mecanismo de rotura e cenário de rotura.....	27
2.7 Processos de gestão de riscos	29
2.7.1 Percepção inicial do problema	30
2.7.2 Avaliação de riscos.....	31
2.7.2.1 Análise de riscos.....	31
2.7.2.2 Apreciação de riscos.....	35
2.7.3 Selecção de opções de projecto	38
2.7.4 Tomada de decisões/recomendações e de controlo de riscos	38
Capítulo 3 Análise da probabilidade de roturas	41
3.1 Requisitos para a estimação de probabilidades	41
3.2 Obtenção de distribuições das variáveis de entrada dos modelos	42
3.2.1 Abordagem estatística (baseada em frequências de ocorrência de eventos)	43
3.2.2 Principais funções de distribuição de probabilidades.....	43
3.2.3 Limitações das abordagens estatísticas	47
3.3 Análises de sensibilidade da resposta.....	48
3.4 Obtenção de distribuições de probabilidades para as respostas do sistema	48
3.5 Determinação da probabilidade de rotura (com base na teoria da fiabilidade)	49

3.5.1 Métodos analíticos exactos.....	49
3.5.2 Métodos aproximados.....	50
3.5.3 Métodos de simulação numérica	51
3.6 Simulação de Monte Carlo	51
3.6.1 Procedimento do método.....	52
3.6.2 Exemplo simples de aplicação em Geotecnia.....	54
3.7 Utilização de probabilidades obtidas por julgamento de especialistas	59
Capítulo 4 Principais métodos de análises de riscos.....	61
4.1 Abordagens de análise indutivas e dedutivas	61
4.2 Análises de riscos qualitativas e quantitativas.....	63
4.3 Síntese dos principais métodos de análise de riscos	65
4.3.1 Análise por listas de verificações	66
4.3.2 Análise preliminar de riscos (<i>PRA</i>)	67
4.3.3 Análise de perigos e operacionalidade (<i>HAZOP</i>).....	68
4.3.4 Índices de risco	68
4.3.5 Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas (<i>LCI</i>).....	69
4.3.6 Análise por árvore de eventos (<i>ETA</i>).....	72
4.4 Considerações finais.....	74
Capítulo 5 Análise dos modos de rotura e seus efeitos (<i>FMEA</i>) e sua criticalidade (<i>FMECA</i>)75	75
5.1 Origens do método	75
5.2 Características gerais	76
5.3 Aplicabilidade do método em Geotecnia.....	77
5.4 Objectivos principais e resultados típicos	77
5.5 Requisitos iniciais.....	79
5.6 Etapas da <i>FMEA</i>	80
5.6.1 Estruturação do sistema geotécnico.....	80
5.6.2 Funcionalidades das componentes básicas	82
5.6.3 Modos de rotura.....	85
5.6.4 Identificação das causas iniciadoras (e dos modos de rotura contribuintes)	86
5.6.5 Descrição dos efeitos dos modos de rotura.....	87
5.6.6 Métodos de detecção e de controlo disponíveis	88
5.7 Etapas para análise da criticalidade (<i>FMECA</i>)	89
5.7.1 Estimação da criticalidade de cada modo de rotura.....	90
5.7.2 Medidas de mitigação de riscos.....	97
5.7.3 Avaliação dos resultados obtidos.....	97

5.8 Articulação do processo da <i>FMECA</i> com a gestão de riscos	98
5.8.1 Processo da <i>FMEA</i>	99
5.8.2 Processo da <i>FMECA</i>	100
5.8.3 Representação da criticalidade dos modos de rotura.....	101
5.8.4 Apreciação de riscos.....	102
5.8.5 Tomada de decisões/recomendações e de controlo de riscos	103
5.9 Documentação da <i>FMEA/FMECA</i>	104
5.10 Regras de base.....	109
5.11 Principais limitações na utilização da <i>FMEA/FMECA</i>	114
5.12 Considerações finais.....	117
Capítulo 6 Análise por árvore de falhas (<i>FTA</i>).....	119
6.1 Origens do método	119
6.2 Características gerais.....	120
6.3 Aplicabilidade em Geotecnia	122
6.4 Objectivos principais e resultados típicos	122
6.5 Elementos e simbologia das árvores de falhas	123
6.5.1 Evento de topo e eventos intermédios.....	123
6.5.2 Eventos primários.....	124
6.5.3 Portas lógicas (ou operadores lógicos).....	125
6.5.4 Elementos de transferência.....	130
6.6 Processo de construção da árvore de falhas	130
6.6.1 Etapas	131
6.6.2 Actividades complementares e regras de base	136
6.6.3 Dependência de eventos	137
6.7 Exemplo de uma árvore de falhas para um muro de suporte	138
6.8 Análise das árvores de falhas	141
6.8.1 Análise qualitativa.....	142
6.8.2 Análise quantitativa.....	148
6.9 Articulação da <i>FTA</i> com o processo de decisão.....	152
6.10 Vantagens e desvantagens da <i>FTA</i>	153
Capítulo 7 Aplicação de Geotecnia – <i>FMEA/FMECA</i> de uma barragem de aterro	157
7.1 Descrição sucinta da barragem de Cerro do Lobo	157
7.2 Análise dos modos de rotura e seus efeitos (<i>FMEA</i>).....	162
7.2.1 Âmbito da análise.....	162
7.2.1.1 Fase da obra em análise.....	162

7.2.1.2 Variáveis de estado	163
7.2.2 Definição do sistema geotécnico	165
7.2.3 Modos potenciais de rotura, suas causas e seus efeitos	184
7.2.4 Medidas de detecção e de controlo disponíveis.....	190
7.3 Análise da criticalidade (<i>FMECA</i>)	195
7.3.1 Estimação da severidade das consequências relativas às sequências de efeitos.....	196
7.3.2 Estimação da verosimilhança dos modos de rotura das componentes básicas	199
7.3.3 Criticalidade dos modos de rotura	206
7.4 Documentação da análise e dos seus resultados.....	208
7.5 Resultados mais significativos.....	212
7.6 Considerações finais.....	214
Capítulo 8 Considerações finais e perspectivas futuras	217
8.1 Considerações finais.....	217
8.2 Futuros desenvolvimentos	220
Anexo A Ficha de identificação e características gerais da barragem de Cerro do Lobo.....	223
Anexo B Resultados da <i>FMEA</i> efectuada para a barragem de Cerro do Lobo.....	231
Referências bibliográficas.....	249

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Percepção de Riscos vs Análise de Riscos vs Gestão de Riscos (© 2006 por Sidney Harris, <i>HEMISPHERES magazine</i> , disponível em [5]).....	3
Figura 2.1 – Perigos, vulnerabilidade e consequências em barragens (adaptado de [20]).....	14
Figura 2.2 – Exemplos de perigos associados a movimentos de terra: a) queda de blocos; b) escorregamentos de solo; c) deslizamentos em rocha; e d) escoamentos viscosos de solo [21].....	15
Figura 2.3 – Vulnerabilidades associadas ao perigo de movimentos de terras [21].....	16
Figura 2.4 – Probabilidade de ocorrer um evento, P , com um período de retorno, T , (em anos) durante um período de N anos.....	19
Figura 2.5 – Formação de brecha da <i>barragem de Teton</i> , 1976 (foto retirada de [30]).....	23
Figura 2.6 – Exemplo de uma estrutura hierárquica das consequências de uma rotura [20].....	25
Figura 2.7 – Exemplo de um sistema onde se englobam as partes de interesse (adaptado de [20]).....	26
Figura 2.8 – Exemplo de um modelo espacial de uma barragem de aterro (enrocamento).....	27
Figura 2.9 – Exemplo de um modelo matemático de uma barragem de aterro (malha de elementos finitos).....	27
Figura 2.10 – Ilustração de possíveis modos de rotura para um sistema associado a um dique (adaptado de [29]).....	28
Figura 2.11 – Tipos de movimentos de terras: a) queda de blocos; b) escorregamento de terras; c) fluência (<i>spread</i>); d) derrubamento de blocos; e e) escoamento viscoso. As linhas a tracejado indicam as superfícies originais do terreno (escalas meramente indicativas) ([35], citado em [21]).....	29
Figura 2.12 – Enquadramento do processo de uma gestão de riscos.....	30
Figura 2.13 – Escorregamento de um talude natural (Po Shan Road landslide, Mid-levels, Hong Kong Island, retirado de [39]).....	33
Figura 2.14 – Critérios de aceitabilidade de perdas de vidas em caso de rotura de barragens: na Austrália (à esquerda); e nos Estados Unidos da América (à direita).....	36
Figura 2.15 – <i>Acceptable Risk Bubble</i> (adaptado de [50]).....	37
Figura 3.1 – Abordagem para obtenção da probabilidade de uma rotura do sistema.....	42
Figura 3.2 – Representação conjunta das funções densidade de probabilidades dos efeitos das ações E e da resistência R : abordagem de fiabilidade (à esquerda); abordagem baseada em riscos para perda de funcionalidade (à direita).....	47
Figura 3.3 – <i>Simulação de Monte Carlo</i> para determinar a probabilidade de rotura, p_r , de um evento (exemplo de um modelo com três variáveis estatisticamente independentes).....	52
Figura 3.4 – Exemplo de uma avaliação da fiabilidade de um talude ao escorregamento [69].....	54
Figura 3.5 – Funções densidade de probabilidades para as variáveis de entrada W , F_1 e F_2	55

Figura 3.6 – Função de probabilidades de $g(W, F_1, F_2)$ e a sua curva de ajustamento por uma distribuição normal (de Gauss).....	57
Figura 3.7 – Função densidade de probabilidades de $g(W, F_1, F_2)$, considerando $r_{F_1 F_2} = 0,6$ (à esquerda) e $r_{F_1 F_2} = 0,9$ (à direita). Curvas de ajustamento (distribuições de Gauss)..	58
Figura 4.1 – Distinção esquemática entre abordagens indutivas e dedutivas.....	62
Figura 4.2 – Diagrama LCI para uma ensecadeira (barragem de Odelouca), apresentado em [7].....	70
Figura 4.3 – Exemplo simples de uma árvore de eventos para uma barragem de aterro, em que o evento iniciador (sismo) tem probabilidade de ocorrência de $P = 0,01$ (adaptado de [20])	73
Figura 5.1 – Variação das acções minimizadoras de riscos relativamente à fase da vida útil da obra em que se está a utilizar a FMEA.....	78
Figura 5.2 – Hierarquização de um sistema para uma abordagem funcional (parte do exemplo da barragem de Cerro do Lobo).....	81
Figura 5.3 – Bloco Funcional de um FBD.....	83
Figura 5.4 – FBD para um subsistema de 1º nível (exemplo da barragem de Cerro do Lobo)	84
Figura 5.5 – Ilustração de um potencial modo de rotura numa cortina flexível multi-ancorada (rotura à tracção do cabo de pré-esforço numa ancoragem).....	85
Figura 5.6 – Ilustração das etapas a percorrer numa FMECA, quando inserida numa gestão de riscos (adaptado de [87]).....	89
Figura 5.7 – Exemplo de uma matriz de criticalidade (5×6).....	95
Figura 5.8 – Índices de criticalidade, I_{cr} , para cada par (<i>Veros, Sev</i>).....	96
Figura 5.9 – Gestão de riscos com base no processo de uma FMECA.....	98
Figura 5.10 – Criticalidade dos modos de rotura (índice de criticalidade).....	102
Figura 5.11 – Criticalidade dos modos de rotura (matriz de criticalidade)	102
Figura 5.12 – Limites dos riscos para o índice de criticalidade.....	103
Figura 5.13 – Bandas de criticalidade de uma matriz de criticalidade	103
Figura 5.14 – Cadeia de modos de rotura em subsistemas de nível de detalhe sucessivamente inferior (Barragem de Cerro do Lobo).....	111
Figura 5.15 – Perfil transversal da barragem de Campilhas, Cercal – Portugal [89]	115
Figura 6.1 – Aspecto gráfico de uma árvore de falhas simples	121
Figura 6.2 – Exemplo para o processo de identificação do caminho que conduziu à ocorrência do evento de topo.....	123
Figura 6.3 – Equivalência dos operadores lógicos E e OU com os sistemas em série e em paralelo..	126
Figura 6.4 – Combinação das portas lógicas OU e NEGAÇÃO	128
Figura 6.5– Fundação de um pilar por um grupo de seis estacas. Planta (à esquerda) e corte transversal (à direita).....	128

Figura 6.6 – Árvore de falhas com portas lógicas <i>RESTRICÇÃO</i> e <i>VOTO</i> (sistema da Figura 6.5)	129
Figura 6.7 – Etapas do processo de construção de uma árvore de falhas.....	132
Figura 6.8 – Forças interessando o equilíbrio vertical de paredes de contenção “tipo <i>Berlim</i> ” durante o seu processo construtivo [101]	134
Figura 6.9 – Consideração das <i>CCF</i> na árvore de falhas com redundâncias.....	137
Figura 6.10 – Tipos de causas/fontes de eventos dependentes em sistemas com redundâncias	138
Figura 6.11 – Muro de suporte e suas condições externas	139
Figura 6.12 – Árvore de falhas para a rotura do muro de suporte representado na Figura 6.11	140
Figura 6.13 – Continuação da árvore de falhas da Figura 6.12 (Elemento de transferência G4).....	141
Figura 6.14 – Exemplo de uma árvore de falhas para um sistema redundante	145
Figura 6.15 –Árvore de falhas reduzida ou representação gráfica dos mínimos conjuntos de cortes (da árvore da Figura 6.14)	147
Figura 6.16 –Árvore de falhas para modelação da redundância do sistema da Figura 5.15	154
Figura 7.1 – Fotografia aérea da barragem de Cerro do Lobo (cedida pela SOMINCOR).....	158
Figura 7.2 – Planta da barragem de Cerro do Lobo	159
Figura 7.3 – Perfil transversal da barragem de Cerro do Lobo (corte A-A’) [103].....	160
Figura 7.4 – Variáveis de estados – nível da albufeira (fase sólida e fase líquida) – para os modos de rotura de índole hidráulico-ambiental.....	165
Figura 7.5 – Estrutura hierárquica do sistema associado à barragem de Cerro do Lobo	166
Figura 7.6 – Curva granulométrica dos rejeitados da lavaria de cobre (SOMINCOR [113]).....	170
Figura 7.7 – Subsistemas de primeiro nível, <i>III.1</i> e <i>III.2</i> , do sistema principal <i>III</i>	172
Figura 7.8 – Componentes constituintes do <i>III.1 - Corpo principal</i> da barragem principal, numa zona em que a altura à fundação é máxima.....	173
Figura 7.9 – Construção do último alteamento. Zona do coroamento da geomembrana e sua camada superior para protecção contra o punçoamento	175
Figura 7.10 – Variação das curvas granulométricas dos solos utilizados na construção dos alteamentos (HIDROPROJECTO [105])	176
Figura 7.11 – Tapete drenante e saia drenante no maciço de jusante do corpo principal	178
Figura 7.12 – Definição da zona dos encontros e da fundação da barragem principal	179
Figura 7.13 – Vista de jusante na zona de maior altura da barragem principal.....	180
Figura 7.14 – Geometria do descarregador de cheias	181
Figura 7.15 – Poço de drenagem/bombagem - IBR	182
Figura 7.16 – Esquema ilustrativo do desenvolvimento de uma eventual rotura por <i>piping</i> (<i>a montante do sistema drenante</i>) na barragem de Cerro do Lobo.....	189
Figura 7.17 – Instrumentação de uma secção do corpo principal (CENORGEO [106])	195
Figura 7.18 – Verificação da estabilidade do maciço de montante: a) condições estáticas; b) condições sísmicas (SBP) (HidroProjecto [105]).....	200

Figura 7.19 – Variação temporal (1995-2005) dos caudais médios mensais bombeados em dois poços IBR (situados a jusante do corpo principal) e da cota do sobrenadante (SOMINCOR)	201
Figura 7.20 – Variação temporal (1995-2005) dos caudais totais de infiltração bombeados em cada um dos corpos e da cota do sobrenadante (SOMINCOR)	201
Figura 7.21 – Cotas piezométricas dos piezómetros pneumáticos Pp (da secção apresentada na Figura 7.17), entre 1992 e 2004 (SOMINCOR).....	203
Figura 7.22 – Cota da fase líquida da albufeira, entre 1995 e 2000 (SOMINCOR [109]).....	206
Figura 7.23 – Relação da precipitação com a cota da fase líquida da albufeira, entre 1994 e 2005 (cedido pela SOMINCOR)	206
Figura 7.24 – Matriz de criticalidade dos modos potenciais de rotura das componentes básicas do sistema correspondente à barragem de Cerro do Lobo	210
Figura 7.25 – Máximos índices de criticalidade dos modos de rotura das componentes básicas da barragem de Cerro do Lobo	211
Figura 7.26 – Ordenação crescente dos máximos índices de criticalidade dos modos de rotura das componentes básicas da barragem de Cerro do Lobo.....	211
Figura B.1 – Modos potenciais de rotura para todos os subsistemas do sistema correspondente à barragem de Cerro do Lobo	233

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Resumo dos valores de vulnerabilidade em <i>Hong Kong</i> , para a perda de vida resultante do movimento de taludes (de [22], apresentado em [23])	17
Tabela 3.1 – Exemplos das distribuições de probabilidades mais utilizadas	44
Tabela 3.2 – Características probabilísticas de uma variável aleatória X , em termos dos descritores principais	44
Tabela 3.3 – Média e desvio padrão das variáveis aleatórias W , F_1 e F_2	55
Tabela 3.4 – Momentos de funções de variáveis aleatórias (valor esperado e variância)	56
Tabela 3.5 – Média e do desvio padrão da variável aleatória $g(W, F_1, F_2)$. Comparação dos valores obtidos pelos dois métodos.....	57
Tabela 3.6 – Média e desvio padrão de g obtidos por simulações de Monte Carlo com diferentes coeficientes de correlação entre as variáveis F_1 e F_2	58
Tabela 3.7 – Média e desvio padrão de g para diferentes coeficientes de correlação entre as variáveis F_1 e F_2 (cálculo exacto)	59
Tabela 4.1 – Resumo das características dos principais métodos de análise de riscos	65
Tabela 4.2 – Exemplo de uma análise por listas de verificação	66
Tabela 5.1 – Classes de verosimilhança [81]	92
Tabela 5.2 – Classes de severidade (adaptado de [20] e [86])	93
Tabela 5.3 – Exemplos de índices ponderativos das classes de verosimilhança (Tabela 5.1)	94
Tabela 5.4 – Exemplos de índices ponderativos das classes de severidade, para uma área de interesse em particular (Tabela 5.2)	94
Tabela 5.5 – Resumo de parte do processo da FMECA para uma componente básica.....	100
Tabela 5.6 – FMEA/FMECA apresentada na forma tabular (utilização do I_{cr}) para apoio à gestão dos riscos.....	107
Tabela 5.7 – FMEA/FMECA apresentada na forma tabular (utilização da matriz de criticalidade) para apoio à gestão dos riscos	107
Tabela 5.8 – Correspondência dos efeitos imediatos, próximos e finais resultantes dos modos potenciais de rotura da componente básica III.1.4 - <i>Núcleo argiloso</i>	112
Tabela 5.9 – Tabela resumo de parte do processo da FMECA resultante da análise da componente básica III.1.4 - <i>Núcleo argiloso</i>	113
Tabela 5.10 – Tabela resumo de parte do processo da FMECA resultante da análise da componente básica III.1.7 - <i>Tapete drenante</i>	113
Tabela 6.1 – Simbologia associada aos eventos primários	125
Tabela 6.2 – Simbologia das portas lógicas utilizadas nas árvores de falhas.....	127
Tabela 6.3 – Simbologia dos elementos de transferência utilizados nas árvores de falhas.....	130

Tabela 6.4 – Analogia dos operadores utilizados para tratar variáveis booleanas com aqueles usados na teoria dos conjuntos	143
Tabela 6.5 – Leis da álgebra booleana	143
Tabela 6.6 – Conceitos básicos de probabilidade.....	149
Tabela 6.7 – Lista das medidas de importância disponíveis.....	151
Tabela 6.8 – Exemplos para as probabilidade dos eventos básicos da árvore da Figura 6.15 e respectivas medidas de importância de <i>Fussell-Vesely para eventos</i>	152
Tabela 7.1 – Cota do coroamento dos aterros e características de exploração da albufeira para cada fase construtiva da barragem	158
Tabela 7.2 – Estados de referência em função do tipo de modo de rotura	164
Tabela 7.3 – Funcionalidade das componentes básicas do sistema considerado.....	167
Tabela 7.4 – Variáveis que influenciam o balanço de volume de armazenamento em albufeiras de barragens de rejeitados (adaptado de [104])	168
Tabela 7.5 – Modos de rotura das componentes básicas e suas causas iniciadoras (ver Figura 7.5) ..	184
Tabela 7.6 – Medidas de detecção e de controlo dos modos potenciais de rotura das componentes básicas do sistema associado à barragem de Cerro do Lobo (associar com a Figura B.1)	191
Tabela 7.7 – Plano de observação. Grandezas observadas, equipamentos de observação e sua localização	194
Tabela 7.8 – Classes de severidade e respectivos índices, s , para os efeitos finais no sistema associados à barragem de Cerro do Lobo (para o conjunto das consequências económicas e ambientais). Correspondência com os modos de rotura.	196
Tabela 7.9 – Classes de verosimilhança e respectivos índices, p , para as componentes básicas do sistema da barragem de Cerro do Lobo (associar com a Figura B.1)	199
Tabela 7.10 – Cálculo das aproximações dos gradientes hidráulicos entre piezómetros pneumáticos instalados no corpo principal no núcleo e no maciço de fundação (Janeiro de 2002).....	204
Tabela 7.11 – Índices de criticalidade dos modos de rotura das componentes básicas, I_{cr} , para os respectivos pares ($Veros, Sev$) (ver Figura B.1).....	207
Tabela 7.12 – Resultados da <i>FMEA/FMECA</i> , na forma tabular, para a componente básica <i>III.1.4 - Núcleo argiloso</i>	209
Tabela A.1 – Ficha de identificação e características gerais da barragem de Cerro do Lobo	225
Tabela B.1 – Modos potenciais de rotura das componentes básicas	235
Tabela B.2 – Modos potenciais de rotura os subsistemas de nível superior às componentes básicas.	241

Agradecimentos

O autor deseja exprimir o seu reconhecido agradecimento à orientadora Doutora Laura Caldeira e ao co-orientador Doutor João Serra, ambos Investigadores Principais no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), pelo inextinguível apoio, orientação, disponibilidade, ensinamentos e incentivos prestados durante a realização desta tese.

Ao LNEC pelo financiamento atribuído através de uma Bolsa de Iniciação à Investigação Científica durante o período de investigação e por facultar todos os meios necessários para a realização da tese, nomeadamente, na aquisição de programas de cálculo específicos extremamente relevantes para o tema abordado pela tese.

À empresa Sociedade Mineira Neves Corvo (SOMINCOR) pela autorização concedida para a utilização e apresentação de informação relativa à barragem de Cerro do Lobo.

Ao pessoal do sector das artes gráficas do LNEC pelo exemplar desempenho posto na fotocomposição, montagem, impressão e encadernação desta tese.

Simbologia

Abreviações

§	sub capítulo
cf.	conforme
<i>e.g.</i>	<i>exempli gratia</i> (por exemplo)
pp.	páginas
<i>vs</i>	<i>versus</i>
<i>AEP</i>	<i>Annual Exceedance Probability</i>
<i>AFOSM</i>	<i>Advanced First-Order Second-Moment</i>
<i>AGS</i>	<i>Australian Geomechanics Society</i>
<i>ALARP</i>	<i>As Low As Reasonably Practical</i>
<i>ANCOLD</i>	<i>Australian National COmmittee on Large Dams</i>
<i>ARB</i>	<i>Acceptable Risk Bubble</i>
<i>ASCE</i>	<i>American Society of Civil Engineers</i>
BP	Barragem Principal (barragem de Cerro do Lobo)
<i>BDD</i>	<i>Binary Decision Diagram</i>
<i>BSI</i>	<i>British Standards Institution</i>
<i>CCF</i>	<i>Common Cause Failures</i>
CNPGB	Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens
CS	<i>Cut Set</i>
Diagramas LCI	Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das falhas
<i>EC7</i>	<i>Eurocode 7 - Geotechnical design</i>
<i>EN</i>	<i>European Norm</i>
<i>ETA</i>	<i>Event Tree Analysis</i>
<i>EWS</i>	<i>Early Warning System</i>
<i>FBD</i>	<i>Functional Block Diagram</i>
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
<i>FMEA</i>	<i>Failure Modes and Effects Analysis</i>
<i>FMECA</i>	<i>Failure Modes, Effects and Criticality Analysis</i>
<i>FORM</i>	<i>First-Order Reliability Methods</i>
<i>FOSM</i>	<i>First-Order Second-Moment methods</i>
<i>FTA</i>	<i>Fault Tree Analysis</i>
<i>GIS</i>	<i>Geographic Information System</i>
<i>HAZID</i>	<i>HAZard IDentification</i>
<i>HAZOP</i>	<i>HAZard and OPerability analysis</i>
<i>HRA</i>	<i>Human Reliability Analysis</i>
IBR	Infiltração da Barragem de Rejeitados
<i>ICOLD</i>	<i>International Committee On Large Dams</i>
INAG	INstituto da Água
<i>IEC</i>	<i>International Electrotechnical Commission</i>
<i>ISO</i>	<i>International Organization for Standardization</i>

IST/UTL	Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MAFF	<i>Ministry of Agriculture, Fisheries and Food (UK)</i>
MCS	<i>Minimal Cut Set</i>
MD	portela na Margem Direita (barragem de Cerro do Lobo)
ME1 e ME2	portelas na Margem Esquerda (barragem de Cerro do Lobo)
NOIB	Normas de Observação e Inspeção de Barragens
NPA	Nível de Pleno Armazenamento
NPB	Normas Portuguesas de Barragens
NR	Nível de Rejeitados
PAR	<i>Population At Risk</i>
PNCOLD	<i>Portuguese National COmmittee on Large Dams</i>
PRA	<i>Preliminary Risk Analysis</i>
QRA	<i>Quantitative Risk Analysis</i>
RPN	<i>Risk Priority Number</i>
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens
SBP	Sismo Base de Projecto
SOMINCOR	SOciedade MIneira de Neves-CORvo S.A.
SPG	Sociedade Portuguesa de Geotecnia
SORM	<i>Second-Order Reliability Methods</i>
USBR	<i>US Department of the Interior Bureau of Reclamation</i>
USSD	<i>United States Society on Dams</i>

Nomenclatura

(A, B, C, D, E)	vector com as classes de verosimilhança
BE_E	medida de importância de <i>Birnbaum</i> (de eventos)
$C, C()$	consequências
$\{C_i\}$	causas do MR_i
$C(MR_i)$	causa particular do MR_i
$[C_r]$	matriz de criticalidade
Cr_E	medida de importância da criticalidade (de eventos)
Conf	atributo dos diagramas LCI (grau de Confiança)
C_1	componente básica
$C_1(2)$	segundo modo de rotura considerado para a componente C_1
D_{15}	diâmetro equivalente (das partículas do filtro) que corresponde a 15% de partículas com dimensões inferiores [mm]
E	elemento em risco
E	evento básico de uma árvore de falhas
ED	evento por desenvolver de uma árvore de falhas
Ef	atributo dos diagramas LCI (Efeitos)
E_{ij}	efeito imediato j do MR_i
$E[X]$	valor médio ou média ou esperança matemática de X
$E[X - \mu_X]^3$	momento de 3ª ordem de X
F_a	força de atrito horizontal mobilizada na base de uma sapata [kN/m]
FV_E, FV_{CS}	medida de importância de <i>Fussell-Vesely</i> de: eventos (E), conjuntos de cortes (CS)
F_X	função de distribuição de probabilidades cumulativa de X
F_1, F_2	forças resistentes de uma superfície de rotura circular de um talude [kN/m]
G	porta lógica (<i>Gate</i>) de uma árvore de falhas
GR	porta lógica de uma árvore de falhas reduzida (operador lógico E)
H	evento perigoso
H	potencial hidráulico (cota piezométrica) [m]
(I, II, III, IV, V, VI)	vector com as classes de severidade
I_{cr}	índice de criticalidade
<i>III.1.4</i>	subsistema de segundo nível, pertencente ao sistema principal <i>III</i> e ao subsistema de primeiro nível <i>III.4</i>
<i>III.1.4(2)</i>	segundo modo de rotura considerado para o subsistema <i>III.1.4</i>
L	evento relativo à perda de vida
M_i	mínimo conjunto de cortes de uma árvore de falhas
$MR_i, MR_i()$	modo de rotura i de uma componente básica
N	período de vida útil de uma obra [anos]

N	número total de simulações (método de Monte Carlo)
N	força concentrada linear (variável aleatória contínua) [kN/m]
N_c, N_q, N_γ	factores de capacidade de carga para os termos: de coesão, de superfície, de profundidade
$N(\mu, \sigma)$	distribuição de probabilidades normal (distribuição de <i>Gauss</i>)
$P()$	probabilidade
P_{ri}	probabilidade de um ramo de uma árvore de eventos
$P(X_1 / X_2)$	probabilidade condicional de X_1 dado X_2
R	Risco
R	raio de um círculo [m]
RAW_E	medida de importância do valor obtido do risco (de eventos)
RPN	número de prioridade de risco
RRW_E	medida de importância do valor da redução do risco (para eventos)
S	evento associado a um impacto espacial de um talude numa pessoa/propriedade
SE	consequências de uma sequência de eventos
Sev	classe de severidade
T	período de retorno [anos]
T	evento associado a um impacto temporal de um talude numa pessoa
T	evento de topo de uma árvore de falhas
$V()$	vulnerabilidade
$Var(X)$	variância de X
Veros	atributo dos diagramas LCI (Verossimilhança)
$Veros$	classe de verossimilhança
$(Veros, Sev)$	par verossimilhança-severidade
V_X	coeficiente de variação de X
W_{b_1}, W_{b_2}	peso de um elemento de betão armado [kN/m]
W_s	peso de uma cunha de solo [kN/m]
X	variável aleatória (evento genérico)
\bar{X}	evento complementar de X
\mathbf{X}	vector de variáveis aleatórias
$X_{j,i}$	j evento primário que pertence ao M_i
Y	variável aleatória

d	índice ponderativo para as medidas de detecção e controlo disponíveis
d_{85}	diâmetro equivalente (do solo a proteger) que corresponde a 85% de partículas com dimensões inferiores [mm]
e_i	número de conjuntos de efeitos imediatos do modo de rotura MR_i
f_x	função densidade de probabilidades de X (variável contínua)
$g()$	função de desempenho (teoria da fiabilidade)
i	gradiente hidráulico
i, j, k, m	índices
m	factor para atender às condições ambientais e de manutenção
$n(g \leq 0)$	número de simulações que estão dentro da região de rotura
n_i	número de eventos primários de um M_i
p_y	pressão na água à cota y [kN/m^2]
p_r	probabilidade de rotura
p_x	função de probabilidades de X (variável discreta)
r	factor de proporção do tempo em que uma componente está em risco de falha
s	índice ponderativo para uma classe de severidade
t	tempo de utilização de uma componente [anos]
t_p	tempo para o qual o sistema é projectado [anos]
v	índice ponderativo para uma classe de verosimilhança
x	possíveis valores da variável X
\tilde{x}	moda de X
\mathbf{x}	vector dos valores individuais de \mathbf{X}
$\hat{\mathbf{x}}$	vector de valores gerados artificialmente (aleatoriamente)
x_i	valor individual da variável X
x_m	mediana de X
y	possíveis valores da variável Y
y	cota em que se pretende calcular H [m]

Δ	variação
$\Phi()$	distribuição de probabilidades da normal reduzida
Ω	espaço de uma amostra
\emptyset	evento impossível/vazio
α	factor de modo de falha
α_g	índice global de risco
ϕ	resistência ao corte interna (ângulo de atrito) [°]
γ	peso volúmico do solo [kN/m ³]
λ	taxa de falha relativo ao modo de rotura de uma componente
λ_b	taxa de falha base para determinadas condições de referência
μ_X	valor médio de X
μ_Y	valor médio de Y
ρ_{XY}	coeficiente de correlação entre X e Y
σ_X	desvio padrão de X
∞	infinito
\cdot	operador booleano equivalente ao operador lógico E
$+$	operador booleano equivalente ao operador lógico OU
$'$	operador booleano equivalente ao operador lógico NEGAÇÃO (complementar)

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento da tese

A percepção dos riscos associados a estruturas de Engenharia Civil, em geral, e de Engenharia geotécnica, em particular, é um assunto em mudança na sociedade. Enquanto que no início do século passado a sociedade depositava confiança na segurança proporcionada pela tecnologia, a ocorrência de grandes desastres (*e.g.*, o colapso da barragem de *Teton* [1]) tem progressivamente conduzido à modificação da aceitabilidade desses riscos.

Tradicionalmente as obras são consideradas seguras, uma vez que foram projectadas e construídas de modo a respeitarem determinados regulamentos técnicos de engenharia. Porém, todas as estruturas construídas pelo Homem têm inerente um potencial risco associado que pode ser analisado, apreciado e gerido.

A possibilidade de ocorrer um comportamento anómalo numa estrutura geotécnica, que saia fora do esperado ou das previsões de um projecto, pode resultar em consequências indesejáveis, de diferentes graus de severidade, nomeadamente, ao nível dos impactes económicos, ambientais, na saúde e segurança de pessoas, na opinião pública e no descrédito das pessoas relativamente aos técnicos e aos políticos. O conceito de risco está intrinsecamente ligado com todos esses aspectos.

Origem das análises de riscos

As raízes da análise de riscos a estruturas geotécnicas podem ser reportadas aos conceitos que foram desenvolvidos, principalmente, na área financeira e nas indústrias aeroespacial e nuclear, para os campos da tomada de decisões relativamente a incertezas e da análise de riscos com base em probabilidades.

Porém, existem algumas diferenças significativas entre esses campos e a análise de riscos de obras geotécnicas. Para os problemas associados a riscos financeiros, que normalmente envolvem eventos de elevada frequência e de reduzidas consequências, por vezes, pode ser considerado, para a tomada de decisões sobre incertezas, um critério de decisão baseado num valor esperado, obtido estatisticamente com base num processo médio de ocorrências. Este tipo de critérios é bastante discutível quando utilizado para a avaliação da segurança de obras geotécnicas, que, normalmente, envolve eventos de baixa probabilidade e elevadas consequências, onde a aplicação de um valor médio de ocorrência pode ser demasiado falacioso.

Adicionalmente, para a segurança de obras geotécnicas os engenheiros têm de lidar com condições de carregamento extremas, cuja severidade, muitas vezes, é incerta. Além disso, também é necessário lidar com propriedades de materiais que não estão tão bem definidas como aquelas normalmente utilizadas em sistemas eléctricos ou mecânicos e, até mesmo, em outras áreas da Engenharia Civil.

Abordagem geral das análises de riscos

A análise de riscos consiste no exame de como os diferentes factores em jogo podem interagir, quais os cenários que podem resultar e que prejuízos esses cenários podem provocar. Este processo proporciona assim a possibilidade de identificar o modo como as incertezas se podem combinar e como dessa combinação resultam cenários desfavoráveis, mesmo que o grau de conhecimento não seja completo [3].

Este tipo de análise providencia uma técnica consistente de comparação da segurança relativa das estruturas e permite formalizar os critérios para o estabelecimento de prioridades, visando o aumento da segurança estrutural.

Para os problemas de maior complexidade, necessita do envolvimento de equipas de especialistas de diferentes disciplinas, trabalhando em sinergia, que incluam, entre outros, geotécnicos, geólogos, sismólogos, geofísicos, hidrologistas, estruturalistas, hidráulicos, sociólogos, geógrafos, ambientalistas, economistas e, naturalmente, especialistas em análises de riscos.

Em estruturas em que a perda de funcionalidade seja determinante, fornece um meio para a programação de operações de manutenção, de observação, de eventuais reparações e a construção de equipamentos complementares ou alternativos.

As incertezas são uma das principais características da engenharia geotécnica. O risco, que expressa as consequências dessas incertezas, tem uma grande influência nas decisões de engenharia. Para determinar esses riscos é necessário, em traços gerais: i) a obtenção de um conjunto de informação; ii) a inclusão dessa informação em modelos geotécnicos (fase determinística); e iii) a inclusão das incertezas num modelo de previsão (fase probabilística) [2].

As análises de riscos têm conquistado relevância como um meio para tratar as incertezas associadas ao comportamento das estruturas geotécnicas, obrigando os investigadores a confrontarem-se directamente com as incertezas e a usar, na previsão do seu desempenho, as melhores estimativas das condições do terreno e dos parâmetros dos materiais.

As análises de risco podem ter uma aplicabilidade privilegiada para os seguintes tipos de estruturas geotécnicas: barragens de aterro, túneis, estruturas de suporte, canais e condutas, vias de comunicação rodoviárias e ferroviárias, bem como fundações em geral. Refere-se ainda o seu interesse na Geotecnia Ambiental e na Engenharia Sísmica [4].

Análise de riscos como parte integrante de uma gestão de riscos

A análise de riscos é uma componente de um processo de gestão de riscos (ver ilustração na Figura 1.1). Após a percepção inicial que podem existir riscos importantes, a execução de uma análise de riscos pode ser útil para averiguar quais as decisões ou as recomendações a tomar e assim efectuar uma gestão desses riscos.

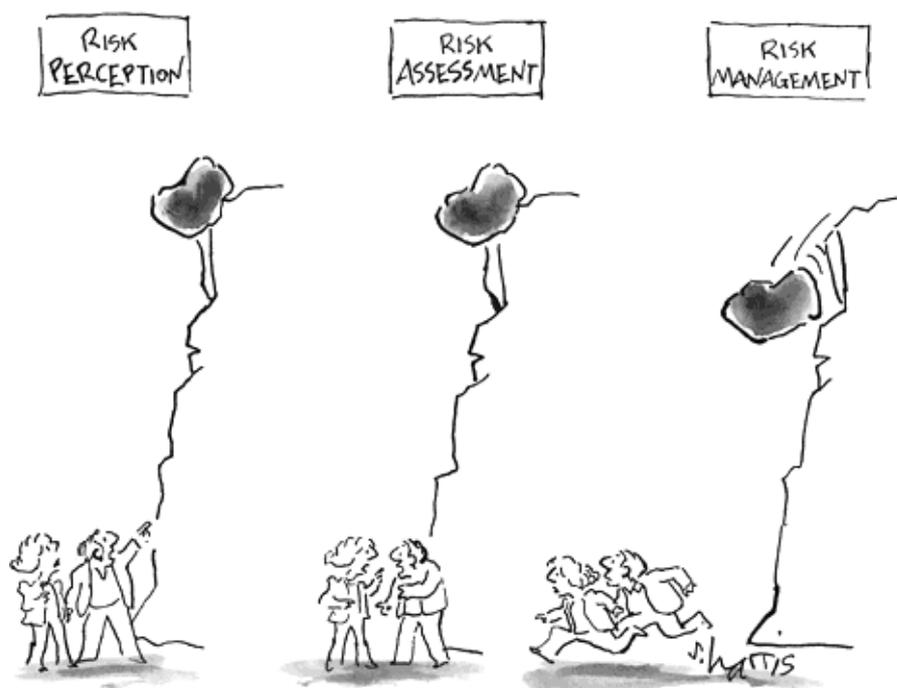


Figura 1.1 – Percepção de Riscos vs Análise de Riscos vs Gestão de Riscos (© 2006 por Sidney Harris, *HEMISPHERES* magazine, disponível em [5])

Permite considerar os aspectos de engenharia juntamente com muitos outros factores que os Donos de Obra ou outros interessados (construtores, fiscalização, entidades de regulação) devem considerar numa óptica de tomada de decisões no sentido de aumentar a fiabilidade das obras e em simultâneo de redução futura de custos.

Situação em Portugal

Em Portugal, ao contrário de outros países mais industrializados, como, por exemplo, os EUA, o Canada e a Austrália, não existe uma prática na realização de análises de riscos na engenharia geotécnica.

Há apenas a referir os estudos relevantes efectuados por Mineiro, enquadrado no âmbito da 7ª Lição Manuel Rocha em 1992 [6], a propósito da barragem de *Al Wahda* (situada em Marrocos) e por Pimenta *et al* em 2005 [7], relativa à aplicação de uma metodologia simplificada de análise de riscos da ensecadeira da barragem de Odelouca.

Nos países onde existe essa prática estabelecida, os principais accionadores para a realização de *análises de riscos a barragens* podem dividir-se em três grandes grupos [8]:

i) considerações de engenharia;

- obras existentes que não satisfazem critérios actuais relativos a acções de cheias e de sismos;
- barragens existentes que não foram construídas de acordo com um estado de práticas habituais;
- a idade e o processo de deterioração das barragens;
- o elevado custo económico para agir de acordo com normas e regulamentos;

ii) considerações sociais;

- aumento significativo do desenvolvimento e da utilização dos solos a jusante das barragens;
- aumento da adversidade ao risco e das expectativas sociais para melhoria da protecção relativa a perigos originados por fenómenos naturais ou tecnológicos;
- expectativas crescentes relativamente ao envolvimento de uma comunidade nas decisões que afectam a sua segurança;
- dificuldade de transmissão da informação, às populações afectadas, relativamente aos riscos relacionados com eventos de baixas probabilidades que são associados ao colapso das obras; e

iii) considerações financeiras e políticas públicas;

- alteração de regulamentos prescritivos para regulamentações mais permissivas, incluindo a eliminação de determinadas normativas;
- ênfase governamental nas justificações de riscos-benefícios para a criação de regulamentação referente à saúde e segurança de pessoas e ao ambiente;
- corporalização e privatização de barragens cuja segurança anteriormente estava a cargo de agencias governamentais e que, posteriormente, foram removidas da protecção da imunidade governamental, conduzindo directores e pessoal de gestão à responsabilidade das decisões e das práticas de segurança da barragem.

Existem outros factores que têm levado muitos Donos de Obra em diferentes países ao crescente uso de abordagens baseadas em riscos. Por exemplo, a inexistência de certas características funcionais, que actualmente são consideradas como *state-of-the-art* no dimensionamento de estruturas geotécnicas, mas que não foram utilizadas em muitas obras existentes (*e.g.*, consideração em barragens de aterro de filtros a jusante para evitar a ocorrência de erosão interna).

Motivações para realização de análises de riscos

Como motivações para a realização de análises de riscos podem-se referir [9]:

- i) o reconhecimento da inexistência de experiência anterior relativamente a determinadas opções de projecto (em projectos inovadores);
- ii) a constatação de que a experiência que apoia as práticas correntes não acompanhou a evolução técnica ou é de qualidade duvidosa de acordo com os novos procedimentos de análise de desempenho;
- iii) a identificação de critérios de dimensionamento ou de especificações construtivas desajustadas, dando especial destaque a algumas áreas e desprezando outras;
- iv) a observação de que os critérios de aceitabilidade dos riscos são muito pouco exigentes em face das expectativas da sociedade actual;
- v) um enquadramento estruturado para examinar, explicitar e debater todos os riscos, a sua importância relativa e as opções de controlo do risco; e
- vi) um processo de decisão aberto e transparente para debate com as autoridades reguladoras, os accionistas e o público sobre a natureza e a tolerabilidade dos riscos.

Nota-se uma pressão crescente para a utilização dos conceitos de risco no desenvolvimento dos projectos por parte [10]:

- i) dos *Donos das Obras*, que querem conhecer a exposição ao risco das suas obras e estabelecer prioridades de intervenção;
- ii) das *entidades governamentais*, através de exigências regulamentares; e
- iii) dos *serviços públicos de Protecção Civil*, que mostram preocupação acerca da adequação dos sistemas e das medidas de segurança (planeamento de emergência e programas de gestão de crises), especialmente após a ocorrência de um acidente.

Em certos tipos de projectos (tipicamente os relativos a infra-estruturas) pode ser necessário ter em conta aspectos operacionais de longo prazo. Assim, é necessário assegurar que os requisitos associados a toda a vida útil sejam reconhecidos pelos projectistas e sejam tidos em conta no processo de gestão de riscos.

Actualmente, os métodos contratuais em Engenharia Civil estão a ser alvo de alterações. A procura de soluções mais competitivas e com menor prazo de execução tem originado novos tipos de contrato, em que o conceito de risco está presente. Estes contratos, através da gestão de riscos, permitem a partilha e a transferência de riscos entre o dono de obra, o projectista, a fiscalização e o construtor. Adicionalmente, por vezes, são utilizados para obtenção de responsabilidades, em caso de acidentes ou de incidentes, e para atribuição de indemnizações por parte de seguradoras. É, neste contexto, indispensável a análise dos riscos.

Em Geotecnia acresce-se o facto associado às várias incertezas devido ao conhecimento incompleto das condições do subsolo, dos materiais de construção e do seu comportamento durante o processo construtivo e a fase de exploração.

Abordagens tradicionais de dimensionamento *versus* abordagens baseadas em riscos

As abordagens baseadas em riscos focam-se na previsão do funcionamento das obras e na confiança (ou incerteza) associada a essas previsões. Em contraste, a utilização isolada de abordagens tradicionais enfatiza factores de segurança em concordância com regulamentos, fornecendo apenas indicações vagas do nível de confiança que está a ser obtido para atingir um desempenho satisfatório da obra. Deste modo, raramente é claro se o nível de confiança é injustificadamente excessivo ou indesejavelmente reduzido.

Uma abordagem baseada em regulamentos de engenharia não assegura soluções de “risco zero”. Pelo contrário, não são explicitados muitos dos riscos envolvidos e, aqueles que o são, não se conhecem quais as suas significâncias.

A gestão da segurança de *barragens* é intrinsecamente um problema de avaliação de riscos e de tomada de decisões sob determinadas incertezas. No passado teve-se a tendência para considerar a segurança de barragens, primeiramente, como um problema de engenharia. Em muitos países, as abordagens dos regulamentos de segurança têm conduzido à necessidade de aplicar medidas de remodelação bastante dispendiosas em barragens existentes. Como resultado, os fundamentos subjacentes a estes regulamentos estão a ser estudados e estão a ser adoptadas abordagens de avaliação de riscos para obter um compromisso explícito de riscos, de custos e de benefícios [11].

Se for correctamente aplicada, uma abordagem baseada no risco pode disponibilizar, a um dono de obra responsável, a justificação para a tomada de acções tendentes à diminuição significativa dos riscos em barragens e pode resultar numa redução mais rápida dos riscos do que aquela que ocorreria apenas utilizando as abordagens tradicionais. Adicionalmente, referindo a identificação de riscos nas práticas do dia a dia da segurança das barragens pode conseguir-se uma redução significativa dos riscos, o que é mais provável de ser realizado do que as condições associadas a acções extremas.

Por vezes, os regulamentos de segurança não contemplam determinadas situações (*e.g.*, em Portugal o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) [12] não inclui especificações de segurança específicas para barragens de retenção de rejeitados). Nestes casos as análises de riscos podem desempenhar uma função preponderante na avaliação de segurança dessas obras.

Existe um consenso que as análises de riscos devem ser utilizadas como suplemento e não como substituto das abordagens tradicionais de avaliação de segurança das estruturas [13].

Esta complementaridade é, por vezes, referida como uma abordagem de valorização com base no conhecimento do risco. Proporciona os benefícios do melhor entendimento e gestão da informação

relativa à análise de riscos e em simultâneo mantém-se uma referência importante relativamente a práticas usuais perfeitamente estabelecidas no estado de conhecimento actual.

Nessa abordagem existe a necessidade de apresentar de forma clara e concisa os resultados de uma análise de riscos, juntamente com os resultados obtidos através das abordagens tradicionais de engenharia, para que os decisores não técnicos e outras partes interessadas possam facilmente assimilar o significado de ambos [14]. Para tal, a abordagem deve ser apropriada para sintetizar um grande número de resultados de engenharia e da análise de riscos.

A norma europeia EN 1990 – Bases de Projecto (2001) e o Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico (2004), em particular, vieram alterar significativamente o enquadramento do cálculo e os métodos de avaliação da segurança das estruturas geotécnicas [15].

Os coeficientes parciais e as tolerâncias relativos aos valores de cálculo dos efeitos das acções e das resistências são estabelecidos nos Eurocódigos através da aplicação de métodos semi-probabilísticos, que têm em conta e distinguem as fontes de incerteza e a dispersão associadas à verificação da segurança, estando, por conseguinte, o método de dimensionamento relacionado, em certa medida, mas não directamente, com a probabilidade de rotura.

A evolução natural dos métodos de dimensionamento será no sentido da consideração conjunta das diversas incertezas de forma explícita e directa, bem como da adopção de métodos probabilísticos, que caracterizem matematicamente a possibilidade de rotura das estruturas e permitam deduzir os efeitos económicos e sociais provocados pela sua ocorrência. O benefício da utilização de métodos de base probabilística evidencia-se, de forma extrema, uma vez inseridos numa cadeia de análise de riscos.

A realização de análises de fiabilidade (probabilísticas), em complemento da determinação de factores de segurança, permite obter uma visão mais aprofundada da segurança das estruturas geotécnicas [16].

1.2 Objectivos e principais contribuições da tese

Este trabalho tem os seguintes objectivos:

- i) apresentar os conceitos e os princípios fundamentais das análises de riscos, indicando as principais diferenças entre a sua utilização em engenharia geotécnica e em outras áreas onde exista uma prática corrente;
- ii) identificar os principais objectivos das análises de riscos;
- iii) classificar e esclarecer a variedade de métodos de análises de riscos;
- iv) avaliar a aplicabilidade em Geotecnia das metodologias qualitativas e quantitativas de análise de riscos;

- v) elaborar aplicações concretas de métodos escolhidos a diversas situações consideradas típicas quanto à variabilidade de informação de base e quanto à incerteza de comportamento, ambas intrínsecas às obras geotécnicas;

Como principais contribuições da tese podem referir-se:

- i) síntese dos conceitos fundamentais associados com a análise, a avaliação e a gestão de riscos em diferentes tipos de estruturas geotécnicas, embora, na generalidade, o estudo esteja mais direccionado para as barragens de aterro e para os taludes;
- ii) apresentação e resumo das actividades necessárias para a determinação da probabilidade de rotura das estruturas geotécnicas, que constitui uma parcela indispensável para a elaboração de análises de riscos quantitativas;
- iii) identificação dos métodos de análise de riscos com maior interesse para a engenharia geotécnica, diferenciando-os em termos da sua natureza, do tipo de abordagem utilizada, dos seus objectivos, das suas principais aplicações e das suas vantagens e desvantagens mais relevantes;
- iv) apresentação, na âmbito da Geotecnia, de três métodos de análise de riscos em detalhe, abrangendo métodos qualitativos, classificativos e quantitativos e métodos que utilizam abordagens dedutivas e indutivas;
- v) aplicação prática em Geotecnia de dois métodos de análise de riscos, mais concretamente, a uma barragem de aterro convencional de retenção de rejeitados (barragem de Cerro do Lobo).

1.3 Organização da tese

Para além deste capítulo introdutório a tese foi subdividida em mais sete capítulos.

No Capítulo 2 são definidos os conceitos gerais envolvidos nas análises de riscos de obras geotécnicas, bem como os correspondentes princípios fundamentais.

No Capítulo 3 são referidas as actividades que permitem a determinação da probabilidade de rotura de eventos em Geotecnia.

No Capítulo 4 são sintetizados e classificados os principais métodos de análises de riscos, com maior potencialidade para serem utilizados em aplicações de Engenharia Geotécnica.

No Capítulo 5 são abordados com maior detalhe dois métodos de análise de riscos em particular: a análise dos modos de rotura e seus efeitos (*FMEA*) e da sua criticalidade (*FMECA*).

No Capítulo 6 é apresentado em pormenor um método que permite a realização de análises quantitativas de riscos: a análise por árvore de falhas (*FTA*).

No Capítulo 7 é efectuada uma aplicação prática em Geotecnia, dos métodos de análise de riscos apresentados no Capítulo 5, a uma barragem de aterro de retenção de rejeitados (Barragem de Cerro do Lobo).

Por último, no Capítulo 8 são apresentadas as considerações finais da tese e são sugeridas linhas orientadoras da investigação subsequente no domínio em estudo.

Capítulo 2

Conceitos e princípios fundamentais das análises de riscos

Neste capítulo são introduzidos os principais conceitos tidos como fundamentais para a percepção das actividades envolvidas nas análises de riscos no âmbito das obras geotécnicas.

Nesse sentido, são apresentadas as definições e os aspectos relevantes relativos aos vários elementos necessários à elaboração das análises de riscos (do § 2.1 ao § 2.6).

Por último, no § 2.7 enquadram-se as análises de riscos nos processos de gestão de riscos. Adicionalmente, indicam-se as várias características associadas às diferentes partes que constituem os processos de gestão de riscos.

2.1 Risco

2.1.1 Definição de risco

Em Geotecnia, assim como noutras disciplinas, não se encontra adoptada oficialmente uma definição formal de risco.

De acordo com o *International Committee on Large Dams (ICOLD)* [17] “risco é uma medida da probabilidade e da severidade de um efeito adverso para a vida, para a saúde, para os bens materiais, ou para o ambiente. O risco é estimado pela esperança matemática das consequências de um evento adverso (*e.g.*, o produto da probabilidade de ocorrência e das suas consequências) ou, alternativamente, pela conjugação de todos os conjuntos de três elementos, constituídos pelo cenário, pela probabilidade de ocorrência desse evento e pelas consequências associadas”. Assim, o risco depende da probabilidade de rotura, bem como das suas consequências.

Em Portugal, o RSB, à semelhança do recomendado pela *ICOLD*, considera o conceito de *risco potencial* e de *risco efectivo*. O *risco potencial* pretende apenas ter em consideração uma quantificação das consequências de um acidente (em termos de vidas humanas e de prejuízos económicos), sem atender à sua probabilidade de ocorrência. O risco potencial pode ser classificado em baixo, significativo e elevado. Este regulamento define, ainda, como *risco efectivo* o produto do risco potencial pela probabilidade de ocorrência do acidente.

Os Eurocódigos (*EN - European Norm*) directamente aplicáveis em Geotecnia, nomeadamente, a *EN 1990*¹ (Bases de projecto) e a *EN 1997* (Projecto geotécnico), não referem de forma explícita o conceito de risco. A abordagem por eles considerada contempla diferentes níveis de exigência de segurança (graus de fiabilidade) das obras em função das respectivas consequências expectáveis [18].

A adopção de *graus de fiabilidade* diferenciados deve ser efectuada tendo em conta os factores relevantes, designadamente, as causas e/ou o modo de atingir um estado limite (de utilização ou último), as possíveis consequências de rotura em termos de perda de vidas humanas, de ferimentos e de perdas económicas potenciais, a aversão da opinião pública à ocorrência de cenários de rotura e os custos e os procedimentos necessários para redução dos riscos de rotura.

A filosofia presente nos Eurocódigos ultrapassa o conceito de verificação da segurança (intrinsecamente relacionada com a determinação da probabilidade de rotura), pois introduz, indirectamente, directrizes relacionadas com a noção de risco, através da consideração das consequências das roturas.

2.1.2 Tipos de risco

Por vezes é útil a subdivisão do risco em função da sua natureza, da sua incidência e da possibilidade da sua medição. O risco pode provir de diferentes origens, quer seja de fenómenos naturais ou tecnológicos. Pode incidir sobre a vida de pessoas, quer seja de forma individual ou societal, ou sobre o ambiente. Relativamente à sua medição o risco pode ser tangível ou intangível. Estes primeiros podem ainda ser subdivididos em comensuráveis ou em não comensuráveis.

Risco individual define-se como o incremento de risco imposto a um indivíduo pela existência de uma obra potencialmente perigosa. O incremento de risco constitui um adicional ao risco de vida, com o qual o indivíduo viveria se a obra não existisse.

O *risco societal*, quando materializado, assume consequências de grande escala ou abrangência que implicam uma resposta do meio social e político, através de discussão pública e de mecanismos de regulação. Riscos desta dimensão estão, em geral, distribuídos de forma desigual, assim como os respectivos benefícios esperados.

A título de exemplo, a construção de uma barragem representa um risco para as populações que habitam no vale a jusante e uma mais valia para as populações beneficiárias da água que podem localizar-se muito longe da obra, designadamente noutras bacias hidrográficas.

O *risco ambiental* está associado à alteração dos ecossistemas naturais no que respeita à sua sustentabilidade ou amenidade da natureza.

Os *riscos tangíveis* são aqueles que, se ocorrerem, terão consequências detectáveis e, em geral, mensuráveis. Por exemplo, a destruição de casas é uma consequência tangível, enquanto que o sofrimento e o trauma são consequências intangíveis.

¹ Descreve os princípios gerais e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas. Baseia-se no conceito de estados limites e no *método dos coeficientes parciais de segurança*.

Quando os riscos podem ser mensuráveis por padrões idênticos diz-se que são *riscos comensuráveis*. Nas análises de riscos estes referem-se, habitualmente, a consequências avaliadas em termos monetários.

Os riscos podem ser assumido de modo voluntário ou ser impostos (involuntários). O *risco voluntário* é aquele que um indivíduo assume voluntariamente, de modo a obter algum benefício. Por oposição, o *risco involuntário* é aquele imposto a indivíduos por uma entidade de controlo e não assumido como uma livre escolha pela *população em risco* (PAR – *Population At Risk*).

2.1.3 Significância do risco

A *escala* ou *significância do risco* é usualmente descrita através da combinação da probabilidade e das consequências de um resultado particular ou de um conjunto de resultados. Assumindo que as consequências são traduzidas em termos de perdas económicas, a probabilidade e as consequências podem ser multiplicadas para avaliar o valor de um risco.

Por conseguinte, uma elevada probabilidade de ocorrência de um evento adverso que incorra numa perda reduzida pode ser considerada similar, em termos de risco, a uma probabilidade baixa para uma perda elevada. Ambos podem ter valores esperança matemática semelhante para o mesmo período de tempo. Apesar de terem valores similares de risco, a atitude a tomar durante e para a gestão do risco pode variar pela discrepância da escala das suas consequências.

Para uma completa gestão de riscos pode ser necessário ter em consideração as componentes individuais quer das probabilidades quer das consequências.

2.2 Perigo, vulnerabilidade e rotura

2.2.1 Definição de perigo e de vulnerabilidade

Estreitamente relacionados com o conceito de risco estão os conceitos de *perigo* e de *vulnerabilidade* de uma área.

Existem, essencialmente, duas abordagens para os conceitos de *perigo* e de *vulnerabilidade*. Uma utilizada na *óptica das estruturas*, em geral, e nas barragens, em particular, e outra na *óptica dos movimentos de terras*.

Nas análises de riscos de *movimentos de terras*, *perigo* corresponde a uma condição com o potencial para causar um evento indesejado (o escorregamento). A descrição do perigo do escorregamento deve incluir a sua localização, o volume deslocado, a sua classificação e a sua velocidade. É necessário estimar a probabilidade da ocorrência do perigo de escorregamento para um dado período de tempo.

Nas análises de riscos de *estruturas em geral* um *perigo* corresponde a uma fonte de potenciais danos ou a uma situação com potencial para provocar eventos adversos [19]. Assim, o perigo, também designado por *ameaça*, é uma condição que tanto pode resultar de uma causa externa (sismo, cheia ou causa humana) como ser devida a uma qualquer susceptibilidade interna com potencial para iniciar um evento adverso. Pode advir de uma substância (*e.g.*, a presença de arsénio em solos contaminados), de uma geometria (*e.g.*, um talude muito íngreme de um aterro) ou mesmo de uma pessoa (*e.g.*, negligência).

Em resumo, para os movimentos de terras um perigo está associado à descrição do acontecimento em si ou de uma situação que possa originar danos, enquanto que nas estruturas em geral um perigo está relacionado com as potenciais causas ou condições que conduzem a um evento adverso.

Na Figura 2.1 apresenta-se um exemplo de alguns perigos normalmente considerados nas análises de riscos de barragens (sismos, cheias,...).

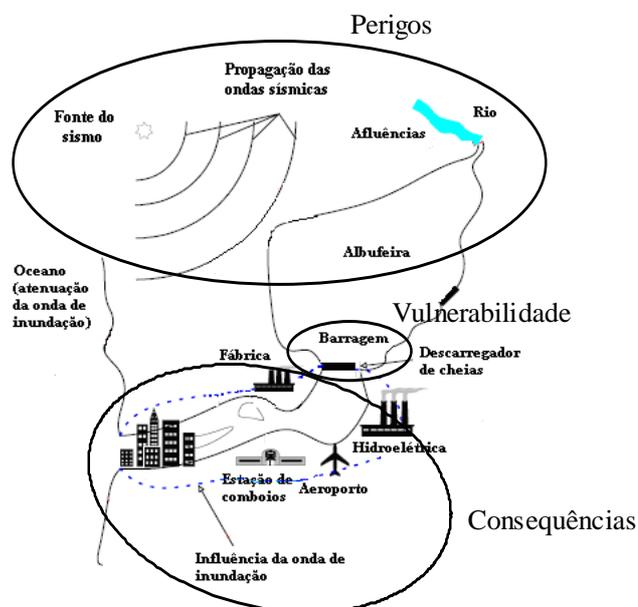


Figura 2.1 – Perigos, vulnerabilidade e consequências em barragens (adaptado de [20])

Na Figura 2.2 apresentam-se exemplos de alguns perigos quando se realizam análises de riscos em problemas associados a situações de *movimentos de terra*. Os rectângulos a tracejado representam os elementos que estão em risco – propriedade ou pessoas – devido à existência do perigo de movimento de terras.

A um processo ou fenómeno natural que pode constituir um evento com danos designa-se por *perigo natural*. Estes podem ser classificados de acordo com a sua origem como geológicos, hidro-meteorológicos ou biológicos.

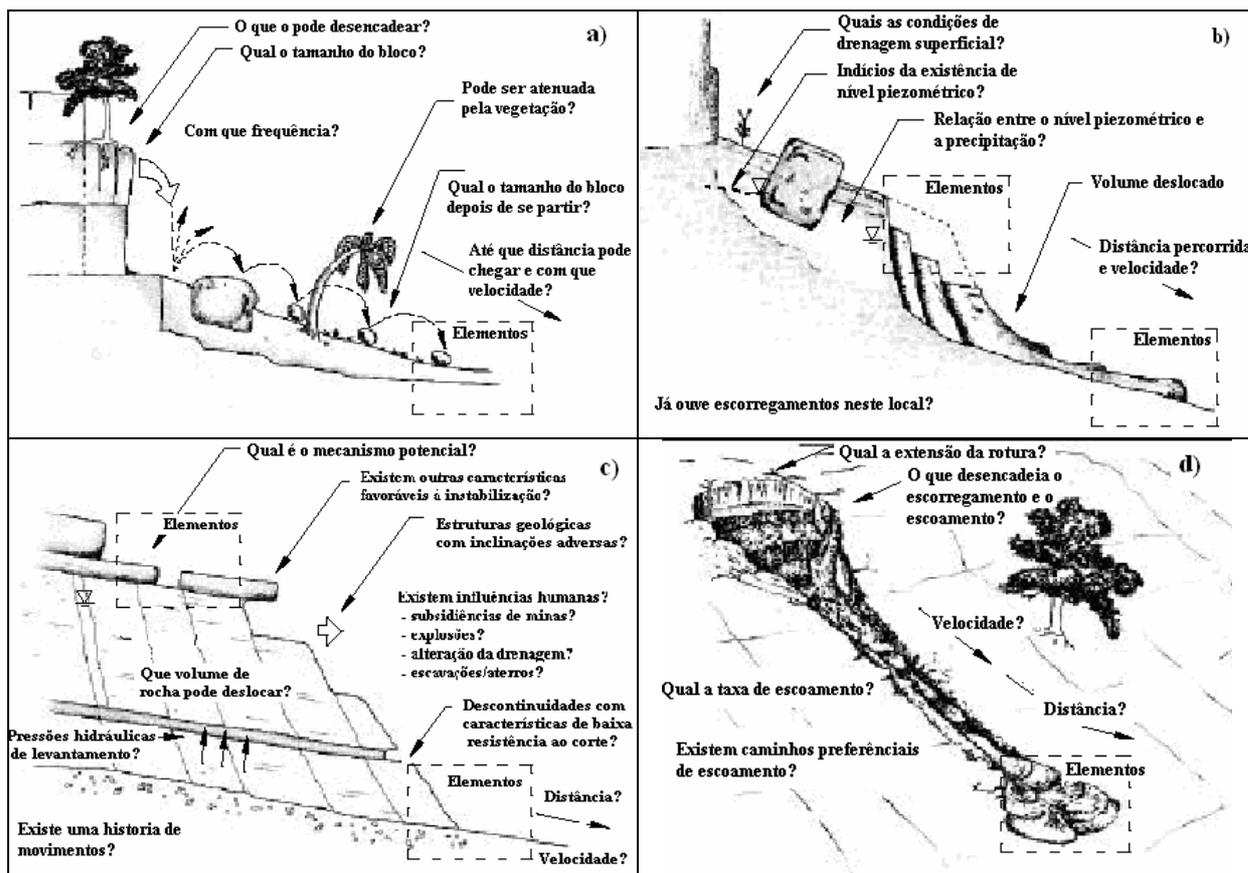


Figura 2.2 – Exemplos de perigos associados a movimentos de terra: a) queda de blocos; b) escorregamentos de solo; c) deslizamentos em rocha; e d) escoamentos viscosos de solo [21]

Em *estruturas* em geral e mais concretamente das barragens, a *vulnerabilidade* corresponde aos factores que determinam a probabilidade de que um evento adverso (a rotura) tenha consequências desfavoráveis. Trata-se de um conjunto de condições e processos resultantes de factores físicos, sociais, económicos e ambientais que aumentam a susceptibilidade de uma comunidade ao impacto devido a perigos. Corresponde ao grau de perdas de um dado elemento ou de um conjunto de elementos numa área afectada por um perigo. A vulnerabilidade está intrinsecamente relacionada com factores associados à própria estrutura (ver Figura 2.1).

Normalmente, não surge de forma explícita na estimação do risco. Antes, a sua consideração é efectuada de modo implícito na avaliação da probabilidade da sequência de efeitos originada pela rotura.

Nos *movimentos de terras* a *vulnerabilidade* corresponde ao grau de perda para uma dado elemento ou conjunto de elementos que estão susceptíveis de ser afectados pelo perigo de existir um escorregamento.

Independentemente do facto de uma área ser perigosa em relação a um determinado evento adverso, a *vulnerabilidade*, depende de muitos outros factores como, por exemplo, a densidade de população, a hora do dia (*e.g.*, de dia ou à noite) e a existência de sistemas de aviso e alerta. No caso das estruturas são também designados por *factores de exposição* das consequências.

Na Figura 2.3 apresentam-se, na óptica das análises de riscos em movimentos de terras, as vulnerabilidades dos elementos em risco.

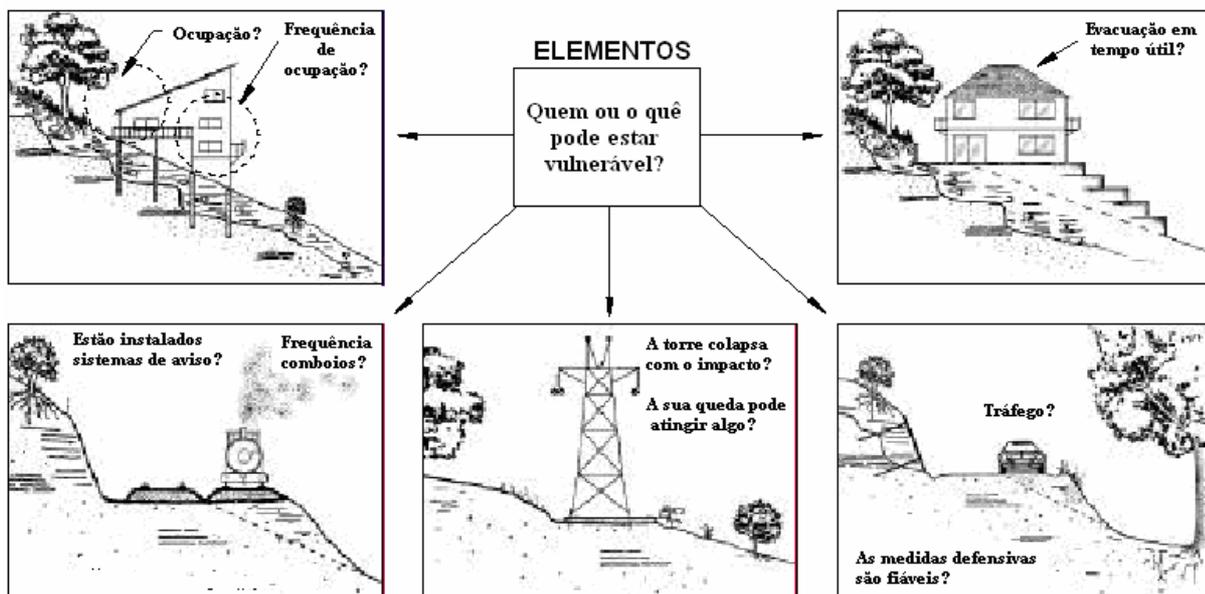


Figura 2.3 – Vulnerabilidades associadas ao perigo de movimentos de terras [21]

Na óptica dos taludes, contrariamente ao efectuado nas estruturas, a *vulnerabilidade* é contabilizada explicitamente na estimação dos riscos. Em geral, a determinação da vulnerabilidade é efectuada com base em dados estatísticos de escorregamentos ocorridos para a zona em análise. Usualmente, é expressa numa escala de 0 (sem perda) a 1 (perda total). Para propriedades (bens imóveis), a perda é o valor do prejuízo relativamente ao valor total da propriedade. Para pessoas, corresponde à probabilidade de perda de vida (o elemento em risco), dado que essa(s) pessoa(s) é (são) afectada(s) pelo escorregamento (probabilidade condicional).

Na Tabela 2.1 apresenta-se um resumo da escala de vulnerabilidades, para a perda de vida de um indivíduo, associadas à ocorrência do movimento de taludes. A sua elaboração teve por base informação histórica de situações similares ocorridas em *Hong Kong*.

Tabela 2.1 – Resumo dos valores de vulnerabilidade em *Hong Kong*, para a perda de vida resultante do movimento de taludes (de [22], apresentado em [23])

Situação	Vulnerabilidade da pessoa		Comentários
	Intervalo	Valor recomendado	
<i>Pessoa num espaço aberto</i>			
1. Se atingido por queda de rochas	0,1-0,7	0,5	Pode ficar ferido mas pouco provável de causar a morte
2. Se soterrado por destroços	0,8-1,0	1,0	Perda de vida por asfixia
3. Se não for soterrada	0,1-0,5	0,1	Grandes hipóteses de sobreviver
<i>Pessoa num veículo</i>			
1. Se o veículo for soterrado ou sofrer colisão	0,9-1,0	1,0	Perda de vida praticamente certa
2. Se apenas for danificado o veículo	0-0,3	0,3	Perda de vida pouco provável
<i>Pessoa num edifício</i>			
1. Se o edifício sofrer colapso	0,9-1,0	1,0	Perda de vida praticamente certa
2. Se o edifício for atingido por destroços e a pessoa ficar soterrada	0,8-1,0	1,0	Perda de vida bastante provável
3. Se o edifício for atingido por destroços e a pessoa não ficar soterrada	0-0,5	0,2	Grandes hipóteses de sobreviver
4. Se os destroços apenas atingirem o edifício	0-0,1	0,05	Virtualmente sem perigo

2.2.2 Definição de rotura

Da existência de perigos e de vulnerabilidades numa área, pode resultar numa *rotura* com um determinado risco associado. No contexto da segurança estrutural (incluindo estruturas geotécnicas), a rotura está, em geral, confinada a aspectos de integridade estrutural, e em alguns contextos, inclui o caso especial do colapso ou do movimento total ou parcial da estrutura.

Porém, no caso geral das análises de riscos, define-se *rotura* como a perda de capacidade de uma estrutura, ou parte dela, de funcionar como o previsto.

Dois conceitos que estão relacionados com o de rotura são os de acidente e de incidente.

2.2.3 Definição de acidente e de incidente

De acordo com o RSB, *acidente* corresponde a uma *ocorrência excepcional*² 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. Define-se *incidente* como

² Um facto não previsto, ou apenas previsível para um período muito superior ao da vida da obra, em regra de desenvolvimento rápido, relativo às acções, às características das estruturas, a materiais ou à exploração da obra.

uma anomalia susceptível de afectar, a curto ou longo prazo, a funcionalidade da obra e que implica a tomada de medidas de conservação.

Ainda no âmbito das barragens, em [24], pode encontrar-se outra definição de *acidente*. Define-se como sendo o colapso ou movimento de parte da barragem ou da sua fundação, que requer o abaixamento do nível da água da albufeira e/ou grandes reparações, mas que não leva à saída descontrolada da água da albufeira. Define-se *incidente* como uma ocorrência que requer grandes reparações.

Em [25], no âmbito das estruturas *offshore*, *acidente* é um evento ou uma sequência de eventos imprevistos que resultam em lesões em pessoas ou na perda de vidas, prejuízos em propriedades, instalações, na produção ou no ambiente, ou uma combinação das consequências referidas.

2.3 Probabilidade e incerteza

Probabilidade pode ser interpretada de diversas maneiras. No entanto, como definição geral, pode considerar-se que a probabilidade de um resultado é a proporção relativa ou frequência dos eventos que conduzem a esse resultado, de entre todos os possíveis eventos (universo de eventos).

Em algumas situações, a probabilidade pode ser calculada de modo directo e preciso – *probabilidade objectiva* – com base nas propriedades do universo de eventos. Exemplos paradigmáticos são o lançar de dados e um sorteio da lotaria. Noutros casos, como por exemplo, a ocorrência de um sismo, não é possível identificar todas as condições e os estados associados a essa ocorrência. A probabilidade de ocorrer um sismo, num determinado local, não pode ser calculada directamente, mas deve ser estimada de alguma forma, através de dados conhecidos ou de modelação ou de ambos. Para esta situação a probabilidade será aproximada.

Outra interpretação de probabilidade está relacionada com a sua utilização para expressar o grau de crença – *probabilidade subjectiva*. Trata-se de uma medida da crença, julgamento ou confiança na verosimilhança de um resultado, considerando toda a informação disponível, de uma forma justa e com um mínimo de desvio.

A probabilidade é afectada pelo estado do conhecimento de um processo e pela quantidade e qualidade da informação existente. Pode variar ao longo do tempo em função da evolução do estado do conhecimento.

Define-se ainda *probabilidade anual* como a probabilidade de ocorrência de um evento num ano. A *probabilidade de excedência anual* (*AEP* – *Annual Exceedance Probability*) é a probabilidade estimada da magnitude de um dado evento ser igualada ou excedida em qualquer ano. Um evento com uma *AEP* muito reduzida é um *evento extremo*. Por vezes este é definido como um evento para além

do limite de extrapolação credível sendo, portanto, dependente da extensão da série de registos e da qualidade dos dados disponíveis.

Em Engenharia Civil, é usual utilizar o conceito de *período de retorno*, normalmente em anos, para avaliar a severidade de determinadas eventos extremos (*e.g.*, vento, cheia, sismo,...). As condições de dimensionamento de estruturas geotécnicas, nomeadamente em barragens, são referenciadas a situações, tais como, o nível de água da albufeira ou a altura das ondas provocadas pelo vento, que podem ser calculadas com base na definição de período de retorno de eventos. Um evento com um *período de retorno* de T anos é provável de ser excedido, em média, uma vez em T anos.

Para qualquer período de retorno, existe sempre a possibilidade de ocorrerem situações que excedam aquelas assumidas no dimensionamento da estrutura. A probabilidade desse acontecimento depende do regulamento (ou norma) e da *vida útil*³ pretendido para a estrutura. Se a norma utilizada estiver expressa em termos de período de retorno, então, em qualquer ano, o número de vezes em que se espera que a estrutura esteja sujeita a situações mais graves do que aquela para a qual foi dimensionada é dada por $1/T$ (se T for suficientemente elevado esse valor corresponde à frequência de ocorrência anual).

A probabilidade de ocorrer um evento de grandeza igual ou superior ao com período de retorno T , durante um período de N anos, é dado pela seguinte expressão:

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (2.1)$$

Na Figura 2.4 apresenta-se as probabilidades P calculadas para intervalos típicos de períodos de retorno e períodos de vida das obras.

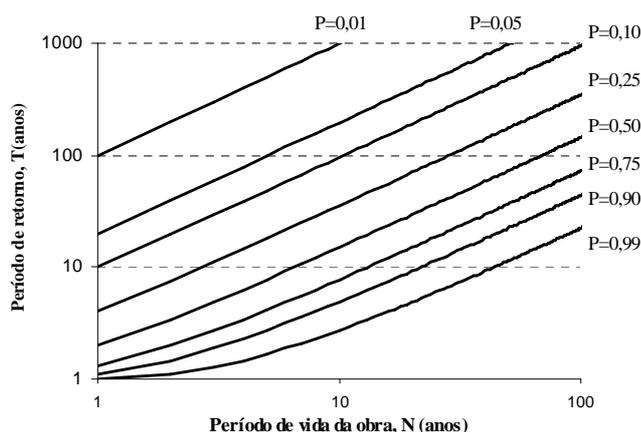


Figura 2.4 – Probabilidade de ocorrer um evento, P , com um período de retorno, T , (em anos) durante um período de N anos

³ Período de tempo, a partir da entrada de uma estrutura em serviço, durante o qual se devem manter as condições de segurança, funcionalidade e aspecto aceitáveis. Durante este período pode requerer de uma conservação normal e adequada, mas sem grandes operações de reabilitação.

Convém referir que, em Geotecnia, as probabilidades e períodos de retorno considerados para os eventos que constituam potenciais perigos, não são, conceptualmente, os mesmos que os das roturas por eles causados.

Factores tais como o desempenho e a operacionalidade das estruturas, bem como a eficácia de sistemas de aviso e alerta determinam as relações entre a origem do risco, e a probabilidade dos efeitos e a severidade das suas consequências.

Por exemplo, uma barragem de aterro que seja dimensionada para uma cheia milenar ($T= 1000$ anos) e para um período de vida de 50 anos, e portanto com $P \approx 0,05$, não significa que essa seja a probabilidade de rotura da barragem, por exemplo, por formação de brecha.

O conceito de *fiabilidade* define-se como sendo a probabilidade de um desempenho adequado de um dado elemento do projecto. Pode ser medida numa base anualizada ou referida a um período de tempo especificado ou, por exemplo no caso de comportas de descarregadores, numa base casuística.

Verosimilhança é um termo utilizado para descrever qualitativamente a probabilidade e a frequência. Em termos matemáticos é definida como a probabilidade condicional de um resultado face a um conjunto de dados, hipóteses e informações.

Por último a probabilidade pode ser entendida como uma medida do *grau de incerteza*. Toma valores entre 0 (impossibilidade) e 1 (certeza).

No Capítulo 3 são apresentadas as actividades necessárias à determinação das probabilidades necessárias à realização das análises de riscos.

Incerteza na estimação de probabilidades

Todas as análises de riscos são baseadas em previsões e, portanto, os seus resultados são inerentemente incertos.

A incerteza pode ser causada pela variação natural e/ou pelo conhecimento incompleto (falta de conhecimento ou insuficiência de dados).

No contexto da segurança de obras geotécnicas, a incerteza pode ser atribuída a (i) *incerteza aleatória* - variabilidade inerente às propriedades (materiais e geometria) e aos eventos naturais; e (ii) *incerteza epistemológica* - ao incompleto conhecimento dos fenómenos e dos parâmetros e das relações entre valores de entrada e de saída (e.g., o comportamento reológico dos geomateriais).

Em Engenharia Civil, e em particular em Geotecnia, normalmente, distinguem-se as *incertezas fenomenológicas, físicas, de modelação, estatísticas* e associadas a *erros humanos*.

As *incertezas fenomenológicas* são acerca do comportamento possível da obra, durante a construção, em serviço ou em condições extremas, geradas pela concepção, pelo método de dimensionamento, pelos materiais ou pelas técnicas de construção utilizadas. Tem particular importância em projectos

inovadores, ou naqueles que constituem uma extensão dos conhecimentos adquiridos. Pela sua natureza as estimativas deste tipo de incertezas são de carácter subjectivo.

As *incertezas físicas* estão associadas à incerteza das variáveis: acções, propriedades dos materiais e dados geométricos.

A *incerteza na modelação* reflecte a inability de caracterizar, de um modo preciso, o comportamento real de uma estrutura ou a modelação de fenómenos complexos que podem variar no tempo de formas não totalmente conhecidas. Presentemente, existem técnicas que permitem considerar as incertezas associadas à modelação de determinados acontecimentos. Por exemplo, a incerteza nos parâmetros de um modelo de simulação de brecha (ver [26]), para o colapso de uma barragem de enrocamento, pode ser (de certo modo) avaliada, através da utilização de distribuições probabilísticas e de *simulações de Monte Carlo* (método descrito no § 3.6).

Porém, nestes processos existe ainda a *incerteza estatística* que resulta da insuficiência de dados, de amostras não homogéneas e da falta de representatividade dos dados obtidos. De facto, conjuntos de diferentes amostras poderão produzir diferentes indicadores estatísticos.

Os *erros humanos* são incertezas resultantes do envolvimento humano no projecto, na recolha de informação, na construção, na observação, na utilização ou exploração das obras. Como exemplos pode-se referir os erros de operação dos órgãos hidráulicos de barragens. Podem ser divididos em erros devido à variação natural do desempenho de tarefas e em erros grosseiros. Os *erros grosseiros* podem-se ainda subdividir em erros que ocorrem nos processos normais de projecto, de recolha de informação, de construção e de utilização, dentro dos procedimentos aceitáveis, e aqueles que são o resultado directo da ignorância ou desrespeito dos requisitos fundamentais de segurança.

A *análise de fiabilidade humana (HRA – Human Reliability Analysis)*, [27] e [28], é um método estruturado e sistemático para estimar a probabilidade de erro humano no desempenho de determinadas tarefas e as consequências desses erros.

2.4 Consequências

No que se refere às análises de riscos, as consequências constituem os resultados da concretização de um perigo, expressos qualitativamente ou quantitativamente, em termos de perdas, desvantagens ou benefícios, prejuízos e ferimentos ou perda de vidas.

Num contexto de segurança de barragens, constituem os impactes nas zonas a jusante, bem como em outras, resultantes da rotura da barragem. Incluem o número previsto de pessoas mortas e feridas, a extensão dos prejuízos materiais e os custos de desorganização da actividade económica em consequência da rotura.

Define-se como *dano potencial* às consequências associadas a um acontecimento adverso independentemente da probabilidade da sua ocorrência. Trata-se de uma definição similar à de *risco potencial* no RSB.

Em Geotecnia, as consequências mais relevantes resultantes de uma rotura de uma obra são as seguintes (adaptado de [29]):

- i) *consequências económicas* – representam o impacte das roturas em termos da desregulação económica (eventualmente, até a nível nacional) e normalmente são as únicas que podem ser quantificadas em termos monetários de forma objectiva;
- ii) *consequências ambientais* – em muitos casos os riscos ambientais não podem ser expressos em termos quantitativos (monetários). No entanto, isso não significa que devam ser excluídos das análises de riscos e dos processos de gestão de riscos. Independentemente do aspecto não mensurável dos riscos ambientais estes podem ser avaliados através de abordagens mais qualitativas;
- iii) *consequências sociais* – uma determinada obra de carácter geotécnico, como por exemplo uma barragem de aterro, traz uma série de benefícios a indivíduos em particular assim como a comunidades e, eventualmente, para o interesse económico nacional. Porém, os riscos inerentes a essas estruturas podem afectar pessoas e bens que não beneficiam directamente delas. É aqui aplicável o conceito anteriormente referido de risco societal. Estas consequências podem ser traduzidas em termos da censura da opinião pública face às entidades políticas reguladoras; e
- iv) *consequências para saúde e segurança de pessoas* – relacionadas com o conceito de risco individual. Normalmente são traduzidas em termos do número de pessoas que pode ser vitimada ou sofrer ferimentos pela ocorrência de qualquer incidente ou acidente.

Os dois últimos grupos de consequências dependem de diversos aspectos, tais como: a) do conhecimento sobre os riscos a que as pessoas estão expostas; b) do grau de controlo que elas têm relativamente a esse risco (existência de sistemas de aviso e alerta e capacidade de reacção de pessoas e de comunidades) e; c) da rapidez e da intensidade da rotura.

Devido à extensa variedade de considerações envolvidas, a *análise de consequências* é um esforço multidisciplinar, com várias componentes analíticas que saem fora do domínio da engenharia. Por esse motivo as análises de consequências são apenas referidas num contexto de apresentação global, não sendo abordados exhaustivamente alguns dos temas a elas relacionados.

Em Geotecnia, a modelação de consequências tem-se limitado, praticamente, ao estudo dos efeitos resultantes de escorregamentos de taludes e de ondas de inundação devidas a roturas de barragens.

Por exemplo, na Figura 2.5 apresenta-se a rotura por formação de brecha da barragem de *Teton*⁴ (situada a 71 km a nordeste da cidade de *Idaho Falls*, nos EUA), de aterro com 93 m de altura máxima. Do colapso da barragem resultou a perda de onze vidas e um custo monetário de perto de um bilião de dólares [1].



Figura 2.5 – Formação de brecha da barragem de *Teton*, 1976 (foto retirada de [30])

Em princípio, uma análise de consequências para uma rotura desse tipo envolve o desenvolvimento de um modelo para a albufeira e de outro para a região do vale a jusante com potencial para ser inundado (área de inundação) e a simulação de uma onda de inundação que atravessasse essa área.

A complexidade dos modelos a utilizar varia em função da extensão da onda de inundação, da demografia e da utilização do terreno na área afectada. As fronteiras a considerar, em geral, estão limitadas espacialmente à extensão da inundação, podendo ser alargadas caso se pretenda considerar, por exemplo, alguns aspectos sociais.

O nível de detalhe da modelação depende também do grau de resolução requerido pela análise de riscos.

Em geral, é apropriado iniciar-se o estudo com modelos relativamente pouco detalhados (*e.g.*, em [31] é apresentado um modelo simplificado de cálculo e propagação de hidrogramas de cheia) e progressivamente, caso se justifique, passar para técnicas de modelação mais refinadas.

A modelação necessária para abordar uma análise de consequências, da rotura de uma barragem por formação de brecha, envolve seis etapas.

1. *Seleccionar as principais consequências previsíveis*, através de uma lista (*checklist*) de consequências estabelecida a partir de casos padrão;

⁴ O fenómeno iniciou-se na sexta-feira à tarde, um dia antes do colapso, com aparecimento de água no paramento de jusante. O colapso ocorreu após primeiro enchimento, por volta das 11h:57m de sábado (5 de Junho 1976). Ao fim da tarde o

2. *Caracterizar a albufeira para a situação de rotura.* A altura e volume de água armazenada na albufeira são dados essenciais para o modelo de formação de brecha e da consequente onda de inundação. Em geral, a altura e o volume de água é determinado pelo plano de exploração do nível da albufeira e, naturalmente, pelas variações das afluições.

Em concreto, este ponto constitui um elo de ligação entre a análise de fiabilidade do sistema (estimação da rotura do sistema) e a análise de consequências (resultantes dessa rotura).

3. *Caracterizar a geografia e as condições socio-económicas da área vulnerável no vale a jusante.* Actualmente, os sistemas de informação geográficos (*GIS's – Geographic Information Systems*) constituem meios eficientes para gerar mapas de multi-atributos, que podem facilmente ser actualizados. Para caracterizar as condições socio-económicas, da área vulnerável a jusante, é necessário elaborar modelos demográficos e do uso dos terrenos afectados. Estes aspectos saem fora do âmbito deste trabalho.

4. *Modelar o comportamento e as características da brecha.* Usualmente, a formação de brechas é modelada quer:

- semi-empiricamente, utilizando informação de observações resultantes de ensaios experimentais em modelos físicos reduzidos de barragens; quer
- analiticamente, utilizando modelos de engenharia baseados nos fenómenos hidráulicos e nas propriedades erosivas dos solos [32] e [33].

5. *Modelar a onda de inundação.* O objectivo da modelação da onda de inundação é a determinação da extensão e da velocidade do escoamento da água através da área de inundação. Os resultados típicos destas modelações são os hidrogramas de cheias, e a altura e a velocidade da onda em várias secções do vale a jusante. A altura e a velocidade da onda de inundação depende do volume armazenado, da altura do nível de água na albufeira aquando da formação da brecha, da geometria do vale a jusante, da morfologia do vale e da sua propensão à erosão, e das construções existentes (edifícios, vias de comunicação,...). Devem ser especificadas as aproximações efectuadas na modelação hidrodinâmica, já que esta também contribui para as incertezas associadas a análises de consequências.

6. *Análise das consequências, através de:*

- *checklists*, com base numa lista de consequências estabelecida para a situação concreta da obra;

- *matrizes de impactes*, que adicionam uma segunda dimensão à taxinomia e possibilitam uma maior flexibilidade na caracterização de interdependências entre categorias de consequências; e
- *árvores hierárquicas de consequências*, através da categorização das consequências pelas diferentes áreas de interesse (*e.g.*, economia, segurança, ambiente, património cultural, aversão da opinião pública,...) e subsequentemente da procura de consequências em cada área (ver Figura 2.6), ou da divisão das consequências pelos diferentes grupos de entidades interessadas.

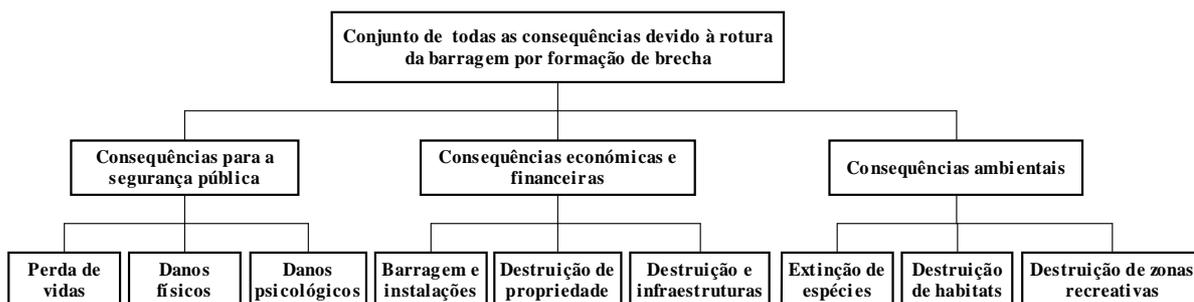


Figura 2.6 – Exemplo de uma estrutura hierárquica das consequências de uma rotura [20]

A hierarquia apresentada na figura anterior varia função do cenário de rotura em análise e deve reflectir as condições específicas do projecto, da construção e da exploração da obra.

2.5 Sistemas, modelos e rotura de sistemas

Uma vez averiguada a natureza dos perigos e quais as vulnerabilidades associadas, para o desenvolvimento dos processos de análise de riscos é necessário definir o *sistema* em análise.

O sistema é uma entidade constituída por elementos discretos identificáveis (ou subsistemas) e por um grupo de interligações, dependências e interacções entre as várias partes envolvidas. É um arranjo ordenado desses elementos (*e.g.*, área limitada espacialmente, estruturas, componentes de equipamentos mecânicos e eléctricos) concebido para evidenciar a inter-actuação entre os vários elementos no desempenho da função do sistema.

A definição do sistema condiciona o caminho pelo qual a análise de riscos é orientada e deve ser capaz de modelar todas as zonas susceptíveis de sofrer impactes devido à rotura do sistema. Nestes termos, *rotura do sistema* significa a cessação do seu funcionamento (ou desempenho) para o qual foi concebido como um todo. O objectivo último de uma análise de riscos é a quantificação das probabilidades e das consequências da rotura do sistema, ou seja, do *risco do sistema*.

A definição do sistema é uma etapa comum a todas as análises de riscos. Todavia, a forma de o descrever, em geral, é função do *método de análise de riscos* utilizado (ver Capítulo 4).

No âmbito da Geotecnia, surge a dúvida inicial relativamente à definição de *sistema geotécnico*. Este deve ser entendido num sentido mais geral, do que a simples identificação dos elementos constituintes da própria estrutura geotécnica. O *sistema geotécnico* é constituído pela obra geotécnica em si e pela sua zona de influência. Nesse sentido, é necessário definir as *fronteiras do sistema*.

As barragens de aterro são casos paradigmáticos na definição do sistema, pois a extensão dos danos a jusante, causados por uma eventual onda de cheia associada ao colapso da barragem, e a eventual contaminação da água na albufeira devido, por exemplo, à submersão de antigas minas não detectadas em projecto, implicam a consideração de fronteiras bastante mais alargadas na definição do sistema. A Figura 2.7 pretende exemplificar esse tipo de situações.

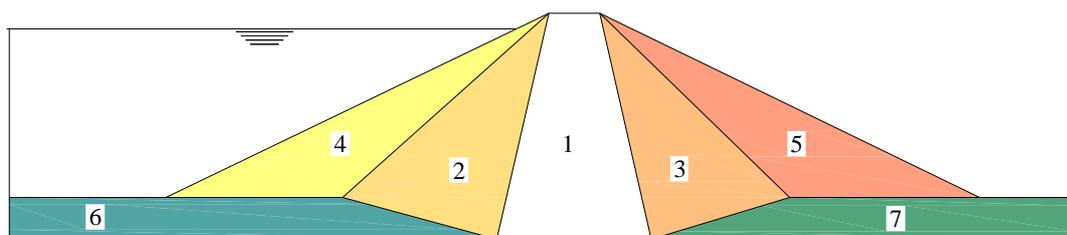


Figura 2.7 – Exemplo de um sistema onde se englobam as partes de interesse (adaptado de [20])

Uma situação análoga ocorre quando se pretende efectuar uma análise de riscos associados ao escorregamento de taludes. Torna-se imperativo considerar no sistema todos os elementos capazes de sofrer danos, quer no topo do talude quer na sua base.

Normalmente, os sistemas podem ser representados por modelos de diferentes tipos ou formas. Enquanto que as fronteiras dos sistemas podem ser definidas de uma maneira inequívoca, os modelos internos ao sistema podem tomar diferentes formas – espaciais, funcionais ou matemáticas (modelos probabilísticos, modelos numéricos,...) [34].

Na Figura 2.8 apresenta-se um modelo espacial relativo a uma barragem de aterro, onde são ilustrados os vários elementos que a compõem. Na Figura 2.9 apresenta-se um exemplo de um modelo matemático (mais concretamente, um modelo numérico de elementos finitos) que poderá ser utilizado para modelar determinados aspectos concretos do comportamento do sistema, como por exemplo, a percolação pelo corpo e pela fundação da barragem.



- | | | |
|---------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|
| 1 - Núcleo argiloso | 2 - Maciço de transição de montante | 6 - Fundação aluvionar (montante) |
| | 3 - Maciço de transição de jusante | 7 - Fundação aluvionar (jusante) |
| | 4 - Maciço de enrocamento de montante | |
| | 5 - Maciço de enrocamento de jusante | |

Figura 2.8 – Exemplo de um modelo espacial de uma barragem de aterro (enrocamento)

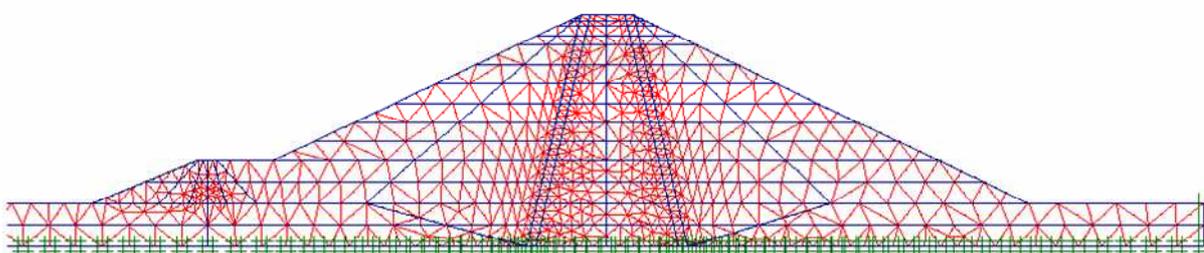


Figura 2.9 – Exemplo de um modelo matemático de uma barragem de aterro (malha de elementos finitos)

A ideia fundamental da modelação é a de simplificar o sistema para a sua análise através de procedimentos científicos.

As análises de riscos envolvem a determinação da resposta de sistemas complexos devido a fenómenos também eles complexos. A *resposta do sistema* corresponde à forma de resposta de um sistema (*e.g.*, uma barragem e sua zona de influência), expressa como uma probabilidade condicional de rotura, relativamente a um dado cenário de cargas aplicadas e condições concomitantes.

Por vezes, em Geotecnia, não existe uma maneira acessível de realizar modelos para prever alguns dos fenómenos envolvidos (*e.g.*, presentemente, não existem modelos que permitam, de modo fiável, avaliar a erosão por *piping* para determinadas condições).

O grau de esforço para modelar o sistema é predeterminado pela complexidade do problema associado aos riscos em análise. Em certas situações é necessário construir vários sub-modelos para os diferentes subsistemas, que posteriormente devem ser interligados.

2.6 Modo de rotura, mecanismo de rotura e cenário de rotura

Um sistema composto por diversos elementos (ou subsistemas) pode ter diferentes *modos de rotura*. Estes são descritos pelos processos que traduzem o modo como as roturas dos elementos devem

ocorrer para provocar a perda de funcionalidade dos sistemas ou subsistemas em análise. Um elemento pode ter vários modos de rotura e cada um deles pode ter diferentes *mecanismos de rotura*.

Um *mecanismo de rotura* é descrito pelos processos e estados físicos que devem ocorrer de acordo com as leis da natureza que regem a progressão do modo de rotura, desde a causa iniciadora até à realização do efeito último da rotura em análise.

Para se efectivar um mecanismo de rotura é necessário existir um cenário propício à sua ocorrência – *cenário de rotura*. Este define a combinação de circunstâncias com interesse para uma apreciação do risco.

Numa barragem o cenário de rotura pode corresponder a uma combinação única de circunstâncias, tais como [24]:

- velocidade do vento;
- nível de água na albufeira;
- posicionamento das comportas;
- modo de rotura (*e.g.*, galgamento);
- onda de cheia provocada pela rotura e caudais nas linhas de água tributárias; e
- factores que determinam a presença de pessoas a jusante da barragem no momento da rotura.

O RSB define *cenários* como situações que devem ser encaradas para avaliação da segurança das obras e que se classificam em duas categorias, conforme correspondam às condições de uso normal (*cenários correntes*) ou sejam associadas a uma ocorrência excepcional (*cenários de rotura*).

Na Figura 2.10 ilustram-se quatro possíveis modos de rotura num dique, para dois cenários de rotura distintos, e os seus mecanismos de rotura.

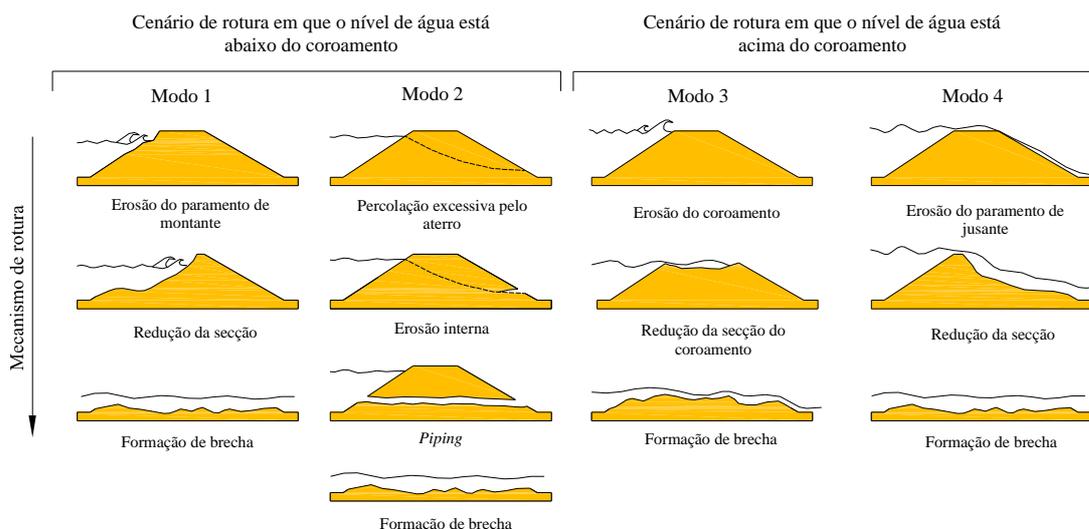


Figura 2.10 – Ilustração de possíveis modos de rotura para um sistema associado a um dique (adaptado de [29])

É usual designar às condições de agravamento ou de atenuação de riscos face a um cenário de rotura por *factores de exposição*. Face a um cenário de rotura associado a um movimento de um talude, exemplos de *factores de exposição* podem ser:

- o tipo de movimento (desprendimento, deslizamento, espalhamento, derrubamento ou escoamento rápido) – ver Figura 2.11;
- a massa deslocada;
- o dia da semana, a hora do dia e a estação do ano; e
- a existência e a eficiência de um sistema de aviso e alerta.

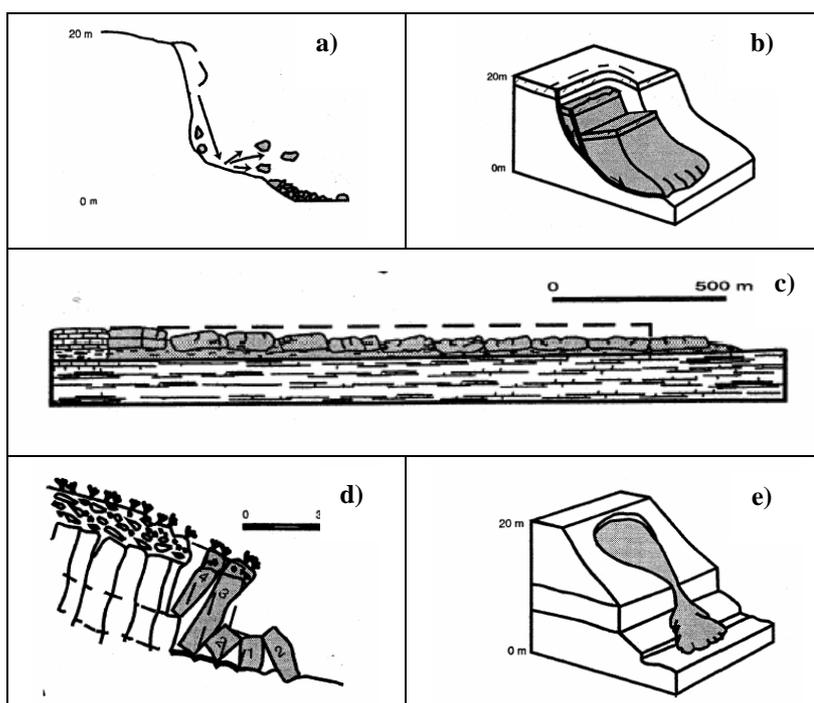


Figura 2.11 – Tipos de movimentos de terras: a) queda de blocos; b) escorregamento de terras; c) fluência (*spread*); d) derrubamento de blocos; e) escoamento viscoso. As linhas a tracejado indicam as superfícies originais do terreno (escalas meramente indicativas) ([35], citado em [21])

2.7 Processos de gestão de riscos

Os processos de gestão de riscos consistem na aplicação sistemática de políticas, procedimentos e práticas de gestão às tarefas de identificação, de avaliação, de mitigação e de controlo de riscos. Englobam também a realização de análises custo-benefício das medidas tendentes à redução do risco.

Na Figura 2.12 apresenta-se um esquema com os vários procedimentos necessários para levar a cabo um processo de gestão de riscos em obras de Engenharia Civil.

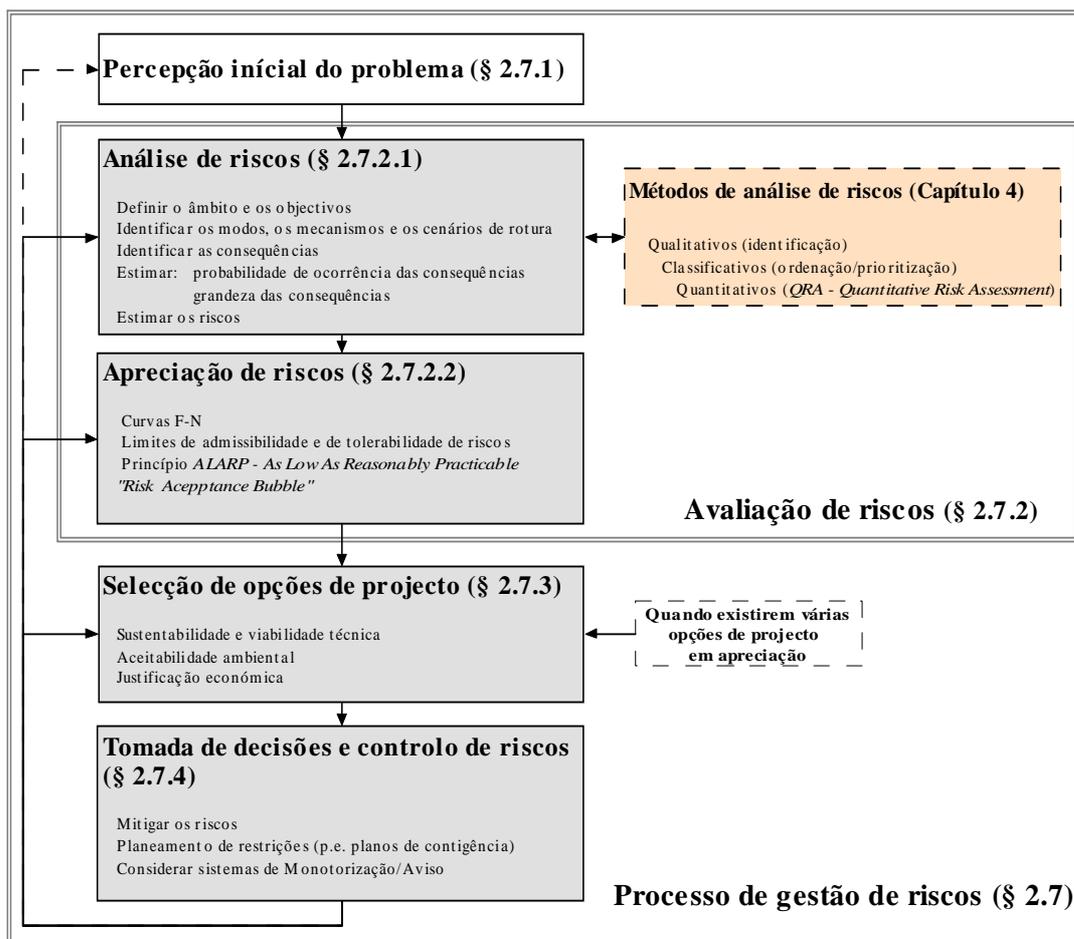


Figura 2.12 – Enquadramento do processo de uma gestão de riscos

Face ao âmbito deste trabalho apenas serão tratados com maior ênfase alguns dos aspectos associados aos processos de gestão de riscos, principalmente, a análise de riscos e, em segundo plano, a apreciação de riscos, a tomada de decisões/recomendações e o controlo de riscos.

2.7.1 Percepção inicial do problema

Qualquer gestão de riscos inicia-se pela percepção inicial de eventuais problemas associados à segurança ou à funcionalidade de uma obra. Muitas vezes, a motivação para efectuar a gestão de riscos (ou de análises de riscos) resultam de receios, por parte de qualquer uma das entidades interessadas na obra, que ocorram eventuais problemas que não estejam inteiramente avaliados (como é o caso de soluções muito inovadoras).

De uma maneira geral esta etapa inclui a:

- i) exposição, em traços gerais, do problema que se pretende analisar;
- ii) identificação genérica dos perigos;
- iii) indicação *de quem e/ou do que* se pode encontrar em risco;
- iv) identificação dos possíveis constrangimentos à resolução do problema; e

- v) identificação das opções em estudo (caso se pretenda efectuar uma apreciação de várias soluções alternativas de um projecto de uma obra).

Após a constatação da necessidade em efectuar uma gestão de riscos esta deve ser iniciada pela avaliação de riscos, descrita no seguinte ponto.

2.7.2 Avaliação de riscos

A *avaliação de riscos* envolve a análise e a apreciação de riscos e possibilita a tomada de decisões no decurso de um processo de gestão de riscos. Permite que todas as partes envolvidas nestes processos reconheçam quais os riscos envolvidos e, conseqüentemente, obriga a que os Donos de Obra tenham de lidar efectivamente com as potenciais consequências de eventos indesejáveis.

Nos pontos seguintes são referidos os aspectos fundamentais das *análises de riscos* (§ 2.7.2.1) e, em consequência, da *apreciação de riscos* (§ 2.7.2.2), em suma, das avaliações de riscos.

2.7.2.1 Análise de riscos

Uma *análise de riscos* consiste na utilização de um conjunto de informação disponível para estimar os riscos relativamente a indivíduos ou a populações, a bens ou ao ambiente, devido a perigos.

A análise de riscos incorpora a identificação dos eventos indesejáveis que conduzem à materialização dos riscos, e a análise dos mecanismos pelos quais esses eventos podem sobrevir e a estimação da extensão, da amplitude e da probabilidade de concretização dos efeitos dos perigos. O objectivo final das análises de riscos é a determinação das probabilidades das consequências, assim como da sua grandeza. Trata-se de um meio capaz de permitir tornar os sistemas mais fiáveis.

A análise de riscos envolve a desagregação ou a decomposição do sistema e das fontes dos riscos nas suas partes fundamentais. Assim, contém, geralmente, as seguintes fases:

- i) *definição do âmbito e dos objectivos*;
- ii) *identificação de riscos* – identificação dos modos de rotura, dos cenários de rotura, dos factores de exposição e das consequências; e
- iii) *estimativa de riscos* – determinação de uma estimativa da grandeza e da probabilidade das consequências dos modos de rotura.

O *âmbito* (temático, espacial e/ou temporal) e o detalhe de uma análise de riscos dependem do seu *objectivo* no enquadramento do processo de tomada de decisão subjacente.

Os *objectivos das análises de riscos* em Engenharia Civil estão, essencialmente, relacionados com a avaliação das condições de segurança das obras e do impacte da respectiva rotura sobre indivíduos ou sobre a sociedade.

As análises de riscos podem ter um largo campo de aplicação, atravessando todas as fases de desenvolvimento de uma determinada obra, desde o planeamento, aos estudos de viabilidade, à comparação de diferentes soluções de projecto, à selecção das exigências e à elaboração do projecto, à escolha do contrato de adjudicação de uma obra, ao plano de controlo de qualidade de construção, à fase de serviço ou de exploração, até à definição das políticas de reabilitação ou de abandono. De facto, os conceitos de risco podem ser aplicados em diferentes estudos, entre os quais se incluem [36]:

- i) *avaliações globais de risco* – examinar a escala de um problema e definir a contribuição relativa das diferentes componentes do risco para facilitar a formulação de políticas de gestão de riscos e a optimização da alocação de recursos;
- ii) *avaliações relativas de riscos* – determinar quais as acções prioritárias a desenvolver;
- iii) *avaliações de risco de um local ou de uma obra* – avaliar os perigos e o nível de riscos em termos de fatalidades e de perdas económicas ou outras, num dado local, devidos à construção ou exploração de uma obra (avaliação do *risco incremental*⁵);
- iv) *elaboração de mapas de perigos ou de riscos* – criar zonas ou controlar o planeamento de uma região ou área (um exemplo é o simulador de cenários sísmicos em Portugal continental desenvolvido no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), o LNECloss [37]).

A *identificação de riscos* consiste no reconhecimento da existência de perigos e na tentativa de definir as suas características. Muitas vezes, os riscos podem ser conhecidos e até mesmo calculados antes da efectivação das suas consequências adversas. A identificação de riscos é um procedimento deliberado de estudo e de revisão de sistemas, na esperança de antecipar todos os seus possíveis perigos e consequentes evoluções adversas [38].

Assim, a *identificação de riscos* consiste no reconhecimento do que pode falhar (correr mal), porque razão e de que forma. Consiste na identificação de todas as causas, mesmo aparentemente menores, com potencial directo ou indirecto para originar um processo (a curto ou a longo prazo) capaz de conduzir a um acidente significativo (ver Figura 2.13).

⁵ Corresponde ao aumento (incremento) do nível de risco, relativamente a uma situação anterior, provocada pela construção de uma obra.



Figura 2.13 – Escorregamento de um talude natural (Po Shan Road landslide, Mid-levels, Hong Kong Island, retirado de [39])

As actividades associadas à identificação de riscos são as seguintes:

- elaboração de listas de verificação (*check lists*) estabelecidas a partir de exemplos padrão. Trata-se de uma técnica de *identificação de perigos (HAZID - HAZard IDentification)* que fornece uma listagem das fontes típicas de acidentes potenciais que devem ser considerados; pode decorrer da avaliação da conformidade de regulamentos, de códigos e de normas (ver § 4.3.1);
- condução de estudos relativos à operacionalidade do sistema (*HAZOP – HAZard and OPerability analysis*, ver § 4.3.3);
- inspecção às obras;
- análise dos factores humanos (em particular, os erros humanos); e
- preparação de diagramas lógicos das falhas do sistema e dos eventos seguintes.

Inclui a identificação, tendencialmente exaustiva e sistemática, dos eventos iniciadores dos modos de rotura, dos respectivos mecanismos e cenários de rotura, bem como dos factores de exposição e das consequências previsíveis.

Para que resulte numa identificação de riscos consistente é necessário que esta seja conduzida por uma equipa multidisciplinar composta por especialistas nas diversas áreas em interesse para a análise de riscos. Em geral, para o estudo de obras de Engenharia Civil, requer-se o envolvimento, entre outros, de sismólogos, geólogos, engenheiros civis de diferentes áreas (Estruturas, Geotecnia, Hidráulica,...) e até, de especialistas das ciências sociais e humanas, como por exemplo, de sociólogos.

Para a realização de uma análise de riscos é, por vezes, necessário conhecer a probabilidade de ocorrência de eventos indesejados (quer seja de forma qualitativa ou quantitativa) e das respectivas consequências associadas.

Assim, a *estimação de riscos* corresponde à determinação científica das características dos riscos identificados, em primeira análise de uma maneira qualitativa e, quanto for possível, como objectivo último, qualitativamente. Estas características incluem a magnitude, a escala espacial e a duração dos eventos associados e a intensidade das consequências adversas assim como as respectivas probabilidades, bem como a descrição das suas causas originadoras e do encadeamento dos seus efeitos.

A *estimação de um risco específico*, como por exemplo o devido ao movimento de um talude, quando definido em função da probabilidade anual da perda de vida de um indivíduo hipotético (DI – *Death of Individue*), pode ser calculado, em termos de probabilidade condicional, como [40]

$$R(DI) = P(H) \times P(S|H) \times P(T|S \cap H) \times V(L|T \cap S \cap H) \quad (2.2)$$

em que $R(DI)$ é o *risco* (probabilidade anual da perda de vida do indivíduo); $P(H)$ é a probabilidade anual do evento (H - *Hazard*) – movimento do talude; $P(S|H)$ é a probabilidade de impacte espacial (S - *Spatial*) dada a ocorrência do evento H; $P(T|S \cap H)$ é a probabilidade de impacte temporal dado o impacte espacial; e $V(L|T \cap S \cap H)$ é a vulnerabilidade do indivíduo (grau de incapacidade ou probabilidade da perda de vida dado o impacto (L – *Loss*)), tal como indicado, por exemplo, na Tabela 2.1.

Para os casos que envolvem danificação de propriedade (PD – *Property Damage*), como por exemplo um edifício, a expressão equivalente será

$$R(PD) = P(H) \times P(S|H) \times V(P|S \cap H) \times E \quad (2.3)$$

em que $R(PD)$ é o *risco* (perda anual do valor da propriedade); $P(H)$ é a probabilidade anual do evento perigoso; $P(S|H)$ é a probabilidade de impacte espacial (isto é, da massa deslocada embater na propriedade); $V(P|S \cap H)$ é a vulnerabilidade da propriedade (proporção da perda do valor da propriedade); E é o elemento em risco (*e.g.*, o valor da propriedade).

Alguns investigadores consideram o produto de $P(S|H) \times P(T|S \cap H) \times V(L|T \cap S \cap H)$ na equação (2.2) ou de $P(S|H) \times V(P|S \cap H) \times E$ na equação (2.3) como “consequências” (*e.g.*, em [41]) ou o produto de $P(H) \times P(S|H)$ como “perigo” (*e.g.*, em [42]), tal como foi apresentado na Figura 2.2.

De uma perspectiva mais geral, nas aplicações de Geotecnia, a estimativa de um risco específico para uma determinada área de interesse (perda de vida, economia,...), R , devido à ocorrência das consequências de uma sequência de eventos, SE , pode ser estimado pela seguinte expressão simplificada

$$R = P(SE) \times C(SE) \quad (2.4)$$

em que $P(SE)$ é a probabilidade de ocorrência de SE e $C(SE)$ corresponde à grandeza das consequências para a área de interesse em análise.

2.7.2.2 Apreciação de riscos

Entende-se como *apreciação de riscos* o processo de ponderação e julgamento do significado dos riscos avaliados nas análises de riscos. Este é efectuado com base em juízos de valor, ou seja, em julgamentos cujo resultado depende dos valores éticos ou morais da pessoa ou da sociedade que os aprecia.

A *apreciação de riscos* aborda aspectos tão diversos como os objectivos do dono de obra, os valores sociais, a legislação, os regulamentos e as orientações normativas. Os resultados da análise de riscos entram no processo de decisão, explícita ou implicitamente, formulando-se considerações sobre a importância relativa dos riscos calculados (assim como das respectivas consequências), com o objectivo de identificar e analisar o leque de alternativas que se colocam no âmbito da gestão de riscos.

Uma das dificuldades da avaliação de riscos reside na aceitabilidade dos riscos. Têm de ser consideradas as perdas económicas, ambientais e culturais. No entanto, um assunto especialmente importante é a aceitabilidade de perdas de vidas.

Existindo o risco de perda de vidas, os seus limites de aceitabilidade são distintos em função do tipo de risco em análise: risco individual ou risco societal.

Em obras geotécnicas, este assunto praticamente apenas foi abordado para as barragens de aterro. Nestas obras, a aceitabilidade de perdas de vidas é função da *população em risco (PAR)*, ou seja, de todos os indivíduos que, caso não sejam evacuados, serão atingidos pela onda de inundação provocada por uma rotura da barragem. Por exemplo, na Austrália existem áreas com densidades populacionais muito reduzidas, onde as barragens não impõem necessariamente riscos a populações. Em contrapartida, a Alemanha é um país densamente povoado, pelo que a perda de vidas é um ponto em análise em praticamente todas as barragens [43].

O *Australian National Committee On Large Dams (ANCOLD)* [44] e o *US Department of the Interior Bureau of Reclamation (USBR)* [45] desenvolveram, para os seus países, curvas F-N como critérios para aceitabilidade de riscos (Figura 2.14).

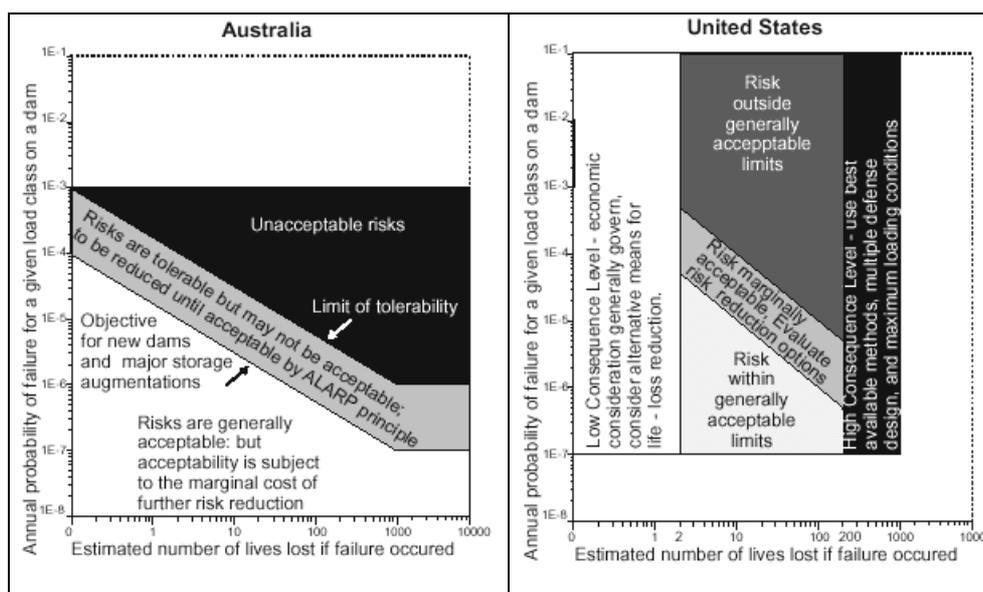


Figura 2.14 – Critérios de aceitabilidade de perdas de vidas em caso de rotura de barragens: na Austrália (à esquerda); e nos Estados Unidos da América (à direita)

Estas curvas relacionam F (a probabilidade anual de causar N ou mais fatalidades) com N . Tais curvas podem ser usadas para expressar critérios de aceitabilidade para o risco societal.

Os critérios são definidos em termos de *riscos aceitáveis*, *riscos toleráveis* e *riscos intoleráveis*, assim como os correspondentes *limites de aceitabilidade* e *limites de tolerabilidade*.

Risco aceitável é aquele que pode ser aceite pelos indivíduos ou pela sociedade eventualmente afectados, admitindo que não há alterações nos mecanismos de controlo do risco. Este risco é considerado insignificante e adequadamente controlado. Em geral, não são requeridas medidas para a sua redução, excepto quando praticáveis a baixo custo.

O *limite de aceitabilidade de riscos* define a fronteira entre os *riscos aceitáveis* e os *riscos toleráveis*.

Os *riscos toleráveis* são aqueles que se enquadram dentro de uma gama que a sociedade pode aceitar de forma a assegurar determinados benefícios. É uma gama de riscos que não devem ser vistos como negligenciáveis ou ignoráveis, mas que, pelo contrário, devem ser mantidos sob revisão e reduzidos, se e como for possível.

O *limite de tolerabilidade* define os valores acima dos quais o risco associado a um acontecimento adverso é considerado inaceitável, sejam quais foram os benefícios associados à infra-estrutura, actividade ou prática potencialmente geradora desse risco.

Assim, define-se como *riscos intoleráveis* aqueles que são superiores ao limite de tolerabilidade.

A diferença entre *risco aceitável* e *risco tolerável* reside no facto de o primeiro ser considerado, pela população eventualmente afectada, suficientemente baixo e adequadamente controlado para não ser necessário reduzi-lo, e o segundo, apesar de inferior ao limite de tolerabilidade, ser considerado ainda susceptível de redução, a todo o tempo, desde que tal redução seja possível.

O princípio *ALARP* (*As Low As Reasonably Practical*) estabelece que os riscos superiores ao limite de aceitabilidade, só são toleráveis se a sua redução for impraticável ou se os custos associados a esta redução forem fortemente desproporcionados relativamente aos benefícios daí decorrentes. Em [46] e [47] são apresentados mais detalhes relativamente a este assunto, nomeadamente, abordagens que utilizam *eficiência de custos* (ou custos por cada vida salva estatisticamente) e *rácios de desproporcionalidade* (relação entre custos e benefícios que incluem tanto os aspectos económicos como de segurança da vida de pessoas). Em [48] apresenta-se uma demonstração de uma avaliação de riscos a uma barragem de aterro nos EUA (*Alamo Dam*) onde é utilizado o princípio *ALARP*.

Um outro conceito, utilizado pela primeira vez em [49], é o de *Acceptable Risk Bubble* (*ARB*) (Figura 2.15). Com esta representação pretende-se visualizar o processo de aceitabilidade dos riscos atendendo a múltiplas áreas de interesse para a apreciação de riscos.

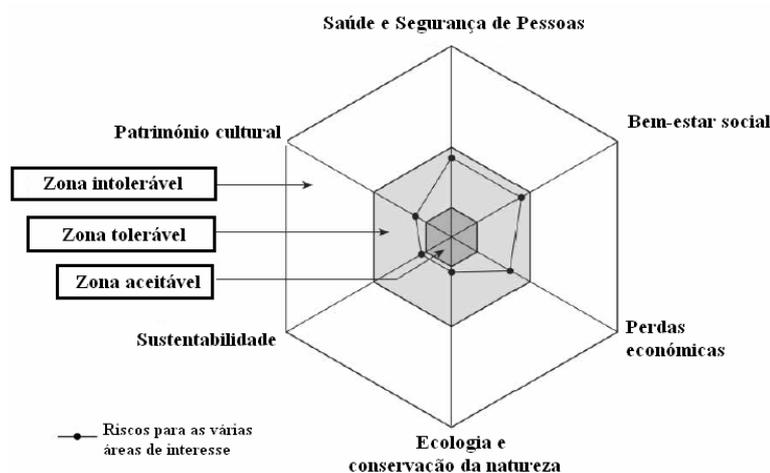


Figura 2.15 – Acceptable Risk Bubble (adaptado de [50])

No centro da figura encontram-se os riscos aceitáveis, enquanto que a camada exterior estão os riscos intoleráveis. A camada intermédia constitui a zona dos riscos toleráveis. Cada eixo representa uma área particular de interesse da análise. As unidades de cada eixo podem ser definidas por diferentes analistas e tanto qualitativamente como quantitativamente. Por exemplo, no eixo relacionado com as perdas económicas pode ser utilizado o rácio custo-benefício como medida quantitativa, enquanto que a perspectiva associada à ecologia e conservação da natureza pode envolver descrições mais qualitativas.

A apreciação dos riscos das estruturas geotécnicas é um assunto particularmente sensível. Os limites de aceitação e de tolerabilidade de riscos têm de ser aprovados pelas entidades políticas com o pressuposto de terem aceitação individual e social. Tal, implica aceitar determinados níveis de riscos em prol de retirar alguns benefícios para indivíduos ou para a sociedade. Actualmente, não existe, na generalidade dos países, e em particular em Portugal, qualquer regulamentação referente a este assunto.

Apreciação relativa de riscos em *portfolio* (*Portfolio Risk Assessment*)

Esta é uma forma particular de apreciação relativa de riscos, na qual é efectuada uma estimativa dos riscos para as várias obras de um único dono, ou sujeitas à jurisdição de uma só entidade reguladora.

Estes estudos podem ser limitados apenas à fase de análise do risco, mas geralmente envolvem pelo menos uma apreciação preliminar da tolerabilidade dos riscos e a identificação de medidas de redução do risco, como base inicial para o planeamento, dependendo a sua finalização de estudos mais detalhados.

Em [51] listam-se as várias etapas necessárias à condução de uma apreciação de riscos em *portfolio*. Estas passam, principalmente: i) pela definição do contexto e dos seus objectivos; ii) pela realização de avaliações de engenharia às obras em estudo; iii) pela condução de análises de riscos a essas obras, iv) pela condução análises de riscos para as alternativas de redução dos riscos; e v) pelo desenvolvimento de prioridades para as medidas de redução de riscos. Em [52] apresentam-se os vários avanços obtidos no estado da prática usual na execução de *apreciações de riscos em portfolio* para barragens na Austrália.

2.7.3 Selecção de opções de projecto

Na apreciação de projectos, a análise de riscos pode ser utilizada para comparar soluções alternativas e ajudar a definir opções preferidas. De acordo com [29] (relativo a estruturas *offshore*), tradicionalmente os três principais factores que influenciam a *selecção de opções de projecto* nas várias fases das obras são: i) a viabilidade e a sustentabilidade técnica das soluções; ii) a aceitabilidade ambiental; e iii) as justificações económicas.

Estes factores são, tradicionalmente, considerados directamente através de um processo determinístico, sem quaisquer referências à magnitude dos riscos a eles considerados. A incorporação dos riscos na selecção das opções permite uma escolha mais informada tendo em consideração as expectativas que se pretendem para a obra no seu período de vida útil.

2.7.4 Tomada de decisões/recomendações e de controlo de riscos

Visando assegurar a verificação de todos os critérios de aceitabilidade (ou tolerabilidade) dos riscos avaliados, pode ser necessário realizar procedimentos tendentes à *tomada de decisões* ou à elaboração de *recomendações de apoio à decisão* e do *controlo de riscos*.

A *tomada de decisões* constitui um processo global, estruturado ou não, necessário para chegar a uma decisão. Pode envolver a interacção entre o decisor e a equipa responsável pela apreciação de riscos, de modo a que ambos compreendam devidamente o contexto da decisão e tenham em conta os valores e as preferências do decisor na apresentação dos resultados da apreciação do risco.

As *recomendações de apoio à decisão* são os conselhos dados, pela equipa de apreciação do risco, a um decisor acerca da preferência de um conjunto de rumos de acção alternativos, com base em factores que caem na área da responsabilidade e da competência da equipa.

O *controlo de riscos* refere-se à implementação de medidas para manter ou mitigar o risco e à reavaliação periódica da sua eficácia.

As *medidas de mitigação de riscos* consistem na aplicação selectiva de técnicas e de princípios de gestão apropriados para atenuar a verosimilhança de uma ocorrência (medida preventiva) ou a severidade das suas consequências adversas (medidas de protecção) ou ambas.

Em geral, não é possível nem prático a eliminação completa dos riscos a que as obras geotécnicas estão sujeitas. Assim, devem ser identificados quais os riscos a gerir, mitigar ou controlar. Para tal, existe um vasto leque de decisões a tomar, relativamente aos riscos avaliados tanto qualitativamente como quantitativamente. Em geral, essas decisões enquadram-se dentro das seguintes acções sobre os riscos (adaptado de [53]):

- i) *evitar* – implementar mecanismos de controlo da utilização dos terrenos e desencorajar o desenvolvimento em áreas dentro dos limites afectados por roturas do sistema;
- ii) *reduzir* – e.g., reduzir a probabilidade de percolação pelo corpo de uma barragem de aterro zonado, através da execução de uma cortina impermeabilizante, para minorar o risco de rotura por *piping*;
- iii) *retirar* – e.g., proceder a realojamentos ou instalar *sistemas de aviso de cheias* para aumentar a probabilidade de as pessoas, situadas em áreas susceptíveis a inundações, poderem ser avisadas e evacuadas em tempo útil;
- iv) *transferir* ou *partilhar* – os riscos podem ser transferidos ou partilhados por consulta das partes interessadas para que algumas destas possam exercer maior controlo sobre a sua exposição ao risco; e
- v) *aceitar* – os riscos são aceites por aqueles que possam sofrer prejuízos e usualmente apenas é requerida a informação e a formação das pessoas afectadas; a decisão de aceitar os riscos deve ser justificada, considerando os custos e os benefícios de medidas de mitigação dos riscos.

As *medidas de mitigação* baseiam-se em estudos específicos, podendo ser de índole estrutural, não estrutural, educacional e organizacional. A título de exemplo, referem-se as acções de reabilitação, as restrições à exploração e ao ordenamento do território, a adopção de sistemas de observação e de aviso e alerta e os planos de emergência.

Em geral, a *mitigação de riscos* é parte integrante de uma estratégia de controlo de riscos, porém os seguintes aspectos devem permanecer presentes:

- os resultados de reduzir os riscos devem ser claramente transmitidas, particularmente no que se refere ao nível do *risco residual*⁶;
- existe sempre alguma incerteza relativamente à natureza dos riscos e à severidade e extensão das suas consequências; assim, estas podem ser piores que aquelas estimadas, já que, por vezes, é difícil de prever todas as consequências e os seus efeitos colaterais; e
- diferentes medidas de mitigação têm diferentes perfis de riscos residuais; por exemplo, estruturas com mecanismos de rotura frágeis e sem sistemas de aviso podem ter riscos superiores ao que teriam caso a estrutura tivesse um comportamento dúctil.

Os *planos de emergência* são documentos que contêm os procedimentos para enfrentar as situações de emergência que podem resultar de um acidente. No contexto da segurança de barragens, é o documento que contém os procedimentos, os esquemas de comunicação e os mapas de inundação com a indicação de níveis de água, a montante e a jusante, e os tempos de chegada das ondas de inundação que podem resultar da rotura da barragem ou dos seus órgãos de segurança e exploração.

O desenvolvimento de *planos de contingência* e a *monitorização de riscos* são ambas componentes de uma gestão de riscos “activa”. Adequam-se a situações em que existam incertezas significativas no processo de análise e de apreciação de riscos.

Os *planos de contingência* fornecem relações específicas para a incerteza no planeamento de estratégias de controlo de riscos. Permitem o desencadear de diferentes respostas em função da ocorrência de determinados eventos no futuro.

A *monitorização de riscos* pode ser parte integral de um plano de contingência e pode também ser usada como ferramenta para detecção de certas acções ou respostas do sistema de acordo com uma estratégia pré-planeada.

A instalação de um *sistema de aviso prévio (EWS – Early Warning System)* aumenta a possibilidade de pessoas evitarem os resultados de um evento perigoso. No âmbito das barragens, um exemplo de um *EWS* é um *sistema de aviso de cheias*. Este é um sistema que define o nível de inundação a partir do qual se dá início ao processo de aviso, assim como os meios físicos para o seu funcionamento e os indivíduos para os quais é dirigido.

Em particular, a manutenção de *riscos toleráveis* (ver definição em § 2.7.2.2) requer uma vigilância contínua através de meios, tais como a monitorização e a fiscalização, a qualificação de pessoal de campo e a elaboração de procedimentos eficazes de operação e de manutenção [13].

⁶ O nível de risco remanescente após ter sido implementado um programa de medidas de mitigação do risco.

Capítulo 3

Análise da probabilidade de roturas

Neste capítulo apresentam-se as actividades essenciais para a determinação das probabilidades associadas às roturas, necessárias à elaboração de análises quantitativas de riscos (*QRA – Quantitative Risk Analysis*).

Em Geotecnia as análises de riscos puramente probabilísticas para as roturas são de difícil concretização. Porém, por vezes, é possível proceder a uma caracterização estatística das variáveis de base (geometria, características dos materiais e acções) e realizar o cálculo da probabilidade de ocorrência de modos de rotura (relativos ao colapso ou a perda de funcionalidade).

O objectivo é calcular os impactes combinados da variabilidade dos parâmetros dos modelos de sistemas, de modo a determinar as distribuições de probabilidade (ou probabilidades de ocorrência) relativas aos seus resultados.

Assim, no § 3.1 são identificados os requisitos iniciais para a previsão de probabilidades de roturas de estruturas geotécnicas. No § 3.2 são indicados os aspectos relativos a obtenção de distribuições de probabilidades de variáveis de entrada de modelos que traduzam o comportamento de um sistema. No § 3.3 são referidas metodologias para realizar análises de sensibilidade aos resultados desses modelos. No § 3.4 são indicados os aspectos fundamentais para a obtenção de distribuições de probabilidades para as respostas do sistema.

Existem vários métodos que permitem determinar probabilidades de roturas. Neste trabalho são apresentados, no § 3.5, alguns desses métodos (baseados na teoria da fiabilidade), sendo apresentado com maior detalhe o referente à técnica de *simulação de Monte Carlo*, para a qual é efectuada uma aplicação ilustrativa (no § 3.6).

Por último, no § 3.7, são indicados os principais tópicos relacionados com a atribuição subjectiva de probabilidades por intermédio de um painel de especialistas.

3.1 Requisitos para a estimação de probabilidades

Para realizar uma análise quantitativa de riscos (*QRA*) é necessário determinar as probabilidades dos cenários relevantes. Para obtenção deste conjunto de probabilidades é necessário percorrer os seguintes quatro passos básicos.

1. Obter distribuições de probabilidade para as variáveis que afectam a rotura do sistema em análise.
2. Elaborar um modelo matemático que traduza a resposta do sistema (modelo analítico, numérico,...).

3. Integrar as distribuições de probabilidade de entrada no modelo (determinar a distribuição de probabilidades da resposta do sistema). Nesta etapa podem ser efectuadas análises de sensibilidade da resposta.
4. Determinar a probabilidade de rotura do sistema.

Esta abordagem, ilustrada na Figura 3.1, será conduzida explicitamente em modelos probabilísticos detalhados, embora também seja válida, na generalidade, para processos de modelação mental, para determinação de probabilidades subjectivas, com base em julgamentos efectuados por especialistas (abordado no § 3.7).

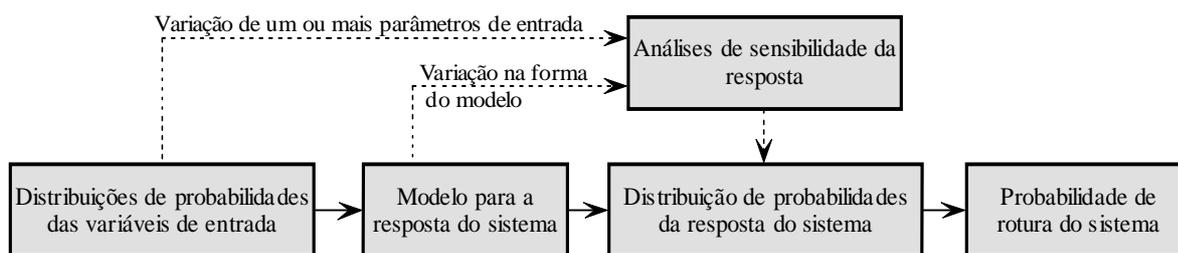


Figura 3.1 – Abordagem para obtenção da probabilidade de uma rotura do sistema

No Capítulo 4 são ainda referidos alguns modelos, utilizados em métodos de análises de riscos, que permitem modelar o comportamento do sistema, ou de parte dele, e efectuar cálculos probabilísticos (e.g., as *árvores de falhas* ou as *árvores de eventos*).

3.2 Obtenção de distribuições das variáveis de entrada dos modelos

Para conduzir uma *QRA* é necessário obter *distribuições de probabilidades* ou *probabilidades* de ocorrência de eventos iniciadores para introduzir nos modelos utilizados nos *métodos de análise de riscos* (apresentados no Capítulo 4).

Por exemplo, para determinar a probabilidade de galgamento de uma barragem de aterro pode ser necessário conhecer distribuições de probabilidades relativas ao nível de água na albufeira e da intensidade da precipitação no local da obra.

Em rigor seria necessário conhecer a distribuição de probabilidades conjunta com variáveis aleatórias múltiplas que englobem todas as variáveis de entrada de uma análise de riscos, para ter em consideração as correlações entre essas variáveis. No entanto, na prática, apenas são seleccionadas as correlações mais importantes entre variáveis de entrada de diferentes tipos e entre variáveis de entrada de diferentes níveis do mesmo tipo [54].

Por exemplo, no Reino Unido o *MAFF (Ministry of Agriculture, Fisheries and Food)* tem desenvolvido novos métodos para a estimação da distribuição de probabilidades conjunta de ondas e de níveis de água, para determinados locais da sua orla costeira [55].

Em [56] são sumarizadas as abordagens mais comuns para a estimação de probabilidades de variáveis de entrada utilizadas nas análises de riscos de barragens, nomeadamente, acções em condições normais de operação, cheias e acções sísmicas. Em [57] inclui-se uma abordagem para incorporar as incertezas nas variáveis de entrada dos modelos de análise de riscos para avaliação da segurança de barragens.

3.2.1 Abordagem estatística (baseada em frequências de ocorrência de eventos)

As decisões baseadas em análises de riscos requerem tipos diferentes de informação. Por exemplo, as fontes tradicionais de informação utilizada para estimação de probabilidades de cheias extremas incluem os registos do nível de água, a medição de descargas indirectas e os registos da precipitação.

As abordagens estatísticas permitem representar a probabilidade de um evento para um período de tempo pré definido. Para a sua determinação é necessário recolher *dados históricos*.

A *revisão dos dados históricos* é uma técnica de identificação de perigos que pode ser utilizada para identificar as áreas de problemas potenciais e também fornece dados para a análise de frequências baseadas em dados de acidentes e de incidentes.

Em barragens, os dados históricos proporcionam meios para extrapolar os registos de diversos tipos de informação, em particular para os eventos extremos mais severos. Fornecem informação para diversos tipos de registos, tais como padrões da meteorologia e frequências de eventos extremos, ou alterações na utilização dos solos ou da vegetação, que possa ser significativa em cálculos da modelação de escoamentos nos vales a jusante [58].

Normalmente os parâmetros de entrada dos modelos de análises de riscos são considerados como variáveis aleatórias que podem variar no espaço e/ou no tempo.

Após a recolha dos dados históricos é necessário ajustar-lhes funções de distribuição de probabilidades adequadas. Existem diversos *softwares* que permitem ajustar os dados estatísticos recolhidos, com o mínimo de desvio possível, a funções de distribuição de probabilidades típicas.

3.2.2 Principais funções de distribuição de probabilidades

Existem algumas distribuições de probabilidades que são especialmente úteis devido aos seguintes factores: (i) a função é o resultado de um processo físico subjacente e é derivada com base em hipóteses fisicamente admissíveis; (ii) a função é o resultado de algum processo limite; e (iii) a função é amplamente conhecida e a informação estatística necessária está largamente disponível.

Na Tabela 3.1 são referidas as principais funções de distribuição de probabilidade utilizadas em variáveis discretas e em variáveis contínuas. As suas equações estão disponíveis em bibliografia específica (*e.g.*, ver [59]) e algumas encontram-se implementados para uso corrente em qualquer folha de cálculo automática (*e.g.*, *Excel* da *Microsoft*®).

Tabela 3.1 – Exemplos das distribuições de probabilidades mais utilizadas

Variáveis discretas	Variáveis contínuas
Uniforme	Uniforme
<i>Bernoulli</i>	Triangular
Binomial	Normal
Geométrica	Log-normal (de 2 ou 3 parâmetros)
Binomial negativa	Exponencial
<i>Poisson</i>	Gama
Hipergeométrica	Beta
Hiperbinomial	Valores extremos tipo I: do maior valor (Gumbel); e do menor valor
	Valores extremos tipo II: do maior valor (<i>Fréchet</i>); e do menor valor
	Valores extremos tipo III: do maior valor; e do menor valor (<i>Weibull</i>)
	<i>t student</i>
	<i>Pareto</i>
	Chi-quadrado

As características probabilísticas de uma variável aleatória são descritas completamente pela *função de distribuição* ou pelas *funções densidade de probabilidades* (variáveis contínuas) ou *funções de probabilidades* (variáveis discretas). São definidas a partir de alguns dos *descritores principais* indicados na Tabela 3.2, que descrevem o *valor central* da distribuição da variável aleatória, a respectiva *dispersão* e a sua *assimetria* (Tabela 3.2).

Tabela 3.2 – Características probabilísticas de uma variável aleatória X, em termos dos descritores principais

Descritores principais	Variáveis discretas	Variáveis contínuas	
Valores Centrais	Média (esperança matemática)	$E[X] = \mu_X = \sum_{x_i} x_i p_X(x_i)$	$E[X] = \mu_X = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X(x)$
	Esperança matemática de $h(X)$	$E[h(X)] = \mu_X = \sum_{x_i} h(x_i) p_X(x_i)$	$E[h(X)] = \mu_X = \int_{-\infty}^{+\infty} h(x) f_X(x)$
	Moda, \tilde{x}	Valor de maior probabilidade	Valor de maior densidade de probabilidade
	Mediana, x_m	$F_X(x_m) = 0,5 \Rightarrow x_m = F_X^{-1}(0,5)$	
Dispersão	Variância	$\text{Var}(X) = \sum_{x_i} (X - \mu_X)^2 p_X(x_i)$	$\text{Var}(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu_X)^2 f_X(x_i)$
	Desvio padrão	$\sigma_X = \sqrt{\text{Var}(X)}$	
	Coeficiente de variação	$V_X = \delta_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X}$	
Simetria e assimetria	Momento de 3ª ordem	$E[X - \mu_X]^3 = \sum_{x_i} (x_i - \mu_X)^3 p_X(x_i)$	$E[X - \mu_X]^3 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x_i - \mu_X)^3 f_X(x_i)$
	Coeficiente de simetria	$\theta_X = \frac{E[X - \mu_X]^3}{\sigma_X^3}$	

Nos seguintes parágrafos referem-se os principais campos de aplicação de algumas das distribuições de probabilidades (de entre as indicadas na Tabela 3.1) que podem ser utilizadas em Geotecnia.

Variáveis aleatórias discretas

A *distribuição binomial* é útil em problemas que envolvam a verificação de ocorrência ou de não ocorrência de um evento seleccionado, em cada uma das determinações de uma sequência de *Bernoulli*, permitindo determinar a probabilidade de se verificarem exactamente x ocorrências em n ($n \geq x$) determinações. Pode, por exemplo, ser utilizada para o controlo de qualidade de compactação de camadas de aterro de barragens, de acordo com planos de aceitação [60].

A *distribuição geométrica* é utilizada para avaliar o número de determinações de uma sequência de *Bernoulli* até que ocorra pela primeira vez o evento seleccionado. Permite definir o *período de retorno* associado a sequências de *Bernoulli*.

A *distribuição binomial negativa* permite modelar o número de realizações que decorre até que se dê um número seleccionado de ocorrências subsequente à primeira do mesmo evento numa sequência de *Bernoulli*.

A *distribuição de Poisson* descreve o número de ocorrências de um evento num intervalo de tempo (ou numa área) de um processo de *Poisson*. São exemplos de fenómenos deste tipo a formação de fracturas devido a fadiga do material ou a possibilidade de ocorrência de um sismo numa zona sismicamente activa, da qual se desconhece o instante e a localização do respectivo epicentro. Para a sua utilização é necessário determinar uma *taxa média da ocorrência do evento*, considerada constante no intervalo de tempo (ou de espaço) considerado.

As taxas médias de ocorrência podem ainda ser actualizadas mediante a obtenção de novos dados estatísticos e por aplicação de uma abordagem *Bayesiana*⁷.

A determinação de probabilidades com base na frequência de ocorrência de eventos é também muito utilizada em aplicações associadas a deterioração dos materiais [61].

Variáveis aleatórias contínuas

A *distribuição normal* (ou de *Gauss*) é muito utilizada para descrever acontecimentos da natureza, na medida em que estes, muitas vezes, correspondem a um somatório de diversos fenómenos individuais, sem que nenhum seja preponderante, e, portanto, permite a utilização do *teorema do limite central*⁸. É

⁷ Abordagem que utiliza o *teorema de Bayes* [59]. Este confere a base lógica para actualizar um valor da probabilidade com base numa nova evidência.

⁸ A soma de um grande número de componentes aleatórias individuais, não sendo nenhuma dominante, tende para a distribuição normal à medida que o número de componentes aumenta (independentemente das suas distribuições iniciais). Assim, a soma dos efeitos individuais deverá tender para uma distribuição de *Gauss*.

definida para os valores entre $-\infty$ e $+\infty$, pelo que em alguns problemas de Geotecnia perde significado físico. Uma vez garantidos os pressupostos que levam à sua utilização considera-se, em geral, que uma variável pode ser aproximada pela distribuição normal quando os seus valores pertencem ao intervalo definido pelo valor médio subtraído e somado do triplo do valor do desvio padrão. É igualmente adequada para modelar a generalidade dos fenómenos com carácter permanente. Um exemplo é a variável aleatória associada ao peso volúmico de um solo, γ .

A *distribuição lognormal* é útil em muitos problemas de Geotecnia em que fisicamente a variável aleatória que se pretende descrever não pode ter valores negativos.

A *distribuição exponencial* descreve o tempo de espera pela primeira ocorrência num processo de *Poisson*. Pode ser útil para modelação de fenómenos naturais, como são as cheias e os sismos, com base nas suas taxas médias de ocorrência (parâmetro das referidas distribuições).

A *distribuição Gama* aplica-se a uma grande abrangência de quantidades físicas e é utilizada frequentemente como ferramenta auxiliar de outras distribuições (exponencial, geométrica e *Poisson*). Pode ser utilizada para modelar o número de realizações que decorre até que se dê um número seleccionado de ocorrências subsequente à primeira do mesmo evento num processo de *Poisson*.

A *distribuição beta* é apropriada para variáveis aleatórias limitadas superiormente e inferiormente.

Os *valores extremos* (de *máximos* e de *mínimos*) de variáveis aleatórias têm uma grande importância em aplicações da *teoria da fiabilidade*⁹, condicionando o dimensionamento das estruturas e/ou dos respectivos elementos estruturais. Para a sua modelação recorre-se a *distribuições assintóticas de extremos tipo I, II ou III* (ver Tabela 3.1).

Algumas acções, como por exemplo a acção do vento, são registadas continuamente durante um certo período de tempo. Os registos são tratados, geralmente, para uma duração prefixada, por exemplo um ano, e em cada ano são determinados os *valores máximos*. Com base nestes dados (referentes apenas ao valor máximo anual), é possível ajustar-lhes *distribuições de valores extremos (tipo I, II ou III)*. Analogamente, podem ajustadas distribuições estatísticas para as acções sísmicas de cálculo e os níveis de cheia. Para a determinação das resistências de cálculo dos materiais, o mesmo tipo de raciocínio será aplicado aos *valores mínimos* da grandeza [18].

A *distribuição de Gumbel* (extremos tipo I para o maior valor) é geralmente utilizada para a modelação de acções devidas ao vento ou a cheias (designadamente na avaliação do nível de máxima cheia).

⁹ A *teoria da fiabilidade*, aplicada a segurança de estruturas, permite a avaliação da probabilidade de rotura em termos das incertezas na capacidade (ou resistência) e na exigência (ou carga).

A forma assintótica tipo I é, geralmente, obtida através da convergência de distribuições com caudal exponencial. É o caso da distribuição de *Gauss*, cuja função densidade de probabilidades tem um termo de decaimento exponencial e, em consequência, caudas exponenciais nas duas direcções extremas. Por esse motivo os valores extremos de uma variável com distribuição de *Gauss* terão uma distribuição do tipo I.

A *distribuição de Fréchet* corresponde a uma função de distribuição da forma assintótica do tipo II para o maior valor. Esta forma é obtida a partir de uma distribuição inicial com cauda polinomial na direcção do valor extremo à medida que o maior valor característico (da variável subjacente) tende para infinito. Uma vez que as distribuições lognormais possuem esta característica, estas distribuições convergem para esta forma assintótica do maior valor.

A *distribuição de Weibull* (extremos tipo III para o menor valor) é essencialmente uma família de distribuições que pode assumir as propriedades de várias outras distribuições. Por exemplo, dependendo da forma do parâmetro a definir, pode ser utilizada para aproximar a distribuição exponencial, entre outras. É usualmente utilizada para descrever a resistência dos materiais (e.g., a resistência ao corte interna (ϕ) ou a coesão (c) de solos). É também utilizada na estimativa da vida de componentes electrónicos ou mecânicos.

Saliente-se que *na teoria da fiabilidade* as caudas das distribuições são, muitas vezes, mais relevantes do que a própria distribuição das variáveis aleatórias. A zona de rotura corresponde à área de intersecção entre a cauda direita da distribuição do efeito das acções, E, e a cauda esquerda da distribuição das resistências, R. Em contraste, *nas abordagens baseadas em riscos* a referida zona de rotura pode abranger uma maior área das distribuições de E e de R (e.g., modos de rotura associados a perdas de funcionalidades). A Figura 3.2 pretende atender a esses aspectos.

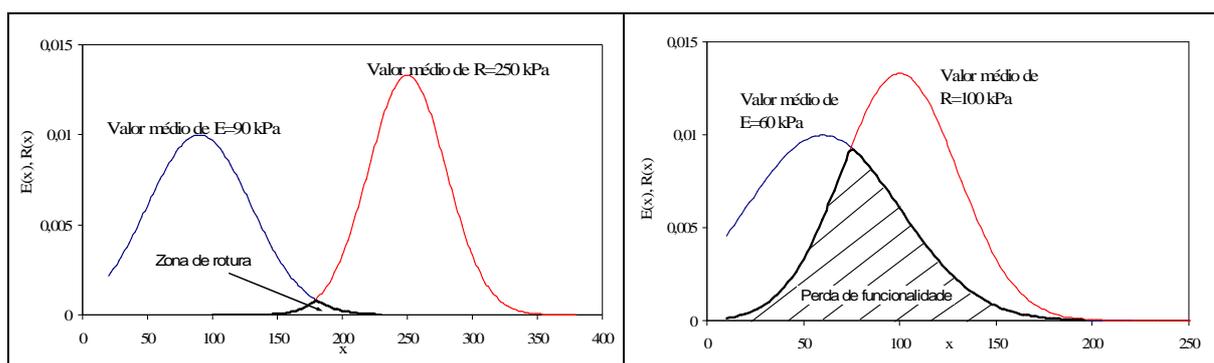


Figura 3.2 – Representação conjunta das funções densidade de probabilidades dos efeitos das acções E e da resistência R: abordagem de fiabilidade (à esquerda); abordagem baseada em riscos para perda de funcionalidade (à direita)

3.2.3 Limitações das abordagens estatísticas

A principal limitação de uma abordagem estatística, para determinação das distribuições de probabilidades das variáveis de entrada (eventos iniciadores de roturas), é o facto de existirem poucos

registos. De facto, a maioria dos registos existentes relativos aos eventos iniciadores referem-se a um curto período de tempo e a fenómenos não extremos (como seja a ocorrência de sismos de baixa magnitude em determinados locais).

Outra limitação é o facto de esta abordagem não contemplar o facto de as probabilidades poderem variar ao longo da vida útil da estrutura. Por exemplo, a probabilidade de rotura de uma barragem de aterro é diferente consoante esta se encontra na fase de primeiro enchimento ou em serviço.

Quando não for possível obter dados estatísticos relativos aos eventos iniciadores de modos de rotura este tipo de abordagem perde a validade, pelo que a determinação das suas probabilidades só pode ser efectuada com base em valores publicados (relativamente a casos similares ou comparáveis) ou em julgamentos subjectivos por parte de um painel de especialistas (§ 3.7).

3.3 Análises de sensibilidade da resposta

As *análises de sensibilidade* constituem uma etapa paralela à determinação da distribuição de probabilidades da resposta do sistema. Pretende-se determinar o grau de variação de um dado resultado em função da variação de um ou mais dados de entrada de um modelo, ou até da própria variação da forma do modelo utilizado (ver Figura 3.1).

No contexto das análises de riscos, cada um dos parâmetros que afecta os riscos varia individualmente e avaliam-se as consequências prováveis, com o objectivo de aquilatar o peso relativo dos diferentes factores de risco e de eliminar os não significativos.

A sensibilidade pode ser visualizada, por exemplo, pela inclinação da curva ou da superfície de variação do resultado para o(s) valor(es) relevante(s) de entrada.

3.4 Obtenção de distribuições de probabilidades para as respostas do sistema

Numa *análise determinística*, é introduzido no modelo de um sistema um conjunto único de parâmetros de entrada, obtendo-se um valor único para a resposta do sistema. Assim, o resultado é determinado pelos dados de entrada.

Em contraste, numa *análise probabilística* procede-se à descrição dos fenómenos com base na aplicação das leis probabilísticas. A análise de probabilidades considera explicitamente o carácter aleatório dos fenómenos naturais, bem como de outros eventos das propriedades e dos próprios modelos.

Nestas análises devem considerar-se todas as possíveis condições que possam contribuir de forma significativa para a resposta do sistema. É, portanto, necessário dispor de um método que aborde a contribuição de todos os possíveis eventos ou estados que afectem a resposta do sistema.

Em alguns casos, é possível utilizar métodos analíticos exactos. A abrangência destes métodos pode ainda ser estendida, obtendo soluções aproximadas, se forem efectuadas algumas considerações relativamente à forma das distribuições de probabilidades relevantes dos parâmetros de entrada e do modelo na altura em que ocorre a rotura do sistema. No ponto seguinte (§ 3.5) são abordados sumariamente alguns desses métodos (baseados na *teoria da fiabilidade*).

Existem também métodos de simulação numérica que permitem a determinação da probabilidade de rotura. Estes dividem-se principalmente em dois grupos:

- i) os métodos que se baseiam na aproximação das distribuições contínuas das variáveis de entrada em distribuições discretas e, depois, sistematicamente, utilizar todos os valores discretos de entrada (métodos simples, apenas praticáveis para modelos muito grosseiros);
- ii) os métodos baseados na amostragem aleatória dos valores das distribuições de entrada. No § 3.6 é apresentado um destes métodos – *simulação de Monte Carlo*.

3.5 Determinação da probabilidade de rotura (com base na teoria da fiabilidade)

A probabilidade de um acontecimento, como por exemplo um modo de rotura, p_r , que possa ser representado por um modelo matemático, pode ser calculado utilizando a função densidade de probabilidade conjunta $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$, relativa às variáveis que influenciam o modo de rotura, mediante o seguinte integral

$$p_r = \int_{g(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (3.1)$$

onde $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) = f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ (3.2)

$$\mathbf{x} = (x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3.3)$$

e $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ (3.4)

em que x_i são os valores que a variável aleatória X_i pode tomar, e

$$g_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) = g_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0 \quad (3.5)$$

representa a região de rotura em que os valores de \mathbf{x} provocam a ocorrência do modo de rotura. A função $g_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ é, normalmente, designada por *função de desempenho*.

3.5.1 Métodos analíticos exactos

Em casos muito restritos, é possível utilizar *métodos analíticos exactos* para determinação do integral (3.1). Existem métodos que possibilitam a determinação da distribuição de probabilidade conjunta

para a combinação de alguns tipos de variáveis, pelo que para modelos muito específicos e simples é possível determinar, de forma exacta e directa, a distribuição probabilística da função $g_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ (no § 3.6 é apresentado um exemplo – referido como *método 1*).

No entanto, de um modo geral, as distribuições dos parâmetros e as expressões dos modelos utilizadas nas análises de riscos não permitem uma manipulação tão simples e essas técnicas tornam-se extremamente complexas, donde não podem ser consideradas como soluções práticas.

Por exemplo, quando um modelo é definido por uma expressão analítica que envolva funções trigonométricas não é possível utilizar esses métodos simples. Para o cálculo da capacidade de carga de uma sapata, por exemplo através da teoria de *Hansen*, é necessário, mesmo para o caso mais simples, calcular os *factores de capacidade de carga*¹⁰ indicados em (3.6), o que inviabiliza a utilização desses métodos analíticos exactos.

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2); \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi'; \quad N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi' \quad (3.6)$$

De facto, o integral da equação (3.1) é, em geral, difícil de calcular devido à complexidade: i) da função de densidade conjunta $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$; e ii) da região de rotura $g(\mathbf{x}) \leq 0$.

Por esses motivos, é corrente utilizarem-se métodos aproximados, que se baseiam em aproximações da função de densidade conjunta $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$, na região de rotura ou da equação de estado limite $g_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) = 0$, ou de ambas.

3.5.2 Métodos aproximados

Utilizam-se, frequentemente, *métodos aproximados*, como os métodos de fiabilidade de primeira ordem (*FORM – First-Order Reliability Methods*) e de segunda ordem (*SORM – Second-Order Reliability Methods*), para determinar a probabilidade dos modos de rotura ([18], [62], [63] e [64]).

Os métodos *FORM* podem ser utilizados para o cálculo da probabilidade de rotura quando a função de desempenho é uma função linear de variáveis normais não correlacionadas ou quando a função de desempenho não linear é representada por uma aproximação (linear) de primeira ordem com variáveis normais equivalentes. Os métodos *SORM* estimam a probabilidade de rotura aproximando a função de desempenho não linear (incluindo uma função de desempenho linear com variáveis não normais correlacionadas) através de uma representação de segunda ordem.

O desenvolvimento dos métodos *FORM* está historicamente relacionado com os métodos dos momentos estatísticos de segunda ordem, os quais utilizam a informação dos momentos de primeira e

¹⁰ Os factores de capacidade de carga N_q , N_c e N_γ correspondem ao termo, respectivamente, de profundidade, de coesão e de superfície da expressão de cálculo para a capacidade de carga.

de segunda ordem das variáveis aleatórias. Dividem-se em métodos de primeira ordem com momentos de segunda ordem (*Firs-Order Second-Moment – FOSM*) e em métodos avançados de primeira ordem com momentos de segunda ordem (*Advanced First-Order Second-Moment – AFOSM*). No primeiro tipo de métodos, *FOSM*, ignora-se a informação da distribuição das variáveis aleatórias, enquanto que tal informação é introduzida no outro tipo de métodos, *AFOSM* (e.g., o método *Hasofer-Lind* corresponde a um *AFOSM* para variáveis normais).

Concretamente, o método *FOSM* baseia-se numa aproximação de primeira ordem do desenvolvimento em série de *Taylor* da função de desempenho linearizada, avaliada nos valores médios das variáveis aleatórias, e usar os momentos estatísticos até à segunda ordem das variáveis aleatórias (valores médios e variâncias).

3.5.3 Métodos de simulação numérica

Uma alternativa para o cálculo da probabilidade de um modo de rotura, definida pelo integral (3.1), é a utilização de *métodos de simulação numérica*. Estes requerem técnicas especiais de amostragem e metodologias específicas.

Consistem, como o seu próprio nome indica, em simular artificialmente um grande número de realizações das variáveis aleatórias $\hat{\mathbf{x}} = (\hat{x}_1, \hat{x}_2, \dots, \hat{x}_3)$ (também designadas por simulações ou tentativas), e verificar se há excedência do “estado limite”, ou seja, $g(\hat{\mathbf{x}}) \leq 0$.

A probabilidade do modo de rotura pode ser aproximada mediante a expressão

$$p_r \approx \frac{n(g(\hat{\mathbf{x}}) \leq 0)}{N} \quad (3.7)$$

onde $n(g(\hat{\mathbf{x}}) \leq 0)$ é o número de simulações efectuadas que estão dentro da região de rotura e N é o número total de simulações.

O procedimento descrito anteriormente é a forma mais simples de efectuar uma simulação numérica para estimar uma probabilidade e é conhecido como a *simulação de Monte Carlo*. No ponto seguinte é tratado com mais pormenor este método.

3.6 Simulação de Monte Carlo

Esta técnica efectua a simulação numérica de um processo estocástico através da escolha aleatória de valores em proporção com a sua função densidade de probabilidades.

Trata-se de uma técnica para determinar a distribuição de probabilidades de acontecimentos aleatórios. Envolve a amostragem aleatória de cada parâmetro de entrada de um modelo, tendo em consideração as respectivas distribuições de probabilidades, para produzir centenas, ou até mesmo milhares, de cenários (simulações). A distribuição de probabilidades do resultado calculado reflecte a probabilidade dos valores que podem ocorrer.

3.6.1 Procedimento do método

Na Figura 3.3 ilustra-se um exemplo de uma possível *simulação de Monte Carlo* para determinar a probabilidade de rotura, p_r , de um acontecimento que possa ser representado por uma qualquer forma de modelo matemático (expressão analítica, modelo de elementos finitos,...). Neste caso, este modelo tem três variáveis de entrada *independentes* definidas pelas respectivas funções densidade de probabilidades (distribuições uniforme, triangular e normal).

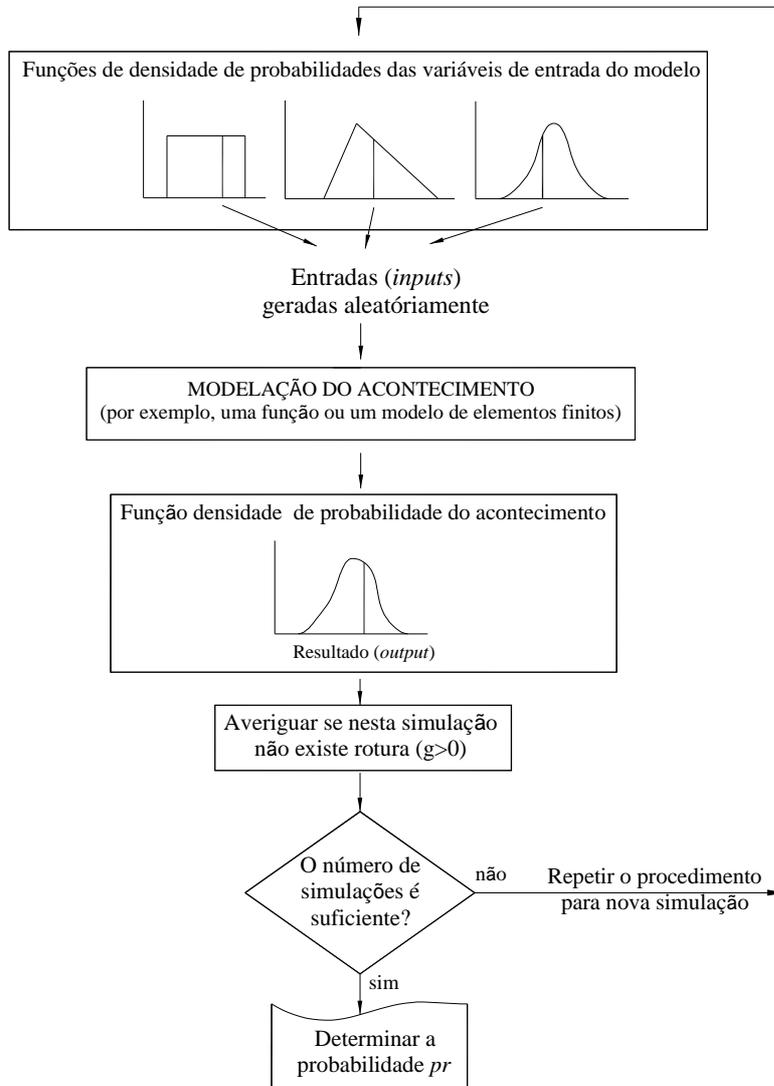


Figura 3.3 – Simulação de Monte Carlo para determinar a probabilidade de rotura, p_r , de um evento (exemplo de um modelo com três variáveis estatisticamente independentes)

Neste procedimento conduz-se um grande número de simulações do mesmo modelo. Em cada uma é seleccionado um valor para cada um dos parâmetros de entrada do modelo, através de um processo aleatório, recorrendo às correspondentes funções densidade de probabilidades. Para cada simulação é calculada a resposta (o acontecimento a modelar) a essas condições de entrada. Portanto, cada simulação é, na realidade, uma análise determinística convencional.

É possível ajustar ao conjunto dos resultados uma função de distribuição de probabilidades da resposta, efectuando um vasto número de simulações de modo que toda a gama de possíveis valores dos parâmetros de entrada seja abrangida, individualmente e em combinação entre si (se existirem muitos parâmetros de entrada tal pode exigir a realização de milhares de simulações).

A exactidão da distribuição de probabilidades da resposta, gerada por este método, depende, do número de simulações realizadas. À medida que este aumenta a distribuição do resultado tende a convergir para a que se obteria se fosse possível determinar a solução analítica exacta. Tipicamente, a precisão do resultado obtido é proporcional à raiz quadrada do número de simulações, pelo que para obter o dobro da precisão, em geral, é necessário quadruplicar o número de simulações.

Existem métodos específicos que permitem diminuir reduzir significativamente o número de realizações necessárias para obter resultados estáveis. Pode referir-se, por exemplo, o método *Latin hypercube* ([63] e [65]).

Sempre que as variáveis de entrada não forem consideradas estatisticamente independentes a geração dos valores dos parâmetros deve ser efectuada recorrendo: i) à função densidade de probabilidades conjunta; ou ii) às correlações entre as variáveis dependentes.

Em [65] apresentam-se os aspectos técnicos relativamente à geração dos valores aleatórios a determinar das distribuições de probabilidade dos parâmetros de entrada.

Uma vez atingida a convergência do processo pode calcular-se uma aproximação da probabilidade de rotura do resultado através da equação (3.7), desde que se conheça a região de rotura, $g(\mathbf{x}) \leq 0$.

A *simulação de Monte Carlo* oferece algumas *vantagens*, nomeadamente:

- i) as distribuições das variáveis dos modelos podem ser de qualquer tipo;
- ii) podem ser modeladas de uma forma simples correlações e outras interdependências entre variáveis;
- iii) pode ser aplicada a qualquer tipo de modelo matemático (expressões matemáticas, modelos de elementos finitos ou de diferenças finitas,...); e
- iv) a automatização das tarefas envolvidas na simulação é simplificada pela utilização de softwares comerciais, facilmente integráveis em folhas de cálculo.

Existem no mercado diversos programas que permitem a realização de simulações de Monte Carlo de forma simples (integradas em folhas de cálculo). Os mais divulgados na bibliografia são o *@Risk* [66] e o *Crystal Ball*[®] [67].

Em aplicações de Geotecnia, a principal *desvantagem* do método é mais notória quando há necessidade de modelar determinados fenómenos com recurso a *software* de cálculo especializado (e.g., que utilize a *teoria de equilíbrio limite* ou efectue análises do tipo *tensão-deformação* em modelos de elementos finitos ou de diferenças finitas).

De facto, para utilizar este método é necessário que esses programas disponham de ferramentas programáveis para introdução dos dados de entrada e tratamento dos resultados, de modo a permitir a realização de um elevado número de simulações, de forma prática e racional. Actualmente, o método da simulação de Monte Carlo encontra-se implementado em alguns *softwares* especializados na área da Geotecnia (caso do *SLOPE/W*[®] do pacote da *GeoStudio*[™] 2004 [68], utilizado em análises de estabilidade de taludes, com recurso à teoria de equilíbrio limite).

3.6.2 Exemplo simples de aplicação em Geotecnia

A título ilustrativo, na Figura 3.4, apresenta-se um talude constituído por dois materiais coesivos (solo 1 e solo 2). Pretende-se determinar a probabilidade de rotura supondo que a superfície potencial é de forma circular ($R=90$ m, arco AB com centro em O). As forças resistentes são designadas por F_1 e F_2 . As forças que provocam momentos instabilizadores são o peso da cunha de solo, W , e o peso de um tanque de óleo instalado na crista do talude, cujo peso, $W_{\text{tanque}}=800$ kN/m, e localização são grandezas conhecidas.

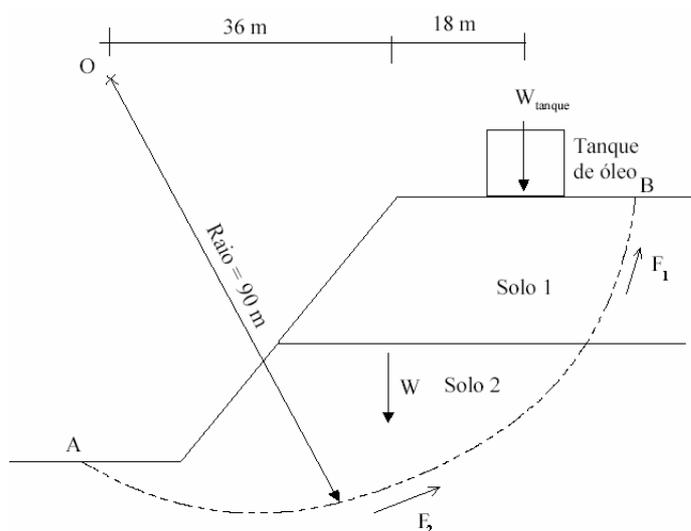


Figura 3.4 – Exemplo de uma avaliação da fiabilidade de um talude ao escorregamento [69]

Na Tabela 3.3 são apresentados os valores dos descritores estatísticos¹¹ necessários à definição unívoca das funções densidade de probabilidades das variáveis aleatórias W , F_1 e F_2 (assumidas no exemplo como *distribuições normais*, $N(\mu, \sigma)$, e independentes).

Tabela 3.3 – Média e desvio padrão das variáveis aleatórias W , F_1 e F_2

Distribuições normais $N(\mu, \sigma)$	Média, μ	Desvio padrão, σ
W (kN/m)	1800	270
F_1 (kN/m)	450	135
F_2 (kN/m)	1350	270

Na Figura 3.5 representam-se as funções densidade de probabilidades para cada uma das variáveis aleatórias assumidas na análise.

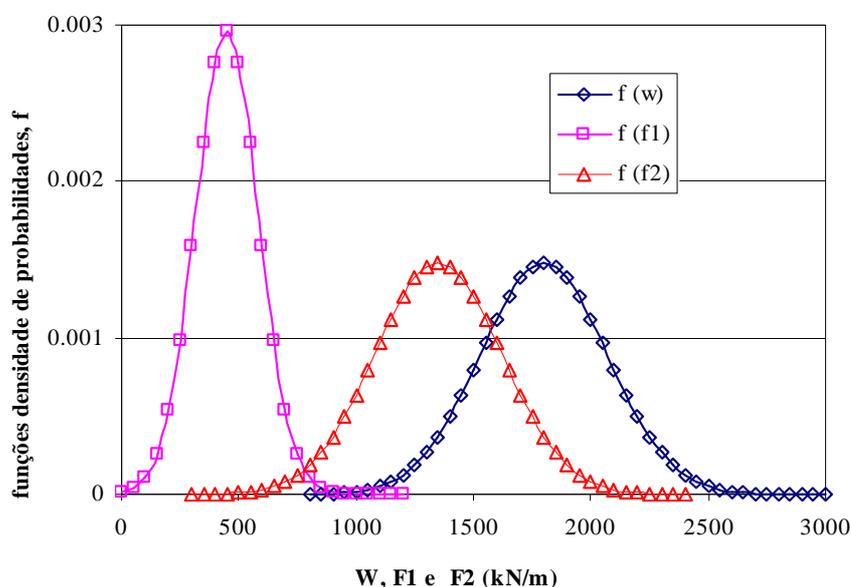


Figura 3.5 – Funções densidade de probabilidades para as variáveis de entrada W , F_1 e F_2

Neste exemplo a região de rotura é dada por

$$\begin{aligned}
 g(W, F_1, F_2) &\leq 0 \\
 M_R &\leq M_E = M_{W_{tanque}} + M_W \\
 90 \times (F_1 + F_2) - (54 \times 800 + 36 \times W) &\leq 0
 \end{aligned}
 \tag{3.8}$$

De seguida são apresentadas dois métodos distintos, designados por *método 1* e *método 2*, utilizados para o cálculo da probabilidade de rotura.

¹¹ Estes descritores podem ser obtidos, por exemplo, utilizando resultados estatísticos de um conjunto de ensaios laboratoriais para determinação da coesão (c_u) dos dois tipos de solo (assumindo que estes são puramente coesivos) – para F_1 e F_2 – e do peso volúmico (γ) de cada um – para W .

Método 1 – Manipulação algébrica de funções de variáveis aleatórias

Dada a simplicidade deste modelo, o qual consiste na combinação linear de variáveis normais, é possível determinar a solução exacta da função de desempenho a qual é descrita, igualmente, por uma distribuição normal, cujos descritores principais podem ser obtidos com base nas regras indicadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Momentos de funções de variáveis aleatórias (valor esperado e variância)

Funções de variáveis aleatórias	Valor esperado (média), $E(Y) = \mu_Y$	Variância, $\text{Var}(Y) = \sigma_Y^2$	Observações
$Y = aX + b$	$aE[X] + b$	$a^2\text{Var}[X]$	a e b constantes e X é uma variável aleatória
$Y = \sum_{i=1}^n a_i X_i$	$\sum_{i=1}^n a_i E[X_i]$	$\sum_{i=1}^n a_i^2 \text{Var}[X_i]$	a_i constantes e X_i variáveis independentes

Assim, os valores exactos da média e do desvio padrão da função de desempenho, $g(W, F_1, F_2)$, são dados, respectivamente pelas equações (3.9) e (3.10).

$$E[g] = E[M_R] - E[M_E] = 90 \times (E[F_1] + E[F_2]) - (54 \times 800 + 36 \times E[W]) = 54000 \text{ kNm/m} \quad (3.9)$$

$$\sigma_g = \sqrt{\text{Var}[g]} = \sqrt{90^2 \times (\text{Var}[F_1] + \text{Var}[F_2]) + (36^2 \times \text{Var}[W])} \cong 28855 \text{ kNm/m} \quad (3.10)$$

A probabilidade de rotura do talude pode ser determinada por

$$P(g \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi\left(\frac{0 - 54000}{28855}\right) = 0,0306 \cong 3,1\% \quad (3.11)$$

em que $\Phi(\)$ representa a função de distribuição da *normal reduzida*.

Método 2 – Simulação de Monte Carlo

A outra via para resolver o exemplo apresentado é através da utilização da técnica de *simulação de Monte Carlo*.

Utilizou-se o programa *Crystal Ball*[®], atrás mencionado, considerando dez mil (10 000) simulações.

Para a variável de saída obteve-se a distribuição de probabilidades indicada na Figura 3.6 (em termos de densidade de probabilidades e de frequências).

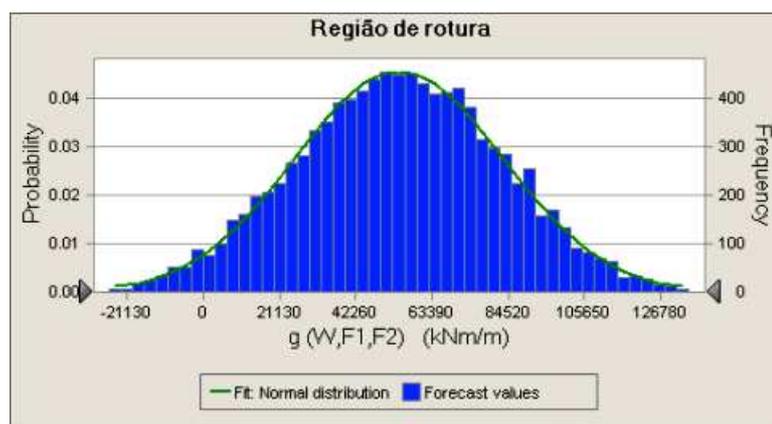


Figura 3.6 – Função de probabilidades de $g(W, F_1, F_2)$ e a sua curva de ajustamento por uma distribuição normal (de Gauss)

Na Tabela 3.5 apresenta-se a comparação dos valores obtidos da média e do desvio padrão dessas variáveis, através dos dois métodos. Pode constatar-se que os erros que se obtêm no *método 2*, relativamente ao *método 1*, são inferiores a 0,5%.

Tabela 3.5 – Média e do desvio padrão da variável aleatória $g(W, F_1, F_2)$. Comparação dos valores obtidos pelos dois métodos

Função de desempenho	<i>Método 1</i> – Cálculo “exacto”		<i>Método 2</i> – Simulação de Monte Carlo	
	Média, μ	Desvio padrão, σ	Média, μ	Desvio padrão, σ
$g(W, F_1, F_2)$ (kNm/m)	54000	28855	54226	28748

Calculou-se ainda a probabilidade de rotura do talude através de

$$p_r \approx \frac{n(g(\hat{w}, \hat{f}_1, \hat{f}_2) \leq 0)}{N} = \frac{300}{10000} = 0,03 = 3\% \quad (3.12)$$

onde $n(g(\hat{w}, \hat{f}_1, \hat{f}_2) \leq 0)$ é o número de simulações que estão dentro da região de rotura e N é o número total de simulações efectuadas. Este valor é, também, muito aproximado ao obtido pelo *método 1* (ver equação (3.11)).

Correlação entre as variáveis F_1 e F_2

A título de exemplo, apresenta-se também o cálculo da probabilidade de rotura do talude considerando que as variáveis de entrada F_1 e F_2 não são independentes. Assumem-se duas situações distintas, correspondentes a coeficientes de correlação diferentes, nomeadamente: i) $r_{F_1 F_2} = 0,6$ (variáveis correlacionáveis); e ii) $r_{F_1 F_2} = 0,9$ (variáveis estatisticamente dependentes).

Para essas situações apresenta-se, na Figura 3.7, os resultados obtidos (recorrendo também ao *Crystal Ball*[®]), para a distribuição de probabilidades da função de desempenho, $g(W, F_1, F_2)$.

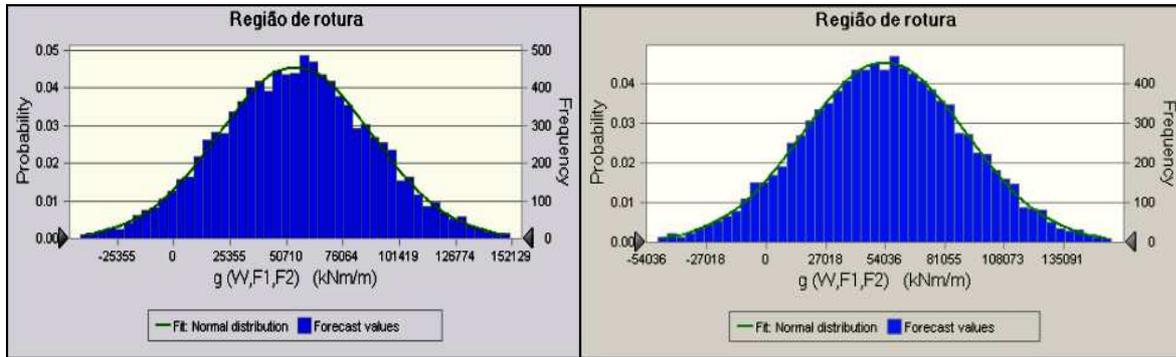


Figura 3.7 – Função densidade de probabilidades de $g(W, F_1, F_2)$, considerando $r_{F_1F_2} = 0,6$ (à esquerda) e $r_{F_1F_2} = 0,9$ (à direita). Curvas de ajustamento (distribuições de Gauss)

Na Tabela 3.6 comparam-se os resultados, em termos de valores estimados da média e do desvio padrão para $g(W, F_1, F_2)$. Apresentam-se ainda os valores obtidos para a probabilidade de rotura do talude ($P(g \leq 0)$).

Tabela 3.6 – Média e desvio padrão de g obtidos por simulações de Monte Carlo com diferentes coeficientes de correlação entre as variáveis F_1 e F_2

	Coeficiente de correlação					
	$r_{F_1F_2} = 0$		$r_{F_1F_2} = 0,6$		$r_{F_1F_2} = 0,9$	
	Média, μ	Desvio padrão, σ	Média, μ	Desvio padrão, σ	Média, μ	Desvio padrão, σ
$g(W, F_1, F_2)$ (kNm/m)	54226	28748	54566	34496	53665	36750
P_R	3,0%		5,7%		7,0%	

Os valores médios das funções apresentadas na Tabela 3.4 são válidos mesmo que as variáveis aleatórias sejam dependentes. O mesmo não se sucede para a variância (e consequentemente para o desvio padrão), onde para as variáveis X_i tem-se que

$$\text{Var}\left(Y = \sum_{i=1}^n a_i X_i\right) = \sum_{i=1}^n a_i^2 \sigma_{X_i}^2 + \sum_{i \neq j}^n \sum_{i \neq j}^n a_i a_j \rho_{ij} \sigma_{X_i} \sigma_{X_j} \quad (3.13)$$

Na Tabela 3.7 apresentam-se as mesmas grandezas do que aquelas indicadas na Tabela 3.6, mas calculadas com base em leis probabilísticas (que nas condições do exemplo corresponde a um cálculo exacto). Observa-se uma concordância dos valores obtidos através dos dois métodos (diferença máxima da ordem de 1,0%, relativamente à solução exacta).

Tabela 3.7 – Média e desvio padrão de g para diferentes coeficientes de correlação entre as variáveis F_1 e F_2 (cálculo exacto)

	Coeficiente de correlação (cálculo exacto)					
	$r_{F_1F_2} = 0$		$r_{F_1F_2} = 0,6$		$r_{F_1F_2} = 0,9$	
	Média, μ	Desvio padrão, σ	Média, μ	Desvio padrão, σ	Média, μ	Desvio padrão, σ
$g(W, F_1, F_2)$ (kNm/m)	54000	28855	54000	34451	54000	36933
p_r	3,0%		5,9%		7,2%	

Por observação dos resultados da Figura 3.7 verifica-se que o valor médio é semelhante em ambas as situações (ver Tabela 3.6 e Tabela 3.7).

Conclui-se que a forma da curva de distribuição é ligeiramente mais “esbatida” para a situação em que $r_{F_1F_2} = 0,9$ (notar que as escalas das abcissas são diferentes), abrangendo uma maior área na zona do gráfico em que $g(W, F_1, F_2) \leq 0$, o que corresponde a um maior desvio dos possíveis resultados relativamente ao valor médio (maior valor do desvio padrão).

Esse comportamento está em concordância com a equação (3.13). Como as variáveis dependentes F_1 e F_2 surgem como termos a somar na expressão da função $g(W, F_1, F_2)$ (ver equação (3.8)), então para coeficiente de correlação elevado resulta um maior valor da variância de g , relativamente à situação de independência das variáveis. Reciprocamente, para um coeficiente de correlação menor resulta num menor valor da variância de g .

Assim, a probabilidade de rotura do talude é menor para esta última situação, uma vez que $p_R = F_g(0) = \text{área do gráfico de } f_g \text{ para valores de } g \leq 0$ (tal como indicado nas tabelas anteriores).

Em suma, da aplicação efectuada resulta que um *coeficiente de correlação elevado* tende a aumentar a probabilidade de rotura do talude, relativamente à situação de independência entre as variáveis anteriormente referidas. Pelo contrário, um *coeficiente de correlação menor* tende a diminuir essa probabilidade de rotura.

3.7 Utilização de probabilidades obtidas por julgamento de especialistas

Existem diversas situações em Geotecnia em que não é possível obter probabilidades através de análises puramente quantitativas ou estatísticas por aplicação dos métodos referidos no § 3.5. Em geral, esse facto deve-se à inexistência de modelos matemáticos fiáveis que permitam representar o comportamento de determinados fenómenos. O actual *state of the art* não permite, por exemplo, modelar a erosão interna, e, em particular, o *piping*, de forma fiável.

O julgamento por parte de um painel de especialistas torna-se assim um recurso indispensável numa análise de riscos. A qualidade de um julgamento depende da experiência relevante e da acumulação de situações similares ao longo do tempo dos vários especialistas nas diferentes disciplinas envolvidas.

Assim, nas análises de riscos em obras geotécnicas existe inevitavelmente o elemento associado à atribuição de *probabilidades subjectivas*, que representem o grau de crença na ocorrência de um determinado fenómeno.

De seguida apresentam-se algumas linhas gerais a ter em consideração quanto se pretende obter probabilidades através de julgamentos subjectivos:

- i) definir com precisão os eventos para os quais se pretende atribuir uma probabilidade;
- ii) utilizar toda a informação qualitativa e quantitativa disponível como ferramenta de auxílio;
- iii) efectuar o julgamento no âmbito de um painel de especialistas nas áreas em análise;
- iv) efectuar um julgamento qualitativo, do tipo “pouco provável”, “improvável”, “mais provável” ou “menos provável que”, previamente à atribuição de valores pontuais para as probabilidades;
- v) rever o estudo efectuado e procurar eventuais inconsistências; e
- vi) documentar todos os julgamentos.

Capítulo 4

Principais métodos de análises de riscos

Nos Capítulos anteriores apresentaram-se as linhas gerais dos processos de análise de riscos na área da Geotecnia. Como apoio à implementação destes processos, existem, actualmente, vários *métodos de análise de riscos* disponíveis.

Assim, no § 4.1 referem-se os aspectos principais relativamente ao tipo de abordagem de análise do sistema utilizada nos métodos de análise de riscos, isto é, a indutiva ou a dedutiva.

No § 4.2 indicam-se os diferentes tipos de análises consoante o produto final obtido. Num extremo estão os métodos meramente qualitativos e no extremo oposto os puramente quantitativos (*QRA's*).

No § 4.3 apresentam-se os principais métodos de análise de riscos disponíveis e enquadram-se quanto ao tipo de análise do sistema e ao produto final obtido pela sua utilização. Sintetizam-se as principais características desses métodos, as suas vantagens e desvantagens mais relevantes e quais as suas aplicações mais usuais.

Por último, no § 4.4 indicam-se algumas considerações finais.

4.1 Abordagens de análise indutivas e dedutivas

Os métodos de análise de riscos podem ser classificados em duas grandes categorias, de acordo com o tipo de abordagem de análise do sistema: a *indutiva* ou a *dedutiva*.

No âmbito da Lógica, a abordagem *indutiva* constitui um processo de descoberta em que a observação de casos especiais conduz à forte suspeita (logo, sem absoluta certeza) que algum princípio geral é verdadeiro. A *abordagem dedutiva*, por outro lado, é um método que se utiliza para demonstrar com uma certeza lógica que um princípio geral é verdadeiro.

Na Figura 4.1 apresentam-se esquematizadas as diferenças entre as abordagens lógicas indutivas e dedutivas.

No âmbito das análises de riscos, as *abordagens dedutivas* funcionam do geral para o mais específico. Por vezes, de modo informal, são também referidas como abordagens “de cima para baixo”. Inicia-se o estudo formulando uma *teoria* acerca de um tópico de interesse na análise. De seguida pormenoriza-se essa teoria em *hipóteses* mais específicas que possam ser testadas e validadas. Pormenoriza-se ainda mais de modo a poder obter *observações* concretas que estejam dirigidas às hipóteses. Por último, esta abordagem conduz à possibilidade de testar as hipóteses com dados específicos – a *confirmação* (ou não) das teorias originais.

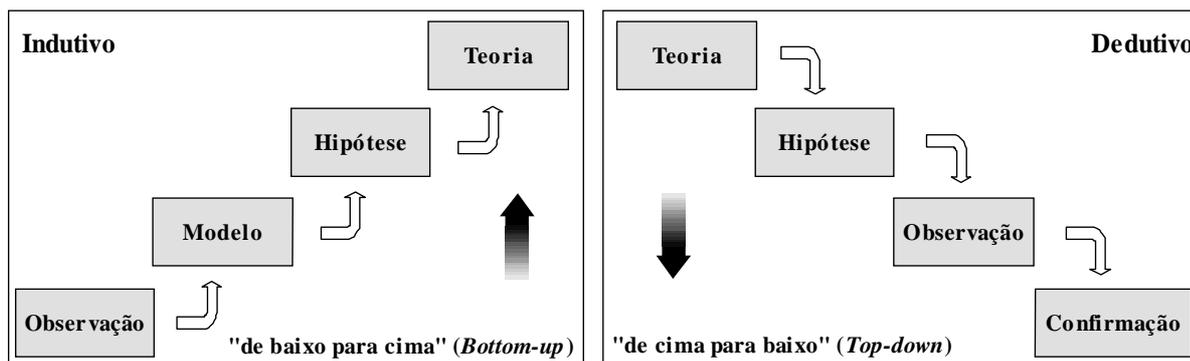


Figura 4.1 – Distinção esquemática entre abordagens indutivas e dedutivas

As abordagens *indutivas* funcionam de outra maneira, isto é, de observações particulares para generalizações mais amplas e para teorias. Por vezes, são também referidas como abordagens do tipo “de baixo para cima”. Inicia-se o estudo com um conjunto específico de *observações* do sistema. De seguida detectam-se padrões ou regularidades de comportamento, o que permite considerar *modelos* de análise. Formulam-se algumas *hipóteses* que possam ser exploradas e examinadas por esses modelos. Finalmente, termina-se o estudo desenvolvendo algumas conclusões gerais ou *teorias*.

Os raciocínios indutivos, pela sua natureza, exigem uma maior exploração e investigação do sistema, especialmente no início do estudo. Os raciocínios dedutivos são mais minuciosos por natureza e estão mais relacionados com a confirmação de hipóteses.

Classificação do tipo de abordagem de análise do sistema

Análise indutiva

Como referido, uma abordagem indutiva funciona de casos específicos para generalizações. Assim, na consideração de um certo sistema, ao postular-se uma falha em particular ou uma condição inicial e tentar averiguar-se o efeito dessa falha ou condição no desempenho do sistema está a efectuar-se uma análise indutiva do sistema. Assim, pode investigar-se como é que a perda de funcionalidade de um filtro de uma barragem de aterro pode afectar o desempenho geral do sistema. Pode igualmente estudar-se quais as repressões pela instalação de um certo tipo de suporte primário (em detrimento de outro mais robusto), durante a construção de um túnel.

Estão ao dispor dos analistas diversos métodos de análise de sistemas que utilizam uma abordagem indutiva. No § 4.3 sintetizam-se as mais importantes para as aplicações de Geotecnia. No Capítulo 5 são referidos em particular dois métodos indutivos de análise de sistemas (*FMEA* e *FMECA*), que permitem a realização de análises de riscos a obras geotécnicas.

Para efectuar uma *análise indutiva* de um sistema, assumem-se possíveis condições para uma componente do sistema ou evento iniciador e tenta-se determinar os efeitos correspondentes no sistema global.

Análise dedutiva

A abordagem dedutiva funciona do geral para o mais específico. Numa análise dedutiva do sistema, postula-se que o próprio sistema em análise sofreu uma rotura e tenta-se descobrir quais os modos de rotura de subsistemas (i.e., as causas) que contribuíram para essa rotura.

A *análise de árvore de falhas – FTA* (Capítulo 6) – é um dos principais exemplos de uma análise dedutiva de sistemas. Nesta técnica, é postulado um determinado estado do sistema, que em geral corresponde a um estado de rotura, e em seguida são averiguadas sistematicamente quais as hipóteses para eventos mais particulares contribuintes do evento indesejado.

Em resumo, nas análises de riscos as *análises indutivas* de sistemas são aplicadas para determinar *quais* são os possíveis estados (normalmente estados de rotura), isto é, iniciando-se o estudo com um evento iniciador identificam-se quais as suas consequências; as *análises dedutivas* de sistemas são aplicadas para determinar *como* é que um dado estado pode ocorrer (normalmente um estado de rotura), isto é, iniciando o estudo com um evento indesejado identificam-se quais as suas causas iniciais [70].

4.2 Análises de riscos qualitativas e quantitativas

Neste ponto referem-se os tipos de métodos para análise de riscos relativamente ao resultado que permitem obter.

Nesse sentido, os métodos para análise de riscos de sistemas podem ser classificados em dois grandes grupos, consoante o tipo de análise que utilizam: a *qualitativa* ou a *quantitativa*. Existem diversos autores que consideram um terceiro grupo, intermédio aos outros dois, que engloba métodos que utilizam análises de riscos denominadas por *semi-quantitativas*. A utilização conjunta destes tipos de grupos de métodos pode ser bastante útil no processo de identificação e de estimação dos riscos de um sistema.

Numa *análise qualitativa de riscos* usa-se uma forma descritiva e escrita para caracterizar as várias partes envolvidas nos riscos associados a um sistema, como sejam os modos, os cenários e os mecanismos de rotura e os factores de exposição, bem como as consequências previsíveis. A *identificação de perigos (HAZID)* constitui um caso particular de uma análise qualitativa de riscos

As *análises qualitativas* são aquelas que são efectuadas com um menor esforço. Porém, a sua utilidade também é menor, pois não são capazes de disponibilizar estimativas numéricas dos riscos e, portanto, incapazes de avaliar a importância relativa entre os vários riscos identificados.

As análises de riscos *semi-quantitativas* permitem um escalonar relativo dos riscos do sistema. É uma análise que recorre a classificações (e.g., Elevado, Provável, Médio, Reduzido, etc.) e/ou a índices

(e.g., de 1 a 5) para caracterizar a magnitude das consequências e a verosimilhança da ocorrência dessas consequências. São métodos que continuam a ser incapazes de fornecer avaliações detalhadas relativamente à segurança do sistema. Similarmente, não podem ser utilizados eficazmente na análise dos eventos de baixa probabilidade e consequências muito gravosas.

Em contrapartida, as *análises de riscos quantitativas* (*QRA – Quantitative Risk Analysis*) superam todas essas limitações e são, idealmente, capazes de avaliar a fiabilidade do sistema. Uma *QRA* é baseada em valores numéricos, das probabilidades e das consequências, pretendendo-se que tais valores sejam uma representação válida, dos pontos de vista matemático e físico, das grandezas envolvidas nos vários cenários que são examinados. Uma *QRA* envolve: i) a determinação concreta de probabilidades com recurso à teoria das probabilidades e ao tratamento de dados estatísticos (cf. Capítulo 3); e ii) a uma realização de uma análise de consequências.

A selecção de uma análise (*qualitativa, semi-quantitativa* ou *quantitativa*) depende tanto da exactidão desejada para os resultados como da natureza do problema, e deve ser compatível com a qualidade e quantidade dos dados disponíveis. Genericamente, quando a informação existente for muito pobre para a realização de uma análise quantitativa, é mais adequada uma análise qualitativa (ou semi-quantitativa) do risco. Quando existir, por exemplo, informação suficiente relativamente a um talude, que permita a execução de análises convencionais de equilíbrio limite, pode ser levada a cabo uma *QRA* [23].

É difícil a implementação de métodos que utilizem análises de riscos puramente quantitativas, embora seja crescente o reconhecimento do seu interesse. Para que a utilização destes métodos em obras geotécnicas seja facilitado, exige-se uma abordagem disciplinada na criação de uma base de dados, onde se incluam informações e análises de incidentes, de acidentes e de intervenções relevantes de um conjunto significativo de obras, de modo a se dispor de dados fiáveis para esses estudos.

Na Engenharia Geotecnia, as *QRA's* têm sido aplicadas, principalmente, em problemas associados a movimentos de terras e a barragens de aterro.

Para os movimentos de terras podem referir-se, entre outros, as seguintes aplicações:

- estabilidade de taludes, [71] e [72];
- queda de blocos rochosos em vias de comunicação [73];
- de perigos associados a escorregamentos de taludes naturais, com vista ao planeamento urbanístico [74].

Em barragens em aterro pode referir-se, entre outros, os seguintes estudos:

- barragens de estéreis em meios urbanos [75]; e
- risco sísmico de uma barragem de aterro [9].

4.3 Síntese dos principais métodos de análise de riscos

Actualmente, estão ao dispor dos analistas vários métodos que permitem, de uma maneira organizada e sistematizada, a realização de análises de riscos a sistemas geotécnicos.

Na Tabela 4.1 apresenta-se um resumo das características dos principais métodos de análise de riscos mais utilizados. Para cada um é indicado qual o tipo de raciocínio lógico utilizado bem como o tipo de análise que o método permite realizar.

Tabela 4.1 – Resumo das características dos principais métodos de análise de riscos

Métodos de análise de riscos	Referido no	Raciocínio lógico		Tipo de análise que o método permite realizar			
		Ind	Dd	HAZID	QI	sQt	QRA
Análise por listas de verificações (<i>Checklist Analysis</i>)	§ 4.3.1	⊙		⊙	⊙		
Análise preliminar de riscos (<i>PRA - Preliminary Risk Analysis</i>)	§ 4.3.2	⊙		⊙			
Análise de perigos e operacionalidade (<i>HAZOP - Hazard and Operability Analysis</i>)	§ 4.3.3	⊙		⊙	⊙		
Índices de risco	§ 4.3.4	⊙				⊙	
Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas (LCI)	§4.3.5	⊙				⊙	
Análise por árvore de eventos (<i>ETA – Event Tree Analysis</i>)	§ 4.3.6	⊙			⊙		⊙
Análise dos modos de rotura e seus efeitos (<i>FMEA – Failure Modes and Effects Analysis</i>)	Capítulo 5 (detalhado)	⊙			⊙		
Análise dos modos de rotura, seus efeitos e sua criticalidade (<i>FMECA – Failure Modes Effects and Criticality Analysis</i>)	Capítulo 5 (detalhado)	⊙				⊙	
Análise por árvore de falhas (<i>FTA – Fault Tree Analysis</i>)	Capítulo 6 (detalhado)		⊙		⊙		⊙

Legenda: Ind – Indutivo; Dd – dedutivo; HAZID – Identificação de perigos; QI – qualitativa; sQt – semi-quantitativa (classificação/ordenação); QRA – quantitativa; ⊙ indica o tipo de abordagem de análise do sistema utilizada e qual (ais) o(s) tipo(s) de análise(s) para que normalmente está direccionado

Face à natureza deste trabalho não são apresentados em detalhe todos os métodos indicados na Tabela 4.1. Optou-se por seleccionar três desses métodos para pormenorizar: a *FMEA* e a *FMECA* (no Capítulo 5) e a *FTA* (no Capítulo 6). Com esta escolha pretende-se abranger métodos indutivos e dedutivos, bem como métodos que permitam realizar análises de riscos qualitativas, semi-quantitativas e quantitativas.

Para cada um dos restantes métodos referidos apresenta-se de seguida (§ 4.3.1 a § 4.3.6) um resumo dos seus princípios básicos e dos seus pontos principais. Adicionalmente, indicam-se quais as suas possíveis aplicações em Geotecnia e quais as suas principais vantagens e desvantagens.

4.3.1 Análise por listas de verificações

É uma análise que vai de encontro a um conjunto de especificações e linhas directrizes que estão inseridas na forma de uma ou de várias listas de verificação (ver exemplo na Tabela 4.2). Trata-se de uma abordagem sistemática baseada no conhecimento da história da obra, ou de obras similares, através da inclusão de tópicos nas listas de verificação. É baseada principalmente em entrevistas, na revisão de documentos e em inspecções de campo.

Tabela 4.2 – Exemplo de uma análise por listas de verificação

Pontos para analisar	Ocorre	Não O	Não analisado	Comentários
Área do assunto 1				
Análise do ponto 1.1	☑			Recomendação A
Análise do ponto 1.2	☑			
Análise do ponto 1.3		☑		
⋮				
Área do assunto 2				
Análise do ponto 2.1			☑	Recomendação B
Análise do ponto 2.2		☑		
Análise do ponto 2.3	☑			
⋮				
Área do assunto 3				...
⋮				

Pode ser utilizada para identificar todos os elementos da cadeia de eventos que induzem risco no sistema.

Geralmente, é executada por indivíduos formados para entenderem os tópicos inseridos nas listas de verificação. A condução da análise é realizada por um pequeno grupo de pessoas, não necessariamente especialistas em análise de riscos.

A qualidade da análise é determinada primeiramente pela experiência das pessoas que criam as listas de verificação e depois pela formação dada aos utilizadores dessas listas [76].

Aplicações usuais

É útil para qualquer tipo de sistema, processo, ou actividade, especialmente quando existirem listas de verificação para a prevenção de acidentes ou quando existirem regras de práticas correntes.

Muitas vezes é utilizada quando não for possível, ou não for prático, aplicar outros métodos mais completos e elaborados (*e.g.*, HAZOP ou FMEA).

As *listas de verificações para erros comuns* são um tipo especial de listas de verificação para utilização em análises de fiabilidade humana (HRA).

4.3.2 Análise preliminar de riscos (*PRA*)

Trata-se de um *método indutivo* e qualitativo utilizado numa fase primária de um projecto com a finalidade de *identificar riscos* num sistema. Pode também ser utilizado para identificação preliminar de riscos em sistemas existentes.

A execução de listas orientadoras relativas a elementos potencialmente perigosos e de listas orientadoras de situações potencialmente perigosas para um dado sistema são frequentemente utilizadas como ferramentas auxiliares para a condução de uma *PRA*.

Cada risco identificado é analisado separadamente para descrever as suas possíveis causas, as suas consequências previsíveis e a verosimilhança da sua ocorrência. As consequências podem ainda ser separadas nas diferentes áreas de interesse, por exemplo, ambiente, economia e segurança de pessoas, visto que estas, normalmente, são avaliadas de modo distinto. Daí em diante, as consequências e verosimilhanças podem ser escalonadas numa forma descritiva em termos da sua gravidade para o sistema.

Da condução de uma *PRA* resulta um documento preliminar dos possíveis eventos que podem ser fontes de riscos no sistema. Dado o seu carácter preliminar, em geral, numa *PRA* não se procede à análise de modos de rotura particulares de componentes individuais que possam conduzir a efeitos noutras componentes ou no sistema. Esse papel é desempenhado por outros métodos, como por exemplo, a *FMEA* e a *FMECA* [28].

Pretende-se encontrar as fraquezas do sistema na fase inicial da sua vida útil, para assim poupar tempo e dinheiro na reformulação futura do sistema caso os riscos identificados se vierem a concretizar [77].

Em síntese, é um estudo básico e abrangente focado em: (i) encontrar perigos; (ii) estimar as possíveis consequências resultantes dos perigos; e (iii) descobrir medidas de protecção ou de salvaguarda para redução de riscos dos perigos.

Aplicações usuais

Usualmente é conduzida na fase de desenvolvimento do sistema (projecto ou construção de obras), quando existe pouca informação detalhada ou existem poucos procedimentos de operação, e é muitas vezes a primeira de uma cadeia de etapas de uma análise de riscos. O resultado deste tipo de análise pode ser utilizado em análises mais detalhadas utilizando outros métodos, nomeadamente, a *FMEA/FMECA* e a *HAZOP*.

4.3.3 Análise de perigos e operacionalidade (*HAZOP*)

Uma técnica de identificação fundamental de perigos que avalia sistematicamente cada parte do sistema para verificar como os desvios de determinadas grandezas podem ocorrer e se estes podem causar problemas.

O método centra-se num subsistema objecto em análise e classifica os desvios das grandezas que caracterizam o seu comportamento mediante a adopção de palavras-chave, sendo a tarefa da equipa de análise determinar as causas e as consequências de tais desvios e propor acções correctivas.

Para classificar os desvios das grandezas em análise, é comum utilizar, entre outras, as seguintes palavras orientadoras: NÃO, MAIS QUE/MENOS QUE, TAMBÉM, AO CONTRÁRIO DE e À EXCEPÇÃO DE. Estas palavras-chave são aplicadas a condições do processo, a actividades, a materiais, ao tempo e ao espaço [78].

Da análise resulta um documento qualitativo relativo aos possíveis desvios no sistema, juntamente com recomendações de medidas de segurança e um conjunto de procedimentos a seguir.

Tem como principais vantagens o seu carácter sistemático e uma aplicação relativamente expedita. Como principal desvantagem, é de realçar o facto de não analisar explicitamente os modos de rotura que podem determinar os desvios em causa.

Aplicações usuais

Em geral é utilizado para descobrir perigos ou problemas de segurança e operacionalidade em sistemas associados a processos de utilização contínua (muito utilizado nas indústrias nuclear e química). Também pode ser utilizado para revisão de procedimentos e outras operações sequenciais.

Este método pode, com algumas adaptações, ter uma aplicabilidade privilegiada na *fase de construção de túneis*, no âmbito das actividades de fiscalização, e na *fase de exploração de barragens*, no âmbito da análise do comportamento das obras a partir dos dados de observação.

Pode ainda ser aplicado na *fase de projecto*, permitindo actuar na concepção e pormenorização de determinadas componentes da obra e na elaboração das respectivas especificações técnicas de apoio à construção, designadamente ao nível da detecção e prevenção de determinados desvios e da mitigação dos respectivos efeitos [24].

Este método tem similaridade com a aplicação do *método observacional* típico da Geotecnia.

4.3.4 Índices de risco

Trata-se de um método inerentemente *semi-quantitativo* que utiliza uma *abordagem indutiva* para determinar um valor de risco associado a uma determinada obra.

Pretende-se determinar um valor numérico (designado por *índice global de risco*) com base numa regra de agregação, aplicada aos valores resultantes de uma classificação atribuída a factores devidamente seleccionados, que permitem apreciar a segurança da estrutura geotécnica e do meio envolvente potencialmente afectado pela sua rotura [36].

A sua aplicação implica um conjunto de *descritores*, geralmente, agrupados por classes, que tenham em conta as condições externas, as características da estrutura e as consequências potenciais associadas ao risco. Para cada *descriptor* escolhido, é atribuída uma classificação, considerando uma mesma escala de valores para todos os descritores (por exemplo de 1 a 5). De seguida podem ser definidos *pesos* para cada descriptor de cada uma das classes, de acordo com a respectiva importância relativa. Por fim, é calculado o *índice global de risco* com base em *índices parciais de risco* de um conjunto de descritores do mesmo tipo (*e.g.*, associados a factores ambientais, à fiabilidade da obra e a factores humanos e económicos).

Como vantagem da utilização deste método pode referir-se a simplicidade e como desvantagens apontam-se a subjectividade associada ao estabelecimento dos critérios de selecção dos descritores e a perda de informação resultante do processo de agregação.

Aplicações usuais

É especialmente adaptado a análises onde inicialmente apenas se necessita de uma ordenação relativa de riscos, e enquanto não for aplicado um método mais apropriado de escalonamento de riscos.

É utilizado no RSB para a definição do Antepiano de Observação de barragens e para o estabelecimento de prioridades de inspecção regulamentar a barragens. Um exemplo é o índice global de risco, α_g , apresentado no artigo 8.º e no Quadro I das Normas de Observação e Inspeção de Barragens (NOIB).

4.3.5 Diagramas de Localização, Causa e Indicadores das Falhas (LCI)

Considerado como uma forma simplificada do método da *FMEA/FMECA* (método apresentado no Capítulo 5). Trata-se de um método indutivo e de natureza semi-quantitativa.

Este método é apenas utilizável para obras construídas e em exploração à bastante tempo.

A identificação e avaliação dos modos de rotura das componentes de um sistema é efectuada com base nos diagramas LCI (ver exemplo na Figura 4.2) - diagramas arborescentes relativas à *Localização* de uma componente da obra em estudo, à *Causa* da rotura da componente e aos indícios ou evidências (*Indicadores*) dos efeitos dos modos de rotura na componente em estudo ([79] e [80]).

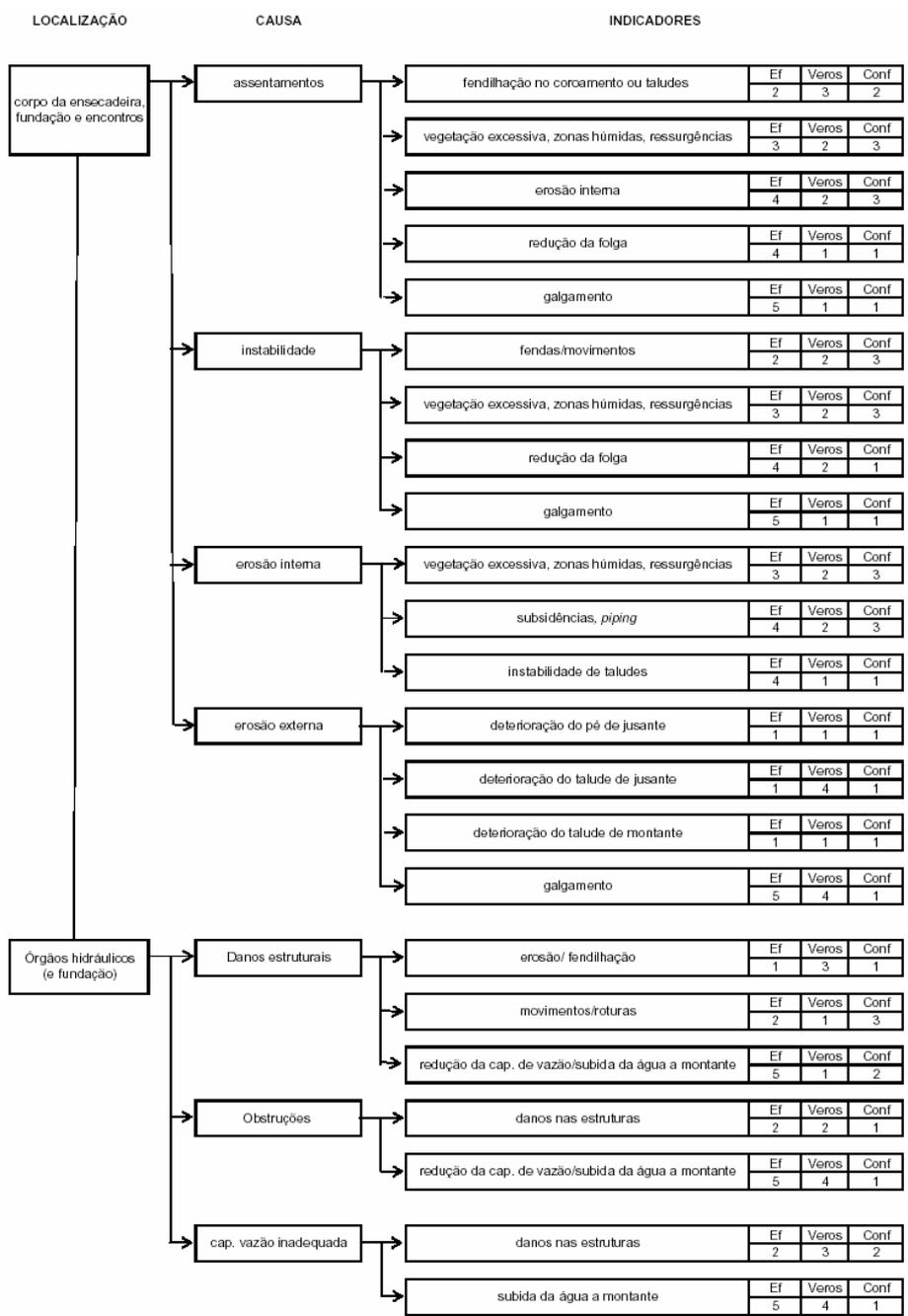


Figura 4.2 – Diagrama LCI para uma ensecadeira (barragem de Odelouca), apresentado em [7]

Estes diagramas valorizam muito a detecção visual de indícios e evidências de comportamentos anómalos que possam conduzir à rotura.

É conveniente referir que ao que é designado por *causas* nos *LCI* é usual denominar-se por modos de rotura na maioria dos restantes métodos de análise de riscos referidos. Optou-se por manter a sua designação original para não entrar em conflito com o próprio nome do método.

As *causas* e os *indicadores* são classificados (em geral, de 1 a 5) através de três atributos, designadamente:

1. *Efeito* (Ef) que relaciona o *indicador* induzido pela *causa* em análise numa determinada componente (*localização*) com a rotura, total ou parcial, da obra (1 para baixo, 5 para elevado);
2. *Verosimilhança* (Veros) da rotura da componente no caso da *causa* em análise e *indicador* em estudo (1 para baixa, 5 para elevada);
3. *Grau de confiança* (Conf) das estimativas do efeito e da verosimilhança, face, designadamente, às incertezas no conhecimento da componente em análise (5 para baixo ou duvidoso, 1 para elevado).

Assim, o preenchimento dos diagramas LCI implica, para além da análise integrada dos elementos de projecto, construção e exploração, a realização de uma visita de inspecção à obra.

Os diagramas LCI têm as seguintes quatro características principais:

- i) proporcionar linhas directrizes relativamente à importância de vários *indicadores* e *causas*;
- ii) demonstrar que todas as componentes principais são consideradas;
- iii) proporcionar uma estrutura para a elaboração de documentação de inspecções;
- iv) fornecer um auxílio de memória para o engenheiro que execute inspecções de campo.

Concluída a aplicação dos diagramas LCI há que proceder à ordenação do conjunto *Localização/Causa/Indicador*. Esta ordenação é feita com base nos seguintes índices:

- i) *índice de ordenação*, determinado pelo produto das classificações do atributo *efeito* pelo atributo *verosimilhança*;
- ii) *índice de confiança*, igual ao *grau de confiança*;
- iii) *índice de criticalidade*, determinado pelo produto das classificações atribuídas ao *efeito*, à *verosimilhança* e ao *grau de confiança*.

A avaliação das consequências faz-se através do cálculo do *índice global de impacto* (IGI), cuja estimativa pressupõe a análise separada das perdas de vidas humanas e das perdas económicas. Estas são avaliadas para o vale a jusante próximo (*e.g.*, <5 km) e para o vale afastado (*e.g.*, 5-30 km).

Para cálculo do *índice relativo à perda potencial de vidas humanas* (PPV) é estimado inicialmente o *número de pessoas em risco* (*PAR – Population At Risk*) para cada um dos tipos de ocupação considerados (*e.g.*, zonas residenciais, zonas construídas não residenciais, vias de comunicação e áreas recreativas). Em seguida, a PPV é calculada com base no *PAR*: $PPV = 0,5 PAR$ no vale próximo e $PPV = PAR^{0,6}$ no vale afastado.

Para a atribuição do índice relativo às perdas económicas (PE) são inicialmente classificadas as perdas de um conjunto específico de bens, associados a diferentes tipos de ocupação. Em seguida, o índice relativo às perdas económicas é obtido a partir da soma ponderada das classificações associadas às perdas, no vale próximo e no vale afastado. O IGI é então determinado pela seguinte equação:

$$IGI = 100PE_{<5km} + PPV_{<5km} + 30PE_{5-30km} + PPV_{5-30km} \quad (4.1)$$

A análise conjunta dos valores dos diferentes índices permite hierarquizar os vários conjuntos *localização/causa/indicador* em estudo, função dos objectivos, por exemplo, para definir prioridades de medidas de reabilitação (índice de ordenação) e para definir trabalhos de investigação complementar (índice de criticalidade). Finalmente, o *índice de risco* é calculado multiplicando o *índice de criticalidade* pelo *índice global de impacto* (IGI) (relativo às consequências).

A metodologia utilizada é de aplicação expedita, pouco morosa e versátil, no sentido em que pode ser aplicada a barragens relativamente às quais se disponha de reduzida informação. Não obstante, quanto mais elementos sobre o projecto, construção e exploração estiverem disponíveis maior será, naturalmente, a fiabilidade da análise [7].

Aplicações usuais

Este método tem sido aplicado para análise de riscos de roturas associadas a escorregamentos de taludes naturais [80].

Em barragens pode ser aplicada a análises de riscos relativas a modos de rotura que impliquem a libertação para jusante da totalidade ou de parte do volume armazenado na albufeira. O objectivo da aplicação deste tipo de análise de riscos é a hierarquização de barragens, ou, para uma dada barragem, dos seus modos de rotura, com vista à definição de prioridades de intervenção. De facto, esta metodologia tem já uma razoável experiência de aplicação no domínio das barragens no Reino Unido.

4.3.6 Análise por árvore de eventos (ETA)

A *ETA* é um método de análise de riscos que pode ser utilizado para realizar *análises quantitativas de riscos* (*QRA's*). Permite modelar os possíveis resultados de um evento que possa produzir acidentes relevantes no sistema. Uma vez iniciada a análise com um evento iniciador identifica-se todas as possíveis consequências desse evento e as suas probabilidades de ocorrência.

Permite ilustrar os efeitos e/ou estados, intermédios e finais, susceptíveis de ocorrer após o surgimento de um acontecimento inicialmente seleccionado.

Os eventos, e as suas probabilidades, são representados na forma de uma *árvore de eventos* (ver Figura 4.3).

A *árvore de eventos* constitui uma forma conveniente de desagregar as sequências de rotura em partes, de mais fácil tratamento, e de combinar, de um modo lógico e coerente, os resultados obtidos para essas partes para calcular a fiabilidade do sistema global.

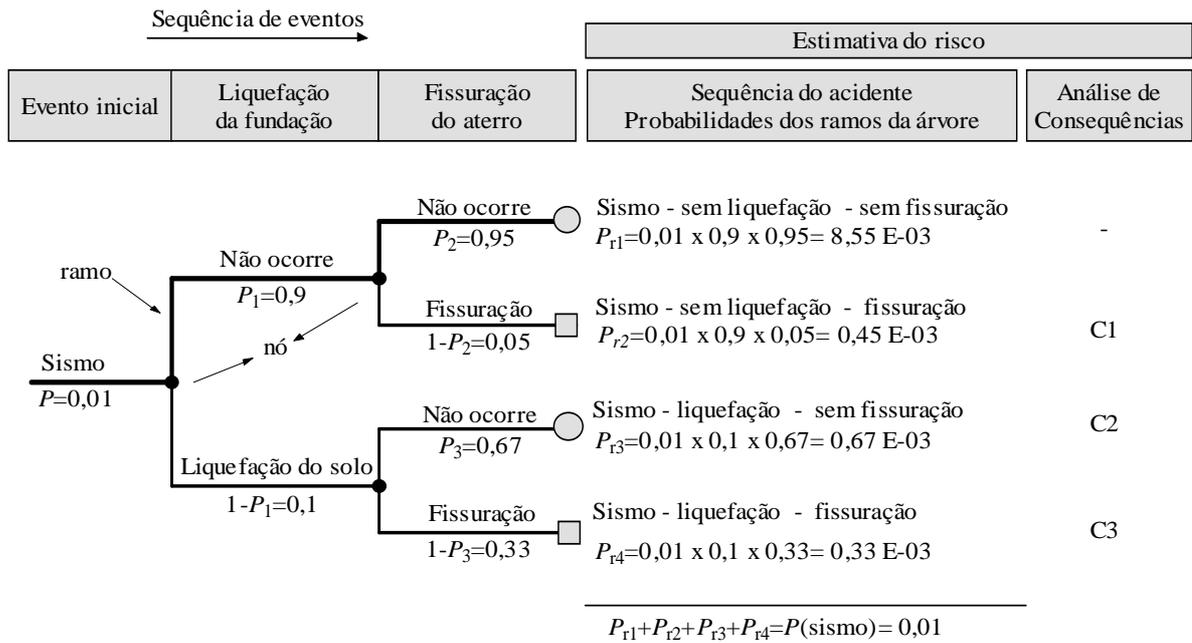


Figura 4.3 – Exemplo simples de uma árvore de eventos para uma barragem de aterro, em que o evento iniciador (sismo) tem probabilidade de ocorrência de $P = 0,01$ (adaptado de [20])

A identificação dos acontecimentos iniciadores de maior impacto potencial no sistema permitirá reduzir significativamente o tempo e os respectivos custos de aplicação deste método, aspectos que constituem os principais obstáculos à sua utilização.

A actividade de construção de árvores de eventos é em si mesma instrutiva, quer se usem ou não probabilidades para a quantificação do risco, podendo levar à ponderação de aspectos que, de outro modo, não seriam considerados.

A sua elaboração poderá acompanhar o desenvolvimento do projecto e ser alterada ou actualizada sempre que sejam disponibilizados novos dados ou que tenham sido assumidas diferentes opções de projecto ou de construção.

Aplicações usuais

Pode ser utilizada como uma técnica de análise de pré-acidente, que examina, de uma forma sistemática, os procedimentos e dispositivos existentes em obra (de detecção, de alarme, de prevenção, de protecção ou de intervenção) capazes de evitar que os fenómenos percussores de acidentes se desenvolvam e provoquem as roturas, ou após acidente, para a identificação das consequências de uma sequência de acidente.

Usada de forma qualitativa, uma árvore de eventos contribui para a inferência do desempenho de um sistema dados certos ambientes de operação, e para identificar e dimensionar medidas de mitigação de riscos.

No caso de equipamentos hidromecânicos de barragens, a utilização destes métodos pode ter aplicação privilegiada, por se tratarem de subsistemas que integram habitualmente diversos dispositivos de segurança, designadamente, os que restabelecem o funcionamento ou os que estabelecem funcionamentos alternativos.

A *ETA* é, provavelmente, o método de análise de riscos mais utilizado para análises quantitativas de riscos (*QRA's*). As suas características tornam este método uma ferramenta com bastante potencial para ser aplicado para análise de fiabilidade de estruturas geotécnicas complicadas, nomeadamente, de barragens, de túneis e de estruturas de suporte.

4.4 Considerações finais

A vantagem ao escolher métodos de análise bem conhecidos é primeiramente o facto de estes estarem documentados na literatura e depois o facto de o próprio conhecimento e experiência acumulada dos analistas aumentar se estiverem focados numa quantidade limitada de métodos. Por vezes, é possível e relativamente fácil ajustar os métodos de análise bem conhecidos a novas aplicações [28].

A escolha do método a utilizar depende do propósito e do nível de detalhe pretendido para a análise de riscos. Pode ser necessário utilizar diferentes métodos em diferentes fases de um projecto. A utilização de um único método pode implicar a descoberta e a estimação de determinados tipos de riscos, porém para a análise mais detalhada de riscos mais concretos pode ser necessário utilizar outro método.

De facto, os métodos de análise de riscos podem ser utilizados de forma isolada ou ser combinados de forma a complementarem-se entre si. Alguns permitem somente a identificação de perigos ou de riscos de um sistema, o que constitui apenas a parte inicial de uma análise de riscos, porém, são percursos para análises futuras mais elaboradas e completas.

No Capítulo seguinte são tratados com maior pormenor os métodos *FMEA* e *FMECA*. Posteriormente, no Capítulo 7 são indicados os aspectos fundamentais para a realização de uma *FTA*.

Capítulo 5

Análise dos modos de rotura e seus efeitos (*FMEA*) e sua criticalidade (*FMECA*)

No Capítulo anterior foram sintetizados e classificados alguns dos métodos de análise de riscos disponíveis para aplicação em Engenharia Geotécnica.

Neste sub capítulo são referidos em pormenor os aspectos fundamentais para levar a cabo uma *análise de riscos* em estruturas geotécnicas através dos métodos *FMEA* e *FMECA*.

Os princípios básicos do método são comuns a várias normas nacionais e internacionais, sendo este largamente reconhecido e aceite a nível internacional por analistas do risco em diversas áreas. A especificidade das estruturas geotécnicas impõe certas modificações à forma original das *FMEAs*. No entanto, os conceitos fundamentais mantêm-se inalterados.

Assim, no § 5.1 é efectuado um enquadramento histórico dos métodos *FMEA/FMECA*. No § 5.2 são apresentadas as características gerais desses métodos. Nos § 5.3 e 5.4 são abordados, respectivamente, a sua aplicabilidade em Geotecnia e os seus objectivos principais bem como os seus resultados mais típicos. Nos § 5.6 e 5.7 são indicadas, respectivamente, as etapas necessárias à condução de uma *FMEA* e de um *FMECA*. No § 5.8 é referido o modo como esses métodos se podem enquadrar numa gestão de riscos. No § 5.9 é apresentada a forma de proceder à documentação dos resultados e da análise. No § 5.10 são referidas algumas regras de base a atender aquando da condução das análises. No § 5.11 são indicadas as principais limitações desses métodos. Por último, no § 5.12 são efectuadas algumas considerações finais.

5.1 Origens do método

A primeira referência ao método reporta a 1949 com o desenvolvimento, por parte do Departamento de Defesa dos EUA, da norma militar *MIL-STD-1629* [81], utilizada como mecanismo de controlo e melhoria da qualidade das suas armas e equipamento militar. Esta norma estabelece determinadas exigências e procedimentos para executar uma *FMECA* no sentido de avaliar e documentar de forma sistemática, através da análise das eventuais falhas num sistema, os potenciais impactes de cada falha tem no sucesso das missões, na segurança do pessoal e do equipamento, no desempenho do sistema e nas exigências de manutenção. Cada potencial falha é classificada pela severidade das consequências, de forma a tomar medidas correctivas que eliminem ou controlem os itens com maior risco.

Na década de 60, vulgarizou-se a utilização da *FMECA* com propósitos industriais, essencialmente, no estudo de sistemas eléctricos e/ou mecânicos (o *International Electrotechnical Commission (IEC)* publicou o procedimento para realizar uma *FMEA* nesse tipo de sistemas, ver [82]).

Em 1988, a *International Organization for Standardization (ISO)* publicou a norma *ISO 9000* (última revisão [83]), com o propósito de desenvolver um sistema de controlo de qualidade normalizado, que é focada nas necessidades e expectativas dos consumidores. Actualmente, a utilização da *FMECA* deixou de estar restrita ao domínio da engenharia e é utilizado por diversos ramos da sociedade onde se pode destacar, por exemplo, a área da saúde.

5.2 Características gerais

FMEA é o acrónimo na língua inglesa para *Failure Modes and Effects Analysis*, e essencialmente é um método utilizado na análise da segurança e da qualidade de sistemas, para organizar e mapear as consequências de determinados eventos e usar essa informação para identificar e avaliar quais as acções prioritárias, no sentido de os evitar ou reduzir as suas consequências.

Trata-se de um *método de análise indutivo* onde se inicia o estudo através da identificação, para cada componente constituinte dum sistema, de todos os modos de rotura possíveis, e se avalia o comportamento global do sistema. A prévia identificação de todos os modos de rotura catastróficos e críticos poderá antecipar uma intervenção correctiva de forma a minimizar ou eliminar os riscos de rotura.

O método pode ser utilizado com diferentes graus de complexidade. A sua aplicação mais básica tem como objectivo proporcionar uma visão estruturada dos modos potenciais de rotura das componentes do sistema. Num estudo mais elaborado este pode ser integrado numa análise probabilística mais detalhada, associado a sistemas múltiplos integrados.

A forma mais geral e abrangente de uma *FMEA* é a análise dos modos de rotura, dos seus efeitos e da sua criticalidade¹² (*FMECA – Failure Modes, Effects and Criticality Analysis*). A *FMECA* complementa e completa a *FMEA* com a introdução da *criticalidade* dos modos através da utilização mais vinculada do conceito de risco, avaliando cada modo de rotura pelos efeitos que pode causar no sistema e pela sua importância relativa face a todos os modos de rotura. De modo simplista, e porventura abusivo, numa *FMEA* executa-se uma descrição do risco (método qualitativo) enquanto numa *FMECA*, de uma certa forma, analisa-o através de uma abordagem semi-quantitativa. De facto, uma *FMEA* constitui a primeira etapa para a elaboração de uma análise da criticalidade.

¹² Medida relativa simultânea da verosimilhança com que ocorre um modo de rotura e da severidade das consequências que daí advém.

5.3 Aplicabilidade do método em Geotecnia

A utilização deste método na Engenharia Civil, e em particular na área da Geotecnia, tem sido muito limitada e os casos de estudo têm surgido muito pontualmente. Porém, a crescente preocupação com as questões relacionadas com a fiabilidade das obras tem impulsionado acerca das análises de riscos prevendo-se a generalização do uso do método no futuro.

A dimensão das estruturas geotécnicas aliada à variação da geometria, à heterogeneidade dos materiais, à não-linearidade do comportamento dos terrenos, à natureza discreta dos maciços rochosos, à interacção com outras estruturas e às diferentes condições de fronteira exigem certas adaptações ao método.

As estruturas geotécnicas são, sob um ponto de vista formal, constituídas por componentes bastante diferentes daquelas que compõem os sistemas eléctricos ou mecânicos. Em geral, as suas componentes não são discretas, como acontece por exemplo com o motor de um automóvel, podendo mesmo, como é o caso do filtro de uma barragem de terra, desenvolver-se ao longo de dezenas de metros e a sua geometria ou composição variar muito ao longo da sua extensão. Por outras palavras, não se pode assemelhar, numa análise de riscos, uma barragem de terra com um motor de um automóvel [84].

O elo de ligação tem de ser feito em termos da funcionalidade com que cada item participa no funcionamento global do sistema. Assim, um computador pessoal pode ser constituído por diversas componentes (ou subsistemas) tais como o *CPU*, o monitor, o teclado e o rato, enquanto que um túnel pode ser constituído por um suporte primário, um suporte secundário, um sistema de impermeabilização e um sistema de drenagem. Todas cumprem uma função perfeitamente definida e todas podem falhar devido a várias causas resultando em diferentes consequências sobre o sistema principal.

Para ilustrar as condições de aplicabilidade do método às estruturas geotécnicas conduziu-se um caso de estudo descrito no Capítulo 7 (para a barragem de Cerro do Lobo). O desenvolvimento desse caso de estudo enquadra-se nas linhas gerais indicadas nas secções seguintes.

5.4 Objectivos principais e resultados típicos

O produto primário e o ponto fulcral de uma análise tipo *FMEA* reside, respectivamente, na identificação e na perfeita compreensão dos modos potenciais de rotura do sistema. Porém, a identificação dos modos potenciais de rotura pretende ir mais à frente do que uma abordagem simples e genérica dos possíveis problemas (*e.g.*, instabilidade de taludes, *piping*, liquefacção).

A *FMEA* é uma técnica analítica iterativa que promove o pensamento em equipa numa forma sistemática para garantir que todos os modos de rotura concebíveis são analisados em termos de:

Quais as suas causas potenciais?

Quais os seus efeitos resultantes?

Até que ponto esses efeitos são prejudiciais?

Quais as formas disponíveis para os detectar ou às suas causas?

Quais as formas disponíveis para controlar ou mitigar os seus efeitos no sistema?

Antes de conduzir uma análise de riscos através desta técnica é importante definir qual a fase da obra a que se destina. De facto, o método pode ser utilizado em diferentes fases e com diferentes objectivos, nomeadamente, como:

- i) ferramenta de auxílio à tomada de decisões ao nível do projecto, visando detectar possíveis falhas e melhorar a fiabilidade da obra através da identificação dos riscos;
- ii) forma de controlar a execução da obra;
- iii) instrumento de segurança para a fase de serviço; e
- iv) instrumento de decisão relativamente à demolição ou abandono de uma obra.

A utilização do método numa fase inicial do desenvolvimento do projecto é muito útil, pois identifica os efeitos de cada modo de rotura sobre as demais componentes e sobre o sistema e permite formular sugestões de melhorias para o funcionamento da obra. Tais medidas podem ser invocadas no sentido de evitar ou mitigar os efeitos, de estabelecer critérios de diagnóstico com base em resultados de ensaios, de criar programas de manutenção e elaboração de planos de observação e emergência. Num caso extremo, a identificação de problemas graves, que resultem num risco inadmissível, para o dono de obra ou para a sociedade, poderá conduzir à inviabilização da solução estrutural proposta em fase de projecto.

De um modo geral, à medida que se aplica o método numa fase mais avançada da vida da obra o campo de manobra, relativamente às acções correctivas necessárias para minimização do risco, vai sendo progressivamente encurtado (Figura 5.1).

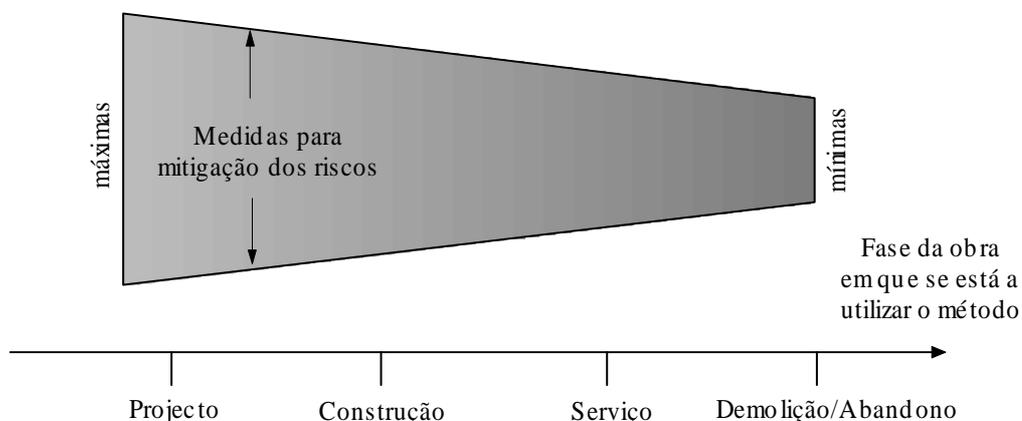


Figura 5.1 – Variação das acções minimizadoras de riscos relativamente à fase da vida útil da obra em que se está a utilizar a FMEA

Convirá ainda referir que os resultados de uma *FMEA* podem constituir uma mais valia como precursora de análises através de eventos (*ETA*, § 4.3.6) e de árvore de falhas (*FTA*, Capítulo 6). O conhecimento adquirido durante a execução da *FMEA* é uma valiosa ajuda para a etapa de construção das árvore de eventos, pois a análise sistemática de todos os modos de rotura e dos respectivos efeitos evita que modos de rotura relevantes deixem de ser considerados ou que aqueles sem importância sejam modelados com detalhe excessivo.

5.5 Requisitos iniciais

Existe um conjunto específico de requisitos iniciais que devem ser garantidos antes de conduzir o processo de uma *FMEA*. Estas exigências incluem (adaptado de [85]):

- i) recolha de toda a informação essencial relativamente à obra (projectos, estudos, ensaios, resultados de observação, incidentes reportados, etc.);
- ii) identificação geral dos principais modos potenciais de rotura e dos potenciais cenários de rotura;
- iii) obtenção de sugestões e críticas de pessoas de diferentes áreas que possam contribuir com informação adicional relevante (pessoal de campo, pessoal técnico, decisores técnicos, responsáveis pela avaliação da segurança, responsáveis pela observação, etc.); e
- iv) síntese de todos os estudos e informações recolhidas – a documentação é o ponto-chave para guardar os raciocínios e ideias resultantes do processo.

Para que a análise resulte num documento compreensível, consistente e o mais completo possível é importante que os princípios fundamentais do processo sejam interiorizados de modo a que os objectivos sejam alcançados.

A *FMEA* é uma abordagem tipo *hierárquica* enfatizando o refinamento progressivo de cada componente até se atingir um nível de conhecimento ideal. Adicionalmente, permite uma hierarquização de riscos e de medidas de mitigação.

Dada a complexidade das obras geotécnicas a eficácia da *FMEA* depende da intervenção de especialistas com o conhecimento e experiência adequados à identificação dos modos de rotura e à capacidade de propor medidas de mitigação apropriadas. Para tal, é essencial que a equipa inclua pessoas capazes de avaliar e lidar, entre outros, com os aspectos geotécnicos, geológicos, hidrológicos, sismológicos e ambientais, assim como, se aplicável, serem conhecedores do passado da obra.

Para o sucesso do método é vital o recurso a sessões de *brainstorming* sobre os modos potenciais de rotura e os cenários de rotura, com uma equipa com experiência relevante e abrangente no tipo de obra em análise. Durante essas sessões devem ser imediatamente documentadas todas as conclusões e respectivas fundamentações.

5.6 Etapas da *FMEA*

De uma forma genérica, o método segue uma estrutura básica perfeitamente definida que contempla seis etapas indispensáveis:

- 1 - Estruturação do sistema;
- 2 - Definição das funções de cada componente do sistema;
- 3 - Identificação dos modos potenciais de rotura associados a cada função de cada componente;
- 4 - Identificação das causas potenciais;
- 5 - Descrição dos efeitos directos, nas demais componentes e no sistema; e
- 6 - Levantamento das medidas disponíveis para detecção dos modos de rotura ou das suas causas e controlo ou mitigação dos seus efeitos.

Conceptualmente, o método aparenta ser de aplicação muito directa, mas à medida que se tenta implementa-lo a estruturas geotécnicas surgem diversas dificuldades, derivadas, em geral, do facto de o método estar pensado para sistemas compostos por elementos discretos e com pequeno número de redundâncias.

Ilustra-se seguidamente os aspectos essenciais relativos às seis etapas acima descritas, quando aplicadas em *sistemas geotécnicos*.

5.6.1 Estruturação do sistema geotécnico

No § 2.5 foi definido *sistema geotécnico* no contexto geral das análises de riscos. Neste ponto são abordados os aspectos particulares da definição do sistema no âmbito da *FMEA*.

Um aspecto relevante a ter em consideração prende-se com a escolha do nível de detalhe para a descrição do sistema em análise. De facto, este deve ser sistematicamente subdividido de forma estruturada e hierárquica até se atingir um nível onde seja possível obter uma compreensão adequada dos modos de rotura dos vários elementos e do sistema. Esta estruturação leva a que os efeitos de um modo de rotura de um elemento de um nível (de detalhe) superior sejam responsáveis por modos de rotura de elementos de nível inferior na cadeia hierárquica.

O sistema pode ser constituído por vários sistemas principais e por sua vez cada sistema principal ser sistematicamente dividido em vários níveis de subsistemas até atingir uma situação em que não é vantajoso do ponto de vista da modelação do sistema efectuar mais divisões, o qual se designa por subsistema de fronteira ou componente básica.

Na Figura 5.2 apresenta-se parte da estrutura adoptada para o sistema correspondente ao caso de estudo analisado no Capítulo 7 (barragem de Cerro do Lobo).

Para identificação dos sistemas principais, dos subsistemas e das componentes utiliza-se um código numérico que os permite diferenciar e localizar na estrutura hierárquica.

Nesta nomenclatura atribui-se um primeiro algarismo, em numeração romana, a cada sistema principal. Os subsistemas pertencentes a cada sistema principal são, sucessivamente, identificados através do acréscimo de um algarismo árabe, separado por um ponto, por cada nível superior de subsistema. Por exemplo, na Figura 5.2, *III.1.5 - Geomembrana* é o quinto subsistema do segundo nível, que por ser de fronteira é uma componente básica, do primeiro subsistema de primeiro nível *III.1 - Corpo principal* do sistema principal *III - Barragem principal*. É importante salientar que, com esta numeração, não se pretende atribuir nenhuma relevância especial a qualquer elemento em concreto. Neste exemplo, o dígito cinco não significa que essa seja a quinta componente mais crítica do subsistema *III.1*. Indica apenas a ordem pela qual esta componente foi considerada.

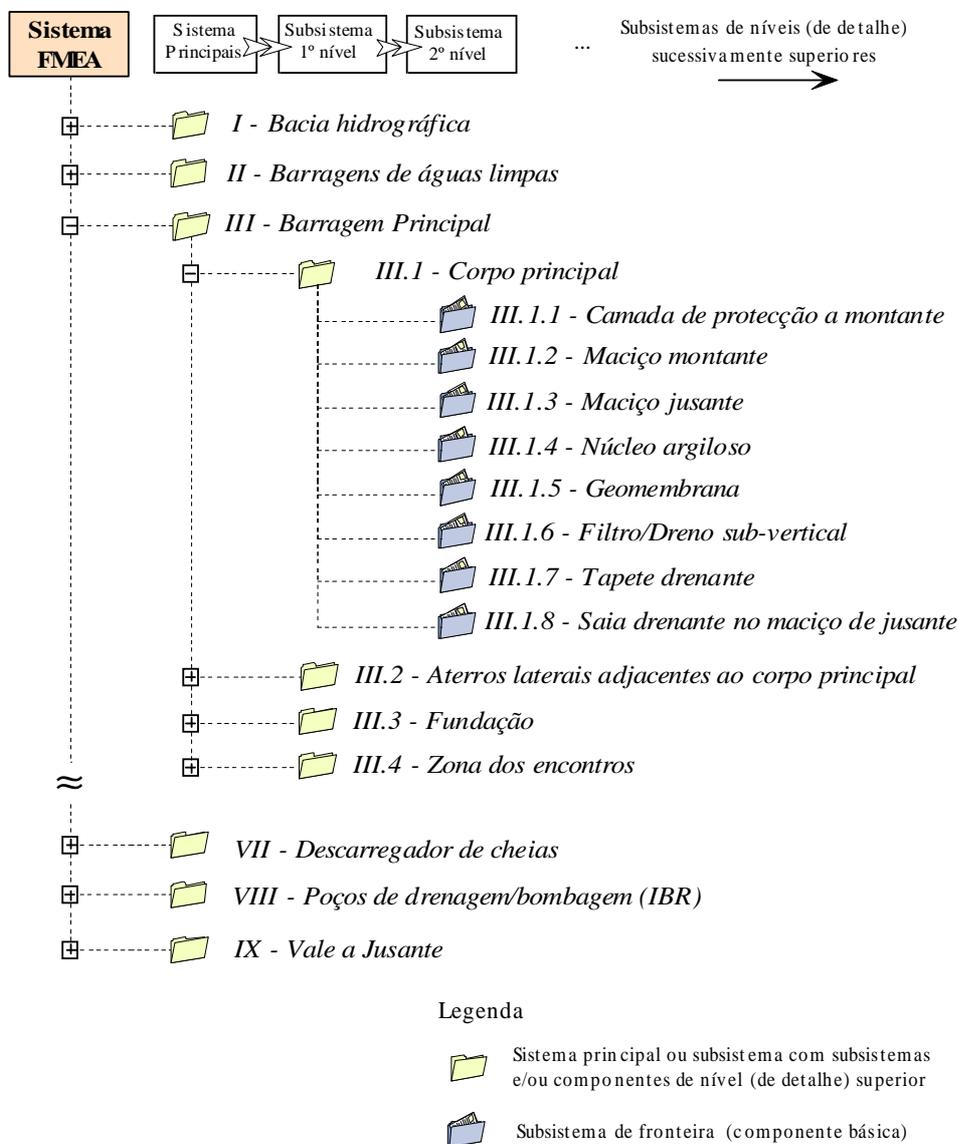


Figura 5.2 – Hierarquização de um sistema para uma abordagem funcional (parte do exemplo da barragem de Cerro do Lobo)

O sistema é estruturado nesta forma por uma questão de conveniência da modelação e constitui o ponto de partida para a análise de riscos do sistema. A definição da sua fronteira, bem como dos sistemas principais, dos subsistemas e das componentes básicas, são aspectos que têm de ser decididos pelos analistas. São portanto de carácter subjectivo, não existindo uma única solução.

Apesar da subjectividade inerente ao processo de estruturação do sistema, deve imperar o sentido de proporcionalidade no grau de detalhe da análise relativamente à relevância, aos objectivos, aos meios e aos resultados esperados das análises de riscos.

Os sistemas principais têm como principal objectivo a descrição dos grandes grupos intervenientes no sistema. No exemplo do sistema associado à barragem de aterro (Figura 5.2), os sistemas principais incluem, entre outros, a bacia hidrográfica, a barragem principal, o descarregador de cheias e o vale a jusante. Todos estes sistemas principais estão sujeitos a impactes de diversas naturezas com diferentes consequências no comportamento e no desempenho do sistema como um todo.

Os subsistemas são divisões dos sistemas principais ou até mesmo de outros subsistemas de nível de detalhe inferior. O sucessivo desdobramento dos subsistemas pode ocorrer até ao número de níveis necessários para se obter as componentes básicas.

Na Figura 5.2 observa-se um máximo de dois níveis de subsistemas no sistema principal *III - Barragem principal*.

Por fim, convém referir que um excessivo refinamento na modelação do sistema não produz necessariamente uma análise com melhores resultados. Pelo contrário, pode tornar a análise bastante complexa.

5.6.2 Funcionalidades das componentes básicas

Com a descrição do primeiro passo, necessário para levar a cabo uma análise de riscos através de uma *FMEA*, fica presente a impossibilidade de dissociação entre a descrição do sistema e a definição das funções de cada componente básica.

Para que a *FMEA* possa ser efectuada, é necessário que as componentes básicas desempenhem funções perfeitamente definidas para o correcto funcionamento dos subsistemas de nível inferior, dos sistemas principais e, em última análise, do próprio sistema.

Utilizando o exemplo que tem vindo a ser referido (Figura 5.2), a componente básica *III.1.4 - Núcleo argiloso* tem como função reduzir a condutividade hidráulica no subsistema de nível superior *III.1 - Corpo da barragem*. A percolação excessiva através do núcleo argiloso conduz ao incumprimento dessa função, podendo originar-lhe problemas (*e.g.*, *erosão interna*) com consequências nos subsistemas de nível inferior (*e.g.*, *colmatação do sistema de drenagem* do sistema principal *III - Barragem principal* devido a um eventual arrastamento de finos).

Salienta-se o benefício da utilização de diagramas de blocos funcionais (*FBD's - Functional Block Diagrams*) para ilustrar as relações entre as diferentes entidades funcionais (componentes básicas) de um subsistema.

Estes diagramas descrevem, de modo gráfico, a sequência e a relação entre as funções das componentes básicas de um dado subsistema em análise. Cada bloco representa a função que uma certa componente deve desempenhar correctamente, enquanto que as setas interrelacionam as diferentes funções e o seu sentido indica a sequência normal de funcionamento do subsistema. Assim, cada bloco deve conter, para além da indicação da função, uma identificação sobre qual a componente básica a que se refere. Os pontos em que as setas convergem ou divergem são conectados com valores lógicos. A leitura de um *FBD* deve ser efectuada com a ideia inerente de todas as funções representadas serem executadas com sucesso.

Na Figura 5.3 está representado um “bloco funcional”, onde o fluxo ocorre da esquerda para a direita. Para que este se inicie poderão ter de ocorrer funcionalidades de componentes do mesmo subsistema (funções anteriores) e/ou de subsistemas exteriores (*inputs*). O correcto funcionamento associado a esse bloco pode também constituir um requisito para outras funcionalidades de componentes do mesmo subsistema (funções posteriores) e/ou de subsistemas exteriores (*outputs*). Um exemplo de um diagrama de blocos funcionais é apresentado na Figura 5.4 para ilustrar o subsistema *III.1 - Corpo da barragem* do sistema indicado na Figura 5.2.

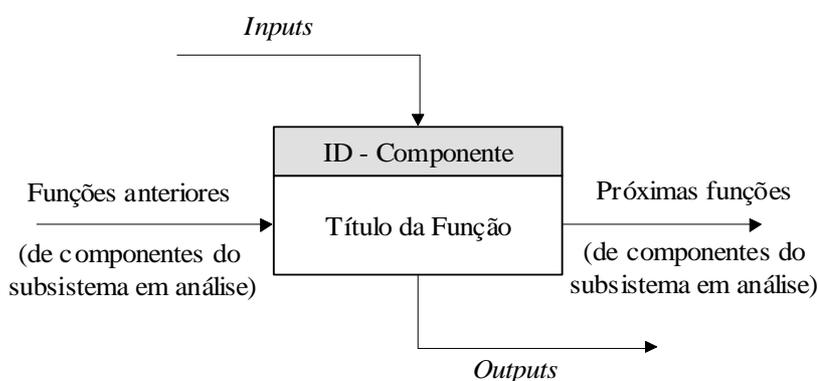


Figura 5.3 – Bloco Funcional de um *FBD*

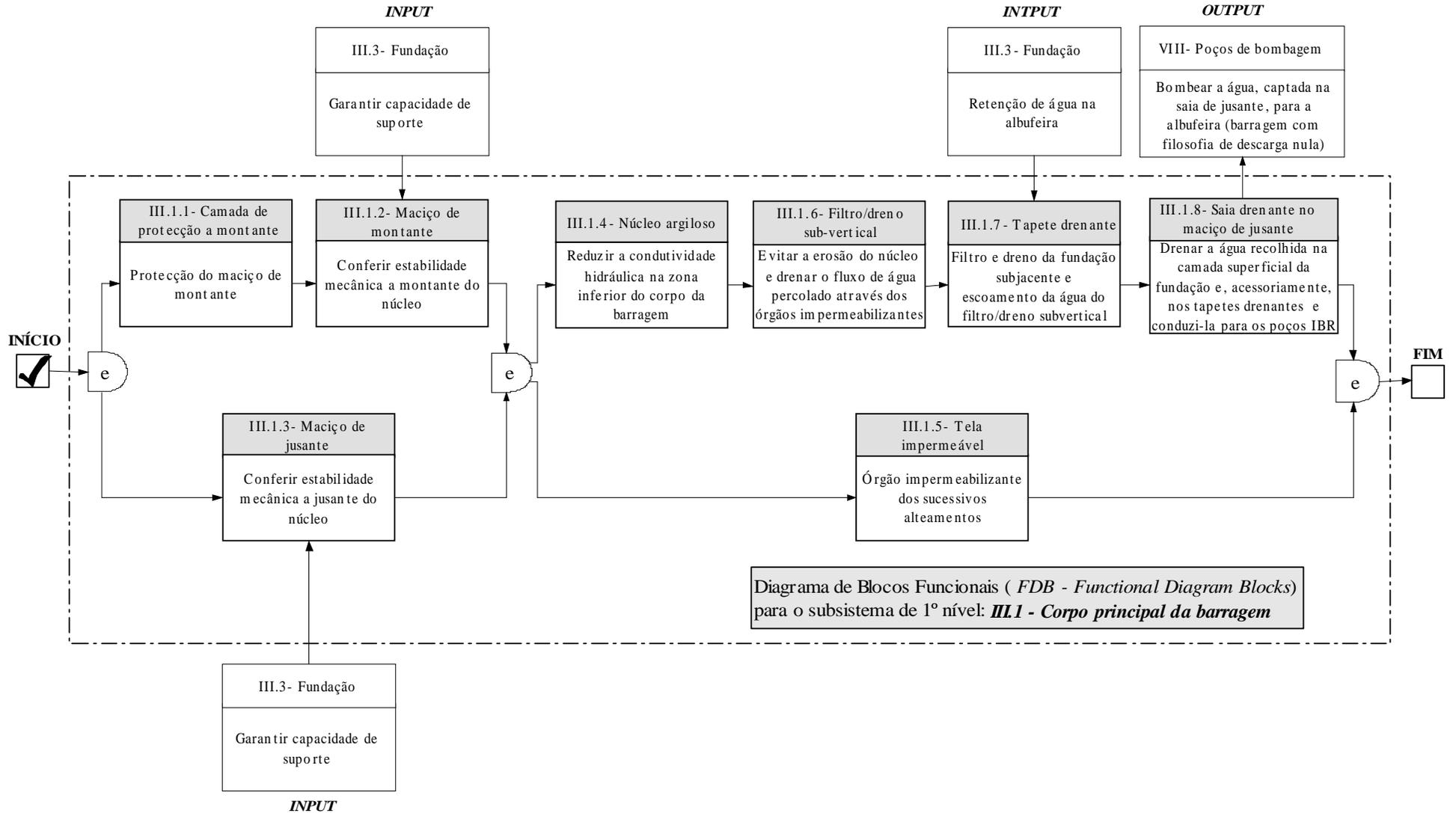


Figura 5.4 – FBD para um subsistema de 1º nível (exemplo da barragem de Cerro do Lobo)

Tipicamente, os *FBDs* são efectuados para perceber o funcionamento dos subsistemas e o nível a que são executados dependerá daquilo que o analista pretender descrever. Quanto mais baixo for o nível de detalhe do subsistema em estudo (subsistema de 1º nível ou até mesmo sistema principal) mais difícil será de ilustrar, num formato deste tipo, as várias relações entre todas as suas componentes. Podem ser executadas representações gráficas para vários subsistemas e posteriormente interligá-las.

No que se refere ao subsistema *III.1* que se pretende representar é obrigatório identificar outros subsistemas (Figura 5.4):

- i) cujo funcionamento prévio seja indispensável (início);
- ii) concorrentes para o seu funcionamento (*inputs*);
- iii) decorrentes do seu funcionamento (*fim/outputs*).

Todos estes *inputs* e *outputs* devem ser indicados nos diagramas, pois permitem compreender melhor as ligações entre os vários subsistemas e explorar o funcionamento global dos sistemas principais (ou, em última análise, do sistema).

Com a descrição do sistema e a identificação das funções a garantir por parte das suas componentes ficam percorridas as etapas iniciais da *FMEA*, seguindo-lhes a definição dos modos de rotura.

5.6.3 Modos de rotura

No contexto das análises de riscos a expressão *modo de rotura* não implica necessariamente o colapso estrutural da obra. Os modos de rotura das componentes básicas podem ser descritos como “anti-funções”, isto é, em termos de roturas funcionais. De facto, um modo de rotura define-se como a maneira pela qual uma componente básica cessa o desempenho adequado da sua função para o correcto funcionamento do subsistema ou do sistema a que pertence.

Por exemplo, num sistema relativo a uma escavação conseguida por intermédio de uma contenção flexível multi-ancorada, pode assumir-se que cada ancoragem (subsistema) é constituída, entre outras, pela componente básica *cabo de pré-esforço*. Esta tem como função garantir a transmissão da carga de pré-esforço desde a *cortina* até ao *bolbo de selagem*. Um modo de rotura pode ser a *rotura à tracção do cabo* (Figura 5.5).

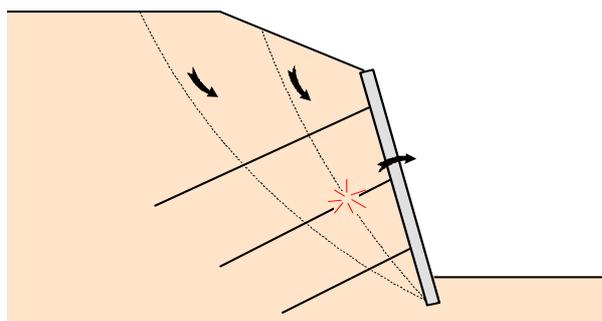


Figura 5.5 – Ilustração de um potencial modo de rotura numa cortina flexível multi-ancorada (rotura à tracção do cabo de pré-esforço numa ancoragem)

Um modo potencial de rotura pode ser iniciado por fenómenos da natureza (*e.g.*, um sismo) ou resultar de uma falha operacional (*e.g.*, incapacidade de activar um descarregador de emergência) ou até resultar de erros humanos (*e.g.*, erros de projecto). Devido ao grande número de modos potenciais de rotura que podem ser incluídos numa *FMEA*, por vezes, é necessário confinar a análise àqueles que representam um risco significativo [86]. O qualificativo “potencial” pretende definir uma fronteira para a admissibilidade da consideração dos modos de rotura.

A triagem dos modos potenciais de rotura nem sempre é fácil e possui carácter subjectivo. O primeiro critério a adoptar será o de considerar apenas os que possam ser concebíveis para a obra em concreto. Um segundo critério poderá ser o de eliminar os modos de rotura com muito baixa probabilidade de ocorrência (modos de rotura desprezáveis). No entanto, a baixa probabilidade de ocorrência de um modo de rotura não pode, só por si, ser um fundamento para o excluir da análise. De facto, se os efeitos produzidos forem devastadores para o sistema (risco potencial muito alto) o risco associado pode ser razoável (ou até elevado) e o modo de rotura tem de ser considerado. Por outro lado, aqueles modos de rotura concebíveis, que à partida não introduzem, só por si, quaisquer consequências relevantes no sistema, poderão ser ignorados.

Em princípio, a análise deve ser desenvolvida para todos os itens do sistema ao nível mais elevado possível (componentes básicas). À medida que a análise progride no sentido decrescente do nível dos subsistemas, os efeitos de um modo de rotura de uma componente de nível superior são, sucessivamente, os modos de rotura de componentes de nível inferior. Além disso, um modo de rotura a um nível superior pode ser a causa da rotura no próximo nível (contribuinte), ou seja, o efeito de um modo de rotura num nível origina a rotura do subsistema de nível inferior mais próximo.

5.6.4 Identificação das causas iniciadoras (e dos modos de rotura contribuintes)

A identificação dos perigos a que o sistema está sujeito e das causas que levam à perda de funcionalidade ou ao deficiente desempenho do sistema são assuntos que devem ser desenvolvidos no âmbito da *FMEA*.

As componentes básicas têm modos de rotura originados pelas causas designadas como *iniciadoras* (*root causes*), as quais podem ter origem:

- i) em fenómenos naturais (pluviosidade, temperatura, sismos);
- ii) num processo interno físico, químico ou biológico;
- iii) em deficiências na fase de construção;
- iv) em defeitos na qualidade dos materiais;
- v) em falhas operacionais (tipicamente na fase de serviço);
- vi) numa acção humana (erros, sabotagem, etc.).

Os subsistemas de níveis de detalhe inferiores podem ter modos de rotura causados por efeitos directos de modos de rotura de componentes de subsistemas de níveis mais elevados (também designados por modos de rotura contribuintes) e por *causas iniciadoras*.

Quando se pretende efectuar somente uma análise qualitativa, a inclusão das causas dos modos de rotura na análise não é absolutamente fundamental. Porém, a descrição e a identificação das causas de um modo de rotura de uma componente são úteis no sentido de avaliar as causas de modos de rotura de outras componentes.

Uma *FMEA* pode ser utilizada para analisar qualitativamente as causas comuns a diversos modos de rotura de várias componentes básicas do sistema.

A identificação dos perigos com origem em causas externas ao sistema pode ser um processo relativamente imediato. Porém, a identificação das causas que provocam modos de rotura internos ao sistema pode não ser tão directa e, em geral, envolve a consideração de interações entre vários subsistemas. Ainda neste capítulo (no § 5.10) será abordado este assunto com mais detalhe.

5.6.5 Descrição dos efeitos dos modos de rotura

Os efeitos dos modos de rotura traduzem as consequências, em termos do desempenho, ou da operacionalidade das componentes, dos subsistemas e do sistema global. Um efeito pode resultar de um ou de vários modos de rotura, e estar associado a várias componentes (ou subsistemas). Para melhor sistematização da análise, todos os efeitos de cada modo de rotura devem ser registados.

Se o sistema em análise é uma barragem, estes efeitos não devem ser confundidos com os efeitos remotos (consequências no vale a jusante), os quais podem também resultar da mesma rotura, tais como perdas de vida e danos materiais associados à propagação da onda de inundação, resultante da referida rotura na barragem.

Visto que o sistema é analisado numa forma hierárquica, deve ser devidamente acompanhada a progressão dos efeitos em subsistemas de nível consecutivamente inferiores.

De uma forma geral, podem dividir-se os efeitos de modos de rotura em dois grandes grupos: os *efeitos directos* e os *efeitos indirectos*. Os primeiros podem ainda ser subdivididos em *efeitos imediatos* e em *efeitos próximos*. Os segundos podem também ser designados por *efeitos finais* ou *globais*. Os *efeitos imediatos* referem-se às consequências na componente em análise, enquanto os *efeitos próximos* devem relatar os efeitos noutras componentes ou subsistemas adjacentes de nível inferior. À medida que se prossegue a sequência de efeitos vai-se descendo nos níveis de detalhe na cadeia hierárquica, alcançando-se por fim os *efeitos finais* no sistema como um todo.

A decisão da forma como se apresentam, na *FMEA*, os resultados dos efeitos de modos potenciais de rotura cabe aos analistas. As possibilidades são várias, tais como:

- i) não efectuar qualquer distinção entre *efeitos directos e indirectos*;
- ii) separá-los *efeitos directos e indirectos*;
- iii) separá-los em *efeitos imediatos, próximos e finais*.

Quanto maior for o detalhe na apresentação dos resultados mais completa é a análise. No entanto, mais difícil e demorada é a sua execução. A descrição da maneira como os efeitos de uma componente básica se propagam a outras componentes de outros subsistemas de níveis inferiores têm uma importância significativa, dado que na *FMEA* se inclui na análise as medidas de detecção e controlo dos modos de rotura.

5.6.6 Métodos de detecção e de controlo disponíveis

Uma vez identificados os modos de rotura de cada componente do sistema, as suas causas potenciais originadoras e os seus efeitos, pode complementar-se a análise com a descrição dos métodos e procedimentos disponíveis na obra que permitam, em primeira análise, detectar as causas iniciadoras dos modos de rotura e, caso estes se iniciem, controlar os seus efeitos no sistema.

Tipicamente os *métodos de detecção* incluem a observação de fenómenos físicos, químicos ou biológicos quer seja através de inspecções visuais ou recorrendo à instrumentação e à realização de ensaios periódicos. As *medidas de controlo* estabelecem procedimentos que permitem, em tempo útil, interromper as cadeias de sucessivos modos de rotura ou atenuar os seus efeitos no sistema.

Na construção de túneis por métodos mineiros, em meios urbanos e em solos, é normal o projectista definir à partida valores limites para os deslocamentos no terreno e no revestimento primário (níveis de alerta e de alarme), e exigir a sua observação e registo. Nesse exemplo, um modo potencial de rotura poderá ser o desabamento de terras numa determinada zona, causado pela insuficiência do suporte primário nesse local, e o método de detecção implementado consiste em verificar se os deslocamentos ultrapassam os limites estabelecidos. Em caso afirmativo, o controlo dos efeitos no sistema pode ser assegurado, por exemplo, pelo reforço estrutural do suporte primário até que os deslocamentos observados estabilizem dentro de valores aceitáveis. Neste exemplo, em particular, a utilização da *FMEA*, como método de apoio ao dimensionamento da obra geotécnica, funde-se com o próprio conceito de dimensionamento através do *método observacional*.

De um modo geral, a utilização da *FMEA* a sistemas tem como ponto de partida para a avaliação das vulnerabilidades das obras na sua fase de serviço. Pretende-se dotar a análise de meios que permitam conhecer os riscos inerentes ao sistema, atendendo às suas condições actuais.

5.7 Etapas para análise da criticalidade (FMECA)

A execução de uma *FMEA*, tal como descrito nas secções anteriores, resulta numa análise abrangente e detalhada dos modos potenciais de rotura, das suas causas e dos seus efeitos. No entanto, a interpretação dos resultados é dificultada pelo facto de a análise ser meramente descritiva e exclusivamente qualitativa.

Num contexto de análise de riscos, é fundamental dispor de uma ferramenta que permita conhecer qual a importância relativa de cada componente no funcionamento global do sistema. Para tal, é necessário complementar a *FMEA* com uma forma de descrever a influência combinada da possibilidade de ocorrência dos modos de rotura e a severidade das suas consequências. Só assim se pode avaliar o risco relativo associado a cada modo de rotura, ou seja, avaliar as suas criticalidades. Nestes termos, a criticalidade é, de certa forma, uma representação dos riscos do sistema.

A análise da criticalidade (*FMECA*) pode ser considerada como uma extensão ou generalização do processo da *FMEA*, permitindo ordenar os vários modos de rotura por criticalidade para assim intervir nos itens mais críticos.

Na Figura 5.6 apresenta-se uma ilustração com as etapas necessárias para o desenvolvimento de uma análise da criticalidade, quando integrada numa gestão de riscos.

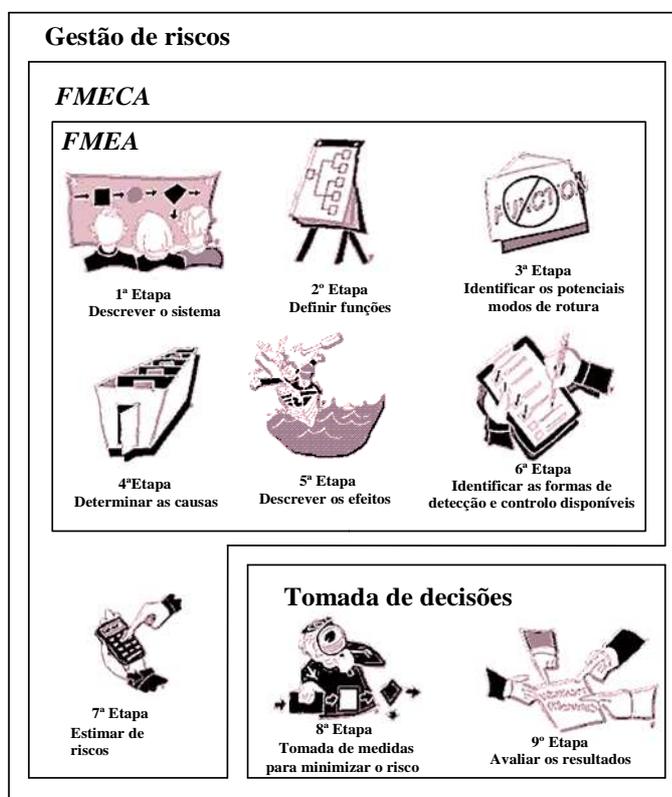


Figura 5.6 – Ilustração das etapas a percorrer numa *FMECA*, quando inserida numa gestão de riscos (adaptado de [87])

Para além das seis etapas que compõem a *FMEA* (indicadas no § 5.6) a execução da *FMECA* deve ser complementada com o seguinte etapa:

- 7 - Avaliação de riscos para a situação actual da obra;

Caso se pretenda realizar uma tomada de decisões com base nos resultados da *FMEA* é necessário percorrer as seguintes etapas:

- 8 - Indicação das medidas a tomar para minimizar os riscos;
- 9 - Avaliação dos resultados obtidos.

Nos pontos seguintes são abordados os aspectos particulares relacionados com o complemento da *FMEA*, através do estudo da criticalidade dos modos potenciais de rotura (*FMECA*).

5.7.1 Estimação da criticalidade de cada modo de rotura

O método de análise de riscos de um sistema através da *FMECA* nos sistemas geotécnicos é semi-quantitativo (ou classificativo). Ao contrário do que acontece noutros sistemas, nas obras geotécnicas, em geral, não existem dados suficientes para proceder a análises puramente probabilísticas. Tal dificuldade pode ser ultrapassada com a utilização de métodos de análise semi-quantitativos, em que quer a probabilidade de ocorrência dos eventos quer a severidade das suas consequências no sistema são ordenados em classes.

Classes de verosimilhança

Conhecida a severidade das consequências de cada possível modo de rotura do sistema, a sua criticalidade só fica perfeitamente definida com a avaliação da verosimilhança da ocorrência dos efeitos globais dos modos de rotura.

Nas análises de riscos em sistemas mecânicos e eléctricos através do método *FMECA*, a avaliação da verosimilhança é baseada em taxas de falha (*failure rate*) de cada componente, fornecidas pelos fabricantes para condições de utilização perfeitamente definidas (temperatura, humidade, idade, manutenção, etc.). Para as situações em que as condições locais diferirem das consideradas os valores são extrapolados, mediante a aplicação de factores correctivos. A *British Standards Institution (BSI)* recomenda a seguinte abordagem [88]:

$$\lambda = \lambda_b \times m \times \alpha \times r \quad (5.1)$$

em que: λ - taxa de falha relativo ao modo de rotura de uma componente;

λ_b - taxa de falha base para determinadas condições de referência;

m - factor para atender às condições ambientais e de manutenção;

α - factor de modo de falha;

r - factor de proporção do tempo em que a componente está em risco de falha.

O factor m pode ser obtido através de pesquisa em literatura especializada em análises de fiabilidade desse tipo de sistemas. O seu valor pode ser inferior ou superior à unidade. O factor α pretende atender à relevância que a componente mostra, em termos de proporção do modo de falha para a componente em causa. Para cada componente a soma dos factores α dos vários modos de rotura deve ser igual a 1 (100%).

Por fim, r pretende ter em consideração a proporção do tempo de funcionamento em que a componente se encontra em risco de falha relativamente ao tempo total operação do sistema. Na Equação (5.2) pretende reflectir essa relação.

$$r = \text{factor de tempo de operação} = \frac{\text{tempo de utilização da componente}}{\text{tempo de projecto do sistema}} = \frac{t}{t_p} \quad (5.2)$$

Apesar da formulação apresentada não ter aplicação directa em sistemas geotécnicos, uma abordagem do género da Equação (5.1), através da utilização de *factores de exposição*, pode constituir uma possível linha de investigação para melhoria da aplicabilidade da metodologia através de métodos quantitativos. Nesse caso, esses *factores de exposição* deviam ser capazes de contemplar o conjunto de possibilidades e incertezas, inerentes às estruturas geotécnicas, tais como:

- i) o tipo, a dimensão e a geometria das obras;
- ii) os materiais utilizados e o seu comportamento;
- iii) os processos construtivos;
- iv) a idade das obras;
- v) as condições de manutenção;
- vi) as imprevisibilidades humanas;
- vii) as condições ambientais locais (temperatura, pluviosidade, humidade, etc.); e
- viii) as diferenças dos regulamentos de segurança entre países.

Porém, a maior dificuldade dessa abordagem reside na obtenção de taxas de falhas para os diferentes tipos de obras geotécnicas (barragens, escavações, aterros, fundações, túneis, etc.). De facto, o carácter único associado a esses tipos de obras e a inexistência de valores reais que permitam a construção de uma base de dados que sustente uma abordagem, em termos de taxas de rotura, exige a sua obtenção com o recurso a meios alternativos.

Na Tabela 5.1 apresentam-se as classes de verosimilhança constantes na norma MIL-STD 1629A [81]. Nesta, efectua-se uma divisão da probabilidade de ocorrência de um dado evento (ou conjunto de eventos) em cinco intervalos, com classificações entre *A-Improável* e *E-Frequente* e a cada uma está associada uma descrição.

Tabela 5.1 – Classes de verosimilhança [81]

Classes de verosimilhança	Intervalos de probabilidade	Classificação	Descrição
A	<0.1%	Improvável	Muito baixa probabilidade
B	0.1 – 1%	Remota	Possível mas de baixa probabilidade
C	1 – 10%	Ocasional	Ocorrência ocasional
D	10 – 20%	Provável	Ocorrência possível e provável
E	>20%	Frequente	Ocorrência regular

Em geral, a informação a que os analistas de risco têm acesso, para análise de estruturas geotécnicas, não lhes permite utilizar esses intervalos e a atribuição das classes de verosimilhança é de carácter subjectivo.

O conteúdo da Tabela 5.1 pode ser alterado, quer ao nível do número de classes, da sua classificação e descrição quer nas fronteiras dos intervalos de verosimilhança, para melhor se adaptar ao problema em análise.

Classes de severidade

As diversas consequências dos modos de rotura, identificados aquando da realização da *FMEA*, necessitam de ser avaliadas em termos da sua severidade. Este é um tema de grande dificuldade para os analistas de riscos em obras geotécnicas, uma vez que a sua resolução não é única. Uma forma de minimizar esta indeterminação passa pela atribuição de classes de severidade às consequências associadas aos efeitos globais no sistema, derivados da ocorrência dos modos de rotura.

As classes de severidade têm de ser capazes de reflectir de modo gradual todo um conjunto de situações, desde a mais catastrófica à mais insignificante. A escolha e a descrição das classes de severidade devem ser claras, objectivas e cuidadosas para que a sua atribuição aos efeitos globais dos modos potenciais de rotura seja a mais directa possível.

As consequências dos modos de rotura podem ser agrupadas em diferentes áreas de interesse, tais como, saúde e segurança de pessoas, ambiente, economia/destruição e censura da opinião pública. Cada área de interesse é definida com base em atributos específicos, tais como fatalidades, perdas económicas, impactes ambientais, consequências políticas e censura pública, etc. Assim, as classes de severidade podem ser atribuídas separadamente a cada uma das diferentes áreas de interesse.

Por exemplo, a consulta de [20] e [86] permitiu a elaboração da Tabela 5.2 a qual será aplicada no desenrolar deste trabalho. Aí apresentam-se seis classes de severidades para quatro áreas de interesse relevantes.

Tabela 5.2 – Classes de severidade (adaptado de [20] e [86])

Classes de severidade	Áreas de interesse			
	Saúde e segurança de pessoas	Ambiente	Económicos/ destruição (€)	Censura da opinião pública
I	Negligenciável	Sem impacte mensurável	Impacte baixo (<10 mil)	Nenhuma
II	Pequenos primeiros socorros	Pequenos impactes na zona	Impacte médio (10 mil - 100 mil)	Baixa
III	Pequenos ferimentos	Violação legal ou permitida	Impacte médio-alto (100 mil - 1 milhão)	Média-baixa
IV	Incapacidade temporária	Prejuízo local	Impacte alto (1 - 10 milhões)	Média
V	Incapacidade permanente/fatalidade	Impacte significativo (grande mas reversível)	Impacte muito alto (10 - 100 milhões)	Média-Alta
VI	Várias fatalidades	Impacte catastrófico (grande e irreversível)	Impacte Massivo (> 100 milhões)	Alta

Estimação do risco de cada modo de rotura (criticalidade)

A criticalidade de cada modo de rotura (MR) só fica perfeitamente definida quando se relaciona a severidade das consequências no sistema com a possibilidade de ocorrência dos eventos que lhe dão origem, obtidos, respectivamente, através das classes de severidade e de verosimilhança.

Na ordenação dos modos de rotura em função da criticalidade existem duas abordagens distintas.

A primeira passa pela atribuição de valores numéricos (índices ponderativos), a cada uma das classes e pela avaliação da criticalidade através da multiplicação dos índices ponderativos do par *Verosimilhança-Severidade* ($Veros, Sev$). Nesse caso, a criticalidade do par ($Veros, Sev$) é calculada pelo índice de criticalidade, I_{cr} , indicado na equação (5.3).

$$I_{cr} = v \times s \quad (5.3)$$

em que:

v - índice atribuído à possibilidade de ocorrência de um dado modo de rotura; e

s - índice atribuído à severidade das consequências dos seus efeitos finais.

Na Tabela 5.3 e na Tabela 5.4 exemplificam-se os índices atribuídos, respectivamente, às classes de verosimilhança (Tabela 5.1) e às classes de severidade (Tabela 5.2). Esses valores devem ser escolhidos de forma a representar o grau de importância de cada classe relativamente às restantes. A sua atribuição, apesar de subjectiva, tem de estar em concordância com a definição atribuída a cada classe. A escala das classes é crescente em termos da sua importância relativa, mas o intervalo entre os valores pode não ser regular, ou seja, pode querer-se conferir maior relevância a uma determinada classe, relativamente às adjacentes.

Tabela 5.3 – Exemplos de índices ponderativos das classes de verosimilhança (Tabela 5.1)

Classes de verosimilhança	Índices de verosimilhança, v
A	1
B	2
C	4
D	7
E	10

Tabela 5.4 – Exemplos de índices ponderativos das classes de severidade, para uma área de interesse em particular (Tabela 5.2)

Classes de severidade	Índices de severidade, s
I	1
II	2
III	4
IV	6
V	9
VI	10

A utilização desta abordagem permite concluir que, por exemplo, o par (B,V) apresenta uma criticalidade superior ao par (D,II) (equações (5.4) e (5.5)).

$$I_{cr}(D,II)=7 \times 2=14 \quad (5.4)$$

$$I_{cr}(B,V)=2 \times 9=18 \quad (5.5)$$

Esta abordagem pode ser ligeiramente enriquecida considerando classes, e os respectivos índices ponderativos, associadas aos métodos disponíveis na obra para detecção dos eventos iniciadores de modos de rotura e controlo dos seus efeitos no sistema. A sua definição e posterior atribuição devem seguir uma metodologia análoga à utilizada para as classes de severidade e verosimilhança. A consideração deste índice permite a definição do “número de prioridade de risco” (*RPN – Risk Priority Number*), dado por

$$RPN = v \times s \times d \quad (5.6)$$

em que, d é o índice ponderativo associado às medidas existentes de detecção das causas e controlo dos efeitos. Naturalmente, quanto mais eficazes forem os métodos de detecção e controlo implementados na obra menor é o valor de d .

A introdução directa dos métodos de detecção e controlo na contabilização do risco pretende ter em consideração a influência indirecta que estes desempenham, quer na probabilidade de ocorrência dos eventos, quer na severidade das consequências.

Mesmo com a introdução dessa variável adicional, é reconhecido que abordagens deste género, para além da dificuldade na atribuição dos índices ponderativos, podem ser demasiado simplistas e ignorar aspectos complexos relacionados com comportamento do sistema.

A segunda abordagem, para avaliação da criticalidade dos modos de rotura, passa pela sua representação na forma de uma matriz bidimensional – *matriz de criticalidade*. De facto, sendo a criticalidade uma entidade a duas dimensões esta representação é perfeitamente lógica e aceitável.

Na matriz de criticalidade, indicada na equação (5.7), as linhas estão associadas às classes de verosimilhança e as colunas às várias classes de severidade.

$$[Cr] = Cr(Veros, Sev) \quad (5.7)$$

Assim, *Veros* e *Sev* representam, respectivamente, a classe de verosimilhança de um conjunto de efeitos finais originado por um certo modo de rotura numa componente e a classe de severidade associada às consequências daí resultantes.

Na equação (5.8) apresenta-se a matriz de criticalidade 5×6 correspondente às classes de severidade e verosimilhança anteriormente referidas. A **negrito** são indicados os dois pares (*Veros,Sev*) que foram utilizados como exemplo comparativo da criticalidade.

$$[C_r] = \begin{bmatrix} (E,I) & (E,II) & (E,III) & (E,IV) & (E,V) & (E,VI) \\ (D,I) & \mathbf{(D,II)} & (D,III) & (D,IV) & (D,V) & (D,VI) \\ (C,I) & (C,II) & (C,III) & (C,IV) & (C,V) & (C,VI) \\ (B,I) & (B,II) & (B,III) & \mathbf{(B,IV)} & (B,V) & (B,VI) \\ (A,I) & (A,II) & (A,III) & (A,IV) & (A,V) & (A,VI) \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

É atribuído pelo menos um dos pares da matriz de criticalidade a cada um dos modos de rotura das várias componentes do sistema. Esta é uma maneira particularmente interessante de apresentar a criticalidade dos modos potenciais de rotura, uma vez que proporciona a sua representação gráfica (Figura 5.7).

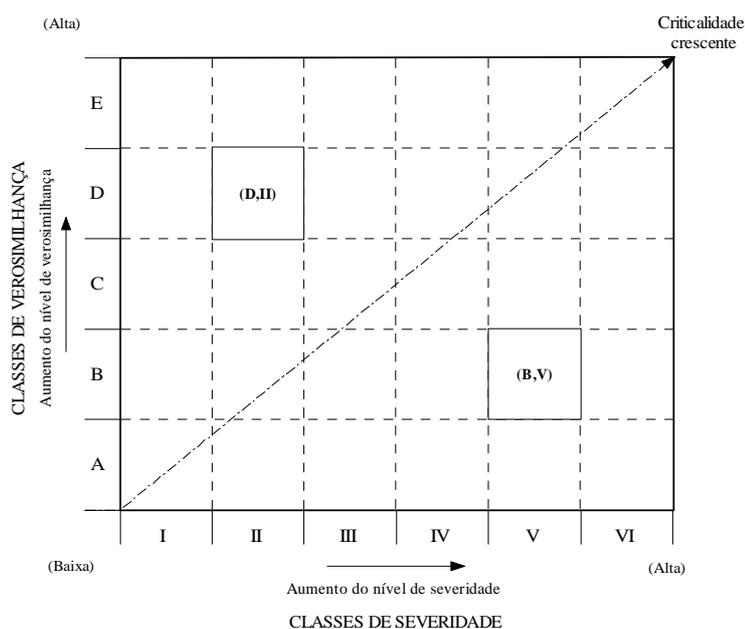


Figura 5.7 – Exemplo de uma matriz de criticalidade (5×6)

Por um lado, esta representação permite distinguir os modos de rotura de *baixa verosimilhança–elevada severidade* que geram a mesma criticalidade que os de *elevada verosimilhança–baixa severidade*, informação esta que se perde quando se utiliza o índice I_{cr} . Esta informação pode ser útil para avaliação de modos de rotura que se enquadrem no *problema do zero-infinito*¹³.

Por outro lado, a avaliação dos modos de rotura mais críticos não é imediata e necessita da definição de fronteiras – bandas de criticalidade de aceitabilidade e de tolerabilidade.

Na Figura 5.7 encontram-se representados os pares (D,II) e (B,V), que se encontram “equidistantes” com a linha fictícia que indica o sentido e a direcção da criticalidade crescente (linha a traço-ponto-traço). O par (D,II) apresenta menor severidade que o par (B,V), mas maior grau de verosimilhança. Assim, não é directa a avaliação da criticalidade relativa entre esses dois pares ($Veros,Sev$). Este assunto é tratado com mais detalhe no § 5.8.

Como comparação das duas abordagens referidas, utilizadas para determinação da criticalidade dos modos de rotura, é apresentado na Figura 5.8 o valor correspondente ao máximo índice I_{cr} para cada par ($Veros,Sev$), considerando os índices indicados na Tabela 5.3 (classes de verosimilhança) e na Tabela 5.4 (classes de severidade).

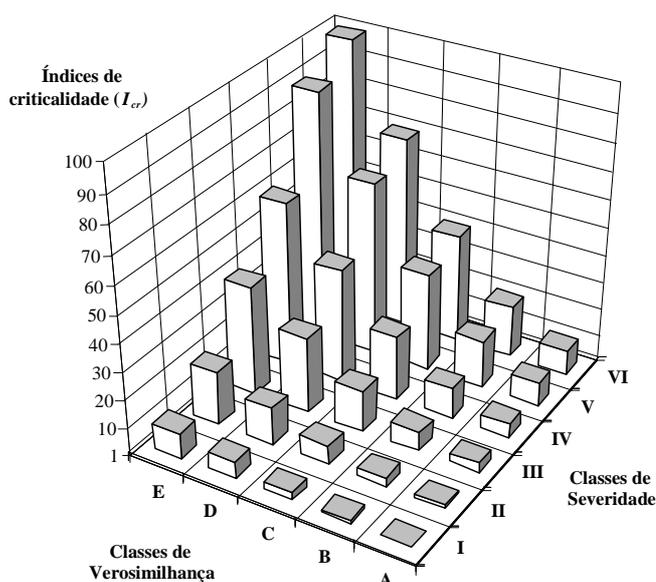


Figura 5.8 – Índices de criticalidade, I_{cr} , para cada par ($Veros,Sev$)

Pode observar-se que, fixando uma classe de severidade o índice I_{cr} cresce quando se aumenta a classe de verosimilhança ($A \rightarrow E$), e fixando uma destas classes cresce quando se aumenta a classe de severidade ($I \rightarrow VI$). Da Figura 5.8 pode ainda reafirmar-se que o par ($Veros,Sev$)= (B,V) tem um índice de criticalidade superior ao par ($Veros,Sev$)= (D,II).

¹³ O problema na análise do risco para o qual o valor esperado não é uma medida apropriada da aversão social aos acontecimentos com *baixa probabilidade – elevadas consequências* (catástrofes raras).

5.7.2 Medidas de mitigação de riscos

Caso se constate que os riscos a que a obra está sujeita, sobre determinadas condições, são elevados e intoleráveis devem tomar-se medidas de modo a minimizá-los. A mitigação de riscos do sistema só se obtém actuando no sentido de:

- i) *reduzir a probabilidade* de ocorrência dos eventos iniciadores dos modos de rotura (prevenção dos acidentes) ou da sequência de efeitos ou das consequências; ou
- ii) *reduzir a severidade* das consequências dos efeitos finais no sistema (protecção contra os acidentes).

De um modo geral, essas reduções implicam a prescrição das medidas adicionais de detecção (das causas iniciadoras ou dos efeitos mais imediatos) ou de controlo (da sequência de efeitos), para além das existentes ou inicialmente pensadas (já referidas na descrição da 6ª etapa - § 5.6.6). Tais medidas devem estar dirigidas de modo a actuar nos itens mais críticos ou catastróficos do sistema.

As medidas para mitigação de riscos podem ser diferentes, dependendo da fase da vida da obra em que se efectua a análise. Em fase de projecto pode-se chegar à conclusão que as medidas de detecção e controlo inicialmente idealizadas não são suficientes para garantir riscos aceitáveis e proporem-se medidas complementares. Já quando o método é utilizado na fase de serviço da obra tal poderá não ser possível algumas destas medidas, devido a impossibilidades físicas ou porque conduz a custos proibitivos.

O parágrafo anterior reforça, mais uma vez, a ideia que se obtém maiores vantagens na aplicação do método *FMECA* quando este é utilizado numa fase inicial da vida da obra, ou seja, na fase de concepção e viabilização do projecto.

5.7.3 Avaliação dos resultados obtidos

Após implementação ou reavaliação das medidas necessárias para mitigação de riscos devem ser analisadas todas as componentes do sistema, no sentido de serem atribuídas novas classes de verosimilhança e de severidade.

Pretende-se averiguar se efectivamente existe redução dos riscos nos itens mais críticos e verificar se outros, que inicialmente não o eram, passam a constituir-se como críticos para a análise e se os riscos que estes agora apresentam são aceitáveis.

Na secção seguinte é apresentado com mais detalhe todo o processo inerente à execução das análises de riscos de sistemas geotécnicos, através da metodologia *FMECA*, e como esta pode ser articulada com a gestão dos riscos que tiverem sido identificados e avaliados.

5.8 Articulação do processo da FMECA com a gestão de riscos

As etapas necessárias para levar a cabo o processo da FMEA e da FMECA foram apresentadas, respectivamente, no § 5.6 e no § 5.7. Apresentou-se de forma isolada as etapas da FMECA. De seguida descreve-se o seu processo num contexto global de gestão de riscos.

Na Figura 5.9 apresenta-se um esquema do processo da FMECA integrado com a gestão dos riscos num sistema.

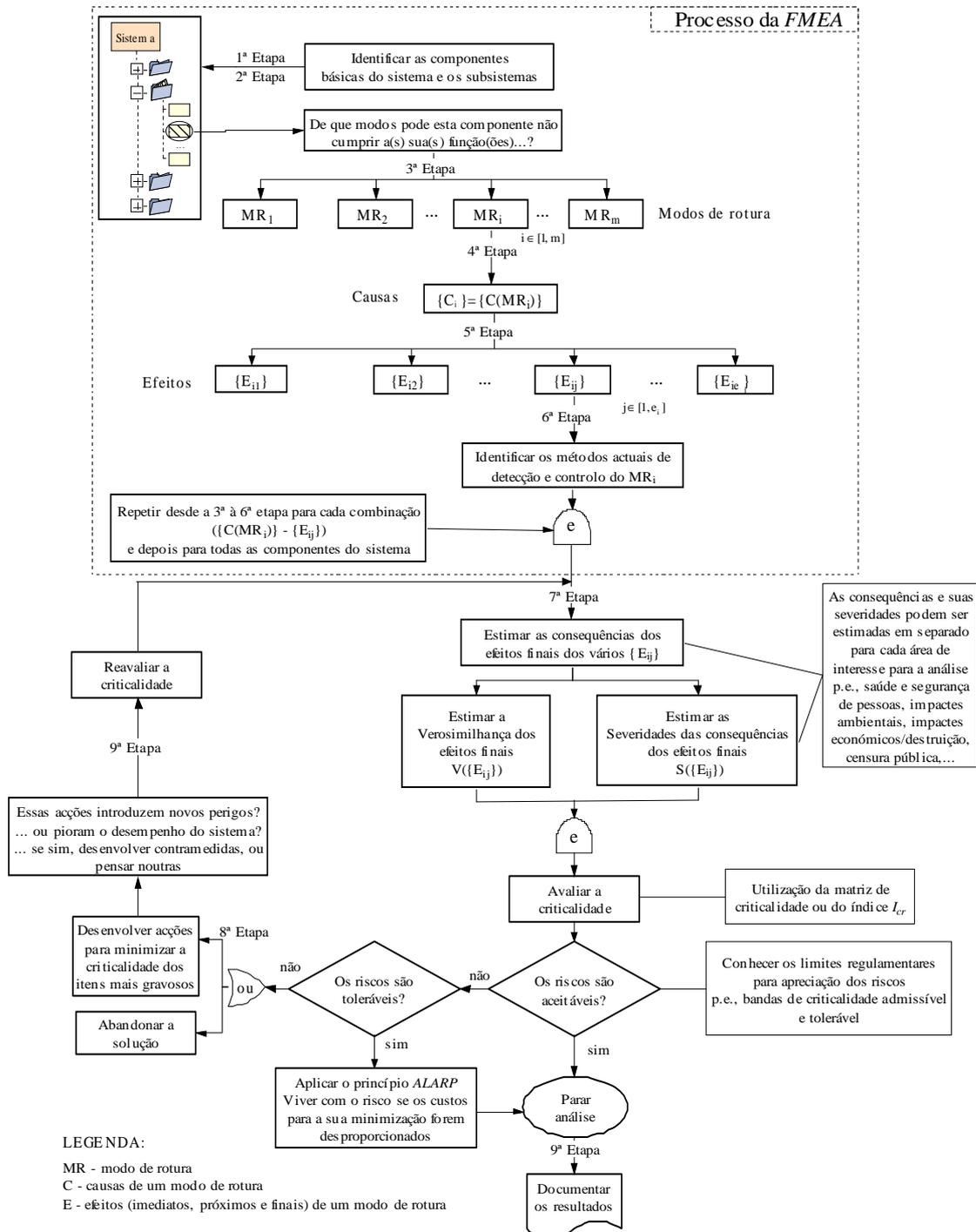


Figura 5.9 – Gestão de riscos com base no processo de uma FMECA

5.8.1 Processo da FMEA

O processo da *FMEA* inicia-se quando são identificados os diferentes subsistemas e as componentes básicas do sistema, dispostos de forma hierárquica. Aí, o sistema está devidamente estruturado (1ª etapa) e para cada componentes básica são definidas as suas funções individuais que se conjugam para o funcionamento correcto do sistema (2ª etapa).

Agora, o processo da *FMEA* deve ser focado numa componente básica do sistema, averiguando os potenciais modos pelos quais pode não cumprir correctamente as suas funções. Daí resulta uma série de modos potenciais de rotura dessa componente (3ª etapa),

$$[MR] = [MR_1 \quad MR_2 \quad \dots \quad MR_i \quad \dots \quad MR_m], \quad i \in [1, m] \quad (5.9)$$

em que m é o número de modos potenciais de rotura da componente em análise.

Para cada modo de rotura da componente em análise, MR_i , são identificadas quais as suas causas iniciadoras (4ª etapa),

$$\{C_i\} = \{C(MR_i)\} \quad (5.10)$$

As várias causas que compõem cada conjunto $\{C_i\}$ podem também ser causas iniciadoras de modos de rotura de outras componentes ou de outros subsistemas.

Para as componentes básicas os conjuntos $\{C_i\}$ são compostos apenas por causas iniciadoras (*root causes*). Para os subsistemas de níveis (de detalhe) inferiores às componentes básicas, esses conjuntos podem também ser compostos por modos de rotura de subsistemas de nível superior (*contribuintes*).

O potencial modo de rotura MR_i , originado por $\{C_i\}$, conduz a uma série de efeitos que é necessário identificar (5ª etapa),

$$[E_i] = [\{E_{i1}\} \quad \{E_{i2}\} \quad \dots \quad \{E_{ij}\} \quad \dots \quad \{E_{ie_i}\}], \quad j \in [1, e_i] \quad (5.11)$$

em que $\{E_{ij}\}$ representa um conjunto de efeitos (envolvendo efeitos imediatos, próximos e finais) e e_i é o número de conjuntos de efeitos imediatos do modo de rotura MR_i . De um modo geral, os índices m e e_i são diferentes para cada componente do sistema.

Para a componente analisada e para o duo combinatório $(\{C(MR_i)\}, \{E_{ij}\})$ podem ser identificados, caso existam, quais os métodos disponíveis na obra para detectar as causas dos modos de rotura, $\{C_i\}$, e os seus efeitos mais imediatos e/ou controlar a progressão dos seus efeitos $\{E_{ij}\}$ (6ª etapa).

Para completar a *FMEA* para a componente em análise é necessário repetir desde a 3ª à 6ª etapa para cada combinação $(\{C(MR_i)\}, \{E_{ij}\})$. A *FMEA* é finalizada quanto todo o processo anteriormente descrito for repetido para todas as componentes do sistema hierárquico.

A problemática associada às interligações entre diferentes componentes do sistema, nomeadamente no que se refere às relações entre modos de rotura e seus efeitos, é abordado com maior profundidade no § 5.10.

5.8.2 Processo da *FMECA*

A extensão do processo da *FMEA* para a *FMECA* obriga à determinação da criticalidade de cada modo de rotura para todas as componentes do sistema (7ª etapa). Para os modos de rotura das várias componentes é necessário estimar:

- a classe de verosimilhança para a ocorrência dos efeitos finais de cada $\{E_{ij}\}$, isto é, $Veros(\{E_{ij}\})$; e
- as classes de severidade para as suas consequências no sistema, isto é, $Sev(\{E_{ij}\})$.

A estimação das classes de severidade para as consequências dos efeitos finais do sistema pode ser efectuada de modo discriminado para as diferentes áreas de interesse da análise (saúde e segurança de pessoas, impactes económicos e ambientais, etc.).

Na Tabela 5.5, apresenta-se o resultado do processo, até este ponto da *FMECA*, sob formato de um quadro.

Tabela 5.5 – Resumo de parte do processo da *FMECA* para uma componente básica

Modos de rotura	Conjunto de Causas	Conjunto de Efeitos	Medidas de detecção e controlo disponíveis	Classes de Verosimilhança <i>Veros</i>	Conjunto ¹⁴ de classes de Severidade $\{Sev\}$
MR ₁					
...					
MR _i	$\{C_i\}$	$\{E_{i1}\}$...	$Veros(\{E_{i1}\})$	$\{Sev(\{E_{i1}\})\}$
		$\{E_{i2}\}$...	$Veros(\{E_{i2}\})$	$\{Sev(\{E_{i2}\})\}$
	
		$\{E_{ij}\}$...	$Veros(\{E_{ij}\})$	$\{Sev(\{E_{ij}\})\}$
		$\{E_{ie_i}\}$...	$Veros(\{E_{ie_i}\})$	$\{Sev(\{E_{ie_i}\})\}$
...					
MR _m					

¹⁴ Atribuição de uma classe de severidade para cada área de interesse para a análise.

Nesse caso, é avaliada a criticalidade dos modos de rotura para cada uma das áreas de interesse, ou, alternativamente, adoptando factores ponderativos a cada uma das áreas de modo a ser obtido uma única classe de severidade.

Para cada área de interesse, a estimação da criticalidade de um modo de rotura necessita da determinação de e_i pares de *verosimilhança-severidade*, isto é,

$$Cr(MR_i)|_k = (Veros(\{E_{ik}\}), Sev(\{E_{ik}\})), \quad k \in [1, e_i] \quad (5.12)$$

A criticalidade pode ser representada por um escalar numérico, quando se utiliza o índice de criticalidade (equação (5.3)), e um par (*Veros,Sev*), quando se recorre a uma matriz de criticalidade (equação (5.7)).

O passo seguinte é a ordenação de cada par (*Veros,Sev*), em termos da sua importância relativa, dentro de cada modo de rotura. Existem duas maneiras distintas de o efectuar.

A primeira consiste na utilização do par mais desfavorável (elevada verosimilhança e elevada severidade), como representativo da criticalidade do modo de rotura. Tal poderá não ser inteiramente possível quando não existir um par (*Veros,Sev*) que se destaquem claramente dos restantes. No entanto, para os pares com a mesma classe de severidade os mais gravosos serão aqueles com maiores classes de verosimilhança. Analogamente, para os pares com a mesma classe de verosimilhança os mais gravosos serão aqueles com maiores classes de severidade. Desta maneira, os modos de rotura podem ter mais de um par (*Veros,Sev*). Estes devem ser tidos em consideração na análise como diferentes criticalidades individuais do modo de rotura.

A segunda maneira consiste em associar os efeitos finais mais gravosos do modo de rotura e atribuir, subjectivamente, uma classe de verosimilhança e uma classe de severidade, respectivamente, à probabilidade de ocorrência conjunta desses efeitos e da severidade das consequências associadas.

5.8.3 Representação da criticalidade dos modos de rotura

Após ser avaliada a criticalidade de todos os modos de rotura para todas as componentes do sistema é conveniente proceder à sua representação. Na Figura 5.10 apresenta-se um exemplo, relativo a um sistema em que se indicam três componentes (C_1 , C_2 e C_3) com dois modos de rotura cada e, onde são representadas as suas criticalidades através do índice I_{cr} . Na Figura 5.11 apresenta-se o mesmo exemplo com a diferença da criticalidade estar representada na forma matricial.

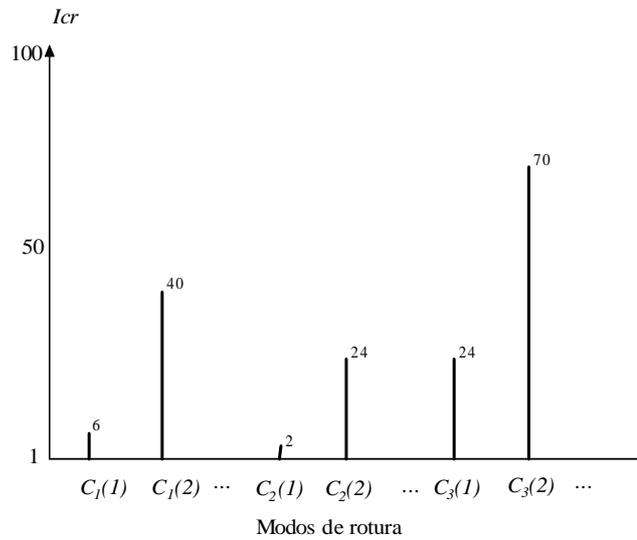


Figura 5.10 – Criticalidade dos modos de rotura (índice de criticalidade)

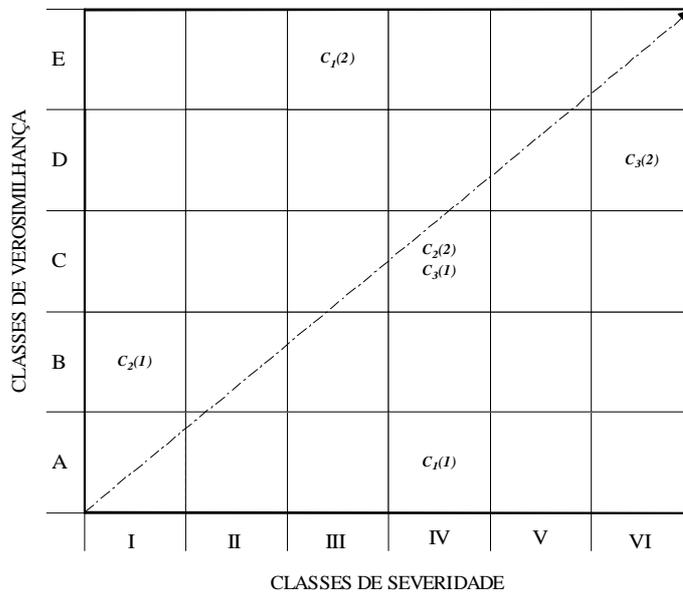


Figura 5.11 – Criticalidade dos modos de rotura (matriz de criticalidade)

O processo da *FMECA* termina com a apresentação dos resultados. No § 5.9 indica-se a forma de proceder à sua documentação.

5.8.4 Apreciação de riscos

Para efectuar uma gestão dos riscos determinados é necessário conhecer os limites de aceitabilidade e de tolerabilidade associados ao tipo de obra em análise.

Na Figura 5.12 e na Figura 5.13 apresentam-se exemplos desses limites em termos, respectivamente, de índice de criticalidade (I_{cr}) e de matriz de criticalidade. Nessas figuras representa-se a criticalidade dos modos de rotura das componentes que têm sido utilizadas como exemplo nas figuras anteriores.

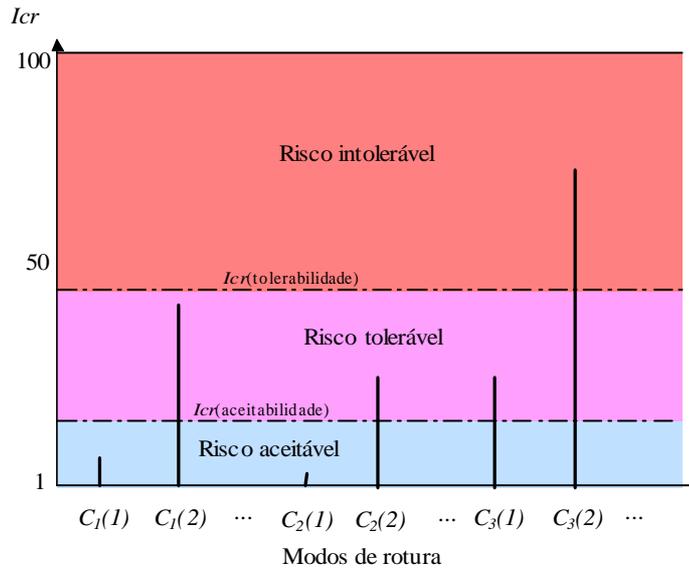


Figura 5.12 – Limites dos riscos para o índice de criticalidade

Determinadas as criticalidades de todos os modos de rotura e conhecidos os limites de aceitação dos riscos é necessário focar a atenção sobre aqueles que excedem o limite de aceitabilidade dos riscos (modos de rotura críticos ou catastróficos). Para o exemplo referido e atendendo à Figura 5.12 e à Figura 5.13, observa-se que os modos de rotura $C_1(2)$, $C_2(2)$, $C_3(1)$ e $C_3(2)$ têm criticalidades superiores à fronteira que limita os riscos aceitáveis.

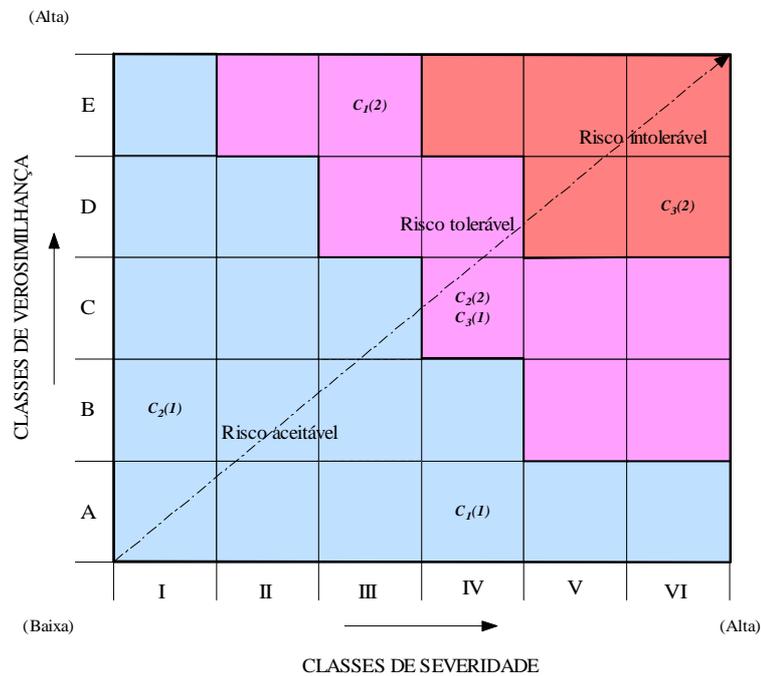


Figura 5.13 – Bandas de criticalidade de uma matriz de criticalidade

5.8.5 Tomada de decisões/recomendações e de controlo de riscos

Para os modos de rotura que não se encontram dentro do limite de aceitabilidade dos riscos é necessário avaliar se excedem o limite de tolerabilidade (ver Figura 5.9).

Em caso afirmativo, devem ser desenvolvidas acções para minimizar os seus riscos (8ª etapa). A impossibilidade de colocar em prática essas acções (*e.g.*, a dificuldade de execução em obra pode levar a custos proibitivos) conduz ao abandono a solução (se a análise está a ser realizada para a fase de serviço da obra, tal pode significar o seu abandono ou a sua demolição).

Para os modos de rotura cuja criticalidade se encontre na gama dos riscos considerados como toleráveis há que aplicar o princípio *ALARP* (ver § 2.7.2.2).

Deverá ser acautelado que as medidas definidas como de mitigação de riscos não sejam indutoras de novos riscos ou de agravamento de outros previamente identificados. Só deste modo, todas as medidas definidas como de mitigação sê-lo-ão efectivamente. Para a situação pós-implementação das acções de mitigação de riscos é preciso reavaliar as criticalidades dos modos de rotura (voltar à 7ª etapa).

No final do processo da gestão de riscos através da *FMECA* deve avaliar-se os resultados obtidos (9ª etapa) e proceder à documentação da análise. No § 5.9 é indicada a forma mais adequada para apresentar e documentar os resultados obtidos.

5.9 Documentação da *FMEA/FMECA*

Uma adequada documentação é um elemento essencial da *FMEA/FMECA*. Deverá incluir todas as decisões tomadas pelos analistas e conter a seguinte informação mínima:

- i) sumário executivo;
- ii) listagem da informação de base;
- iii) apresentação detalhada da análise; e
- iv) referência a desenhos, a documentos de projecto, a ensaios, etc.

O sumário deve conter uma síntese dos principais aspectos do relatório, dos resultados mais significativos, das conclusões e das recomendações e, se for efectuada uma gestão dos riscos, quais as medidas de mitigação propostas para garantir a não excedência de determinados limites de riscos no sistema. É importante contextualizar a análise efectuada relativamente à fase da obra em que se está incidir e aos objectivos que se pretendem atingir.

Toda a informação de base utilizada relativa à obra analisada, nomeadamente, relatórios síntese, projectos e notas técnicas, deve ser listada. Esta lista pode revelar-se bastante útil em processos posteriores de eventuais revisões ou reavaliações.

A maneira mais sistemática, estruturada e concisa de apresentar detalhadamente a *FMEA/FMECA* é através da sua representação na forma de uma tabela. De facto, esta é um elemento fundamental para apresentação da análise, e portanto a sua elaboração deve ser cuidada. O seu formato não é único mas dependendo, em geral, dos objectivos pretendidos, do método de análise utilizado (*FMEA* ou *FMECA*)

e, para a *FMECA*, da abordagem considerada para a avaliação da criticalidade (matriz ou índice de criticalidade).

Na Tabela 5.5 (no § 5.8) foram apresentados num formato de quadro alguns dos resultados para uma componente do processo da *FMECA*. No entanto, é necessário que a tabela final seja completada de forma a incluir toda a informação relevante e sintetizar a análise de todos os modos de rotura de todas as componentes básicas do sistema.

Assim, a tabela final da *FMEA* deverá incluir os seguintes elementos fundamentais:

- 1- códigos alfanuméricos de identificação de cada componente, em concordância com a estrutura do sistema, assim como a sua designação;
- 2- funcionalidades de cada componente;
- 3- modos de rotura de cada componente;
- 4- causas originadoras dos modos de rotura;
- 5- efeitos dos modos de rotura nas componentes, nos subsistemas e no sistema;
- 6- medidas de detecção e controlo disponíveis; e
- 7- comentários ou observações.

Caso se pretenda efectuar uma avaliação da criticalidade dos modos potenciais de rotura (*FMECA*) é conveniente que estes sejam numerados.

Para tal, uma forma expedita consiste em acrescentar, à numeração atribuída às componentes, um código adicional, por exemplo (#), para cada modo de rotura. No caso de estudo apresentado no § 7.2, para a componente básica *III.1.4 - Núcleo argiloso* são considerados dois modos potenciais de rotura – *Percolação excessiva (sem fissuração)* e *Percolação excessiva (com fissuração)* – identificados, respectivamente, por *III.1.4.(1)* e *III.1.4.(2)*.

Esse tipo de numeração é particularmente útil para a representação gráfica da matriz de criticalidade, pois permite a rápida identificação dos modos de rotura críticos e quais as componentes a eles associadas (na Figura 5.13 o modo de rotura mais catastrófico, $C_3(2)$, ocorre na componente C_3).

A avaliação da criticalidade exige também que sejam incluídos na tabela da *FMECA* os seguintes elementos adicionais:

- 8- estimação da verosimilhança de ocorrência dos efeitos finais;
- 9- estimação da severidade das suas consequências (de forma separada para cada área de interesse);
- 10- avaliação da criticalidade dos modos de rotura;

e, caso se pretenda efectuar a gestão de riscos:

- 11- medidas de mitigação de riscos e reavaliação das classes de verosimilhança e de severidade;
- 12- reavaliação da criticalidade dos modos.

Na Tabela 5.6 e Tabela 5.7 apresentam-se dois possíveis exemplos de tabelas finais de *FMEAs/FMECA*'s. Nessas tabelas a extensão da *FMEA* para *FMECA* com gestão de riscos introduz os elementos adicionais indicados a sombreado. O formato da primeira é adequado quando se aborda a criticalidade dos modos de rotura através do índice I_{cr} , enquanto que a segunda é útil quando se recorre à matriz de criticalidade.

Tabela 5.6 – FMEA/FMECA apresentada na forma tabular (utilização do I_{cr}) para apoio à gestão dos riscos

Identificação da obra _____
 Fase da obra _____
 Referências _____

Autoria _____
 Data _____
 Folha ____ de ____

Identificação e designação da componente	Funções	Modos de rotura	Causas	Efeitos			<i>p</i>	<i>s</i>	Medidas disponíveis		I_{cr}	Medidas mitigadoras dos riscos	<i>p</i>	<i>s</i>	I_{cr}	Comentários e observações
				Imediatos	Próximos	Finais			Detecção	Controlo						

Tabela 5.7 – FMEA/FMECA apresentada na forma tabular (utilização da matriz de criticalidade) para apoio à gestão dos riscos

Identificação da obra _____
 Fase da obra _____
 Referências _____

Autoria _____
 Data _____
 Folha ____ de ____

Identificação e designação da componente	Funções	Modos de rotura	Causas	Efeitos			Classe de Verosimilhança	Classes de Severidade	Medidas disponíveis		Reavaliação da criticalidade			Comentários e observações
				Imediatos	Próximos	Finais			Detecção	Controlo	Medidas mitigadoras dos riscos	Classe de Verosimilhança	Classes de Severidade	

Caso seja necessário adoptar medidas para reduzir os riscos do sistema, a Tabela 5.7 deve ser forçosamente apresentada em conjunto com duas matrizes de criticalidade (uma para a situação em análise da obra e a outra para a pós-implementação das medidas de mitigação de riscos).

Para todas as componentes básicas do sistema deve ser justificada a consideração dos vários elementos constituintes da análise (funções, modos de rotura, efeitos, causas, etc.). Devem também ser justificadas as situações em que não seja óbvio, face ao que é normal no tipo de obra em análise, o porquê da não consideração de determinado elemento em virtude das particularidades da obra.

A validação da criticalidade dos modos de rotura pode ficar convenientemente justificada se forem identificadas as razões que conduziram à atribuição de determinado valor (índice ou classe) para a verosimilhança de ocorrência dos efeitos finais de modos de rotura e para a severidade das suas consequências.

Para esse fim, pode-se utilizar os conceitos envolvidos na *teoria da utilidade* com múltiplos atributos. Esta teoria permite representar e manipular preferências de entre possíveis soluções. Define regras para a escolha de soluções óptimas com atributos que competem entre si, sendo desejável a maximização de todos.

Assim, podem ser estabelecidas proposições de modo discursivo, através de raciocínios do tipo: os efeitos finais de $\{E_{i1}\}$ são mais prováveis de acontecer que os de $\{E_{i2}\}$ e estes são menos prováveis de ocorrer que os de $\{E_{i3}\}$, ou seja,

$$P(\{E_{i1}\}) \succ P(\{E_{i2}\}) \succ P(\{E_{i3}\}) \quad (5.13)$$

ou; as consequências dos efeitos finais de $\{E_{i1}\}$ são menos severas que os de $\{E_{i1}\}$ e as de $\{E_{ie_i}\}$ são as mais severas de todas, ou seja,

$$S(\{E_{i1}\}) \prec S(\{E_{i2}\}) \prec \dots \prec S(\{E_{ie_i}\}) \quad (5.14)$$

Esse tipo de comparações têm de ser bem fundamentadas e só podem ser efectuadas por especialistas com experiência relevante e abrangente no tipo de obra em análise.

Na apresentação detalhada da *FMEA/FMECA* é aconselhável incluir-se um conjunto de diagramas, desenhos e esquemas que facilitem a compreensão da análise, tais como:

- i) o esquema da estruturação hierárquica do sistema;
- ii) diagramas de blocos funcionais (*FBD*) para vários subsistemas (ver Figura 5.4 no § 5.6.2);
- iii) desenhos ilustrativos de modos, de mecanismos e de cenários de rotura.

Por fim, refira-se que todas as considerações e decisões fundamentadas em informações existentes (projectos, estudos, ensaios, relatórios de observação, fotografias, etc.), devem ser convenientemente referenciadas na documentação da *FMEA/FMECA*.

5.10 Regras de base

Quando se utiliza uma *FMEA* deve ser enunciado, desde o seu início, qual o seu propósito e qual o nível de detalhe que se pretende na análise do sistema. De facto, esta pode ser realizada desde um nível global a um nível bastante detalhado, de componentes muito individualizadas.

Para obter do método resultados consistentes e substanciais, é importante manter uma atitude disciplinada no raciocínio “*causa – efeito*”. Caso contrário, a análise pode tornar-se difícil e descontrolada e é gerada muita confusão entre aquilo que são modos de rotura, causas ou efeitos, ocorrendo, por vezes, situações indesejáveis de ciclos envolvendo esses conceitos em diferentes componentes do sistema. É essencial que se compreendam os fundamentos que serviram de base à definição de cada etapa que compõe o método.

As componentes básicas podem desempenhar várias funções e estas podem ser conjuntas ou disjuntas, ou seja, o incumprimento de uma ou várias funções pode, ou não, implicar o incumprimento das restantes. A independência entre as várias funções de uma componente básica exige a sua consideração individual e, nesse caso, o desrespeito de cada uma conduz a diferentes modos de rotura.

Os erros humanos podem ser importantes para a análise e portanto devem ser considerados sempre que forem relevantes. Naturalmente, o incorrecto manuseamento de um descarregador de emergência de uma barragem de terra ou a impossibilidade da sua abertura numa situação de alarme, poderá conduzir a modos potenciais de rotura com severidades bastante importantes e portanto deve ser introduzido na análise.

Cadeia de modos de rotura em sucessivos níveis hierárquicos

Dada a natureza hierárquica do sistema a análise deverá iniciar-se pelos subsistemas de fronteira (componentes básicas). Os seus modos de rotura têm neles, efeitos imediatos que, por consequência, são modos de rotura do subsistema de nível de detalhe inferior, e assim sucessivamente, em níveis progressivamente inferiores, até se atingirem os sistemas principais e finalmente o sistema como um todo.

A cadeia de sucessivos acontecimentos entre subsistemas de diferentes níveis, é um assunto complexo e de difícil abordagem. É conveniente que a aplicação do método inclua uma forma de representar a sequência dos efeitos dos vários modos de rotura das componentes básicas nos sucessivos subsistemas de nível de detalhe inferior.

Para clarificar esse processo, considere-se o sistema geotécnico, anteriormente indicado na Figura 5.2, e analise-se com mais detalhe as duas componentes básicas: *III.1.4 - Núcleo argiloso* e *III.1.7 - Tapete drenante*. Pretende-se mostrar as interligações entre os modos potenciais de rotura de subsistemas de níveis de detalhe sistematicamente inferiores, para poder avaliar as suas criticalidades.

Atendendo ao facto deste exemplo ser parte integrante do caso de estudo apresentado no § 7.2, não é objectivo, nesta fase, justificar em detalhe a consideração dos modos de rotura, das causas, dos efeitos e das classes de verosimilhança e de severidade apresentadas na sequência.

Na Figura 5.14 indicam-se os modos potenciais de rotura das componentes básicas referidas, assim como a cadeia de *modos de rotura/modos contribuintes/efeitos finais* nos subsistemas de níveis inferiores.

Centre-se a análise na componente básica *III.1.4 - Núcleo argiloso*, cuja função principal é a de reduzir a condutibilidade hidráulica do corpo da barragem. O incorrecto desempenho dessa função, induz, na componente em análise, os seguintes modos de rotura,

$$[MR(III.1.4)] = [MR_1(III.1.4) \quad MR_2(III.1.4)] \quad (5.15)$$

em que (ver Figura 5.14):

$$MR_1(III.1.4) = III.1.4.(1) - \text{Percolação excessiva (sem fissuração)}$$

$$MR_2(III.1.4) = III.1.4.(2) - \text{Percolação excessiva (com fissuração)}$$

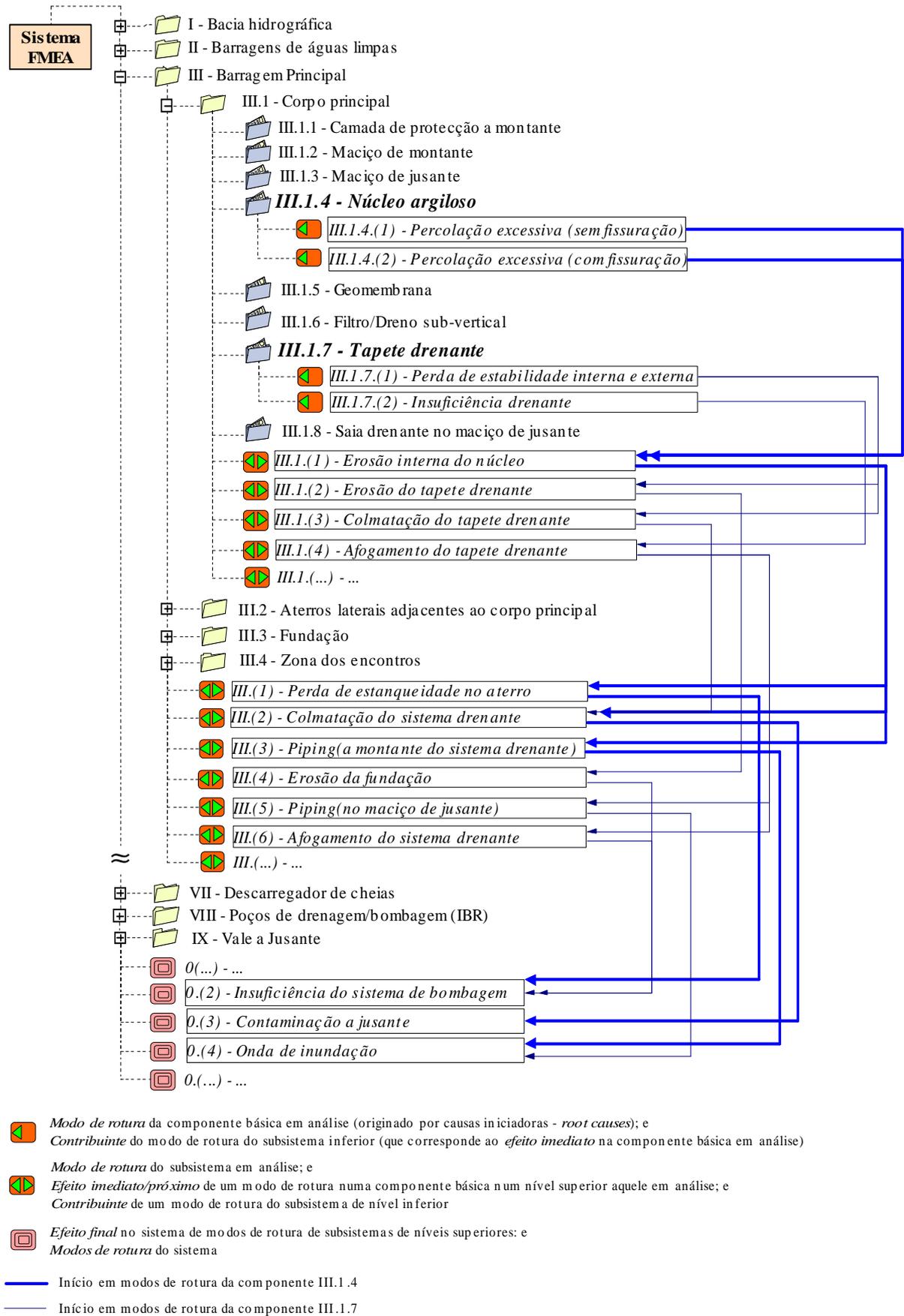
Os modos potenciais de rotura de componentes básicas, por estas se situarem no nível de detalhe mais elevado do sistema, são originados por causas iniciadoras (*root causes*), ou seja, não devem ter origem em efeitos de modos de rotura de outras componentes ou subsistemas. Caso contrário, pode introduzir-se no processo situações de repetição de informação, dificultando a atribuição das classes de verosimilhança e de severidade.

Neste exemplo, consideraram-se como causas iniciadoras, dos modos de rotura da componente em análise, os seguintes conjuntos (não estão indicados na Figura 5.14):

$$\{C(III.1.4.(1))\} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Alterabilidade química dos materiais} \\ \text{Dissolução dos materiais} \\ \text{Elevada carga hidráulica - Subida da linha de saturação} \end{array} \right\} \quad (5.16)$$

$$\{C(III.1.4.(2))\} = \{Fracturação hidráulica\} \quad (5.17)$$

As causas iniciadoras constituem o início fenomenológico dos modos de rotura das componentes básicas. No presente caso, não têm uma relação directa com os modos de rotura de subsistemas de nível de detalhe inferior. Por esse motivo optou-se por não as representar na Figura 5.14, tornando-a mais legível.



- Modo de rotura da componente básica em análise (originado por causas iniciadoras - root causes); e Contribuinte do modo de rotura do subsistema inferior (que corresponde ao efeito imediato na componente básica em análise)
- Modo de rotura do subsistema em análise; e Efeito imediato/próximo de um modo de rotura numa componente básica a num nível superior aquele em análise; e Contribuinte de um modo de rotura do subsistema de nível inferior
- Efeito final no sistema de modos de rotura de subsistemas de níveis superiores; e Modos de rotura do sistema
- Início em modos de rotura da componente III.1.4
- Início em modos de rotura da componente III.1.7

Figura 5.14 – Cadeia de modos de rotura em subsistemas de nível de detalhe sucessivamente inferior (Barragem de Cerro do Lobo)

Ambos os modos de rotura, *III.1.4.(1)* e *III.1.4.(2)*, induzem no subsistema de nível imediatamente inferior (*III.1 - Corpo da barragem*) o mesmo modo de rotura, ou seja,

$$MR_1(III.1) = III.1.(1) - \text{Erosão interna do núcleo}$$

sendo por isso designados, também, por modos contribuintes de *III.1.(1)*.

O modo de rotura *III.1.(1)* é por sua vez modo contribuinte dos seguintes modos de rotura de *III - Barragem principal* (que neste caso é um sistema principal):

$$MR_1(III) = III.(1) - \text{Perda de estanqueidade do aterro}$$

$$MR_2(III) = III.(2) - \text{Colmatação do sistema drenante}$$

$$MR_3(III) = III.(3) - \text{Piping (a montante do sistema drenante)}$$

Por último, esses modos de rotura induzem os seguintes modos de rotura no sistema (ver Figura 5.14):

0.(2) - Insuficiência do sistema de bombagem

0.(3) - Contaminação generalizada a jusante

0.(4) - Onda de inundação

Em termos de efeitos, e relativamente à mesma componente (*III.1.4*), por exemplo, o modo de rotura *III.1.4.(1)* produz:

- o efeito imediato (modo de rotura do subsistema *III.1*): *III.1.(1)*;
- os efeitos próximos (modos de rotura do sistema principal *III*): *III.(1)*, *III.(2)*, *III.(3)*;
- os efeitos finais (modos de rotura do sistema): *0.(2)*, *0.(3)* e *0.(4)*;

Neste caso concreto, o modo de rotura *III.1.4.(2)* gera a mesma cadeia de efeitos que o modo *III.1.4.(1)*.

Na Tabela 5.8 são apresentadas as sequências de efeitos dos modos de rotura da componente analisada, em correspondência com o esquematizado na Figura 5.14.

Tabela 5.8 – Correspondência dos efeitos imediatos, próximos e finais resultantes dos modos potenciais de rotura da componente básica *III.1.4 - Núcleo argiloso*

Sequência de efeitos ↓	Efeito imediato	<i>III.1.(1) - Erosão interna do núcleo</i>		
	Efeitos próximos	<i>III.(1) - Perda de estanqueidade</i>	<i>III.(2) - Colmatação do sistema drenante</i>	<i>III.(3) - Piping</i>
	Efeitos finais	<i>0.(2) - Insuficiência do sistema de bombagem</i>	<i>0.(3) - Contaminação generalizada a jusante</i>	<i>0.(4) - Onda de inundação</i>

Após terem sido avaliados os efeitos finais, dos modos potenciais de rotura da componente *III.1.4*, resultantes da cadeia de sucessivos modos de rotura em subsistemas de nível sistematicamente inferiores, deve passar-se à análise de outra componente básica e assim sucessivamente até todas serem abordadas.

De modo análogo ao efectuado para a componente básica *III.1.4*, é indicado para a componente básica *III.1.7 - Tapete drenante*, a cadeia de sucessivos modos de rotura, derivada dos modos potenciais de rotura: *III.1.7.(1) - Perda de estabilidade interna ou externa* e *III.1.7.(2) - Insuficiência drenante* (ver Figura 5.14).

A consideração desses modos potenciais de rotura resultam da possibilidade de incumprimento das suas funções, isto é, filtro e dreno da fundação subjacente e escoamento da água do filtro/dreno sub-vertical. As suas causas potenciais iniciadoras estão condensadas nos seguintes conjuntos (não estão indicados na Figura 5.14 pelos motivos previamente justificados):

$$\{C(III.1.7.(1))\} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Inadequação dos materiais ou da sua colocação} \\ \text{Alterabilidade química dos materiais} \end{array} \right\} \quad (5.18)$$

$$\{C(III.1.7.(2))\} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Secção insuficiente (aumento da cota de exploração)} \\ \text{Inadequação da granulometria} \end{array} \right\} \quad (5.19)$$

Na Tabela 5.9 e na Tabela 5.10 resumem-se os principais resultados, obtidos do processo da *FMECA*, respectivamente, para as componentes básicas *III.1.4 - Núcleo argiloso* e *III.1.7 - Tapete drenante*. Apresentam-se as classes de verosimilhança atribuídas aos modos de rotura e as severidades das consequências resultantes dos seus efeitos finais (indicadas na Figura 5.14).

Tabela 5.9 – Tabela resumo de parte do processo da *FMECA* resultante da análise da componente básica *III.1.4 - Núcleo argiloso*

Modo de rotura	Causas iniciadoras	Efeitos imediatos	Efeitos próximos	Efeitos finais	Classe de Verosimilhança	Classe de Severidade
<i>III.1.4.(1)</i>	Eq. (5.16)	<i>III.1.(1)</i>	<i>III.(1)</i>	<i>0.(2)</i>	B	IV
			<i>III.(2)</i>	<i>0.(3)</i>		V
			<i>III.(3)</i>	<i>0.(4)</i>		VI
<i>III.1.4.(2)</i>	Eq. (5.17)	<i>III.1.(1)</i>	<i>III.(1)</i>	<i>0.(2)</i>	C	IV
			<i>III.(2)</i>	<i>0.(3)</i>		V
			<i>III.(3)</i>	<i>0.(4)</i>		VI

Tabela 5.10 – Tabela resumo de parte do processo da *FMECA* resultante da análise da componente básica *III.1.7 - Tapete drenante*

Modo de rotura	Causas iniciadoras	Efeitos imediatos	Efeitos próximos	Efeitos finais	Classe Verosimilhança	Classe de Severidade
<i>III.1.7.(1)</i>	Eq. (5.18)	<i>III.1.(2)</i>	<i>III.(4)</i>	<i>0.(2)</i>	B	IV
		<i>III.1.(3)</i>	<i>III.(2)</i>	<i>0.(3)</i>		V
<i>III.1.7.(2)</i>	Eq. (5.19)	<i>III.1.(4)</i>	<i>III.(5)</i>	<i>0.(4)</i>	C	VI
			<i>III.(6)</i>	<i>0.(2)</i>		IV

Da observação das Tabela 5.9 e da Tabela 5.10, pode ainda constatar-se, por exemplo, que o modo de rotura *III.(2) - Colmatação do sistema drenante* tem como contribuintes os modos de rotura *III.1.(1)* e *III.1.(3)*, que por sua vez têm como contribuintes modos de rotura de diferentes componentes básicas, respectivamente, de *III.1.4* e de *III.1.7*.

Assumiu-se, para os modos de rotura da componente *III.1.4* as seguintes *classes de verosimilhança* e respectivos *índices de verosimilhança*,

$$\text{Veros}(III.1.4.(1)) = B \text{ e } v = 2 \quad (5.20)$$

$$\text{Veros}(III.1.4.(2)) = C \text{ e } v = 4 \quad (5.21)$$

atendendo, respectivamente para cada modo de rotura, à Tabela 5.1 e à Tabela 5.3.

Apesar dos efeitos finais de *III.1.4.(1)* e *III.1.4.(2)* serem exactamente os mesmos (portanto originando as mesmas classes de severidade), a verosimilhança da sua ocorrência é diferente, pois há que considerar a influência das suas causas iniciadoras.

Através da Tabela 5.9 observa-se que cada modo de rotura tem diferentes efeitos finais, com diferentes severidades. Uma forma, necessariamente simplista de obter a criticalidade dos modos de rotura é através da consideração da severidade do efeito final mais desfavorável. Assim, a criticalidade destes modos potenciais de rotura é dada por,

$$Cr(III.1.4.(1)) = (B,VI) \rightarrow I_{cr} = 2 \times 10 = 20 \quad (5.22)$$

$$Cr(III.1.4.(2)) = (C,VI) \rightarrow I_{cr} = 4 \times 10 = 40 \quad (5.23)$$

Analogamente, para a componente *III.1.7* a criticalidade dos seus modos potenciais é determinada por (ver Tabela 5.10),

$$Cr(III.1.7.(1)) = (B,V) \rightarrow I_{cr} = 2 \times 9 = 18 \quad (5.24)$$

$$Cr(III.1.7.(2)) = (C,VI) \rightarrow I_{cr} = 4 \times 10 = 40 \quad (5.25)$$

Dos quatro modos potenciais de rotura analisados, aqueles com maior criticalidade são o *III.1.4.(2)* e o *III.1.7.(2)*.

5.11 Principais limitações na utilização da FMEA/FMECA

A FMEA/FMECA é uma metodologia bastante versátil para análise de riscos em “sistemas geotécnicos”.

Porém, uma limitação desta metodologia reside na dificuldade de modelar e analisar as redundâncias do sistema. De facto, a perda de funcionalidade de componentes individuais pode não determinar a

rotura, nem sequer causar-lhe efeitos observáveis, uma vez que a perda de funcionalidade de uma componente pode ser compensada pela funcionalidade de outra.

A Figura 5.15 apresenta o perfil transversal da barragem de Campilhas cujo sistema de impermeabilização do corpo do aterro é composto por justaposição de um *núcleo argiloso* a montante, uma *cortina de betão armado* central e uma *cortina metálica* a jusante. Assim, para se potenciar um modo de rotura associado à *percolação pelo corpo do aterro*, deve existir perda de funcionalidade simultânea nas três componentes.

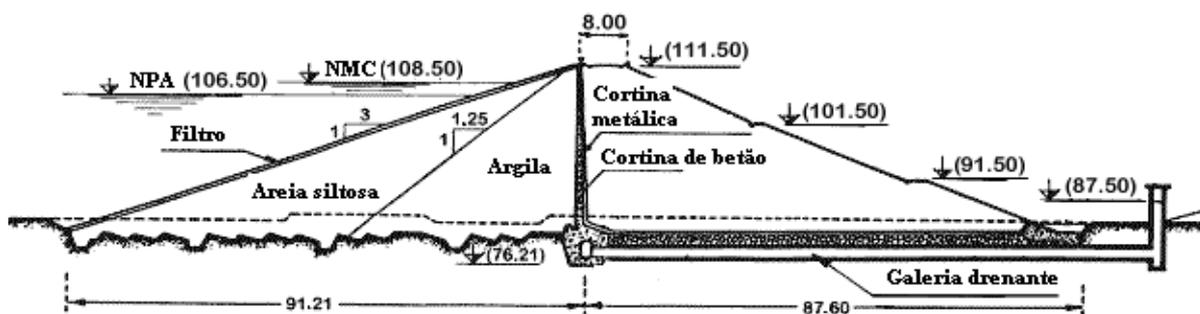


Figura 5.15 – Perfil transversal da barragem de Campilhas, Cercal – Portugal [89]

A consideração das redundâncias na *FMEA* pode passar pela inclusão de componentes conjuntas, compostas por várias componentes básicas individuais cuja perda de funcionalidade equivalha à perda de funcionalidade simultânea de todas as componentes envolvidas. No entanto, tal não dispensa a consideração isolada das componentes individuais, pois estas podem ter outras perdas de funcionalidade que introduzam efeitos relevantes no sistema.

No exemplo da Figura 5.15, para além do modo de rotura atrás referido, associado à perda de funcionalidade conjunta, pode ser necessário considerar isoladamente a componente *núcleo argiloso* caso esta possa ter um modo de rotura, por exemplo, de *deformação excessiva*, que conduza a efeitos no sistema, nomeadamente, uma alteração da geometria do maciço de montante.

O método examina unicamente os modos de rotura associados a cada componente individual, não considerando os efeitos combinados de modos de rotura simultâneos de diferentes componentes do sistema. Em obras geotécnicas os acidentes e os incidentes resultam, frequentemente, não de um único problema numa única componente, mas de uma conjugação de fenómenos em diferentes componentes.

Outra desvantagem importante da *FMEA* é a dificuldade de aplicar o método em sistemas cujas componentes podem exibir problemas diferenciados no tempo. Em estruturas geotécnicas, é normal que as componentes não passem instantaneamente de um estado funcional para um estado de inoperacionalidade total. Numa barragem de aterro zonada, a incapacidade de reduzir a condutividade hidráulica constitui uma perda de funcionalidade por parte do núcleo argiloso e pode potenciar a sua erosão interna, mas, geralmente, esse processo não ocorre de modo brusco.

Adicionalmente, a utilização deste método não permite, de forma simples, atender às modificações das variáveis de estado do sistema ao longo do tempo. Assim, devem ser-lhes atribuídos valores de modo a definir o estado de referência do sistema durante a ocorrência dos modos potenciais de rotura. Tipicamente, os estados de referência diferem para cada modo de rotura. A análise pode ficar demasiado extensa e demorada caso se considerem vários estados de referência para cada modo de rotura. Como medida de simplificação é usual assumir-se, para cada modo de rotura, como valores representativos das variáveis de estado do sistema os correspondentes às situações mais desfavoráveis, mas, no entanto, verosímeis.

Em princípio, a perigosidade de um galgamento numa barragem de aterro, por exemplo, resultante da ocorrência intensa e prolongada de pluviosidade, não é independente da posição do nível de água na albufeira. Quanto maior for essa cota maior será a possibilidade de ocorrência desse modo potencial de rotura. Assim, poderia considerar-se como estado de referência, para posição do nível de água na albufeira, o nível de pleno armazenamento (NPA).

Frequentemente, os erros humanos podem ser negligenciados e os eventos naturais extremos, tais como sismos ou cheias, indevidamente avaliados, comprometendo os resultados finais da análise.

Pode ser muito complicada a obtenção das classes de verosimilhança e de severidade para os modos de rotura. De facto, a obtenção, a interpretação, e a aplicação dessas classes introduzem incertezas na análise que só por si podem ser difíceis de avaliar.

Em geral, a alocação de recursos humanos (envolvimento continuado de um grupo de pessoas com conhecimento em diferentes áreas) e o tempo que leva a realizar a análise é crescente com a complexidade do sistema e com a consideração muitos níveis de subsistemas. Igualmente, com a consideração de modos de rotura com efeitos desprezáveis no funcionamento do sistema, pode ser necessário despende de muito tempo e esforço para realizar a análise.

Actualmente, existem no mercado *softwares* comerciais que, simplificam a tarefa dos analistas permitindo que estes foquem a sua atenção na análise do sistema e percam menos tempo com aspectos relacionados com a organização e apresentação dos resultados. Como exemplos, podem referir-se os seguintes *softwares* que incorporam módulos para a condução de uma *FMEA/FMECA*: *ITEM ToolKit* [90], *Relex Software* [91] e *ReliaSoft* [92].

Porém, face às particularidades e especificidades dos sistemas geotécnicos, relativamente aqueles para os quais esses programas foram inicialmente desenvolvidos (em geral, sistemas eléctricos e mecânicos), a sua utilização poderá não ser directa e, em princípio, serão necessárias adaptações na sua utilização, de modo a poder ir de encontro ao método tal como apresentado neste trabalho.

5.12 Considerações finais

É preciso ter presente que os métodos *FMEA/FMECA* não podem ser utilizados com o intuito único de conhecer em absoluto todos os riscos de uma estrutura geotécnica.

De facto, face a todas as incertezas associadas às obras geotécnicas e às próprias limitações do método, este não tem essa capacidade.

No entanto, é inegável o benefício da sua utilização uma vez possibilita que a maior parte, e certamente a mais importante, dos perigos e das vulnerabilidades das obras sejam encontradas, estudadas e sintetizadas e, além disso, indica a maneira de as detectar as suas causas e de controlar os seus efeitos.

Ajuda também à tomada de acções no sentido de mitigar os riscos determinados com base na avaliação, mesmo que preliminar, das respectivas criticalidades.

Refira-se a necessidade de atender ao carácter pró-activo de uma análise de riscos efectuada com recurso ao método da *FMEA/FMECA*. De facto, esta poderá sofrer modificações, ao longo do período de vida da obra em que incide, no sentido de a melhorar ou a actualizar, quer ao nível dos modos de rotura identificados, suas causas e seus efeitos, quer ao nível da sua criticalidade. A reavaliação da análise deve ser efectuada e documentada sempre que:

- i) for conhecida documentação ou informação adicional relevante, anteriormente desconhecida ou negligenciada;
- ii) ocorra uma modificação de determinados aspectos evidenciados através do comportamento da obra;
- iii) forem alteradas as condições de manutenção da obra;
- iv) existirem acontecimentos que comprometam ou alterem determinados aspectos assumidos na análise e;
- v) forem implementadas medidas de mitigação de riscos identificados na análise.

Enquanto método de análise de riscos a *FMEA* pode ser considerada como precursora para análises de árvore de falhas e para análises de árvores de eventos mais completas e detalhadas.

Pode iniciar-se uma análise de riscos a um sistema efectuando uma *FMEA* através de um método de análise qualitativo, para obter uma visão global do sistema, das suas componentes, das suas funcionalidades, da forma como estas se interrelacionam e dos seus modos potenciais de rotura, seus efeitos e as suas respectivas causas. Adicionalmente, a avaliação da criticalidade (*FMECA*) permite ordenar por perigosidade os modos de rotura das componentes do sistema e por sua vez conhecer os efeitos finais associados aos modos críticos.

Nessa situação, pode, por exemplo, ser integrada na análise de riscos da obra uma *análise por árvore de falhas (FTA)* – método descrito no Capítulo 6 – para um estudo mais detalhado de um determinado efeito final, responsável pela elevada criticalidade de um modo de rotura particular, e que por sua vez pode ser originado também por outros modos de rotura de diferentes componentes. Interessa, pois, analisar através da *FTA* quais as ligações lógicas entre esses modos de rotura que conduzem à efectivação desse efeito final.

Capítulo 6

Análise por árvore de falhas (*FTA*)

São apresentados os aspectos relevantes para levar a cabo uma análise de riscos através da *FTA* (*Fault Tree Analysis*). Referem-se os passos para a sua utilização na avaliação da fiabilidade de estruturas geotécnicas.

Existe disponível uma extensa literatura sobre a *FTA*, incluindo livros específicos e uma série de guias de aplicação (*e.g.*, [70] e [93]). Todavia, a principal bibliografia enquadra-se na sua utilização como ferramenta de análise da segurança de sistemas de engenharia, tais como, de lançamento de mísseis, de processos associados à indústria química, de centrais nucleares e de componentes de computadores. Os fundamentos teóricos estão bastante desenvolvidos e os princípios do método são largamente conhecidos e aceites a nível internacional.

Ao longo desta secção são apresentados e definidos elementos específicos que estão intrinsecamente relacionados com a terminologia utilizada nas *FTA*'s. No entanto, pretende-se adaptar os seus mecanismos padronizados para a Engenharia Geotécnica.

Assim, no § 6.1 é efectuado um enquadramento histórico da *FTA*. No § 6.2 são apresentadas as características gerais do método. Nos § 6.3 e 6.4 são abordados, respectivamente, a sua aplicabilidade em Geotecnia e os seus objectivos principais bem como os seus resultados mais típicos. No § 6.5 são apresentados os elementos que permitem a construção da parte gráfica do método –a árvore de falhas– bem como a sua simbologia. No § 6.6 é descrito o procedimento para a construção da árvore de falhas, referindo-se as suas etapas e um conjunto de regras de base. No § 6.7 é apresentado um exemplo ilustrativo de uma árvore de falhas para modelar a rotura de um muro de suporte. No § 6.8 é referida a análise (qualitativa e quantitativa) da árvore de falhas. No § 6.9 é indicado o modo como a *FTA* se pode articular com uma gestão de riscos. Por último, no § 6.10 são indicadas as principais vantagens e desvantagens da *FTA*.

6.1 Origens do método

A *FTA* foi desenvolvida em 1961 por *H.A. Watson* dos laboratórios da companhia telefónica americana *Bell*. A técnica surgiu da necessidade em avaliar a fiabilidade de um sistema complexo associado ao controlo de lançamento de mísseis guiados e de alcance intercontinental. Posteriormente, a indústria aeroespacial reconheceu o valor da *FTA* e começou a utiliza-la no dimensionamento de aviões.

A necessidade de conhecer a fiabilidade e segurança de sistemas complexos contribuiu para um desenvolvimento continuado e rápido da *FTA*. A indústria da energia nuclear foi, provavelmente, a que mais contribuiu para melhorar os fundamentos teóricos do método. Foi pioneira no desenvolvimento

de novos algoritmos para avaliação das árvores de falhas, juntamente com *softwares* que utilizavam esses algoritmos [94].

Com os avanços das capacidades de processamento dos computadores pessoais e o desenvolvimento da utilização de interfaces gráficas, a construção e avaliação de modelos de árvores de falhas tornou a utilização da *FTA* um meio eficiente e eficaz de realizar, desenvolver, documentar e organizar análises de fiabilidade de sistemas.

Actualmente, os modelos de árvores de falhas são parte integrante de programas de avaliação e gestão de riscos em sistemas nas mais diversas áreas. Para além das anteriormente referidas a *FTA* tem sido adoptada pelas mais diversas indústrias onde se podem referir, entre outros, a indústria automóvel, a indústria dos transportes ferroviários e a indústria robótica.

6.2 Características gerais

Através de uma abordagem *dedutiva* a *FTA* funciona do geral para o particular. Numa etapa inicial é designado um evento específico a analisar e a partir desse ponto procede-se à determinação das combinações lógicas dos seus contribuidores específicos e dos estados concretos do sistema que lhes estão associados.

É uma técnica de análise que modela as relações lógicas entre falhas de equipamentos, erros humanos e eventos externos ao sistema e a forma como se podem combinar para causarem acidentes específicos que se pretendam estudar [95].

Nesse sentido a *FTA* possui três atributos fundamentais: (i) tem uma componente gráfica; (ii) provê um conhecimento qualitativo das vulnerabilidades do sistema; e (iii) pode ser utilizado quantitativamente no sentido de averiguar a fiabilidade do sistema.

A *FTA* é um processo de análise cuja componente essencial é a *árvore de falhas*. A árvore de falhas é uma representação gráfica da ocorrência (ou não ocorrência) de um conjunto de eventos que, conjugados de uma determinada maneira lógica, originam a ocorrência do evento indesejado seleccionado – o *evento de topo* (designado assim por estar localizado no topo de uma árvore de falhas particular).

Como resultado, a árvore de falhas traduz a interferência entre as roturas das componentes de um sistema numa forma fácil de manejar e inteligível. No § 6.5 são indicados os elementos e a simbologia habitualmente utilizada na construção das árvores de falhas. Para introduzir o seu aspecto gráfico apresenta-se na Figura 6.1 um exemplo simples, de carácter geral.

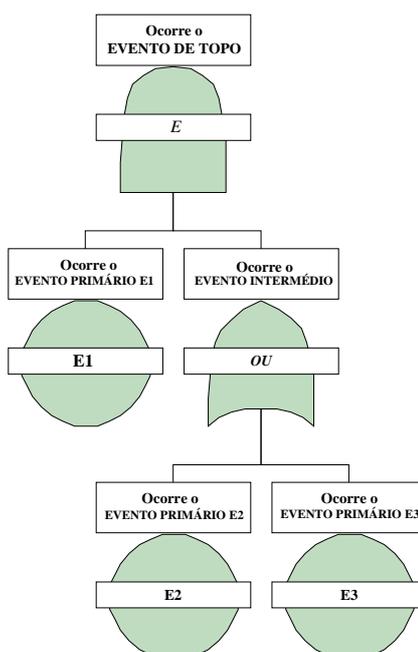


Figura 6.1 – Aspecto gráfico de uma árvore de falhas simples

A árvore de falhas funciona através de uma lógica retrogradada, ou seja, “de trás para a frente”. Conhecido o *evento de topo* retrocede-se progressivamente de maneira a perceber quais os seus eventos originadores (*eventos primários*). Utilizando operadores lógicos do tipo *E*, *OU* ou *NEGAÇÃO* vão sendo registradas as combinações e interações entre a ocorrência desses eventos, e de estados intermédios (*eventos intermédios*), que conduzem ao evento de topo. Em termos gráficos o desenvolvimento da árvore de falhas processa-se, tipicamente, na vertical, de cima para baixo.

O segundo atributo do método refere-se à sua capacidade de, através de uma técnica qualitativa, desenvolver a compreensão dos modos potenciais de rotura do sistema. A sua listagem constitui o resultado mais básico da *FTA*. À medida que aumenta o número das componentes, ou a complexidade das suas funcionalidades, é cada vez mais difícil a identificação das vulnerabilidades do sistema. O método permite o desenvolvimento de uma sensibilidade acerca das roturas das componentes que podem influenciar mais significativamente a rotura do sistema. No § 6.8.1 desenvolve-se com maior detalhe os aspectos associados à análise qualitativa das árvores de falhas.

O último atributo está associado ao facto de a árvore de falhas ser apropriada para quantificar a probabilidade do evento de topo e assim ter uma percepção da fiabilidade e operacionalidade de determinados aspectos do sistema.

Quando aplicada qualitativamente, uma árvore de falhas não constitui informação suficiente para permitir efectuar uma análise da fiabilidade de um sistema. Para tal, deve ser utilizada em conjunto com estimativas probabilísticas da ocorrência dos eventos primários [96].

Adicionalmente, o método permite determinar as principais vulnerabilidades do sistema e qual a importância relativa dos eventos primários para a ocorrência do evento de topo. No § 6.8.2 este assunto é tratado mais pormenorizadamente.

6.3 Aplicabilidade em Geotecnia

Na área da Engenharia Civil, principalmente nas disciplinas de estruturas e de hidráulica, têm surgido alguns trabalhos que recorrem à *FTA* para análise da fiabilidade em obras de Engenharia Civil. Por exemplo, em [97] é apresentada uma análise por árvore de falhas para determinação da probabilidade de rotura de uma ponte, devido às forças erosivas, provocadas pela corrente em leitos de rios, capazes de “descalçar” a base de pilares ou de encontros.

Na disciplina de Geotecnia os casos de estudo com *FTA*'s são muito escassos e pouco variados. Com este trabalho pretende-se enquadrar a sua utilização aos mais variados tipos de obras geotécnicas, nomeadamente, barragens de aterro, túneis, fundações e estruturas de suporte, mostrando as potencialidades do método como ferramenta de auxílio para melhoria da avaliação da fiabilidade das obras.

Na engenharia de barragens pode ter, à semelhança dos métodos *FMEA*, *FMECA* e *ETA*, uma aplicação em fases diversas e no âmbito dos vários subsistemas que compõem a barragem, incluindo os mais complexos [24].

Este método permite analisar combinações de eventos que conduzem a um evento desfavorável em análise, o que o torna particularmente adequado para o tratamento de acidentes de grande escala que, frequentemente, resultam de um conjunto de eventos que individualmente não teriam capacidade para originar o acidente em causa.

6.4 Objectivos principais e resultados típicos

Numa análise por árvore de falhas tenta-se desenvolver uma descrição da efectivação do *evento de topo*, em termos da ocorrência de outros eventos (intermédios). Os *eventos intermédios* são sucessivamente decompostos até que, no maior grau de detalhe possível ou desejável, são atingidos os *eventos primários*, os quais correspondem, usualmente, a causas iniciadoras (*root causes*) de modos potenciais de rotura de componentes básicas do sistema.

A sua utilização permite averiguar a probabilidade de rotura do sistema (evento de topo), para comparar alternativas de dimensionamento, para identificar os eventos críticos que contribuem de forma significativa para a ocorrência do evento de topo, e para determinar a sensibilidade da probabilidade de rotura do evento de topo relativamente aos vários eventos primários contribuidores.

Após a efectivação da rotura do sistema, a árvore de falhas é útil, quando previamente efectuada, na investigação da maneira como diversos factores se podem ter relacionado para originar essa rotura. Por um lado, pode obter-se uma percepção geral da sequência desencadeada por eventos que se sabe à partida terem ocorrido. Por outro lado, o conhecimento da não ocorrência de certos eventos pode colocar a descoberto os ramos da árvore que originaram o evento de topo (ver Figura 6.2). Neste exemplo, a certeza da não ocorrência de E2 implica que o evento de topo ocorreu porque ocorreram os eventos E1 e E3.

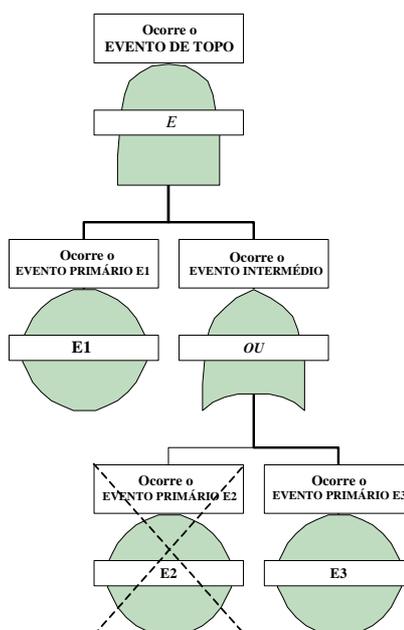


Figura 6.2 – Exemplo para o processo de identificação do caminho que conduziu à ocorrência do evento de topo

6.5 Elementos e simbologia das árvores de falhas

Neste sub capítulo são descritos os elementos úteis para construir as árvores de falhas. Adicionalmente, para que sejam facilmente identificados, é apresentada a simbologia utilizada em cada um desses elementos.

6.5.1 Evento de topo e eventos intermédios

Para realização de uma *FTA* existe uma etapa importante e fundamental que corresponde à definição do *evento de topo*. Nessa etapa devem ser considerados alguns aspectos relacionados com:

- i) as condições que definem uma perda de funcionalidade ou o colapso do sistema (quer seja de prover uma adequada impermeabilização de um túnel ou de garantir suficiente capacidade de suporte de uma estaca); e
- ii) as situações a que o sistema vai estar sujeito (sísmicas, inundação ou condições normais de serviço).

De uma maneira geral, um sistema de engenharia pode ter mais do que um evento de topo [98]. Por exemplo, uma barragem de terra pode ter, para propósitos de avaliação da sua fiabilidade, entre outros, os seguintes eventos de topo: perda de retenção da albufeira, onda de inundação, perda de folga ou exsurgências no pé de jusante, e cada uma desses eventos pode ocorrer para diferentes condições externas, o que torna vasto o número de possíveis eventos de topo a estudar.

Os *eventos intermédios* constituem os elos de ligação entre os eventos primários e o evento de topo. Assim, cada evento intermédio pode corresponder a um contribuidor imediato do evento de topo, ou, inclusivamente, de outro evento intermédio sobrejacente.

Os eventos intermédios podem corresponder, tanto a modos de rotura de subsistemas, como a determinados estados específicos do sistema (*e.g.*, valores concretos das variáveis de estado do sistema) que, conjugados de um certo modo, podem contribuir para que ocorra o evento de topo.

Por exemplo, a rotura de um talude de montante de uma barragem de aterro, por acção sísmica, pode ocorrer para determinados valores da cota nível de água da albufeira. Para tal, pode-se estabelecer, numa etapa apropriada da construção da árvore, eventos intermédios onde são atribuídos valores específicos do nível de água. As sequências de eventos que derivam dessas ramificações passam a ser consideradas com as condições estabelecidas nessa etapa.

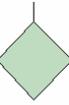
O *evento de topo* é facilmente identificado uma vez que é apresentado sempre no cimo da árvore de falhas. A simbologia utilizada para a sua representação, assim como para a dos eventos intermédios, corresponde a um rectângulo, imediatamente acima de um operador lógico (referidos no § 6.5.3), e onde no seu interior é indicada a descrição do evento (ver Figura 6.1).

6.5.2 Eventos primários

Um evento primário corresponde ao nível mais baixo de resolução que é possível obter numa árvore de falhas. Trata-se de um evento que não é decomposto mais na análise, ou porque não existe informação suficiente para tal, ou porque as suas consequências são limitadas e pouco relevantes ou porque se trata de uma causa iniciadora. Caso se pretenda efectuar uma análise quantitativa é necessário conhecer a probabilidade de ocorrência dos eventos primários.

Existem, principalmente, quatro tipos de eventos primários: os *eventos básicos*, os *eventos por desenvolver*, os *eventos condicionadores* e os *eventos de activação*. Na Tabela 6.1 são apresentados os símbolos, normalmente utilizados para representar esses tipos de eventos primários. Para facilitar a avaliação (qualitativa ou quantitativa) da árvore de falhas é útil que os eventos primários sejam perfeitamente identificados. Assim, é usual introduzir um rectângulo no interior e outro acima do seu símbolo para indicar, respectivamente, a designação e a descrição do evento (ver Figura 6.1).

Tabela 6.1 – Simbologia associada aos eventos primários

Evento	Símbolo	Descrição
<i>Básico</i>		Evento que não necessita de mais desenvolvimento porque constitui o início fenomenológico de um modo de rotura de uma componente básica do sistema. É o nível mais inferior dos ramos das árvores de falhas.
<i>Por Desenvolver</i>		Um evento por desenvolver é utilizado se a resolução desse evento não melhorar a compreensão do problema, ou caso não seja necessário para uma avaliação apropriada da árvore de falhas, ou porque não estão disponíveis dados suficientes para prolongar a sua ramificação. Trata-se de um evento similar ao evento básico, no entanto, a sua representação é distinta para indicar que poderá vir a ser desenvolvido no futuro.
<i>Condicionante</i>		Condições ou restrições específicas que podem ser aplicadas a qualquer um dos operadores lógicos. Para que as suas entradas (<i>inputs</i>) ocorram é necessário que a condição imposta seja verificada.
<i>De Activação</i>		A ocorrência deste evento altera as condições de operação do sistema. O evento pode ser activado ou desactivado. Quando o evento é activado presume-se que o evento ocorreu e a sua probabilidade passa a ser 1. Quando o evento é desactivado o evento não ocorreu e, portanto, a sua probabilidade passa a ser 0. Numa análise qualitativa comporta-se como um evento básico.

6.5.3 Portas lógicas (ou operadores lógicos)

Uma porta lógica define a relação de um evento de saída (*output*) com eventos de entrada (*inputs*). Nas árvores de falhas, em geral, os *inputs* e o *output* de uma porta lógica são representados, respectivamente, abaixo e acima do símbolo desse operador. Poderão existir vários *inputs* que concorrem a uma porta lógica, porém desta apenas pode resultar um *output*.

Indicam o fluxo lógico que decorre das relações entre os eventos primários e o evento de topo, passando pelas interferências originadas pelos eventos intermédios.

A árvore de falhas envolve, numa visão redutora, principalmente três possibilidades lógicas:

- i) o operador *E*, em que é necessário que todos os *inputs* ocorram para que ocorra o *output*;
- ii) o operador *OU*, em que a ocorrência de qualquer *input* causa a ocorrência do *output*; e
- iii) o operador *NEGAÇÃO*, em que a não ocorrência de um, e um só, *input* origina a ocorrência do *output*.

A Figura 6.3 apresenta os símbolos normalmente utilizados para representar as portas lógicas *E* e *OU* e também chama à atenção para a sua equivalência no funcionamento de sistemas constituídos por componentes que estão associadas em série ou em paralelo. O operador *E* modela a situação de redundância o que equivale ao funcionamento de componentes em paralelo. O operador *OU* pretende modelar o funcionamento de componentes instaladas em série, e, portanto, qualquer falha causa o evento de topo.

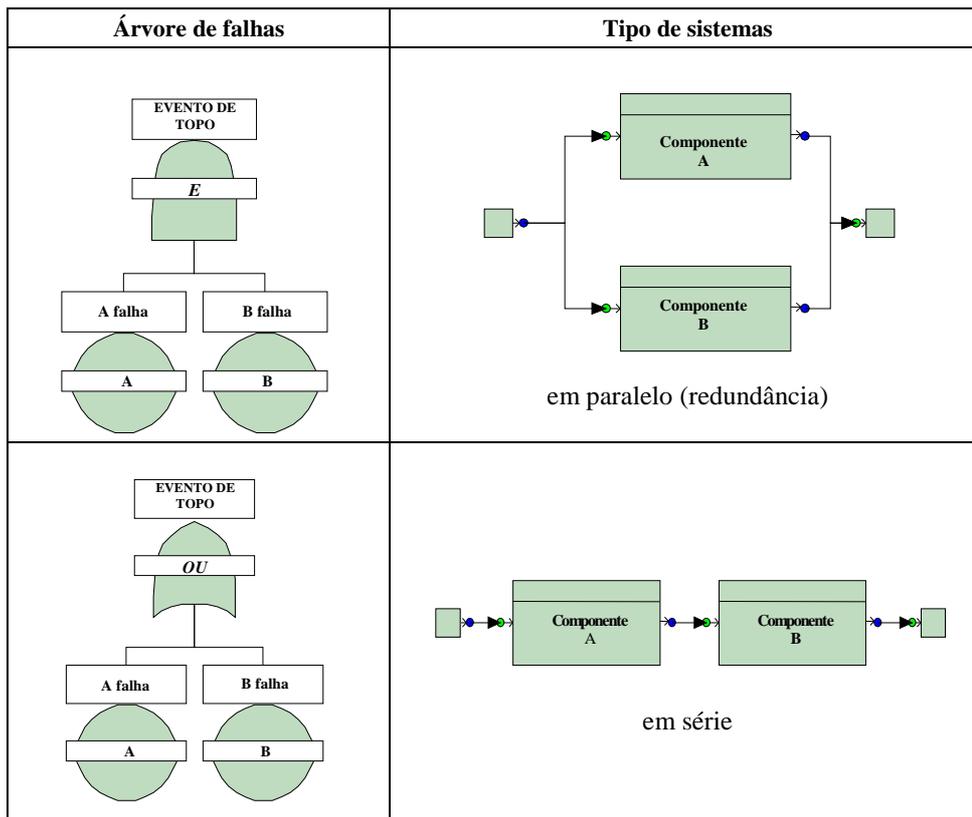


Figura 6.3 – Equivalência dos operadores lógicos *E* e *OU* com os sistemas em série e em paralelo

Em termos probabilísticos o operador *E* envolve multiplicar a probabilidade de ocorrência dos vários *inputs*, por seu lado, a probabilidade de ocorrência do *output* resultante do operador *OU* implica a adição das probabilidades dos seus *inputs* [99]. Por sua vez, a probabilidade de ocorrência do *output* do operador *NEGAÇÃO*, obtém-se considerando o complementar da probabilidade de ocorrência do seu *input*. Mais à frente, quando for referida a análise da árvore de falhas estes assuntos são tratados com maior relevância.

De facto, estes são os operadores lógicos principais e com maior potencial para serem utilizados em sistemas geotécnicos. No entanto, existem variantes destes operadores que podem ser úteis na modelação de situações mais complexas. Na Tabela 6.2 são apresentados todos os operadores que podem ser utilizados nas árvores de falhas.

Tabela 6.2 – Simbologia das portas lógicas utilizadas nas árvores de falhas

Tipo de porta lógica	Símbolo	Descrição
<i>E</i>		Utilizado para indicar que ocorre o <i>output</i> se, e apenas se, ocorrerem todos os eventos de <i>input</i> . O <i>output</i> de uma porta <i>E</i> pode ser o evento de topo ou qualquer evento intermédio. Os eventos de <i>input</i> podem ser eventos básicos, eventos intermédios (<i>outputs</i> de outros operadores), ou uma combinação de ambos. Devem existir pelo menos dois eventos de <i>input</i> numa porta <i>E</i> .
<i>OU</i>		Utilizado para indicar que ocorre o <i>output</i> se, e apenas se, pelo menos ocorrer um dos eventos de <i>input</i> . O <i>output</i> de uma porta <i>OU</i> pode ser o evento de topo ou qualquer evento intermédio. Os eventos de <i>input</i> podem ser eventos básicos, eventos intermédios (<i>outputs</i> de outras portas), ou uma combinação de ambos. Devem existir pelo menos dois eventos de <i>input</i> numa porta <i>OU</i> .
<i>E</i> <i>PRIORITÁRIO</i>		Trata-se de um caso particular da porta <i>E</i> . Este operador é utilizado para indicar que ocorre o <i>output</i> se, e apenas se, todos os eventos de <i>input</i> ocorrerem numa sequência temporal particular. Em geral, essa ordem é a mesma que os eventos de <i>input</i> estão conectados à porta <i>E PRIORITÁRIO</i> , no sentido da esquerda para a direita.
<i>OU</i> <i>EXCLUSIVO</i>		Trata-se de um caso particular da porta <i>OU</i> . Utilizado para indicar que ocorre o <i>output</i> se, e apenas se, ocorrer um de dois eventos de <i>input</i> e o outro não ocorrer. Este operador pode apenas ter dois eventos de <i>input</i> .
<i>RESTRIÇÃO</i>		Trata-se de um caso particular da porta <i>E</i> . Utilizado para indicar que ocorre o <i>output</i> quando ocorrerem os eventos de <i>input</i> e quando uma determinada condição for satisfeita. Para representar essa condição pode acoplar-se um evento <i>condicionante</i> (apresentado na Tabela 6.1)
<i>VOTO</i> <i>m de n</i>		Trata-se de um caso particular da porta <i>OU</i> . Utilizado para indicar que ocorre o <i>output</i> se ocorrerem <i>m</i> de <i>n</i> eventos de <i>input</i> ($m < n$). Não é necessário que os <i>m</i> eventos de <i>input</i> ocorram em simultâneo. Ocorre o <i>output</i> quando ocorrerem, pelo menos, <i>m</i> eventos de <i>input</i> . Quando $m = 1$, então a porta lógica <i>VOTO</i> comporta-se como uma porta <i>OU</i> .
<i>NEGAÇÃO</i>		Utilizado para indicar que se ocorreu o <i>output</i> então não ocorreu o evento de <i>input</i> . A presença deste operador poderá conduzir a árvores não coerentes, em que a não ocorrência de um evento pode originar a ocorrência do evento de topo. Apenas pode existir um evento de <i>input</i> nesta porta lógica.

Adicionalmente, podem ser utilizadas combinações entre alguns desses operadores para criar outros tipos de portas lógicas. Por exemplo, associando o operador *OU* com o operador *NEGAÇÃO* obtém-se um operador conjunto, indicado na Figura 6.4, que pode ser usado para indicar que o seu *output* (evento de topo) ocorre quando não ocorrer qualquer dos seus *inputs* (Eventos Básicos 1 e 2 e o Evento por Desenvolver 1).

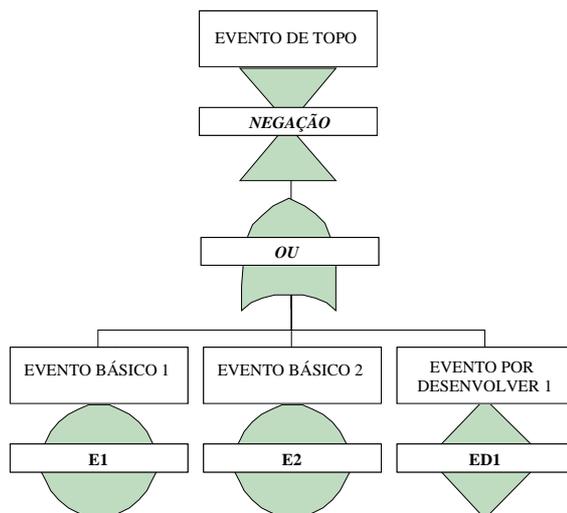


Figura 6.4 – Combinação das portas lógicas *OU* e *NEGAÇÃO*

Para demonstrar as potencialidades de algumas das portas lógicas considere-se o sistema apresentado na Figura 6.5. Trata-se de um pilar de uma estrutura, fundado indirectamente através de um grupo de seis (2x3) estacas. Na secção de encastramento com o maciço de fundação a secção do pilar está sujeita a flexão composta desviada (P_z , M_x e M_y). Os momentos flectores podem alternar de sentido (e.g., devido à acção do vento na superestrutura).

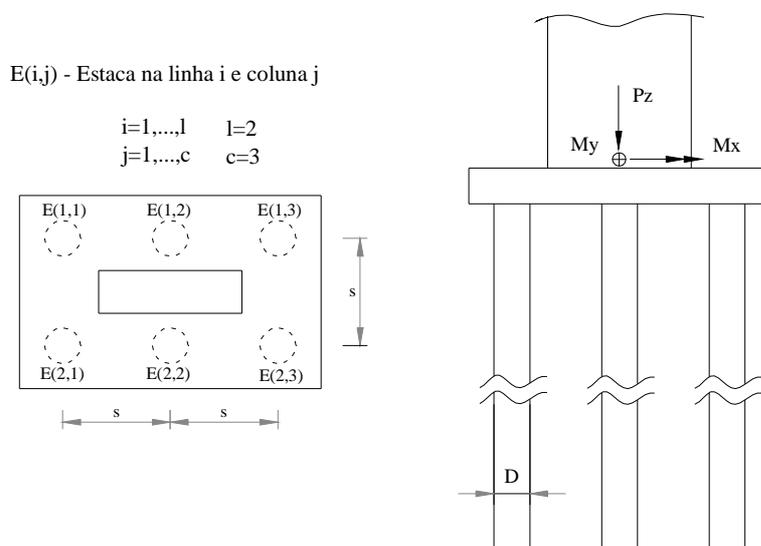


Figura 6.5– Fundação de um pilar por um grupo de seis estacas. Planta (à esquerda) e corte transversal (à direita)

A eficiência de um grupo de estacas (η_g), ou seja, a relação entre a capacidade de carga do grupo relativamente ao somatório das capacidades de carga individuais das suas estacas, pode ser calculada pela expressão [100]

$$\eta_g = \frac{2(c+l-2)s+4D}{cl\pi D}, \quad \eta_g \in [0,1] \tag{6.1}$$

em que:

- l – número de estacas numa direcção (linhas);
- c – número de estacas na outra direcção ortogonal (colunas);
- s – afastamento entre estacas; e
- D – diâmetro das estacas.

Admita-se que o grupo de estacas em análise foi dimensionado, conservativamente, com uma eficiência reduzida.

Face a possíveis deficiências construtivas, algumas estacas podem ficar danificadas, de tal modo que a sua utilização fique inviabilizada.

Após um estudo da capacidade de carga do grupo, relativamente às acções a que pode estar sujeito, o projectista admite que das seis estacas que compõem o grupo, duas podem não ser utilizadas ($A = E(i_A, j_A)$ e $B = E(i_B, j_B)$), mas com a condição adicional de não poderem estar localizadas no mesmo alinhamento (dado o carácter alternante das cargas). Caso contrário, ou seja, se $i_A = i_B$ ou $j_A = j_B$, ocorre a rotura do grupo de estacas por incapacidade de carga resistente do solo.

Na Figura 6.6 apresenta-se a árvore de falhas para modelar essa situação. Salienta-se a utilização das portas lógicas *RESTRIÇÃO* (associada com um evento condicionante) e *VOTO*.

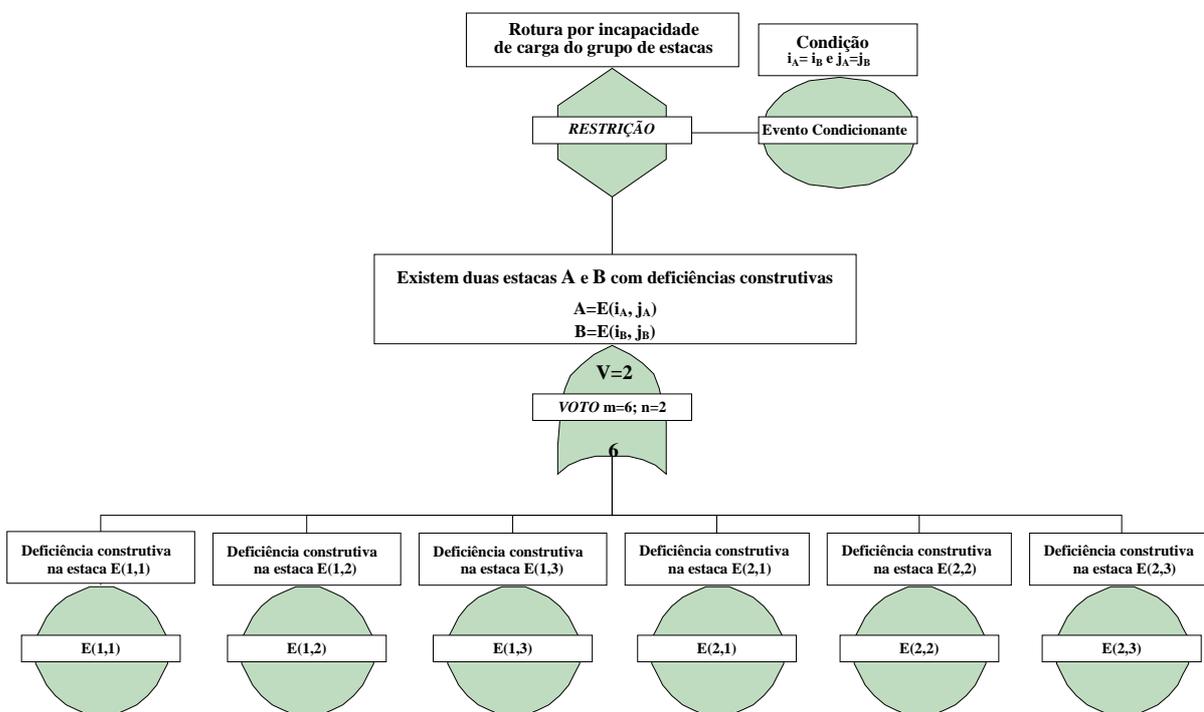


Figura 6.6 – Árvore de falhas com portas lógicas *RESTRIÇÃO* e *VOTO* (sistema da Figura 6.5)

6.5.4 Elementos de transferência

Um elemento de transferência é utilizado para ligar áreas separadas de uma árvore de falhas. Existem principalmente duas possíveis aplicações para os elementos de transferência.

Em primeiro, uma árvore de falhas completa poderá não se ajustar facilmente numa única folha de papel (ou porque se pretende manter as árvores individuais com uma dimensão suficientemente reduzida para que sejam mais fáceis de visualizar e organizar).

Em segundo, um determinado ramo da árvore de falhas pode ser utilizado em diferentes zonas da mesma árvore. Através da utilização dos *elementos de transferência* pode, primeiramente, definir-se essa estrutura e posteriormente introduzi-la em diferentes ramificações da árvore de falhas. Dessa forma diminui-se a dimensão da árvore de falhas tornando-a mais inteligível.

Para utilizar os *elementos de transferência* insere-se um *elemento de transferência INTERIOR* na árvore de falhas, que se encadeia a um *elemento de transferência EXTERIOR*, que representa o evento de topo de outra árvore de falhas (secundária). Para que essa ligação seja facilmente visualizada, deverá ser atribuída a mesma designação aos elementos de transferência correspondentes, quer na árvore de falhas principal quer nas árvores de falhas secundárias (pertencentes à principal mas apresentadas noutro lado). Na Tabela 6.3 apresentam-se os símbolos utilizados para a sua representação.

Tabela 6.3 – Simbologia dos elementos de transferência utilizados nas árvores de falhas

Elemento de Transferência	Símbolo	Descrição
INTERIOR		Indica que esse ramo da árvore de falhas está desenvolvido no <i>elemento de transferência EXTERIOR</i> correspondente (<i>e.g.</i> , noutra página).
EXTERIOR		Indica que esta porção da árvore de falhas deve ser anexada ao correspondente <i>elemento de transferência INTERIOR</i> .

6.6 Processo de construção da árvore de falhas

Neste ponto indicam-se as etapas fundamentais envolvidas no processo de construção de uma árvore de falhas. Essas etapas passam pela definição do sistema, das condições externas e do evento de topo, da escolha dos eventos e da selecção das portas lógicas a utilizar, assim como de outros passos auxiliares que permitam que o modelo da árvore de falhas seja o mais exacto possível. São também indicadas actividades complementares e regras de base que permitem tornar mais fácil a execução dessas etapas.

6.6.1 Etapas

A construção de uma árvore de falhas envolve quatro etapas principais:

- 1 – *Definição do sistema* (fronteiras físicas e interferências funcionais);
- 2 – *Definição das condições de operacionalidade do sistema* (condições externas iniciais e fronteiras analíticas);
- 3 – *Seleção do evento de topo*;
- 4 – *Investigação de cada ramo em níveis sucessivos de detalhe*;
 - 4.1 – *Identificar os eventos imediatos, necessários e suficientes do evento de topo*;
 - 4.2 – *Identificar os eventos imediatos, necessários e suficientes dos eventos intermédios*;
 - 4.3 – *Passar para o nível de detalhe seguinte e repetir 4.2 até que todos os eventos na extremidade dos ramos da árvore sejam eventos primários*;
- 5 – *Documentar os sucessivos ramos*.

Na Figura 6.7 apresenta-se um esquema relativo às etapas necessárias para levar a cabo o processo de construção de uma árvore de falhas.

De seguida passa-se a descrever com maior detalhe cada uma dessas etapas.

1 – Definição do sistema. Trata-se de uma etapa preliminar, comum a qualquer método de análise de riscos. No âmbito da *FTA* o sistema é entendido como toda a parte física que influencie a ocorrência do evento de topo.

Uma vez que as árvores de falhas são representações lógicas de cadeias de eventos, o sistema em análise deve ser definido de modo muito preciso. Na realidade, a definição do sistema é, provavelmente, a parte mais difícil na construção da árvore de falhas. Após o analista ter a perfeita percepção do funcionamento do sistema, nomeadamente, das interacções e interligações entre as suas componentes e subsistemas, a modelação da árvore de falhas, para um modo de rotura do sistema em concreto, torna-se um processo mais simples, já que os princípios envolvidos na sua construção são bastante básicos.

Tal como referido na *FMEA*, no § 5.6.1, um sistema pode ser subdividido em sistemas principais, que por sua vez podem ser decompostos em subsistemas e em componentes básicas em função da sua funcionalidade. Assim, caso a *FTA* seja executada posteriormente à condução de uma *FMEA* todo o sistema encontra-se previamente estudado.

Porém, no caso de uma *FTA* ser efectuada isoladamente não é absolutamente necessário, embora aconselhável, efectuar uma descrição tão detalhada do sistema como aquela que deve ser efectuada quando se realiza uma *FMEA* a todo o sistema.

Para avaliar as *interfaces funcionais* entre os elementos do sistema podem ser realizados *FBD* (ver Figura 5.4, § 5.6.2) aos subsistemas em interesse para a análise a efectuar. As análises por árvore de falhas focam-se nos modos como o sistema geotécnico pode falhar, ou seja, nas maneiras em que não consegue cumprir a função para a qual foi planeado e projectado. A definição dessa função é um passo relevante para a análise.

2 – *Definição das condições de operação do sistema*. Para desenvolver uma árvore de falhas para um sistema é necessário introduzir as condições específicas a que o sistema está sujeito durante o seu período de funcionamento. Para a correcta definição das condições de operação do sistema é necessário identificar, primeiramente: i) as *condições externas*; e ii) as *fronteiras analíticas*.

Com as *condições externas* pretende-se estabelecer, por um lado, as acções a que as componentes do sistema vão estar expostas, nomeadamente, temperaturas, forças, pressões ou deslocamentos impostos e, por outro lado, as variáveis de estado do sistema e qual a sua possível evolução, tais como, o nível de água numa albufeira de uma barragem ou a posição de cada nível do terreno nas várias fases construtivas de uma escavação com recurso a uma cortina multi-ancorada.

Conceptualmente, as análises por árvores de falhas podem incluir todos os eventos e condições possíveis que possam produzir um tipo específico de problema no sistema. Porém, não é prático incluir todos os possíveis contribuidores. Na maioria das análises podem definir-se *fronteiras analíticas* que permitem, por um lado, limitar o nível de resolução da análise, por outro, excluir de forma explícita da análise certos tipos de eventos (tais como a sabotagem ou determinados erros humanos).

Dependendo da natureza das várias condições de operacionalidade, o analista poderá desenvolver diferentes modelos lógicos para o sistema. Por exemplo, a lógica utilizada numa árvore de falhas, para analisar uma rotura de um sistema associado a uma barragem e sua zona de influência, durante as condições de serviço, poderá não ser adequada para modelar os modos potenciais de rotura do sistema durante as condições de actuação sísmica.

De maneira a serem adaptadas às condições de operacionalidade do sistema, podem ser desenvolvidas diferentes árvores de falhas para avaliar a sua fiabilidade. Por vezes, é suficiente modificar e ajustar uma árvore de falhas para gerar, a partir dessa, outra que vá de encontro a novas condições de operacionalidade.

3 – *Seleção do Evento de Topo*. Uma árvore de falhas inicia-se com a escolha de um evento de topo que constitui um modo de rotura particular do sistema.

Uma vez que uma análise por árvore de falhas é um método focado na apreciação de um risco em particular, deve ser enunciado, de forma clara e inequívoca, o problema em análise. O evento de topo

deve ser definido de modo a poderem ser respondidas as seguintes questões: a) *o que acontece?*; b) *onde?*; e c) *quando?*

Na Figura 6.8 apresentam-se as forças envolvidas na formação do mecanismo de instabilidade vertical numa contenção “tipo *Berlim*”. Neste exemplo, as questões atrás mencionadas seriam dirigidas da seguinte maneira: a) instabilidade vertical de uma estrutura de contenção “tipo *Berlim*”; b) perfis metálicos da estrutura de contenção durante o faseamento construtivo; e c) durante o processo construtivo.

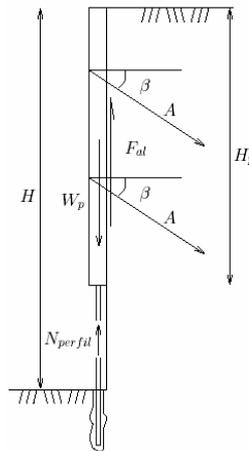


Figura 6.8 – Forças interessando o equilíbrio vertical de paredes de contenção “tipo *Berlim*” durante o seu processo construtivo [101]

Assim, a descrição do *evento de topo* deverá conter os três elementos seguintes: (i) o *objecto*, quer seja o próprio sistema como um todo, ou um elemento específico do sistema, como um subsistema ou uma componente – *e.g.*, perfis metálicos; (ii) a *rotura*, em termos de perda de funcionalidade do objecto – *e.g.*, instabilidade vertical; e (iii) *uma condição específica*, relativa às condições de operação do sistema aquando da ocorrência da rotura do objecto – *e.g.*, processo construtivo.

De facto, a construção da árvore de falhas começa com a selecção do evento de topo. Portanto, este deve ser definido especificamente de maneira que a construção da árvore de falhas satisfaça a função que se pretende que desempenhe na análise de riscos geral.

O evento de topo não pode ser definido de uma forma genérica ou, caso contrário, a árvore de falhas pode atingir proporções desadequadas, ser difícil de gerir e deixar de ser apropriada para o seu objectivo principal. Alternativamente, se o evento de topo for minuciosamente descrito poderá não prover uma visão suficientemente ampla do sistema e da sua fiabilidade. É necessário encontrar um ponto intermédio que satisfaça ambos os requisitos.

4 – *Investigação de cada ramo em níveis sucessivos de detalhe*. O analista desenvolve a árvore de falhas através de um estudo metódico das causas necessárias e suficientes que originem o evento de topo. É aconselhável que essas causas tenham uma característica imediata (não necessariamente eventos primários).

Os dois aspectos mais importantes a ter em consideração na identificação desses eventos imediatos, necessários e suficientes estão relacionados com a resposta às questões (i) *o que poderá ocorrer?* e (ii) *em que circunstâncias?*

O desenvolvimento de cada nível sucessivo da árvore de falhas deve representar todo o universo de possíveis contribuidores, excluindo aqueles que são explicitamente deixados de fora do âmbito da análise.

4.1 – Identificar os eventos imediatos, necessários e suficientes do evento de topo. Após selecção do evento de topo a próxima etapa para construção de uma árvore de falhas passa por um processo iterativo, onde se pretende determinar os eventos ou condições que conduzem ao evento de topo. Este passo envolve dois aspectos fundamentais: (i) a identificação dos *contribuidores mais directos*, ou seja, os eventos ou condições, geralmente correspondentes a categorias principais que se situam nos níveis superiores das árvores de falhas, que de modo mais imediato conduzem ao evento de topo; e (ii) a definição da *estrutura lógica*, ou seja, a relação lógica entre o evento de topo e os seus contribuidores subjacentes. Neste ponto deve ser escolhida qual a porta lógica mais adequada (de entre as representadas na Tabela 6.2).

A investigação dos eventos na parte superior da árvore de falhas deve representar pequenos passos lógicos no sentido de considerar os contribuintes subjacentes ao evento de topo. Porém, deve evitar-se o impulso de efectuar uma transição brusca para detalhes que se adequariam melhor em níveis subsequentes da árvore de falhas. Caso contrário, pode-se ignorar o desenvolvimento de ramos inteiros, que poderiam ter repercussões significativas no resultado final da análise.

4.2 – Identificar os eventos imediatos, necessários e suficientes dos eventos intermédios. Posteriormente à identificação dos eventos imediatos, necessários e suficientes do evento de topo é necessário definir se existem nessa combinação lógica quaisquer eventos primários. Para aqueles que forem considerados como eventos intermédios procede-se a nova discretização do seu nível de detalhe, ramificando-os atendendo aos dois aspectos anteriormente referidos, ou seja, a identificação dos contribuidores mais directos e a escolha da sua estrutura lógica.

4.3 – Passar para o nível de detalhe seguinte e repetir 4.2 até que todos os eventos na extremidade dos ramos da árvore sejam eventos primários. O processo de construção da árvore de falhas continua a ser desenvolvido em sucessivos níveis de detalhe até que o modelo fique completo. Para tal, é necessário que cada ramo da árvore de falhas atinja, na sua extremidade, o nível mais reduzido de resolução que o analista julgar necessário – os eventos primários. O objectivo de cada ramo é o de ser apropriadamente descritivo, razoavelmente exaustivo na série dos possíveis contribuidores considerados, e exclusivo relativamente a outros ramos da árvore de falhas.

5 – Documentar os sucessivos ramos. Sempre que for finalizado um ramo da árvore de falhas deve proceder-se à sua documentação. Devem ser explicitados os motivos subjacentes às escolhas

efectuadas, tanto ao nível dos eventos intermédios e primários como das portas lógicas assumidas. Caso se efectue uma análise quantitativa de riscos (*QRA*) devem ser justificadas as probabilidades de ocorrência atribuídas aos vários eventos primários.

6.6.2 Actividades complementares e regras de base

Para assegurar que o modelo da árvore de falhas é completo e tem uma coerência lógica e rigorosa, deve ser implementado um conjunto de actividades complementares e de regras de base [36]:

- i) sempre que for introduzido um evento na árvore de falhas deve ser descrito e referido qual o seu significado, quando e em que circunstâncias ocorre; este mecanismo deve ser apreendido desde o início da sua construção e efectuado imediatamente após a identificação de cada evento; esta é uma regra vital para permitir verificação do modelo lógico por parte do analista ou de revisores subsequentes;
- ii) cada falha deve ser definida como uma rotura de uma componente ou do sistema; se um evento for classificado como uma rotura de uma componente, este deve ser ligado inferiormente a uma porta *OU* e procurados os modos de rotura da componente;
- iii) se o funcionamento normal de operação (sem falhas) de uma componente propagar uma sequência de falha, deve-se considerar que esta funciona normalmente, e, por conseguinte, anular ou parar a sequência de falha; pelo contrário, se o funcionamento normal de uma componente bloquear uma sequência de falha, a sua propagação apenas continua se ocorrerem falhas adicionais;
- iv) não devem ser seleccionadas somente as causas anteriores directas à ocorrência do evento seleccionado;
- v) previamente ao desenvolvimento do ramo de qualquer dos dados de entrada de um operador lógico, devem ser definidos todos os dados de entrada desse operador;
- vi) os ramos das árvores de falha devem ser desenvolvidos integralmente até ao nível dos eventos primários antes de iniciar o desenvolvimento de outros ramos; e
- vii) os dados dos operadores lógicos devem ser definidos como eventos de falha e não como outro operador.

Para elaboração da árvore de falhas é, também, necessário atender que o sistema deve permanecer coerente, isto é, devem ser observadas as seguintes regras:

- i) a falha de todas as suas componentes conduz necessariamente à rotura do sistema;
- ii) o normal funcionamento de todas as suas componentes assegura o bom funcionamento do sistema;

- iii) sempre que um sistema entra em rotura o facto de se considerar uma nova falha não restabelece o funcionamento do sistema; e
- iv) sempre que um sistema não apresenta rotura a supressão de uma falha não provoca a rotura do sistema.

6.6.3 Dependência de eventos

Até este ponto assumiu-se, implicitamente, que os eventos são independentes e mutuamente exclusivos. No entanto, podem existir diversas dependências entre eventos que interessa contemplar. Essas dependências podem ter uma importância significativa na exactidão do valor da fiabilidade do sistema. As dependências dos eventos tendem a aumentar a verosimilhança de roturas múltiplas e, portanto, a suprimir as redundâncias do sistema.

Para identificar a dependência de eventos devem ser analisadas as sequências de eventos que provoquem falhas múltiplas derivadas da mesma causa ou fonte (*CCF – Common Cause Failures*).

Sempre que forem detectados eventos dependentes (pelo menos os mais significativos), deve modificar-se a árvore de falhas, através da consideração de uma porta *OU* adicional, de modo a incluir, explicitamente, a sua rotura múltipla e a sua causa comum (ver Figura 6.9).

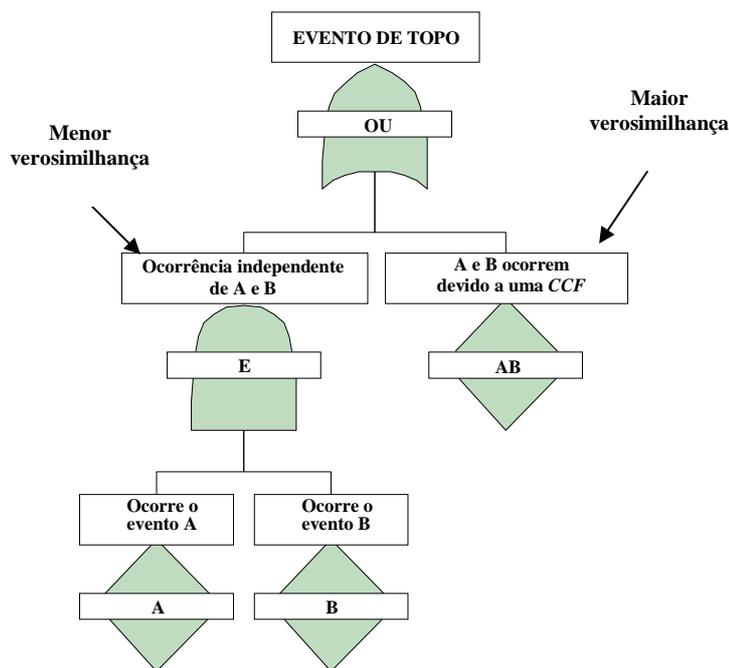


Figura 6.9 – Consideração das CCF na árvore de falhas com redundâncias

Para lidar com o assunto das possíveis dependências entre eventos surgem dois pontos fundamentais que interessa avaliar numa *FTA*:

- i) a identificação das possíveis causas/fontes da dependência dos eventos; e

- ii) a modelação da árvore de falhas de maneira a atender ao seu impacto na ocorrência dos eventos e da probabilidade no evento de topo.

Em Geotecnia existe uma abrangência de factores ou causas para a dependência entre eventos. Estes incluem, por exemplo, o envelhecimento dos materiais, as condições de manutenção e de operacionalidade das obras, e as dependências funcionais ou físicas do sistema ou das suas componentes. Na Figura 6.10 ilustram-se alguns dos tipos de causas/fontes de eventos dependentes.

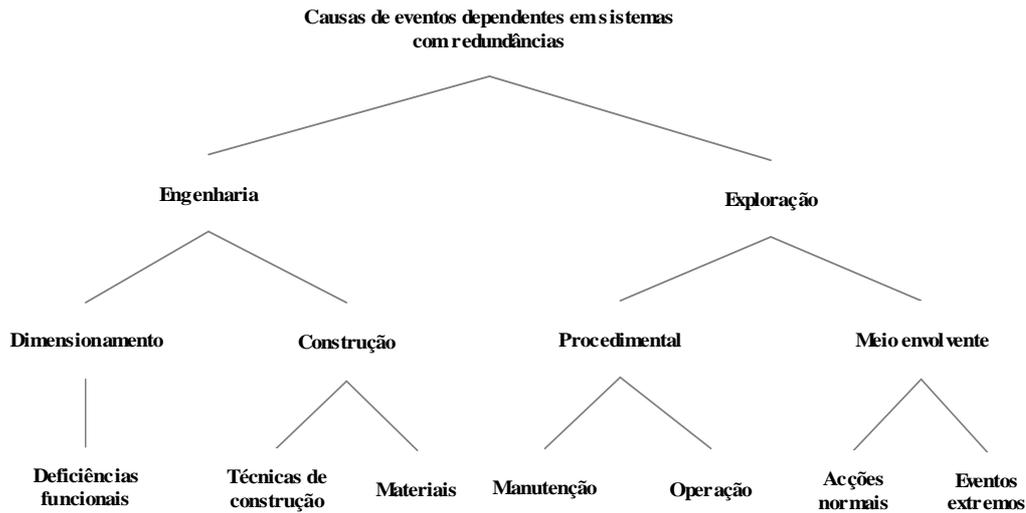


Figura 6.10 – Tipos de causas/fontes de eventos dependentes em sistemas com redundâncias

Os métodos que permitem a modelação das dependências de eventos são função do tipo de dependência e da sua importância no contexto global da análise de riscos. Estes métodos podem incluir: i) explicitamente a modelação do sistema; ou ii) a utilização de análises paramétricas.

A *modelação explícita* envolve o manejo das dependências em árvores de eventos e em árvores de falhas. Por exemplo, em barragens esta abordagem funciona bem para eventos externos que impõem carregamentos totais ou parciais sobre a barragem, como inundações, sismos ou ventos fortes.

Por sua vez, os *métodos paramétricos* têm vindo a ser desenvolvidos como uma extensão dos métodos da avaliação de fiabilidade, mais concretamente, para modelar a ocorrência de eventos dependentes através de uma análise de sensibilidade aos parâmetros de entrada do modelo. Tipicamente, estes métodos permitem estimar parâmetros do modelo para a ocorrência de uma ou duas falhas com eventos dependentes [20].

6.7 Exemplo de uma árvore de falhas para um muro de suporte

De seguida é apresentada uma árvore de falhas para avaliar a fiabilidade de um determinado muro de suporte.

Com este exemplo pretende-se demonstrar as potencialidades do método na modelação de possíveis roturas em sistemas associados a estruturas geotécnicas. Adicionalmente, serve de base para exemplificar alguns aspectos relacionados com análise quantitativa da árvore de falhas (§ 6.8.2), mais concretamente, com a estimação numérica da probabilidade do seu evento de topo.

Considere-se um sistema associado a um muro de suporte de betão armado (peso volúmico, γ_b), representado na Figura 6.11.

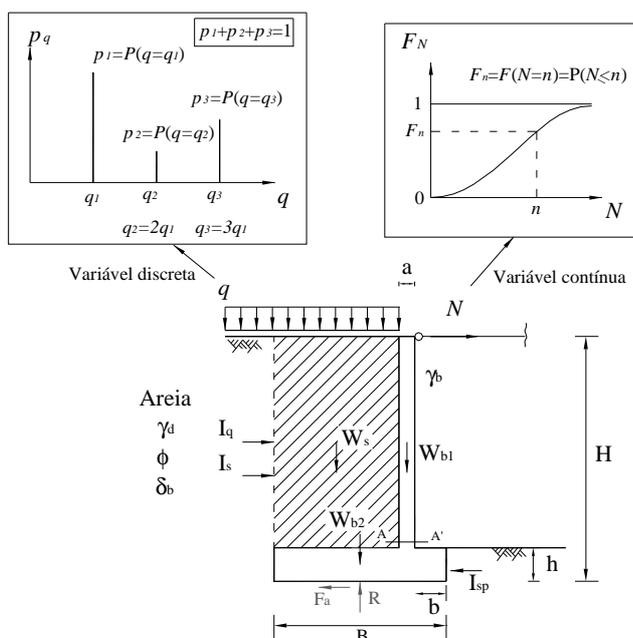


Figura 6.11 – Muro de suporte e suas condições externas

Esse sistema está sujeito a duas acções exteriores variáveis (ver Figura 6.11). A primeira é uma sobrecarga uniforme q aplicada à superfície do terreno no tardoz do muro. Esta acção é descrita por uma variável aleatória discreta com três valores (q_1 , $q_2= 2q_1$ e $q_3= 3q_1$), representada pela *função de probabilidade* p_q . A segunda é uma carga pontual horizontal N aplicada no topo do muro. Esta carga é descrita como uma variável aleatória contínua representada por uma *função de distribuição de probabilidades* F_N .

O material no tardoz e fundação do muro é uma areia incoerente caracterizada por um peso volúmico γ e uma resistência ao corte interna ϕ . A interface entre a base da sapata do muro e a areia é caracterizada por um ângulo de atrito betão/solo δ_b .

Admite-se que uma análise estatística aos resultados de ensaios laboratoriais ao solo revela que a variabilidade das características do solo é reduzida.

Assim, simplificadamente, poderia assumir-se que a variabilidade associada às acções exteriores (q e N) tem maior influência para a ocorrência do evento de topo que a variabilidade associada às propriedades do solo. Nestas circunstâncias pode considerar-se que γ , ϕ e δ_b são grandezas previamente conhecidas.

Considera-se ainda que o muro funciona rigidamente em conjunto com o bloco de solo com dimensões $(B - b - a) \times (H - h)$, indicado a sombreado na figura. Assim, este sistema está sujeito a diversas cargas internas, nomeadamente, o peso próprio do bloco de solo (W_s), o peso próprio do muro (W_{b1} e W_{b2}), o impulso provocado pelo solo (activo I_s e passivo I_{sp}), o impulso originado pela presença da carga exterior q (I_q), a reacção vertical na base da sapata (R) e a força de atrito aí mobilizada (F_a). O cálculo dos impulsos pode ser efectuado atendendo à teoria de *Rankine* (cf. apresentado em [102]).

Para garantir a segurança da estrutura aos estados limites últimos é necessário:

- i) verificar a sua segurança externa, nomeadamente,
 - perda equilíbrio estático do corpo rígido (deslizamento e derrubamento);
 - deformações excessiva na fundação ou insuficiente capacidade de carga na fundação (rotura da fundação); e
- ii) verificar a sua segurança interna, ou seja,
 - rotura interna ou deformações excessiva dos elementos estruturais (associada a flexão ou a corte).

Na Figura 6.12 apresenta-se a árvore de falhas cujo evento de topo pretende modelar a “rotura do muro de suporte”, sob acção das cargas exteriores atrás referidas.

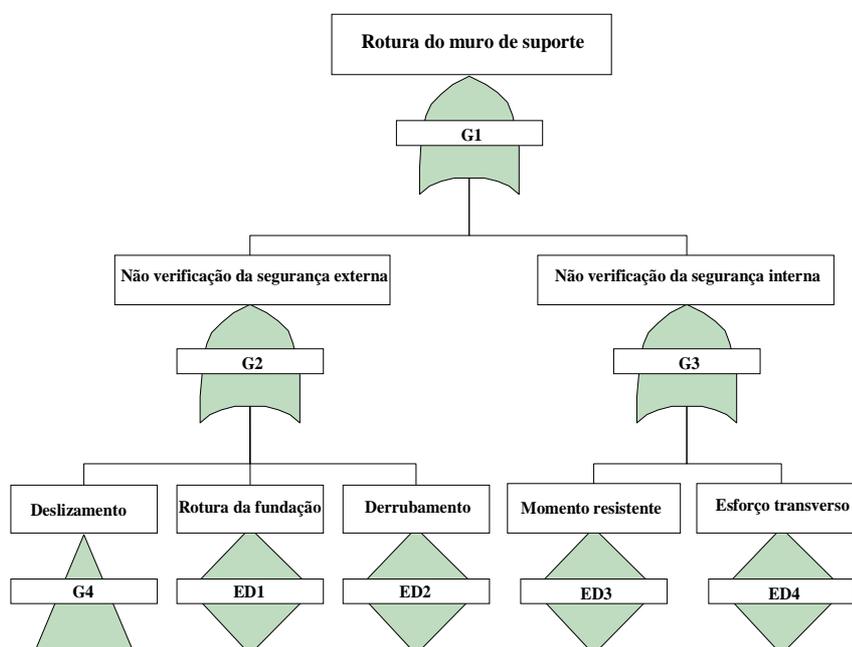


Figura 6.12 – Árvore de falhas para a rotura do muro de suporte representado na Figura 6.11

Por exemplo, na Figura 6.13 apresenta-se a continuação da árvore de falhas da Figura 6.12 (através do elemento de transferência G4). Nesta árvore de falhas secundária é representada a não verificação da segurança ao deslizamento do muro de suporte.

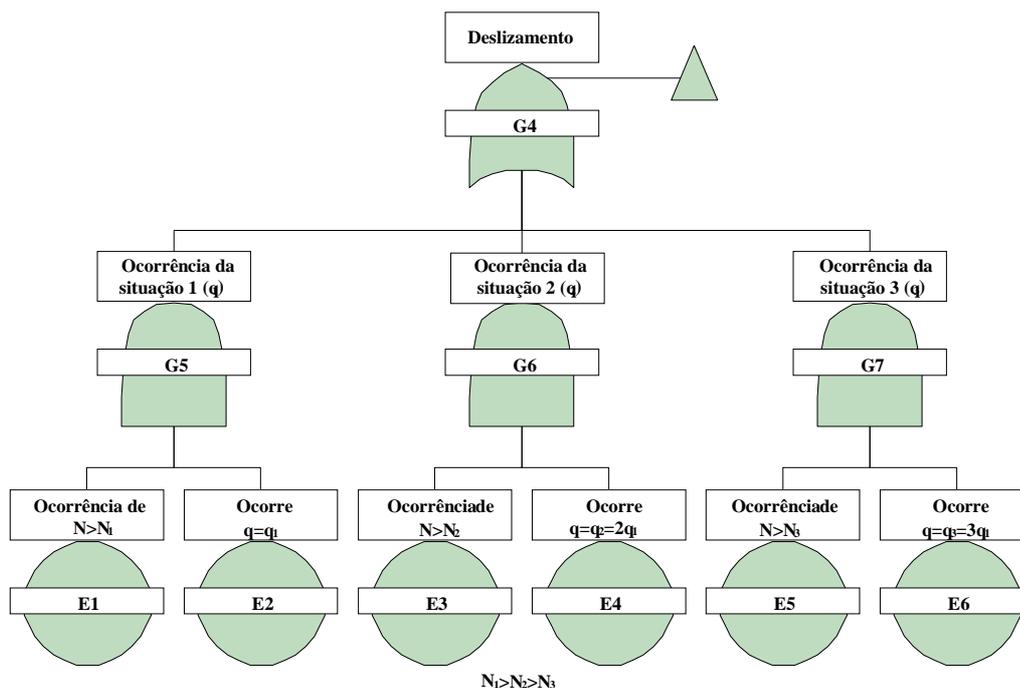


Figura 6.13 – Continuação da árvore de falhas da Figura 6.12 (Elemento de transferência G4)

São consideradas três possíveis situações imediatas, necessárias e suficientes para a ocorrência de G4, correspondentes às diferentes possibilidades para o valor da carga uniforme q . Caso ocorra q_i é necessário que $N \geq N_i$ (com $i= 1,2$ ou 3). Os valores de N_i resultam da verificação da segurança ao deslizamento, isto é

$$N_i + I_s + I_{q_i} \leq F_a + I_{sp} \tag{6.2}$$

$$g(q, N) = N_i + I_s + I_{q_i} - F_a - I_{sp} \leq 0$$

em que $g(q, N)$ corresponde à *função de desempenho* associada à rotura do muro de suporte por deslizamento (definida no § 3.5). Da aplicação da Equação (6.2) resulta $N_1 > N_2 > N_3$.

Podem desenvolver-se as árvores de falhas secundárias para os eventos por desenvolver ED1, ED2, ED3 e ED4 (ver Figura 6.12) e de seguida proceder-se de modo análogo ao efectuado no elemento de transferência G4, mas considerando a inequação que permita verificar a segurança, respectivamente, à rotura da fundação, ao derrubamento e à rotura por insuficiência resistente do momento flector e do esforço transverso no muro.

6.8 Análise das árvores de falhas

Após a construção do modelo da árvore de falhas podem ser efectuadas análises qualitativas e, caso existam dados disponíveis suficientes, quantitativas. Podem ser executadas como parte integrante de uma análise de riscos, onde se pretenda obter a probabilidade de ocorrência de um determinado modo de rotura do sistema. Pode também constituir uma ferramenta para verificar se todas as medidas

possíveis foram efectivamente consideradas para assim prevenir o risco associado a essa rotura considerada.

A análise da árvore de falhas consiste na sua interpretação, a sua compreensão e na atribuição da significância da informação nela inserida.

6.8.1 Análise qualitativa

A análise qualitativa da árvore de falhas visa, por um lado, prover a informação acerca da importância dos eventos primários e, por outro, identificar as combinações de eventos que contribuem para o evento de topo.

O primeiro passo é a conversão da árvore de falhas, que se apresenta num formato gráfico, para uma equação na forma booleana. Para tal, apresentam-se alguns conceitos que permitem a execução dessa operação.

Conjuntos de cortes, conjuntos de cortes supérfluos e conjuntos mínimos de cortes

Um *conjunto de cortes* (*CS - Cut Set*) corresponde a uma colecção de eventos primários, de tal modo, que se ocorrerem então ocorre de certeza o evento de topo.

A transformação da árvore para a forma booleana radica na determinação dos *conjuntos mínimos de cortes* (*MCS - Minimal Cut Sets*). Um *MCS* constitui um conjunto mínimo de eventos primários, ou combinações destes, que, quando ocorrem, originam a ocorrência do evento de topo, ou seja, um conjunto de cortes é considerado mínimo se não puder ser reduzido sem perder o estatuto de conjunto de cortes.

Os *conjuntos de cortes supérfluos* (*Super Sets*) são aqueles conjuntos de cortes que contêm outros como subconjuntos.

Como exemplo considere-se a árvore de falhas muito simples apresentada na Figura 6.1. Esta é constituída pelo evento de topo, três eventos básicos (E_1 , E_2 e E_3) e duas portas lógicas (E e OU).

Se ocorrerem todos os eventos básicos certamente que ocorre o evento de topo. Portanto, um exemplo de um conjunto de cortes é dado por $\{E_1, E_2, E_3\}$. Não é um mínimo conjunto de cortes porque também ocorre o evento de topo se não ocorrer E_2 ou E_3 , ou seja, $\{E_1, E_3\}$ e $\{E_1, E_2\}$ são também conjuntos de cortes. Donde $\{E_1, E_2, E_3\}$ constitui um conjunto de cortes supérfluo desses dois conjuntos que, por sua vez, são conjuntos mínimos de cortes, já que a ocorrência singular dos eventos E_1 , E_2 e E_3 não conduz ao evento de topo.

De facto, estes conjuntos ($\{E1, E2\}$ e $\{E1, E3\}$) são os únicos conjuntos mínimos de cortes da árvore porque é sempre necessário que ocorra E1 para ocorrer o evento de topo. Por este motivo E1 pertence sempre a todos os conjuntos mínimos de cortes.

Tipicamente, as árvores de falhas têm mais do que um MCS. A ocorrência do evento de topo pode, portanto, dever-se a qualquer um dos MCS. Como resultado, a ocorrência do evento de topo pode ser analisada como a união de todos os MCS. A computação das árvores de falhas através da utilização desta abordagem é explicada na sequência. O algoritmo que permite determinar os MCS é baseado na álgebra booleana.

Álgebra booleana

Numa árvore de falhas a ocorrência de um evento primário pode ser representado como uma variável booleana, isto é, uma variável que pode tomar os valores binários de *verdadeiro* (ou 1) ou de *falso* (ou 0). Para melhor entendimento da álgebra booleana apresenta-se, na Tabela 6.4, a equivalência entre a sua notação e aquela utilizada na teoria de conjuntos.

Tabela 6.4 – Analogia dos operadores utilizados para tratar variáveis booleanas com aqueles usados na teoria dos conjuntos

Operadores lógicos	Símbolos Booleanos	Símbolos da teoria de conjuntos
$X E Y$	$X.Y$	$X \cap Y$
$X O U Y$	$X+Y$	$X \cup Y$
NEGAÇÃO de X	X'	\overline{X}

Na Tabela 6.5 apresentam-se algumas das leis da álgebra booleana que permitem determinar e avaliar os MCS.

Tabela 6.5 – Leis da álgebra booleana

Leis	Representação
Comutativas	$X.Y = Y.X$
	$X + Y = Y + X$
Associativas	$X.(Y.Z) = (X.Y).Z$
	$X + (Y + Z) = (X + Y) + Z$
Distributiva	$X.(Y + Z) = X.Y + X.Z$
Inalterabilidade	$X.X = X$
	$X + X = X$
Absorção	$X + X.Y = X$
Complementaridade	$X + X' = \Omega$
	$(X')' = \Omega$
De Morgan	$(X.Y)' = X' + Y'$
	$(X + Y)' = X'.Y'$
Conjunto universal	$\emptyset' = \Omega$

Algoritmo para encontrar os MCS e representação da árvore de falhas reduzida

Uma vez completada a construção gráfica da árvore de falhas, os conjuntos de eventos que originam a ocorrência do evento de topo devem ser identificados – os conjuntos mínimos de cortes (MCS). A identificação desses conjuntos pode ser entendida como a análise qualitativa da árvore de falhas e constitui a primeira etapa para uma avaliação quantitativa mais detalhada. O procedimento para transformar a árvore de uma representação gráfica para uma forma booleana envolve os seguintes pontos:

1. Estabelecer uma equação que represente, numa forma booleana, o evento de topo $T = G$, em que T é o evento de topo e G (de *Gate*) é a porta lógica subjacente ao evento de topo;
2. Expandir, a partir do evento de topo, cada porta lógica nos seus eventos de entrada (*inputs*), substituindo as portas *E*, *OU* e *NEGAÇÃO*, respectivamente, pelo produto (\cdot), pela soma ($+$) e pelo complementar ($\bar{}$) dos seus *inputs*. Analogamente, para os restantes tipos de operadores (variantes dos principais) resolve-se a equação em conformidade com a relação lógica entre os respectivos *inputs*;
3. Continuar a expansão até que todos os eventos intermédios tenham sido substituídos e apenas restem eventos primários na equação;
4. Simplificar a equação através da aplicação das leis da álgebra booleana (Tabela 6.5), eliminando: i) todos os parênteses da expressão; ii) os conjuntos de cortes repetidos; e iii) os conjuntos supérfluos;
5. Identificar na equação os conjuntos mínimos de cortes, isto é, se uma árvore de falhas particular tiver $M_1 \dots M_m$ conjuntos mínimos de cortes então

$$T = M_1 + \dots + M_i + \dots + M_m, i \in [1, m] \quad (6.3)$$

e em que cada conjunto mínimo de cortes M_i pode corresponder à operação booleana (\cdot) de uma determinada sequência de n_i eventos primários

$$M_i = X_{1,i} \cdot X_{2,i} \dots X_{n_i,i} \quad (6.4)$$

onde $X_{j,i}$ representa o j evento primário que pertence ao M_i . Com a designação de *conjunto mínimo de cortes de n-ordem* pretende indicar-se que esse M_i tem n_i eventos primários. Um evento primário $X_{j,i}$ de um M_i pode existir noutro conjunto mínimo de cortes da árvore.

A Equação (6.3) pode agora ser representada graficamente numa *árvore de falhas reduzida*. Nesta forma, o operador lógico subsequente ao evento de topo é sempre um *OU* conectado, no mesmo nível

da árvore, a um número de operadores E (ou eventos primários singulares) que representam os vários conjuntos mínimos de cortes da árvore de falhas original.

Exemplificação da determinação dos MCS

Considere-se a árvore de falhas apresentada na Figura 6.14. Esta descreve a ocorrência do evento de topo, em termos da ocorrência dos seguintes eventos primários: **E1, E2, E3, E4 e E5**.

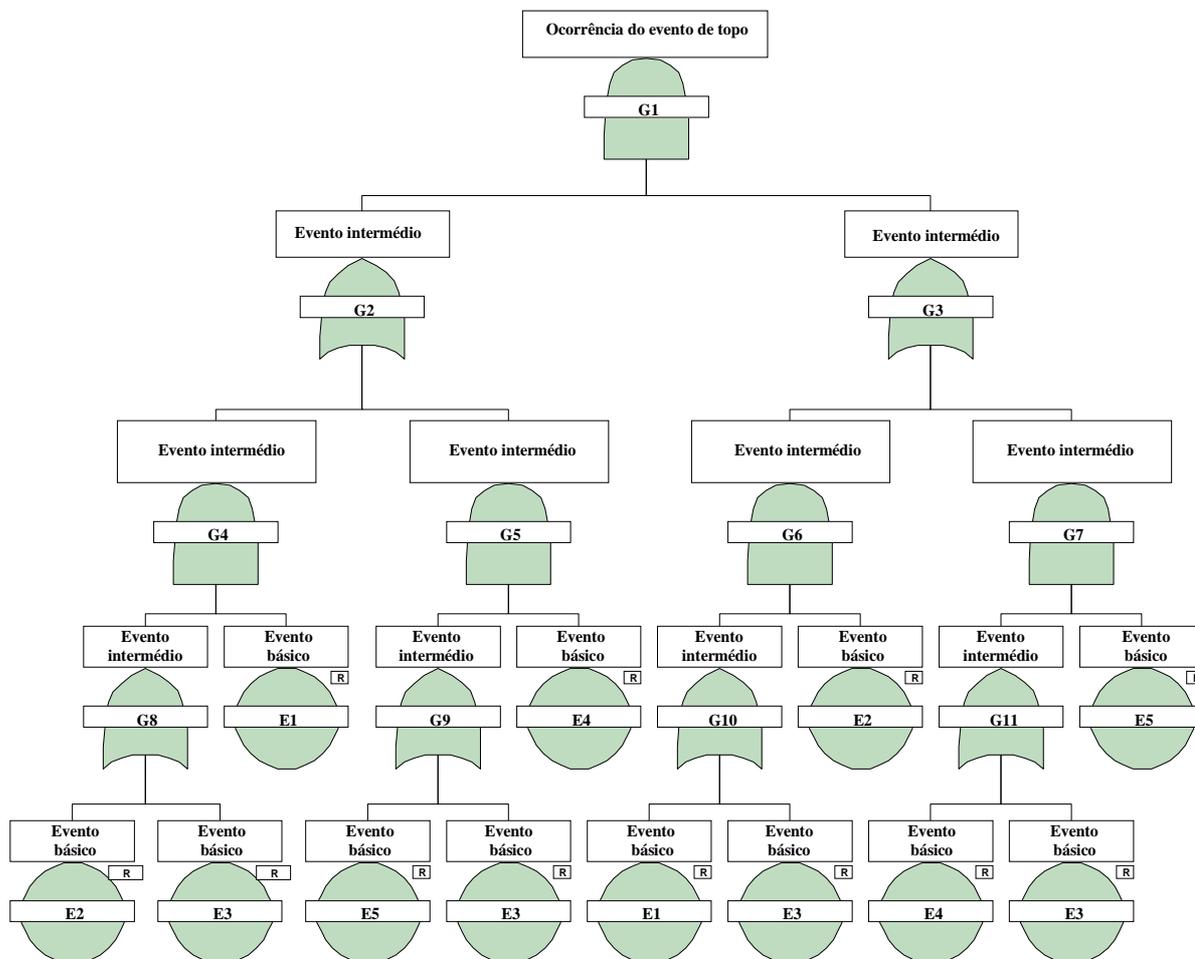


Figura 6.14 – Exemplo de uma árvore de falhas para um sistema redundante

Neste exemplo, para obter os conjuntos mínimos de cortes (*MCS*), tal como indicado na equação (6.3), devem ser seguidos os seguintes passos

$$\begin{aligned}
 T &= G1 = \\
 &= G2.G3 = (G4 + G5).(G6 + G7) = \\
 &= ((G8.E1) + (G9.E4)).((G10.E2) + (G11.E5)) = \\
 &= ((E2 + E3).E1 + (E5 + E3).E4).((E1 + E3).E2 + (E4 + E3).E5) = \\
 &= (E2.E1 + E3.E1 + E5.E4 + E3.E4).(E1.E2 + E3.E2 + E4.E5 + E3.E5) = \\
 &= E2.E1.E1.E2 + E2.E1.E3.E2 + E2.E1.E4.E5 + E2.E1.E3.E5 = \\
 &+ E3.E1.E1.E2 + E3.E1.E3.E2 + E3.E1.E4.E5 + E3.E1.E3.E5 + \\
 &+ E5.E4.E1.E2 + E5.E4.E3.E2 + E5.E4.E4.E5 + E5.E4.E3.E5 + \\
 &+ E3.E4.E1.E2 + E3.E4.E3.E2 + E3.E4.E4.E5 + E3.E4.E3.E5 = \\
 &= E1.E2 + E1.E2.E3 + E1.E2.E4.E5 + E1.E2.E3.E5 + \\
 &+ E1.E2.E3 + E1.E2.E3 + E1.E3.E4.E5 + E1.E3.E5 + \\
 &+ E1.E2.E4.E5 + E2.E3.E4.E5 + E4.E5 + E3.E4.E5 + \\
 &+ E1.E2.E3.E4 + E2.E3.E4 + E3.E4.E5 + E3.E4.E5 = \\
 &= E1.E2 + E2.E3.E4 + E4.E5 + E1.E3.E5
 \end{aligned} \tag{6.5}$$

Assim, para esta árvore de falhas os mínimos conjuntos de cortes são dados pelo seguinte conjunto

$$\{M\} = \{\{M_1\}, \{M_2\}, \{M_3\}, \{M_4\}\} = \{\{E_1, E2\}, \{E_2, E_3, E_4\}, \{E_4, E_5\}, \{E_1, E_3, E_5\}\} \tag{6.6}$$

em que $\{M_1\}$ e $\{M_3\}$ são mínimos conjuntos de cortes de 2ª ordem e $\{M_2\}$ e $\{M_4\}$ são de 3ª ordem.

Na Figura 6.15 é apresentada a correspondente árvore falhas reduzida (também designada de representação gráfica dos conjuntos mínimos de cortes), onde

$$T = GT = GR1 + GR2 + GR3 + GR4 \tag{6.7}$$

Qualitativamente os *MCS* identificam as diferentes formas de rotura de um sistema e quais os eventos primários que devem ocorrer para a concretização do evento de topo. Este aspecto é tanto mais importante quanto maior for a dimensão da árvore de falhas, o número de eventos (primários e intermédios) e a variedade e complexidade dos operadores lógicos envolvidos.

Os eventos primários mais importantes são os que aparecerem no maior número de *MCS* em especial os de menor número de eventos (*MCS* de menores ordens *n*). Assim, um evento primário singular que constitua um *MCS* demonstra uma significância importante, e a sua fiabilidade contribui fortemente para a ocorrência do evento de topo.

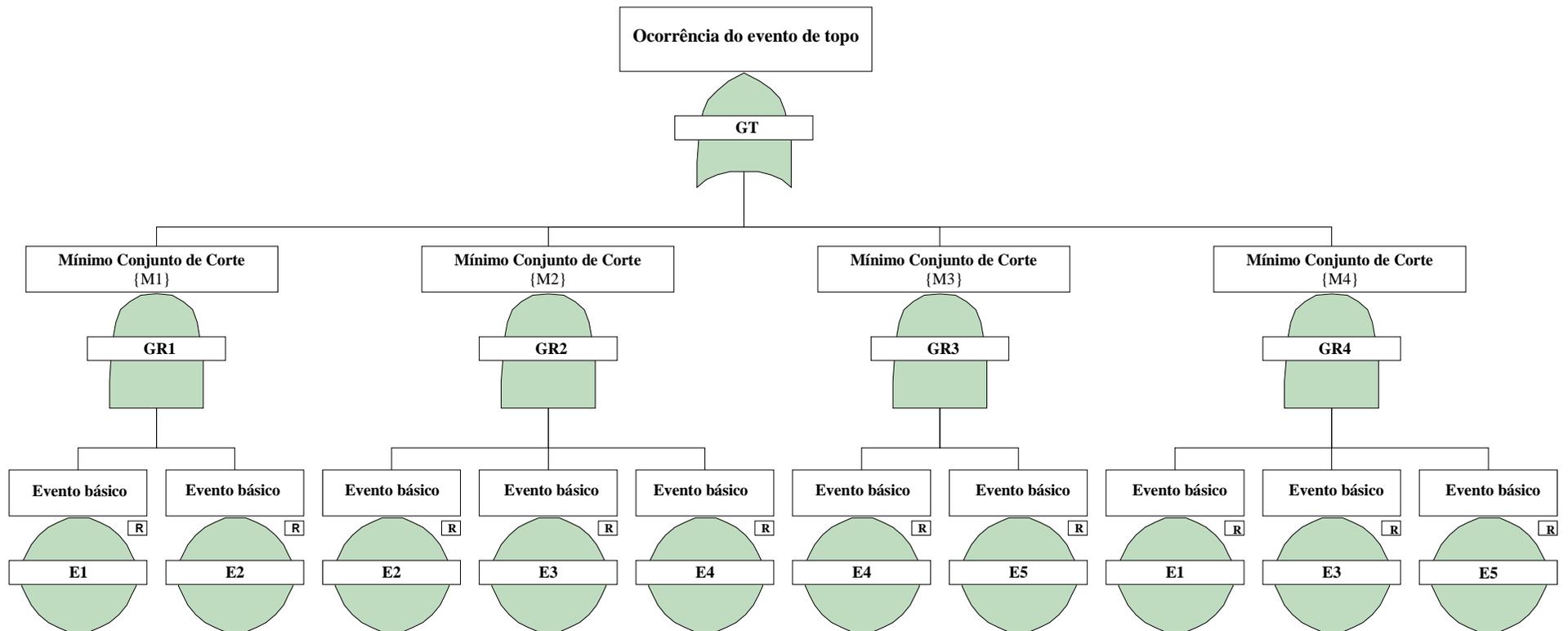


Figura 6.15 –Árvore de falhas reduzida ou representação gráfica dos mínimos conjuntos de cortes (da árvore da Figura 6.14)

Triagem dos conjuntos de cortes

Em sistemas com um grande número de conjuntos de cortes pode não ser prático o estudo e quantificação de todos os conjuntos mínimos de cortes. Alguns *softwares* de avaliação de árvore de falhas permitem efectuar a triagem aos conjuntos de cortes com base em valores definidos pelo utilizador, tais como:

- i) *limiar inferior de probabilidade*, onde todos os conjuntos de cortes com probabilidade inferior a esse limite não são considerados para avaliação; ou
- ii) *limiar superior de ordem*, onde se define uma ordem máxima para os conjuntos mínimos de cortes a considerar. Aqueles com ordem superior ao limite estabelecido são excluídos da análise.

Para aplicar o limite de probabilidade é preciso ter uma ideia da ordem de magnitude do resultado final. Se tal não for conhecido, pode ser efectuado um conjunto de cálculos utilizando diferentes valores para esse limite para determinar a sensibilidade do resultado final. O número de conjuntos mínimos de cortes que são gerados decresce à medida que o limite de probabilidade vai sendo reduzido e/ou o limite de ordem for aumentando.

6.8.2 Análise quantitativa

Em geral, a análise quantitativa da árvore de falhas é executada atendendo aos resultados obtidos na análise qualitativa. Os seus resultados incluem, por um lado, uma estimativa numérica da probabilidade de ocorrência do evento de topo e, por outro lado, medidas quantitativas da importância dos eventos básicos na ocorrência do evento de topo.

Para obter a estimativa da probabilidade de ocorrência dos eventos intermédios e, em última análise, do evento de topo é necessário conhecer estimativas fiáveis das probabilidades de ocorrência dos eventos primários.

Conceitos básicos da teoria das probabilidades com interesse para a FTA

A teoria das probabilidades completa os fundamentos da *FTA* e possibilita a estimação da probabilidade do evento de topo de uma árvore de falhas. Enquanto a álgebra booleana é utilizada para expressar o evento de topo na forma de uma equação que permite avaliar qualitativamente uma árvore de falhas, a teoria das probabilidades provê os fundamentos analíticos para a sua análise quantitativa.

Na Tabela 6.6 são apresentadas as relações básicas de probabilidade que têm uma aplicação directa para a avaliação quantitativa da árvore de falhas.

Tabela 6.6 – Conceitos básicos de probabilidade

Relações entre conjuntos	Probabilidades	Observações
União de eventos	$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) - P(X_1 \cdot X_2)$ (6.8)	Para mais de 2 eventos ver equação (6.15)
	$P(X_1 \cup X_2) = P(X_1) + P(X_2) - P(X_1) \cdot P(X_2)$ (6.9)	X_1 e X_2 independentes
	$P(X_1 \cup \dots \cup X_n) = P(X_1) + \dots + P(X_n)$ (6.10)	$X_1 \dots X_n$ mutuamente exclusivos
Intersecção de Eventos	$P(X_1 \cdot X_2 \dots X_n) = P(X_1)P(X_2) \dots P(X_n)$ (6.11)	$X_1 \dots X_n$ independentes
Evento complementar	$P(\overline{X_1}) = 1 - P(X_1)$ (6.12)	
Evento condicionado	$P(X_1 / X_2) = \frac{P(X_1 \cdot X_2)}{P(X_2)}$ (6.13)	
	$P(X_1 / X_2) = P(X_1)$ (6.14)	X_1 e X_2 independentes

Estimação da probabilidade do evento de topo

A Equação (6.3) traduz o evento de topo, T , numa equação booleana. Aplicando a lei de probabilidades referida como *inclusão-exclusão* obtém-se a Equação (6.15) que permite obter o valor exacto da probabilidade do evento de topo.

$$P(T) = \sum_{i=1}^m P(M_i) - \sum_{i<j} P(M_i \cdot M_j) + \sum_{i<j<k} P(M_i \cdot M_j \cdot M_k) - \dots + (-1)^{m+1} P(M_1 \cdot M_2 \dots M_m) \quad (6.15)$$

Assumindo a *independência* entre todos os eventos dos conjuntos mínimos de cortes então a Equação (6.15) pode ser simplificada para

$$P(T) = 1 - \prod_{i=1}^m (1 - P(M_i)) \quad (6.16)$$

Pode-se também demonstrar que, se m impar obtém-se um limite superior para $P(T)$, e se m par obtém-se um limite inferior. Em particular, resulta a seguinte expressão

$$\sum_{i=1}^m P(M_i) - \sum_{i<j} P(M_i \cdot M_j) \leq P(T) \leq \sum_{i=1}^m P(M_i) \quad (6.17)$$

A seguinte equação

$$P(T) \approx \sum_{i=1}^m P(M_i) \quad (6.18)$$

Expressa um majorante de $P(T)$ e designa-se por *aproximação de eventos raros*

Essa aproximação baseia-se no pressuposto que a ocorrência simultânea de dois quaisquer conjuntos mínimos de cortes tem uma probabilidade com uma ordem de grandeza inferior à das probabilidades individuais de ambos.

Tomando como válida a expressão (6.18), para determinar $P(T)$, é necessário calcular a probabilidade de cada conjunto mínimo de cortes, $P(M_i)$. Usualmente, assume-se que os eventos primários, $X_{n_i,i}$, de um conjunto mínimo de cortes M_i (ver Equação (6.4)) são *independentes*. Assim, aplicando a expressão probabilística associada à intersecção de conjuntos (em álgebra booleana corresponde ao produto dos eventos) conclui-se que

$$P(M_i) = \prod_{t=1}^{n_i} P(X_{t,i}) \quad (6.19)$$

De uma maneira geral, quando as probabilidades dos eventos primários são muito reduzidas, como é frequentemente no colapso de componentes de obras geotécnicas, e ocorrem independentemente então a aproximação de eventos raros resulta num valor próximo do que se obteria com a Equação (6.15), que é mais difícil de obter.

Retomando o exemplo, apresentado no § 6.7, a árvore de falhas secundária da Figura 6.13 pode ser descrita na seguinte forma booleana

$$\begin{aligned} G4 &= G5 + G6 + G7 \\ &= E1.E2 + E3.E4 + E5.E6 \end{aligned} \quad (6.20)$$

e a probabilidade do seu evento de topo da árvore de falhas – “deslizamento do muro de suporte” – pode ser determinada por

$$\begin{aligned} P(G4) &= P(E1) \cdot P(E2) + P(E3) \cdot P(E4) + P(E5) \cdot P(E6) = \\ &= P(N > N_1) \cdot P(q = q_1) + P(N > N_2) \cdot P(q = q_2) + P(N > N_3) \cdot P(q = q_3) = \\ &= (1 - F_N(N_1)) \cdot p_1 + (1 - F_N(N_2)) \cdot p_2 + (1 - F_N(N_3)) \cdot p_3 = \\ &= p_1 + p_2 + p_3 - p_1 \cdot F_N(N_1) - p_2 \cdot F_N(N_2) - p_3 \cdot F_N(N_3) \end{aligned} \quad (6.21)$$

onde p_i e $F_N(N_i)$, com $i = 1, 2$ ou 3 , são determinados através, respectivamente, da função de probabilidade p_q da variável aleatória discreta q e da função de distribuição de probabilidades F_N da variável aleatória contínua N (ver Figura 6.11).

Medidas de importância dos eventos primários e dos conjuntos de cortes

Uma dos principais atributos da FTA é o facto de esta prover a capacidade de estimar quantitativamente a fiabilidade de um sistema. A avaliação quantitativa dos conjuntos mínimos de cortes permite detectar certas vulnerabilidades do sistema. No entanto, existe um conjunto de ferramentas numéricas, chamadas de *medidas de importância*, que permitem avaliar a contribuição dos

eventos primários em relação ao evento de topo. Pretende-se avaliar quantitativamente a *importância estrutural* das árvores de falhas.

A importância de uma componente depende da função que esta cumpre no desempenho e na fiabilidade do sistema. É útil, embora nem sempre necessário, dispor de meios numéricos que permitam compreender qual é a importância no sistema dos eventos e dos conjuntos de cortes. Este ponto é particularmente relevante quando se pretenda melhorar a fiabilidade de sistemas através do aumento da fiabilidade das componentes mais relevantes.

Para esse efeito indica-se, na Tabela 6.7, uma lista das possíveis medidas de importância. Para cada uma apresenta-se a sua expressão e uma pequena descrição do seu significado. Dessas, a única medida de importância que se pode aplicar a conjuntos de cortes é a representada pela Equação (6.23). Todas as restantes são utilizadas em eventos primários.

Para melhor entendimento da Tabela 6.7 convirá esclarecer algumas nomenclaturas apresentadas. Assim, P_T e P_E correspondem às probabilidades de ocorrer, respectivamente, o evento de topo T e o evento primário E . As expressões $P_T(E=0) = P(T/P(E)=0)$ e $P_T(E=1) = P(T/P(E)=1)$ representam a probabilidade de ocorrer o evento de topo assumindo que a probabilidade do evento primário é, respectivamente, nula ou unitária.

As medidas de importância podem ser particularmente valiosas em sistemas complexos e com um número elevado de eventos primários.

Tabela 6.7 – Lista das medidas de importância disponíveis

Medidas de importância	Expressão	Descrição
<i>Fussell-Vesely (FV)</i>	$FV_E = \frac{P_T - P_T(E=0)}{P_T} \quad (6.22)$	Medida relativa da contribuição do evento primário E para a probabilidade do evento de topo P_T
	$FV_{CS} = \sum_i \frac{P(CS_i)}{P_T} \quad (6.23)$	Medida relativa da contribuição de um conjunto de cortes (CS), que contém um dado evento primário, para a probabilidade P_T
<i>Birnbaum (BE)</i>	$BE_E = P_T(E=1) - P_T(E=0) \quad (6.24)$	Medida da sensibilidade da probabilidade P_T no que diz respeito à variabilidade da probabilidade de E (ou seja desde evento certo a evento nulo)
Criticalidade (Cr)	$Cr_E = \frac{(P_T(E=1) - P_T(E=0))}{P_T} \quad (6.25)$	Probabilidade de um evento ser crítico dado que ocorreu o evento de topo
Valor da redução do risco (<i>Risk Reduction Worth - RRW</i>)	$RRW_E = \frac{P_T}{P_T(E=0)} \quad (6.26)$	Mostra o benefício relativo para a probabilidade P_T se a probabilidade do evento E for nula (absolutamente fiável)
Valor obtido do risco (<i>Risk Achievement Worth - RAW</i>)	$RAW_E = \frac{P_T(E=1)}{P_T} \quad (6.27)$	Mostra o benefício relativo para a probabilidade P_T se a probabilidade do evento E for unitária (rotura certa)

Considere-se a árvore de falhas reduzida apresentada na Figura 6.15. Assuma-se a probabilidade dos seus eventos básicos indicada na Tabela 6.8. Admitindo que os eventos são estatisticamente independentes pode calcular-se a probabilidade do seu evento de topo (ver Equação (6.5))

$$\begin{aligned}
 P(T) &= P(E1.E2) + P(E2.E3.E4) + P(E4.E5) + P(E1.E3.E5) = \\
 &= P(E1) \times P(E2) + P(E2) \times P(E3) \times P(E4) + \\
 &+ P(E4) \times P(E5) + P(E1) \times P(E3) \times P(E5) = \\
 &= 3,775 \times 10^{-5}
 \end{aligned}
 \tag{6.28}$$

Na Tabela 6.8 apresenta-se também a medida de importância de *FV* para os eventos básicos da árvore de falhas.

Tabela 6.8 – Exemplos para as probabilidade dos eventos básicos da árvore da Figura 6.15 e respectivas medidas de importância de *Fussell-Vesely* para eventos

Evento básico	Probabilidade do evento básico	Medida de importância FV_E
E1	0,001	0,272
E2	0,01	0,331
E3	0,05	0,073
E4	0,005	0,728
E5	0,005	0,669

Como se pode constatar, a máxima probabilidade de ocorrência de um certo evento não o torna, por esta abordagem, o mais importante para a fiabilidade do sistema.

O caso do evento E3 é um exemplo paradigmático, está presente em dois mínimos conjuntos de cortes (tal como todos os restantes eventos), mas naqueles de maior ordem (3^a). Embora tenha a maior probabilidade de ocorrência é o que tem menor valor da medida de importância de *FV*.

6.9 Articulação da *FTA* com o processo de decisão

Posteriormente à construção e avaliação (qualitativa ou quantitativa) das árvores de falhas, efectuadas para averiguar a probabilidade de ocorrência do evento de topo, é necessário documentar os resultados obtidos e utilizá-los para ajuda ao processo de decisão, num contexto de uma análise de riscos.

Nesse sentido, a ordenação proporcionada pelas medidas de importância pode ser utilizada como uma informação importante para o dimensionamento dos sistemas, para o diagnóstico de roturas que já ocorreram, e para o planeamento de actividades de inspecção e manutenção das obras geotécnicas.

A identificação dos elementos que podem contribuir com maior probabilidade para futuros problemas pode criar oportunidades de introduzir melhorias no sistema.

O desenvolvimento específico de sugestões para melhorias futuras da fiabilidade das obras geotécnicas pode envolver:

- i) alteração de critérios de dimensionamento, da escolha dos materiais e da geometria a adoptar;
- ii) modificação de procedimentos (construção e inspecção de obras); e
- iii) alterações das políticas organizativas, tais como, formação de pessoal e planeamento de tarefas de manutenção.

No contexto da gestão dos riscos, a *FTA* pode ser um método de análise de riscos útil no processo de decisões a tomar relativamente à implementação de recomendações dispendiosas ou controversas. Para isso, pode comparar-se, para cada recomendação efectuada, os benefícios desses aperfeiçoamentos com os seus custos para o período de vida da obra. Normalmente, este processo apenas é possível caso sejam efectuadas análises quantitativas das árvores de falhas.

A *FTA* pode ser incluída na análise global de riscos do sistema, como uma ferramenta adicional à *FMECA*, no sentido de avaliar um determinado efeito final e estimar a sua probabilidade de ocorrência.

6.10 Vantagens e desvantagens da *FTA*

Tal como a *FMEA/FMECA*, e todos os outros métodos de análise de riscos, a utilização da *FTA* tem vantagens e desvantagens. Interessa conhecer ambas para, por um lado, tirar o máximo partido dos seus benefícios para análise de fiabilidade de obras geotécnicas e, por outro, não cometer incorrecções na sua utilização pelo não entendimento das suas limitações.

Ao longo deste Capítulo têm sido indicadas as principais vantagens do método da *FTA*. Em resumo, estas incluem:

- i) a modelação e análise de modos de rotura de sistemas complexos numa forma lógica e com uma estrutura gráfica (a árvore de falhas) de fácil interpretação;
- ii) a orientação para a identificação de falhas nos sistemas que culminam na ocorrência de eventos indesejados (modos de rotura do sistema);
- iii) a utilização, aceitação e estado de desenvolvimento do método, em diferentes ramos de engenharia, para avaliação da fiabilidade dos seus sistemas;
- iv) a possibilidade de tratar de forma eficiente a modelação de um grande número de eventos e da forma como as suas combinações podem originar rotura do sistema;
- v) a possibilidade de efectuar avaliações qualitativas e quantitativas;
- vi) a realização de análises de sensibilidade aos eventos primários causadores da rotura do sistema;

- vii) a sua utilidade para identificar medidas para melhorar a fiabilidade dos sistemas; e
- viii) a possibilidade de utilizar *softwares* comerciais sofisticados que tornam a construção, a documentação e a avaliação da árvore de falhas uma tarefa eficiente e fácil de gerir.

Relativamente à *FMEA*, a *FTA* apresenta ainda a *vantagem* de permitir a modelação das redundâncias dos sistemas de forma fácil e directa. Por exemplo, a redundância relativa ao sistema de impermeabilização da barragem de Campilhas, exposta na Figura 5.15, pode ser contemplada explicitamente numa árvore de falhas.

Na Figura 6.16, apresenta-se a árvore de falhas que modela o modo de rotura desse sistema relativamente à *perda de retenção da albufeira, sob condições normais de exploração* – o seu evento de topo. Este pode ocorrer por percolação excessiva no aterro *OU* (porta lógica G1) por percolação excessiva na fundação (ED5). É necessário ocorrer, em simultâneo, elevada condutividade hidráulica no núcleo argiloso (ED1), fissuração da cortina de betão (ED2) e atravessamento da cortina metálica (ED3) para se efectivar a percolação excessiva no aterro (evento intermédio). Essa situação é tida em consideração apenas com a inclusão do operador lógico *E* (porta lógica G2) para estruturar os contribuidores desse evento intermédio.

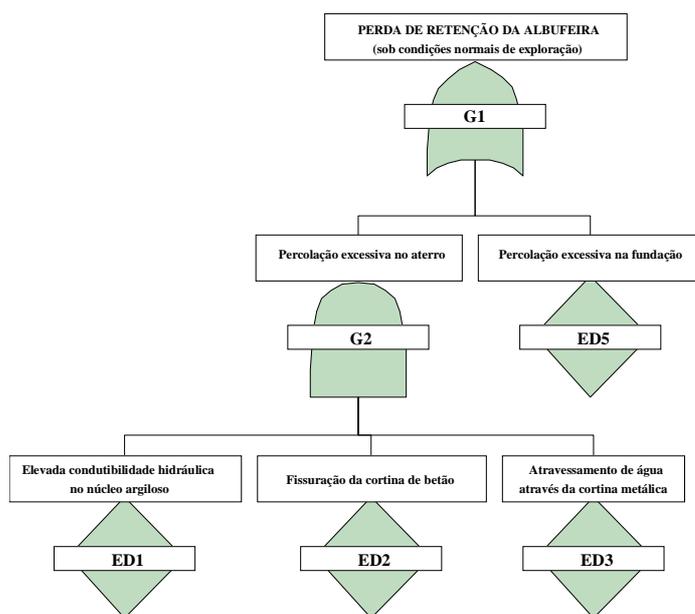


Figura 6.16 –Árvore de falhas para modelação da redundância do sistema da Figura 5.15

Para concluir a construção dessa árvore de falhas seria necessário averiguar quais os eventos necessários, suficientes e imediatos dos eventos por desenvolver ED1, ED2 e ED3, relativos à percolação excessiva pelo aterro, e ED5, relativo à percolação excessiva pela fundação.

Por último, refira-se que, tal como foi anteriormente mencionado, a *FTA* tem a vantagem de permitir a análise simultânea de diferentes valores para as variáveis de estado do sistema, o que não é possível nas *FMEA*'s.

Apesar das vantagens enunciadas, este método apresenta quatro principais limitações:

- i) *é demasiado focado num único evento* – numa árvore de falhas selecciona-se apenas um possível acidente de interesse. Para analisar outros problemas têm de ser desenvolvidas outras árvores de falhas. São múltiplos os eventos de topos de sistemas associados a estruturas geotécnicas, pelo que a utilização do método para a avaliação isolada de todos eles implica o envolvimento de uma equipa multidisciplinar, com vasto conhecimento nas áreas de interesse, durante um longo período de tempo;
- ii) *a compreensão de árvores de falhas de grandes dimensões* – em árvores de falhas com muitos eventos, e com vários e diferentes tipos de portas lógicas, pode ser complicado, duma perspectiva gráfica, perceber quais os eventos mais importantes, em termos daqueles que levam à ocorrência do evento de topo (tal pode ser minimizado pela utilização de softwares específicos); por vezes, é também difícil de relacionar o fluxo funcional do sistema com a lógica que origina o evento de topo;
- iii) *a falta de unicidade das árvores de falhas* – o nível de detalhe, os tipos de eventos incluídos numa árvore de falhas e a sua organização pode variar em função do analista que a constrói. No entanto, para o mesmo âmbito da análise e assumidas as mesmas limitações, diferentes analistas, com conhecimentos técnicos semelhantes, devem produzir resultados, se não iguais, pelo menos idênticos; e
- iv) *a quantificação de uma árvore requer uma significativa recolha de dados* – em Geotecnia pode não ser possível obter as probabilidades de ocorrência dos eventos primários. Em geral, isso obriga a recolha de um volume elevado de informação (resultados de observação das obras, realização de ensaios laboratoriais e de campo e da pesquisa de valores típicos existentes em bibliografia); ainda que se obtenham esses dados, a utilização dos resultados da *FTA* para efectuar previsões estatísticas sobre o comportamento futuro do sistema é um processo bastante complexo e necessita de muita experiência.

Apesar destas desvantagens, em muitas circunstâncias, a *FTA* é a única alternativa para modelar de forma simples e racional a complexidade de um sistema, possibilitando a identificação e o entendimento dos seus modos de rotura. Adicionalmente, em certos casos, permite quantificar a probabilidade do evento indesejado estudado.

Capítulo 7

Aplicação de Geotecnia – *FMEA/FMECA* de uma barragem de aterro

Neste ponto efectua-se uma análise de riscos do sistema geotécnico relativo a uma barragem de aterro convencional para retenção de rejeitados – barragem de Cerro do Lobo, através da *análise dos modos de rotura e seus efeitos (FMEA) e da sua criticalidade (FMECA)*, descritas anteriormente no § 4.3.

No § 7.1 apresenta-se uma descrição sumária da obra, indicando os aspectos fundamentais que a caracterizam e identificam.

De seguida, no § 7.2 contextualiza-se a análise efectuada, relativamente à fase da vida útil da obra em que esta é realizada e aos objectivos pretendidos. Definem-se as componentes básicas do sistema. Identificam-se os seus modos potenciais de rotura, as suas causas iniciadoras e os seus efeitos. Adicionalmente, apresentam-se as medidas disponíveis na obra para detecção e controlo desses modos potenciais de rotura.

A importância relativa de um certo modo de rotura, relativamente a todos os outros, é avaliada pela análise da sua criticalidade (*FMECA*), no § 7.3, através da análise da verosimilhança e da severidade associada aos modos de rotura identificados.

Após isso, no § 7.4 a análise é sintetizada e procede-se à sua documentação numa forma tabular e numa forma gráfica.

No § 7.5 são referidos os resultados mais significativos e as principais conclusões da análise, indicando-se as medidas de mitigação dos riscos mais críticos, para assim melhorar a segurança da obra.

Por último, no § 7.6 indicam-se algumas considerações finais, referindo-se algumas medidas de mitigação dos riscos mais críticos.

7.1 Descrição sucinta da barragem de Cerro do Lobo

A barragem de Cerro do Lobo, integrada no complexo mineiro da Sociedade Mineira de Neves-Corvo (SOMINCOR), destina-se ao armazenamento subaquático dos rejeitados resultantes do processo de concentração de minérios de cobre e estanho, efectuado nas respectivas Lavarias. Com vista à minimização dos impactes ambientais, a barragem foi concebida, desde o seu início, para funcionar com uma filosofia de *descarga nula* para o meio ambiente receptor.

Na Figura 7.1 apresenta-se uma vista aérea da barragem de Cerro do Lobo.



Figura 7.1 – Fotografia aérea da barragem de Cerro do Lobo (cedida pela SOMINCOR)

Trata-se de uma barragem de aterro zonada cuja construção se desenvolveu em quatro fases distintas finalizadas em 1987, 1990, 1993 e 2005, respectivamente, para a primeira fase, e para três alteamentos sucessivos, de forma a ajustar a sua capacidade às necessidades de armazenamento.

Na Tabela 7.1 apresenta-se, para cada fase construtiva, os respectivos valores da cota do coroamento dos aterros, do nível de pleno armazenamento (NPA), da folga de projecto e do volume máximo de armazenamento da albufeira.

Tabela 7.1 – Cota do coroamento dos aterros e características de exploração da albufeira para cada fase construtiva da barragem

Fase construtiva	Cota coroamento (m)	NPA (m)	Folga de projecto (m)	Volume de armazenamento (milhões m ³)
1 ^a	244,00	243,00	1,00	6
2 ^a	248,00	246,75	1,25	11
3 ^a	252,00	250,50	1,50	15
4 ^a	255,00	253,50	1,50	20

Na Figura 7.2 apresenta-se a planta da barragem após a última fase construtiva.

Pode considerar-se que a barragem de Cerro do Lobo é, presentemente, constituída por quatro corpos de aterro com comportamentos parcialmente independentes, a saber: barragem principal (BP), duas portelas na margem esquerda (ME1 e ME2) e uma portela na margem direita (MD) (cf. Figura 7.1 e Figura 7.2).

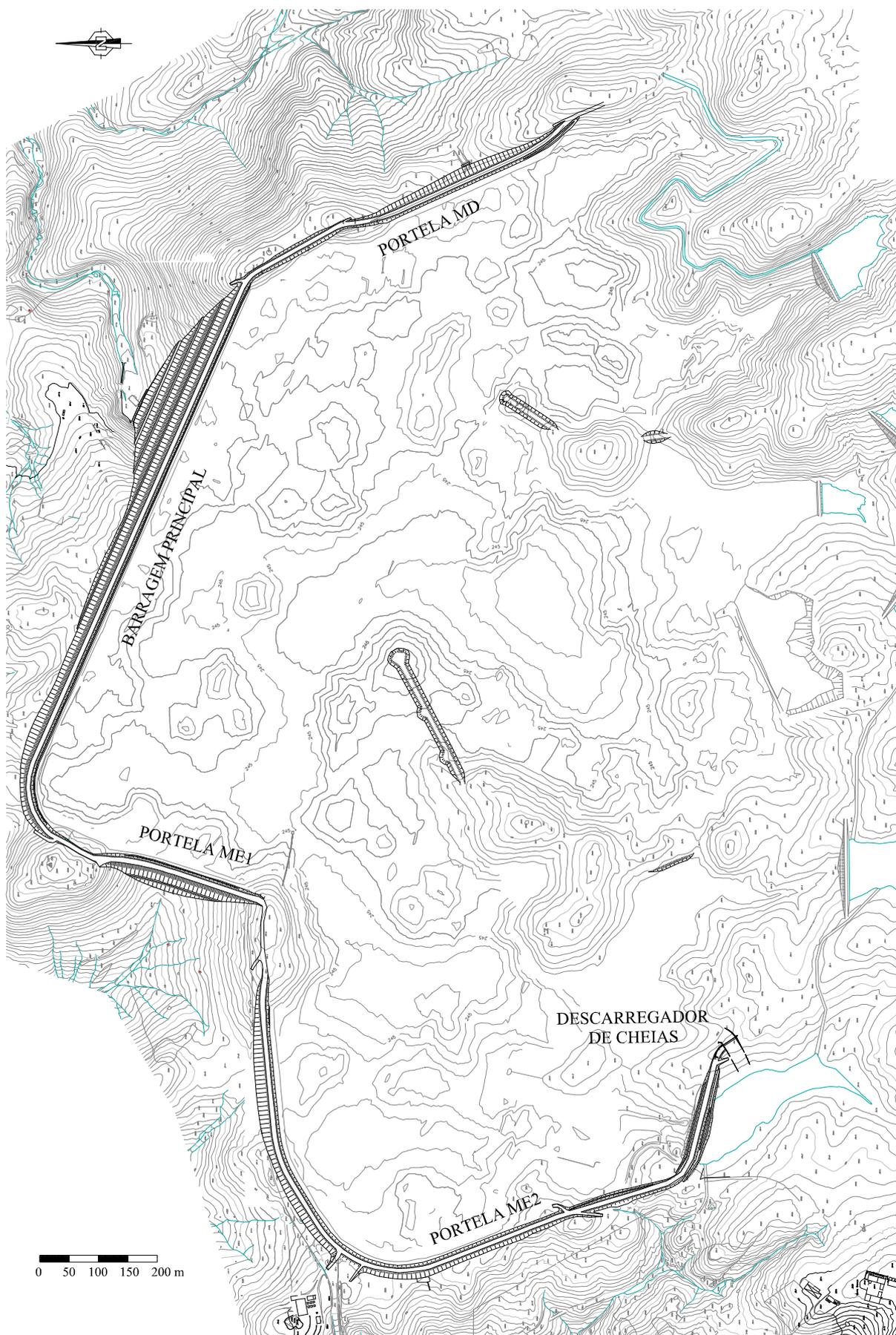


Figura 7.2 – Planta da barragem de Cerro do Lobo

Na Figura 7.3 apresenta-se o perfil transversal da BP, na zona em que a sua altura à fundação é praticamente máxima (secção A-A' indicada na Figura 7.2).

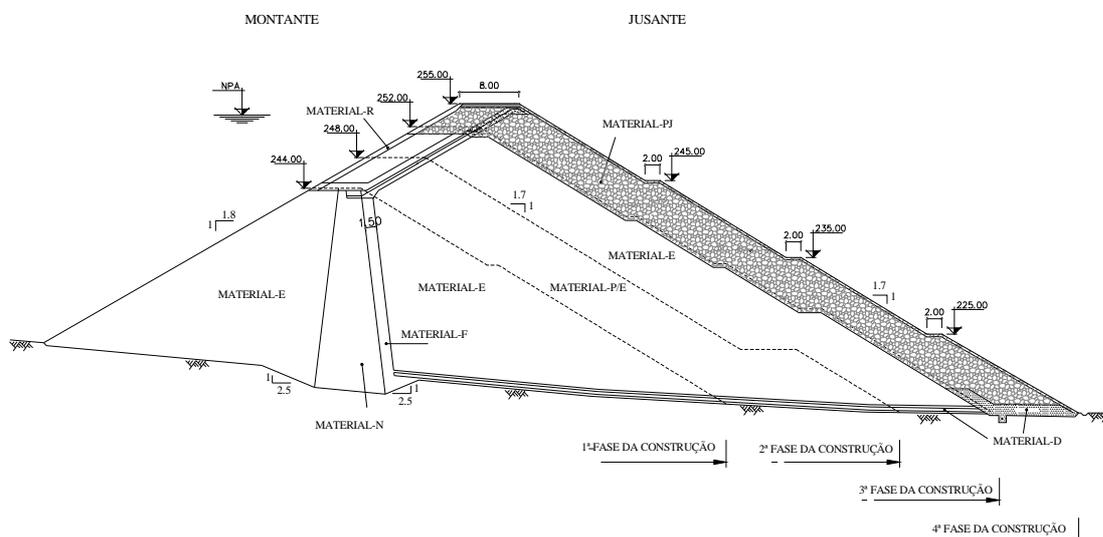


Figura 7.3 – Perfil transversal da barragem de Cerro do Lobo (corte A-A') [103]

Na primeira fase construtiva, o perfil transversal da barragem era constituído por um aterro zonado, com núcleo central argiloso. Nos maciços estabilizadores utilizaram-se materiais de enrocamento (Material-E), resultantes da exploração das próprias minas (estéreis da mina) e, na ausência deste, de material de uma pedreira existente na zona. No núcleo argiloso, com coroamento, à cota 244,0 m, de 3,0 m largura, foram utilizados solos resultantes da alteração de xistos que provieram de manchas de empréstimo situadas nas proximidades do local da barragem (Material-N). Nesta fase, a altura máxima da barragem era de cerca de 30 metros, na zona mais profunda do vale da barragem principal.

Nas fases construtivas seguintes procedeu-se aos sucessivos alteamentos da barragem, passando esta a ter altura máxima, na zona da barragem principal, de cerca de 34 m, 38 m e 41 m, respectivamente, para o primeiro, segundo e terceiro alteamento.

Todas as fases de alteamento decorreram segundo o processo de alteamento a jusante “*downstream construction*” [104], tendo sido mantidas as inclinações dos paramentos dos maciços estabilizadores (cf. Figura 7.3). Nos dois primeiros alteamentos, nos maciços de jusante foi colocado o mesmo tipo de material utilizado na fase inicial (Materiais P/E e E). No último, de modo a reforçar as condições de segurança da barragem, foi utilizado enrocamento seleccionado, resultante da exploração de pedreiras na zona (Material PJ).

Adicionalmente, a camada de protecção no maciço de montante foi prolongada, com 0,5 m de espessura, constituído por material seleccionado, resultante da exploração de uma pedreira, em que o diâmetro mediano, D_{50} , é de 0,3 m (Material-R).

A estanqueidade do corpo da barragem a cotas superiores à cota 244,00 (cota de implantação do coroamento do núcleo) é garantida através da instalação, no prolongamento do núcleo argiloso, de geomembranas rugosas, com 2 mm de espessura, a ele devidamente seladas por intermédio de uma mistura de areia e bentonite compactada. A ligação desta cortina à fundação e aos encontros foi materializada através de um plinto em betão armado.

O paramento de montante apresenta uma inclinação de 1:1,8 (V:H) enquanto que o paramento de jusante apresenta uma inclinação de 1:1,7 (V:H) entre banquetas. Estas são em número de três e situam-se, no maciço de jusante, às cotas 245,0 m, 235,0 m e 225,0 m. A largura dos aterros no coroamento é de 8,0 m, enquanto que a máxima largura da barragem ao nível da fundação, na barragem principal, é de cerca de 138,0 m.

Em face da agressividade ambiental dos materiais armazenados, esta barragem dispõe de um sistema de drenagem cuja constituição se estende para além do habitual em barragens de aterro com albufeira de águas limpas. Assim, tanto a barragem principal como as portelas dispõem de um filtro/dreno sub-vertical (Material-F), localizado a jusante dos órgãos de estanqueidade (núcleo argiloso e geomembranas), com 1,5 m de espessura, que conduz a água percolada pelo aterro ao tapete drenante localizado no fundo do vale encaixante. Estes estão ligados a uma saia drenante (Material-D), localizada ao longo do perímetro de jusante, que, para além de recolher as águas percoladas pelos tapetes drenantes, tem como principal funcionalidade captar as águas que atravessam a zona superficial da fundação, encaminhando-as, em primeiro lugar longitudinalmente aos pontos mais baixos dos vales e, depois, transversalmente, a poços de drenagem (IBR – Infiltração da Barragem de Rejeitados) localizados na zona imediatamente a jusante, onde são colectadas e bombeadas em retorno para a albufeira de acordo com a filosofia de exploração com *descarga nula*.

Naturalmente, nos corpos de aterro da barragem, construídos posteriormente à primeira fase, em que a cota da fundação, após saneamento, é superior à cota do coroamento do núcleo (cota 244,0 m), a secção transversal do corpo da barragem tem como único órgão de estanqueidade a geomembrana, selada no maciço.

Como *órgão de segurança* a barragem dispõe, actualmente, apenas de um descarregador de cheias não revestido e com soleira de betão armado em degraus, localizado na parte terminal da portela ME2 (indicado na Figura 7.2). Pode dispor ainda de um *órgão de exploração* – um sifão – que permite a regularização do nível de sobrenadante da albufeira.

A fundação é constituída por camadas alternantes de grauvaques e xistos, com predominância para o primeiro tipo litológico e, em geral, em camadas mais espessas, e foi objecto de um saneamento superficial, com cerca de meio metro de profundidade.

No Anexo A é apresentada a ficha de identificação e características gerais da barragem de Cerro do Lobo. Esta ficha inclui os dados disponíveis relevantes sobre as características da obra que se mostram

de grande utilidade para melhor compreender a evolução da obra nas sucessivas fases construtivas e o seu estado actual.

7.2 Análise dos modos de rotura e seus efeitos (FMEA)

As particularidades da barragem em análise, nomeadamente, a sua dimensão, a natureza e o tipo de materiais depositados na albufeira e o seu faseamento construtivo, tornam-na paradigmática quando utilizada num contexto de análise de riscos em estruturas geotécnicas por aplicação do método *FMEA*.

Trata-se de um sistema em que a vertente ambiental é, sem dúvida, relevante em termos dos eventuais problemas provocados pelos vários modos de rotura das diferentes componentes.

7.2.1 Âmbito da análise

Neste sub capítulo descreve-se o contexto em que a análise de riscos é efectuada. Refere-se qual a *fase da obra* a que é dirigida e identificam-se as *variáveis de estado* associadas aos principais tipos de roturas possíveis.

7.2.1.1 Fase da obra em análise

Na barragem de Cerro do Lobo encontra-se, actualmente, em plena fase de exploração após a conclusão do terceiro alteamento. Não é previsível que venham a existir mais alteamentos, uma vez que foi atingida a cota de coroamento dos aterros para o qual a obra foi inicialmente concebida. De facto, já está previsto o encerramento da barragem.

Assim, pretende-se que a análise incida, essencialmente, sobre a fase de exploração, após último alteamento, até ao seu final.

A análise efectuada visa, num contexto de uma análise de riscos, avaliar os perigos e as vulnerabilidades a que a obra está susceptível e de que forma podem esses perigos ser detectados ou controlados.

O objectivo mais primário passa, após definido o sistema, pela identificação e sistematização, de uma forma padronizada, dos principais modos potenciais de rotura de cada componente. A identificação das causas basilares, que dão origem a perdas de funcionalidade das componentes, constitui uma peça importante da análise, pois permite conhecer a fonte originadora dos problemas, e, conseqüentemente, actuar no sentido de evitar desenvolvimentos progressivos de problemas adicionais noutras componentes.

Uma vez iniciados os fenómenos que desencadeiam as causas iniciadoras, e sem que tenha sido tomada qualquer acção no sentido de os evitar, avalia-se quais os efeitos e qual a sequência de acontecimentos provocada por cada modo de rotura das componentes relativamente às diversas

funcionalidades ou requisitos operacionais, de manutenção ou ambientais do sistema. Posteriormente, determina-se a importância de cada modo de rotura sobre as condições normais de desempenho do sistema, avalia-se o impacto sobre a fiabilidade do sistema considerado, e finalmente hierarquizam-se os modos de rotura estudados, de acordo com a sua criticalidade (*FMECA*).

Para execução da análise recolheu-se um conjunto vasto de informação relevante de modo a interiorizar o funcionamento da obra e o seu comportamento no passado. Estas informações foram obtidas com recurso à análise de diversos documentos, tais como:

- projecto de execução do terceiro alteamento - 4ª fase ([105], [106] e [103]);
- relatórios de ensaios laboratoriais dos materiais constituintes dos aterros das várias fases de construção, indicados em [105];
- plano de observação relativo à 4ª fase [107];
- revisão de planos de observação [108];
- relatório trienal do comportamento da obra [109];
- resultados dos equipamentos de observação instalados nas fases anteriores (em [106]);
- notas técnicas relativas à observação do comportamento da barragem [110]; e
- relatórios das inspecções visuais [111].

Adicionalmente, foi efectuada uma visita à barragem de modo a poderem obter-se sugestões e críticas de pessoas de diferentes áreas que pudessem contribuir com informação relevante sobre o comportamento demonstrado no passado.

7.2.1.2 Variáveis de estado

A análise pressupõe, para cada modo de rotura, a invariabilidade das *variáveis de estado* do sistema, ou seja, de um estado de referência dos aspectos que possam, por um lado, influenciar a ocorrência de determinados acontecimentos e, por outro, afectar a verosimilhança dos efeitos finais no sistema e a severidade das suas consequências.

Para a obra em concreto, julga-se conveniente a definição de duas variáveis de estado: o *nível da albufeira da fase líquida (sobrenadante)*; e o *nível da albufeira da fase sólida (rejeitados)*. Estes são os elementos variáveis de maior relevância para o comportamento da obra e que, inevitavelmente, têm alterações ao longo do período em análise.

Interessa definir, para as variáveis referidas, posições que, por um lado, sejam representativas de situações desfavoráveis mas, por outro lado, sejam revestidas de verosimilhança.

Quanto maior for a cota do sobrenadante, maior será a carga hidráulica a que os aterros estão sujeitos e, de uma maneira geral, maior será a verosimilhança de sucederem problemas de segurança no sistema, de índole estrutural, hidráulica ou ambiental.

A essa situação exceptua-se apenas a fiabilidade dos aterros, mais concretamente, no que se refere à estabilidade do seu maciço de montante. Porém, a importância deste aspecto é diminuta já que a existência de rejeitados tem, por estes serem mais densos e, além disso, serem depositados num estado viscoso, uma influência mais significativa do que a conferida pela fase líquida, na estabilização do maciço de montante. Como actualmente já estão depositadas grandes quantidades de rejeitados junto ao talude de montante, o perigo de instabilidade do maciço de montante não terá uma influência significativa com a possibilidade de eventuais abaixamentos do nível da fase líquida.

Por outro lado, refere-se que os rejeitados são constituídos por materiais com percentagem de finos não desprezável (Figura 7.6, § 7.2.2), pelo que a sua densificação poderá diminuir a permeabilidade do fundo da albufeira e colmatar discontinuidades geológicas do terreno, atenuando os problemas associados à percolação pela fundação da barragem. Os benefícios daí decorrentes serão tanto maiores quanto mais elevada for a cota de rejeitados.

Face ao exposto, adoptaram-se diferentes variáveis de estado consoante o tipo de modo de rotura em análise (Tabela 7.2).

Tabela 7.2 – Estados de referência em função do tipo de modo de rotura

Variáveis de estado	Tipos de modos de rotura		
	Hidráulico-ambientais	Mecânicos	Galgamento
Nível da fase líquida da albufeira (sobrenadante)	NPA	NR+h _{sb,exp}	NPA
Nível da fase sólida da albufeira (rejeitados)	NR	NR	indiferente

Legenda: NPA – Nível de pleno armazenamento; NR – Nível de rejeitados (actual); h_{sb,exp} – altura de sobrenadante em condições normais de exploração (≈ 2,0 m).

Assim, para os modos de rotura de índole *hidráulico-ambiental* considera-se para o *nível da fase líquida da albufeira* a situação de referência correspondente ao Nível de Pleno Armazenamento (NPA) da quarta fase. Esta é uma situação plausível, até porque a filosofia de exploração com descarga nula é propícia a sua ocorrência. De facto, em Maio de 1998, e na sequência de intensa precipitação, registou-se um pico da cota do sobrenadante de 250,48 m, apenas 2 cm abaixo da cota do descarregador de cheias – 250.5 m – que representa o NPA da 3ª fase (2º alteamento) [109]. Para esses modos de rotura, o *nível da fase sólida da albufeira* deve ser o mais baixo possível (situação em que o efeito benéfico dos rejeitados/lamas é menor), pelo que adopta-se a situação correspondente ao estado actual da obra, ou seja, uma cota aproximada¹⁵ de 248,0 m. Naturalmente, este nível sobe progressivamente visto que a velocidade de consolidação dos rejeitados é baixa, sendo largamente superada pelo volume de material depositado (Figura 7.4).

¹⁵ Valor médio junto ao maciço de montante da barragem principal, obtido através dos resultados do levantamento batimétrico de Maio de 2005. Nessa data, a cota do sobrenadante era de 250,31 m.

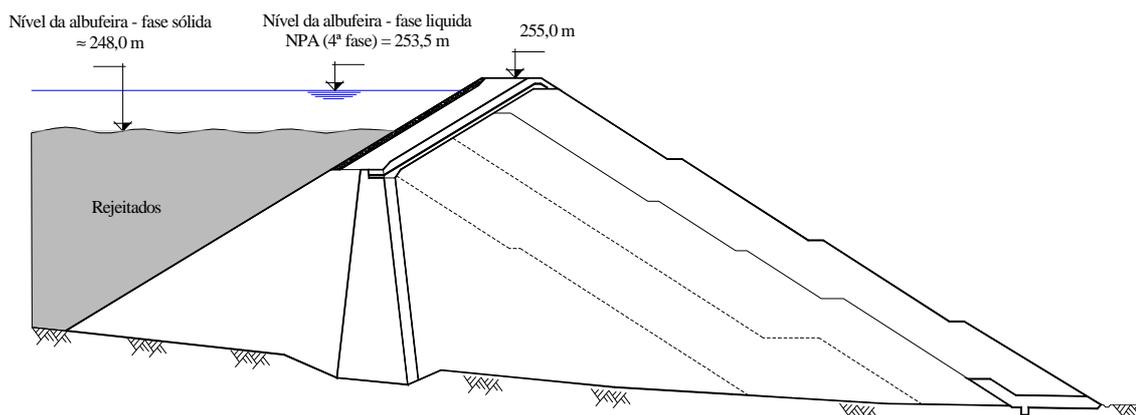


Figura 7.4 – Variáveis de estados – nível da albufeira (fase sólida e fase líquida) – para os modos de rotura de índole hidráulico-ambiental

Para os modos de rotura de índole *mecânica* adopta-se, também, para o *nível da fase sólida da albufeira*, a cota actual de rejeitados. Neste caso, a situação mais verosímil para o *nível da fase líquida da albufeira* é a que resulta das condições normais de exploração da albufeira (sobrenadante com cerca de 2,0 metros).

Por fim, para os modos de rotura associados ao *galgamento* da barragem a situação mais desfavorável para o *nível da fase líquida da albufeira* é a correspondente ao NPA. O *nível da fase sólida da albufeira* é, para estes modos de rotura, indiferente, já que a sua ocorrência é condicionada pela posição do sobrenadante.

Nos pontos seguintes inicia-se a análise de riscos da barragem de Cerro do Lobo, através do método *FMEA/FMECA*, iniciando o estudo pela definição do sistema geotécnico associado à obra.

7.2.2 Definição do sistema geotécnico

O sistema deve ser definido de modo a contemplar todas as partes de interesse capazes de sofrerem danos, derivados dum incorrecto funcionamento estrutural, hidráulico ou ambiental de qualquer elemento associado à obra. Assim, para além da estrutura geotécnica *per si*, deve ser incluído no sistema toda a sua zona de influência.

A definição do sistema geotécnico funde duas etapas indissociáveis e fundamentais do processo da *FMEA*. A identificação e estruturação das componentes básicas que formam o sistema, em subsistemas dispostos de forma hierárquica, e a definição das funcionalidades ou dos requisitos de operacionalidade que cada uma delas deve satisfazer para o normal desempenho do sistema.

A definição do sistema inicia-se com a identificação dos sistemas principais. Na Figura 7.5 apresenta-se o sistema global referente à barragem de Cerro do Lobo, estruturado em nove sistemas principais, numa forma conveniente para a análise, de maneira a poder ser descrito, através do processo da *FMEA*, o funcionamento global do sistema. Estes por sua vez estão subdivididos sucessivamente em

subsistemas, num máximo de dois níveis, até se atingirem as componentes básicas. A configuração final apresentada resultou de um processo iterativo que se desenvolveu à medida que a análise foi progredindo, de modo a poderem ser identificados e contemplados todos os possíveis riscos associados à obra.

De todos os sistemas principais considerados, alguns não representam, fisicamente, a barragem de aterro na qualidade de estrutura geotécnica. Dentro desse conjunto englobam-se, por exemplo, os sistemas principais: *I - Bacia hidrográfica* e *IX - Vale a jusante*. No entanto, a consideração destes elementos é absolutamente fundamental para o sucesso da análise, pois têm um reflexo significativo no funcionamento do sistema.

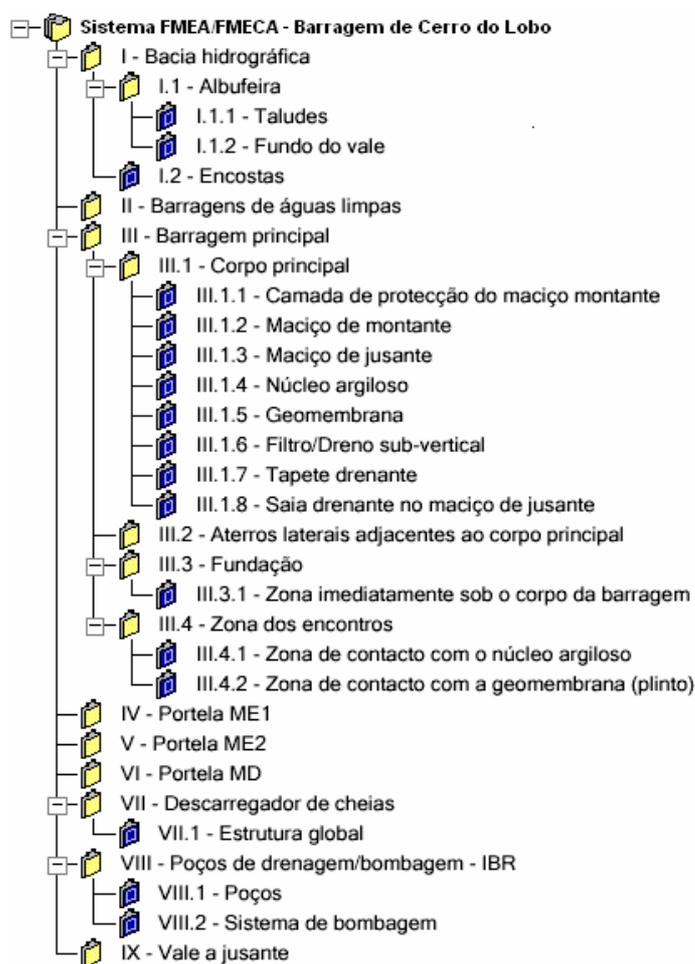


Figura 7.5 – Estrutura hierárquica do sistema associado à barragem de Cerro do Lobo

Na Tabela 7.3 encontram-se resumidas as funcionalidades de todas as componentes básicas consideradas para o sistema relativo à barragem de Cerro do Lobo, assim como os respectivos códigos de identificação que estão em concordância com a estrutura hierárquica apresentada na Figura 7.5.

Tabela 7.3 – Funcionalidade das componentes básicas do sistema considerado

ID	Descrição da componente	Funcionalidades ou requisitos de operação
<i>I.1.1</i>	<i>Taludes</i>	Garantir a retenção da água e rejeitados na albufeira
<i>I.1.2</i>	<i>Fundo do vale</i>	Garantir a retenção da água e rejeitados na albufeira e impermeabilizar o fundo da albufeira
<i>I.2</i>	<i>Encostas</i>	Captar as águas para a albufeira
<i>III.1.1</i>	<i>Camada de protecção do maciço montante</i>	Proteger o maciço de montante
<i>III.1.2</i>	<i>Maciço de montante</i>	Conferir estabilidade mecânica
<i>III.1.3</i>	<i>Maciço de jusante</i>	Conferir estabilidade mecânica
<i>III.1.4</i>	<i>Núcleo argiloso</i>	Reduzir a condutividade hidráulica na zona inferior do corpo da barragem
<i>III.1.5</i>	<i>Geomembrana</i>	Impermeabilizar a zona superior do corpo da barragem (alteamentos)
<i>III.1.6</i>	<i>Filtro/Dreno sub-vertical</i>	Evitar a erosão do núcleo e drenar o fluxo de água percolado através dos órgãos impermeabilizantes
<i>III.1.7</i>	<i>Tapete drenante</i>	Filtrar e drenar a fundação subjacente e escoar a água do filtro/Dreno sub-vertical
<i>III.1.8</i>	<i>Saia drenante no maciço de jusante</i>	Drenar a água recolhida na camada superficial da fundação e, acessoriamente, nos tapetes drenantes e conduzi-la para os poços IBR
<i>III.3.1</i>	<i>Zona imediatamente sob corpo da barragem</i>	Garantir capacidade de suporte do corpo da barragem, reter água na albufeira e evitar contaminação do aquífero
<i>III.4.1</i>	<i>Zona de contacto com o núcleo argiloso</i>	Garantir capacidade de suporte do corpo da barragem e reter água na albufeira
<i>III.4.2</i>	<i>Zona de contacto com a geomembrana (plinto no maciço)</i>	Garantir capacidade de suporte do corpo da barragem e reter água na albufeira
<i>VII.1</i>	<i>Estrutura global</i>	Assegurar o escoamento de água em condições excepcionais de afluições
<i>VIII.1</i>	<i>Poços</i>	Recolher o caudal percolado pela barragem
<i>VIII.2</i>	<i>Sistema de bombagem</i>	Bombear para a albufeira o caudal que aflui aos poços

Descrição da estrutura do sistema

De seguida passa a identificar-se em detalhe os sistemas principais considerados, assim como os seus subsistemas e as suas componentes, enquadrando as respectivas funcionalidades na operação da barragem.

I - Bacia hidrográfica

Este sistema principal é, nesta obra, bastante peculiar relativamente ao que é normal em barragens de aterro utilizadas com múltiplos fins, tais como, produção de energia, rega, abastecimento de água ou fins recreativos. Nesses casos existe, duma maneira geral, o interesse em captar as afluições das linhas de água para o leito do rio principal onde está implantada a barragem. Ocorre exactamente o

oposto nas barragens cuja finalidade principal é o armazenamento subaquático de rejeitados de explorações mineiras.

A capacidade do reservatório para deposição dos rejeitados é dimensionada tomando em consideração o balanço de entre a água que afluí à albufeira e aquela que efluí da albufeira. Na Tabela 7.4 são listadas as fontes de entradas e saídas de água em albufeiras criadas para retenção de rejeitados [104].

Tabela 7.4 – Variáveis que influenciam o balanço de volume de armazenamento em albufeiras de barragens de rejeitados (adaptado de [104])

Afluências	Efluências
Descargas dos rejeitados/lamas	Descargas em ribeiras de água sobrenadante tratada
Precipitação directa	Evaporação
Afluência dos escoamentos de áreas drenantes exteriores ao reservatório	Percolação não captada
	Preenchimento de vazios dos rejeitados/lamas
	Descargas directas

Afluências

As descargas dos rejeitados, bombeados para o reservatório, são determinadas com maior facilidade conhecendo os caudais de deposição.

A precipitação que cai directamente no reservatório pode ser calculada conhecendo os dados estatísticos para a zona e a área da superfície do reservatório para a situação de pleno armazenamento. A maior dificuldade resulta, normalmente, da reduzida fiabilidade dos dados estatísticos existentes, que nem sempre são relativos ao local em concreto. Nesta obra, foi instalada uma estação meteorológica (do Monte Branco) que permite conhecer os valores de precipitação mensais na zona.

A afluência dos escoamentos de áreas drenantes exteriores ao reservatório é ainda mais complexa de analisar e de prever. Esta é influenciada pelo tipo de terreno, cobertura vegetal e inclinação, para além das variáveis que também afectam a precipitação.

Efluências

A quantidade de água que é retirada da albufeira para tratamento varia de acordo com a natureza do seu processo.

A evaporação pode ser estimada através da interpretação dos dados obtidos na estação meteorológica. Usualmente, assume-se que a evaporação ocorre apenas na película de água superficial do reservatório. Na realidade existe alguma evaporação da água das praias do reservatório derivada da ondulação. No entanto, essa quantidade é difícil de determinar e frequentemente é negligenciada.

A percolação não captada pode em princípio ser estimada recorrendo a técnicas numéricas, tal como, o método dos elementos finitos ou o método das diferenças finitas. No entanto, raramente se dispõe de dados suficientes que justifiquem uma análise complexa da percolação.

Para esta barragem foi efectuado, no projecto de execução [107], um estudo de percolação através da utilização do método dos elementos finitos e admitindo escoamento plano. A existência de elementos drenantes pontuais (tapetes drenantes e os poços IBR), acrescido da variação de altura da barragem principal ao longo do seu desenvolvimento, origina que o escoamento tenha uma característica predominantemente tridimensional. Aliada a estes factos existe a incerteza associada aos valores da condutividade hidráulica dos materiais e da relação dos seus valores nas direcções horizontal e vertical (geralmente, em aterros compactados, a permeabilidade horizontal é superior à vertical). Assim, a fiabilidade das estimativas obtidas para os valores de escoamento são baixas.

A água de infiltração nos vazios dos rejeitados pode ser considerada como uma saída do sistema, na medida em que representa água que é retida, constituindo um “consumo” no seu processo de eliminação.

A última fonte de vazões indicada, a descarga directa a jusante, deve ser evitada sempre que possível. Tal conduz a contaminações nos níveis freáticos a jusante, com importantes consequências para o ambiente ou para a saúde de pessoas.

Subsistemas do sistema principal I - *Bacia hidrográfica*

Para estruturação das componentes constituintes do sistema principal I - *Bacia hidrográfica*, que se julgam relevantes para a análise, subdividiu-se este sistema em dois sistemas de primeiro nível, a saber, *I.1 - Albufeira* e *I.2 - Encostas*. Como fronteira física de separação entre os dois subsistemas, considera-se a linha criada pela intersecção da superfície de água da albufeira com o maciço.

A topografia do local da barragem de Cerro do Lobo não contribui de forma decisiva para o armazenamento, tendo obrigado a um esforço na construção de aterros. No entanto, existe uma parte substancial da retenção que é conseguida pelos *I.1.1 - Taludes* da albufeira, em que se incluem, as transições entre a barragem principal (BP) e as portelas ME1 e MD, e entre as portelas ME1 e ME2 (ver Figura 7.2).

Os rejeitados mineiros são constituídos por material rochoso remanescente do processo de concentração e extracção do minério a partir da rocha mãe. Estes apresentam uma consistência semi-fluida, em que à fase líquida corresponde uma percentagem ponderal elevada, sendo transportados, em tubagens para o local de armazenamento, através de bombagem. Deste modo, após deposição da lama ocorre a sua decantação na bacia de retenção.

Em geral, a curva granulométrica dos rejeitados depende das características do filão explorado e do processo de mineração, podendo as dimensões das partículas variar desde a dimensão argila até às

dimensões areia e cascalho [112]. Na Figura 7.6 apresenta-se a curva granulométrica dos rejeitados depositados na albufeira da Barragem de Cerro do Lobo.

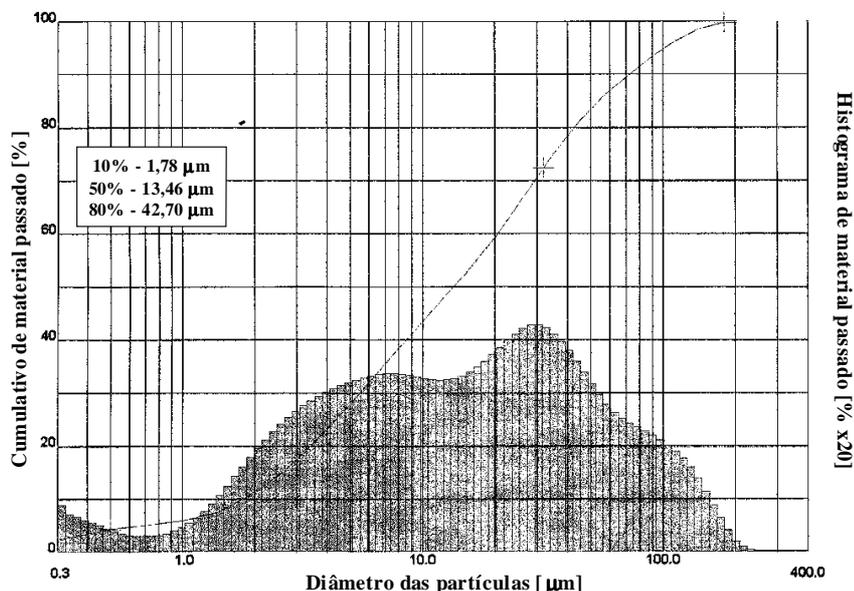


Figura 7.6 – Curva granulométrica dos rejeitados da lavaria de cobre (SOMINCOR [113])

Observa-se que os rejeitados são compostos, predominantemente, por materiais com características silto-argilosas. Assim, no projecto da 1ª fase de construção era antecipado que a deposição de rejeitados de granulometria fina no *II.1.2 - Fundo do vale* levaria a uma dificuldade progressiva do fluxo da água proveniente da albufeira na fundação. Este pressuposto justificou, parcialmente, a via adoptada para o condicionamento da fundação.

Porém, os resultados de observação evidenciam que tal não estará a acontecer, pois podem observar-se valores significativos de caudais bombeados nos poços IBR, principalmente no corpo principal da barragem, onde a carga hidráulica é maior. Ainda, tem vindo a constatar-se, ao longo da exploração da barragem, uma relação directa entre o nível de água na albufeira e o volume de água bombeado para a albufeira nos referidos poços de drenagem (§ 3.7 de [109]).

Em suma, no subsistema *I.1 - Albufeira*, pertencente ao sistema principal *I - Bacia hidrográfica*, foram consideradas duas componentes básicas, atrás referidas como: *I.1.1 - Taludes* e *I.1.2 - Fundo do vale*.

Relativamente ao sistema de primeiro nível *I.2 - Encostas*, não se extrai qualquer benefício para a análise em efectuar qualquer subdivisão adicional. Assim, por ser um subsistema de fronteira, é considerado como uma componente básica. A sua introdução na análise pretende atender a um eventual ravinamento dos seus materiais para o interior da albufeira, com origem numa pluviosidade intensa, de tal modo, que conduza a uma diminuição do seu encaixe e, conseqüentemente, à redução do horizonte de exploração da obra.

II - Barragens de águas limpas

As linhas de água afluentes do reservatório foram intersectadas por pequenas barragens, cuja função primordial é a de reter as águas que na sua ausência contribuiriam, de forma anti-económica, para o volume retido. Deste modo minoram-se as afluências devidas ao escoamento de áreas drenantes exteriores ao reservatório (ver Tabela 7.4).

As designadas *II - Barragens de águas limpas* encontram-se localizadas na extremidade sul da planta da obra indicada na Figura 7.2.

Face à inexistência de informação relativamente a estas estruturas, não foram efectuadas quaisquer análises relativas a este sistema principal.

Porém, não é expectável que os modos de rotura associados a estas estruturas sejam críticos na avaliação de riscos do sistema. Por um lado, o incumprimento isolado da funcionalidade de cada uma destas estruturas, não constitui um perigo efectivo para o sistema, pois os seus volumes retidos são baixos. Por outro lado, a ocorrência duma rotura em simultâneo dessas barragens, cujas consequências se traduziriam num aumento substancial do nível de água no reservatório, com elevado escoamento no descarregador de cheias e, conseqüentemente, contaminações importantes a jusante, é um evento que ajuíza-se ser de verosimilhança desprezável.

III - Barragem principal, IV - Portela ME1, V - Portela ME2 e VI - Portela MD

Como anteriormente referido, a barragem de Cerro do Lobo é, para o período em que a análise incide, constituída por quatro corpos de aterro distintos: *III - Barragem principal, IV - Portela ME1, V - Portela ME2 e VI - Portela MD*.

As características que os distinguem são, fundamentalmente, o início da sua construção e os tipos de órgãos de impermeabilização utilizados, ou desenvolvimento em planta do coroamento, a altura máxima à fundação e a forma do vale onde estão inseridos. Adicionalmente, existem outros aspectos, mais difíceis de avaliar nesta fase, associados à heterogeneidade dos terrenos de fundação e dos materiais utilizados nas diversas fases construtivas e às eventuais diferenças nas suas condições de colocação e compactação.

Os aterros da barragem principal e as duas portelas na margem esquerda foram iniciadas na primeira fase de construção, com cota de coroamento igual a 244,0 m, e, respectivamente, alturas máximas de cerca de 30 m e 2 m. Na segunda fase, correspondente ao primeiro alteamento, foi iniciada a construção da portela na margem direita, portela MD, com uma altura de cerca de 4 m. Nos aterros cuja construção foi iniciada na primeira fase, a impermeabilização é conseguida através do funcionamento em série do núcleo argiloso com a geomembrana. Para os restantes, a estanqueidade dos aterros é assegurada somente através do funcionamento das geomembranas.

O comprimento actual e a altura máxima à fundação de cada um dos aterros estão indicados na descrição geral da obra (§ 7.1). O desenvolvimento em planta alterna, em todos os aterros, entre troços rectos e troços curvilíneos (Figura 7.2).

Os vales do corpo de aterro da BP da barragem de Cerro do Lobo têm, de uma maneira geral, encostas de inclinação muito suave, donde resultam aterros com alturas praticamente constantes numa extensão significativa. Existe uma zona central desse aterro onde as encostas são mais íngremes, com repercussões directas associadas ao facto da sua altura ser substancialmente maior que os restantes.

Por esse motivo consideraram-se dois subsistemas de primeiro nível no sistema principal *III - Barragem principal*: *III.1 - Corpo principal* e *III.2 - Aterros laterais adjacentes ao corpo principal* (ver Figura 7.7).

Como se pode constatar pela Figura 7.7 não é plausível, dada a geometria dos aterros, que se venham a desenvolver fenómenos associados ao efeito de arco.

Não são efectuadas quaisquer análises aos sistemas principais associados às várias portelas, ou seja, *IV*, *V* e *VI* e ao subsistema de primeiro nível *III.2*. A sua consideração conduziria a um volume excessivo de informação, que, essencialmente, seria uma repetição do apresentado para o subsistema *III.1 - Corpo principal*, desviando as atenções do objectivo primeiro da análise – aplicabilidade prática do método *FMEA* a um sistema geotécnico.

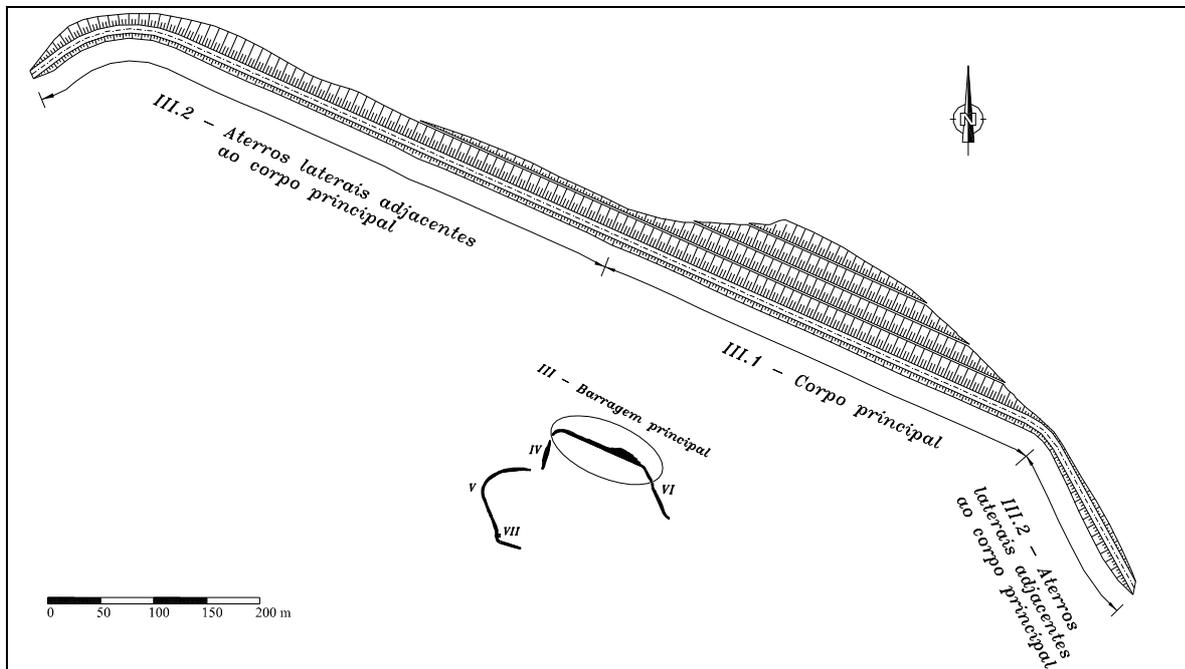


Figura 7.7 – Subsistemas de primeiro nível, *III.1* e *III.2*, do sistema principal *III*

Tal como indicado na Figura 7.5, foram consideradas oito componentes básicas (subsistemas de segundo nível) no subsistema de primeiro nível *III.1 - Corpo principal*. Na Figura 7.8 apresenta-se

uma secção transversal do corpo principal da barragem principal, onde são identificados, geometricamente, as várias componentes constituintes desse subsistema.

Subsistemas de fronteira (componentes) do subsistema III.1 - Corpo principal

Para ilustrar a sequência e as relações entre essas entidades funcionais foi efectuado um FBD representativo do normal funcionamento do subsistema mãe (Figura 5.4, § 5.6.2).

O normal funcionamento do III.1 - *Corpo principal* inicia-se com o cumprimento dos requisitos estruturais por parte dos maciços estabilizadores da barragem. Para tal, deverá ocorrer, em simultâneo, por um lado, a sua protecção aos efeitos das ondas provocadas pela acção do vento na albufeira, através da III.1.1 - *Camada de protecção a montante*, e a estabilidade mecânica a montante do núcleo central por intermédio do III.1.2 - *Maciço de montante* e, por outro lado, a estabilidade mecânica a jusante do núcleo central através do III.1.3 - *Maciço de jusante*.

A distinção efectuada entre maciço de montante e de jusante, embora ambos tenham a mesma função, justifica-se pelo facto das causas iniciadoras dos respectivos modos de rotura terem origem em fenómenos de diferentes naturezas e, conseqüentemente, dos efeitos nos subsistemas de nível de detalhe inferior e no próprio sistemas também serem diferentes.

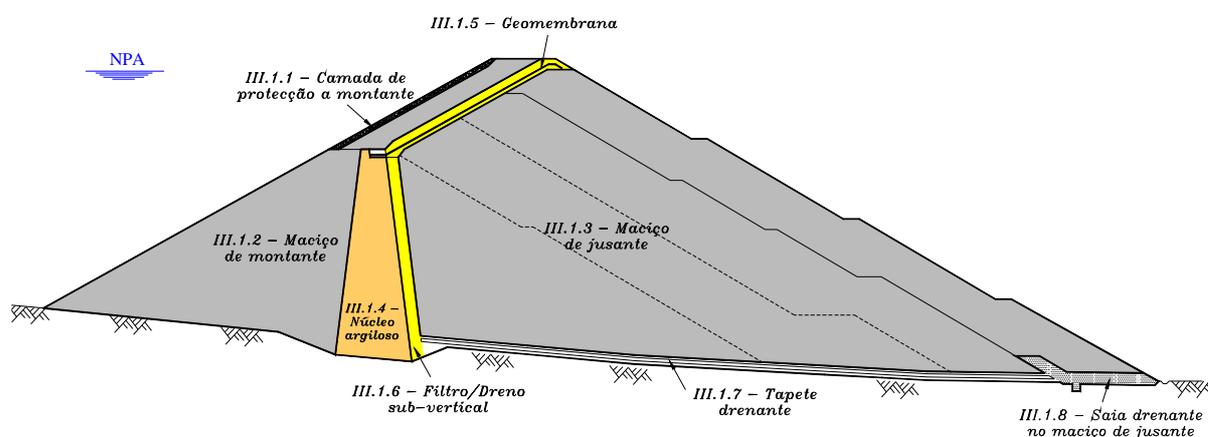


Figura 7.8 – Componentes constituintes do III.1 - Corpo principal da barragem principal, numa zona em que a altura à fundação é máxima

Os problemas estruturais nos maciços estabilizadores relacionados com insuficiências ao nível da sua resistência, nomeadamente, escorregamentos, podem ocorrer, i) do *lado de montante*, em virtude de uma alteração química dos materiais ou de uma insuficiente resistência na interface aterro/geomembrana; ou ii) do *lado de jusante*, em consequência de uma deficiente ligação entre os materiais utilizados nos sucessivos alteamentos. A ocorrência de um sismo, cuja a acção induza solicitações superiores à capacidade resistente dos materiais sob os estados de tensão prevalentes, pode, igualmente, potenciar perigos de estrutural em ambos os maciços.

Uma eventual deficiente compactação dos aterros do último alteamento (4ª fase) pode constituir uma possível fonte para a ocorrência de perdas de funcionalidade, associadas a problemas de deformabilidade, que daí decorram. Pode também conceber-se, como plausível, um fenómeno de fluência nos aterros.

Adicionalmente, a deformabilidade excessiva dos aterros, poderá dever-se, no maciço de montante, para além da alterabilidade química, a colapso no aterro do último alteamento, quando o nível de água da albufeira o atingir (materiais xisto-grauvacóides). Nas zonas do maciço de jusante preexistentes ao último alteamento, podem ocorrer problemas derivados do acréscimo de peso aplicado pelo alteamento.

Face à inexistência de uma descarga de fundo e à natureza da água retida na albufeira, pode conceber-se o galgamento da barragem. No entanto, esse cenário tem uma baixa probabilidade de ocorrência, dado que (i) o descarregador de cheias encontra-se dimensionado para uma cheia de projecto decamilenar¹⁶ ($T= 10\ 000$ anos); (ii) a albufeira tem uma área relativamente reduzida e; (iii) as principais afluições à albufeira resultam de uma precipitação directa. Não obstante, é importante a consideração do referido cenário de rotura, uma vez que os seus efeitos são de elevada severidade. Adicionalmente, os dados utilizados nos estudos hidrológicos poderão vir a mostrar-se desadequados.

O referido galgamento do corpo da barragem pode dever-se a um balanço hidrológico desfavorável (intensa pluviosidade que origine uma cheia com um período de retorno superior ao considerado no projecto), causador de um caudal que o descarregador de segurança, embora correctamente dimensionado, não consiga escoar. Previamente à consumação deste modo de rotura terão ocorrido já descargas em larga escala, no vale a jusante, originando uma importante contaminação.

A probabilidade deste modo de rotura cresce com o volume de rejeitados depositados na albufeira, uma vez que o encaixe da barragem vai, progressivamente, diminuindo dado que o nível de água na albufeira vai subindo.

Garantidos os requisitos estruturais do aterro, é necessário descrever o seu normal comportamento hidráulico e ambiental. Para tal, exige-se o eficiente comportamento do *III.1.4 - Núcleo argiloso* e da *III.1.5 - Geomembrana*, respectivamente, na redução da condutividade hidráulica na zona inferior do corpo da barragem e na impermeabilização dos sucessivos alteamentos.

Os principais problemas com início no *III.1.4 - Núcleo argiloso* estão relacionados com potenciais fluxos concentrados de água que se escapam do reservatório. Tal poderá ocorrer devido ao aparecimento de fissuras no núcleo, ou, simplesmente, devido a um arraste lento e progressivo das partículas mais finas. No § 7.2.3, esta componente será alvo de uma análise detalhada, nomeadamente,

¹⁶ De acordo com o artigo 6º, n.º 3 alínea *h*) das Normas Portuguesas de Barragens (NPB), o período de retorno da cheia de projecto deveria ser estabelecido entre os 1000 e os 5000 anos (quadro do Anexo I).

dos seus modos de rotura, das suas causas iniciadoras e da respectiva cadeia de efeitos em níveis de detalhe progressivamente inferiores.

Na situação hipotética da III.1.5 - *Geomembrana* sofrer danos substanciais, deve considerar-se a passagem de grandes quantidades de água para o sistema drenante, podendo determinar a sua colmatação e, eventualmente, o aparecimento de exurgências no pé de talude a jusante. A danificação da geomembrana pode ter proveniência num ataque químico, numa deficiente instalação (roturas por punçoamento, tracção rasgamento ou perfuração) ou numa deficiente selagem ao núcleo ou ao maciço de fundação.

Na Figura 7.9 apresenta-se o aspecto geral da instalação da geomembrana durante a construção do último alteamento.



Figura 7.9 – Construção do último alteamento. Zona do coroamento da geomembrana e sua camada superior para protecção contra o punçoamento

Nas barragens de aterro zonadas as fronteiras entre materiais de permeabilidades contrastantes, quando o escoamento se processa de um material fino para um material mais grosseiro, são particularmente susceptíveis ao início de fenómenos de arrastamento das partículas finas para os vazios do material mais grosseiro.

Para prevenir a possibilidade de existir uma migração apreciável de partículas de solo é aceite, como boa prática, adoptar nessas fronteiras sistemas de filtro [114].

As duas condições principais para um filtro se considerar satisfatório em termos da sua *estabilidade externa* são, primeiro, ser mais permeável que o solo protegido de modo a funcionar como um dreno e, segundo, ser suficientemente fino para prevenir que as partículas do solo protegido sejam transportadas para os seus vazios. Para garantir a *estabilidade interna* dos filtros é necessário que estes sejam dimensionados de modo a que não sejam susceptíveis sofrer erosão interna.

Sherard and Dunningan, em [115], sugerem, para os filtros com D_{15} superior a 1,0 mm, $D_{15}/d_{85} \leq 5$ como principal critério para a sua aceitabilidade¹⁷. Para filtros mais finos utilizados na protecção de argilas e siltes, os mesmos autores, apresentam, em [116], alguns dos critérios de dimensionamento de filtros para protecção de vários tipos de solos¹⁸ utilizados com funções impermeabilizantes em barragens de aterro, nomeadamente:

- Grupo 1 - *Argilas e siltes finos, com mais de 85% de material passado no peneiro # 200, requerem um filtro com $D_{15}/d_{85} = 7$ a 12. Porém, D_{15} não deve ser inferior a 0,2 mm;*
- Grupo 2 - *Areias silto-argilosas e areias siltosas e solos argilosos com 40-85% passados no # 200, requer-se um filtro com fuso de $D_{15} = 0,7$ a 1,5 mm;*
- Grupo 3 - *Areias silto-argilosas e areias siltosas e areias cascalhentas, com menos de 15% de material passado no peneiro # 200, relativamente à fracção passada no peneiro # 4, requerem um filtro com $D_{15}/d_{85} = 9$ a 10 se os grãos do solo forem angulosos e, $D_{15}/d_{85} = 7$ a 8 se os grãos forem subarredondados;*
- Grupo 4 - *Solos intermédios entre os grupos 2 e 3, o critério a adoptar será intermédio entre o preconizado para esses grupos.*

Na Figura 7.10 apresentam-se os fusos granulométricos dos materiais utilizados na construção dos sucessivos alteamentos da barragem. As suas designações utilizadas para os materiais estão indicadas no § 7.1.

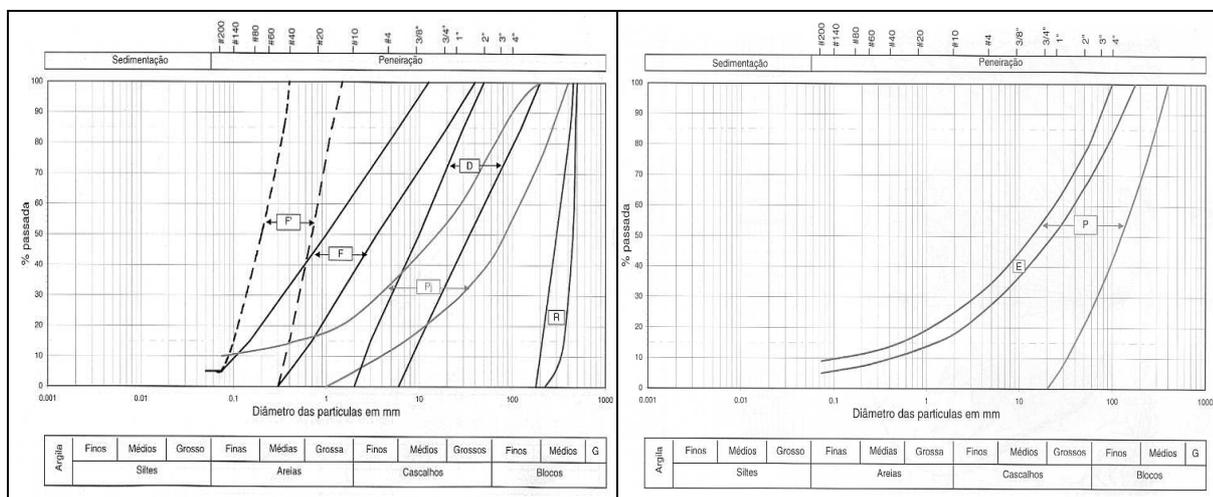


Figura 7.10 – Variação das curvas granulométricas dos solos utilizados na construção dos alteamentos (HIDROPROJECTO [105])

Na generalidade, os fusos granulométricos dos materiais preconizados em projecto verificam os critérios de filtro atrás referidos. No entanto, é de prever que esses critérios possam efectivamente não

¹⁷ D refere-se ao filtro e d ao solo a proteger.

¹⁸ À excepção dos solos do grupo 3, os valores de d_{85} baseiam-se num ajustamento matemático ou numa reclassificação granulométrica do solo que passa no # 4. Para os solos do grupo 3 o d_{85} é calculado recorrendo à totalidade do solo.

terem sido pontualmente cumpridos na construção, quer devido à heterogeneidade dos solos ou quer à substituição de alguns dos materiais por outros com características granulométricas diferentes (*e.g.*, face à inexistência de quantidade suficiente de material disponível em mancha de empréstimo ou em pedreiras).

A espessura destes filtros deve ser dimensionada de maneira que a sua secção tenha, para a percolação estimada, suficiente capacidade drenante. Os filtros horizontais podem, de uma maneira geral, ter espessuras inferiores aos verticais e aos sub-verticais. O correcto comportamento dos filtros/drenos pode ser bastante afectado na eventualidade de não terem sido devidamente construídos.

Para além dos aspectos mencionados, que são típicos em barragens de retenção de águas limpas, ainda há que atender a possíveis alterações químicas provocadas pelas águas contaminadas.

O sistema de filtros e drenos arenosos e cascalhentos que compõem o sistema drenante do *III.1 - Corpo principal* é assegurado pelo adequado funcionamento conjunto das seguintes componentes: *III.1.6 - Filtro/Dreno sub-vertical*, *III.1.7 - Tapete drenante* e *III.1.8 - Saia drenante no maciço de jusante*.

O *III.1.6 - Filtro/Dreno sub-vertical*, para além de evitar a erosão do núcleo, deve ser capaz de drenar o fluxo de água que consiga percolar através dos órgãos impermeabilizantes (*III.1.4* e *III.1.5*). O *III.1.7 - Tapete drenante*, situa-se na zona mais baixa do vale e tem cerca de 20 m de largura. Este funciona como filtro e dreno da fundação subjacente e permite escoar as águas oriundas do *III.1.6 - Filtro/Dreno sub-vertical*. A *III.1.8 - Saia drenante no maciço de jusante*, existente ao longo de todo o desenvolvimento longitudinal do aterro, permite drenar a água recolhida na camada superficial da fundação e, acessoriamente, nos tapetes drenantes, conduzindo-a para os poços IBR (Figura 7.11).

Assim, em suma, os eventuais problemas a que estas três componentes podem estar sujeitas derivam: (i) dos materiais utilizados poderem sofrer alterações de natureza química devido ao tipo de material retido na albufeira, (ii) de existir a possibilidade da inadequação dos materiais utilizados e da sua colocação; e (iii) das suas dimensões poderem não ser suficientes para garantir uma capacidade drenante que faça face ao progressivo aumento da carga hidráulica propiciado pelos sucessivos alteamentos.

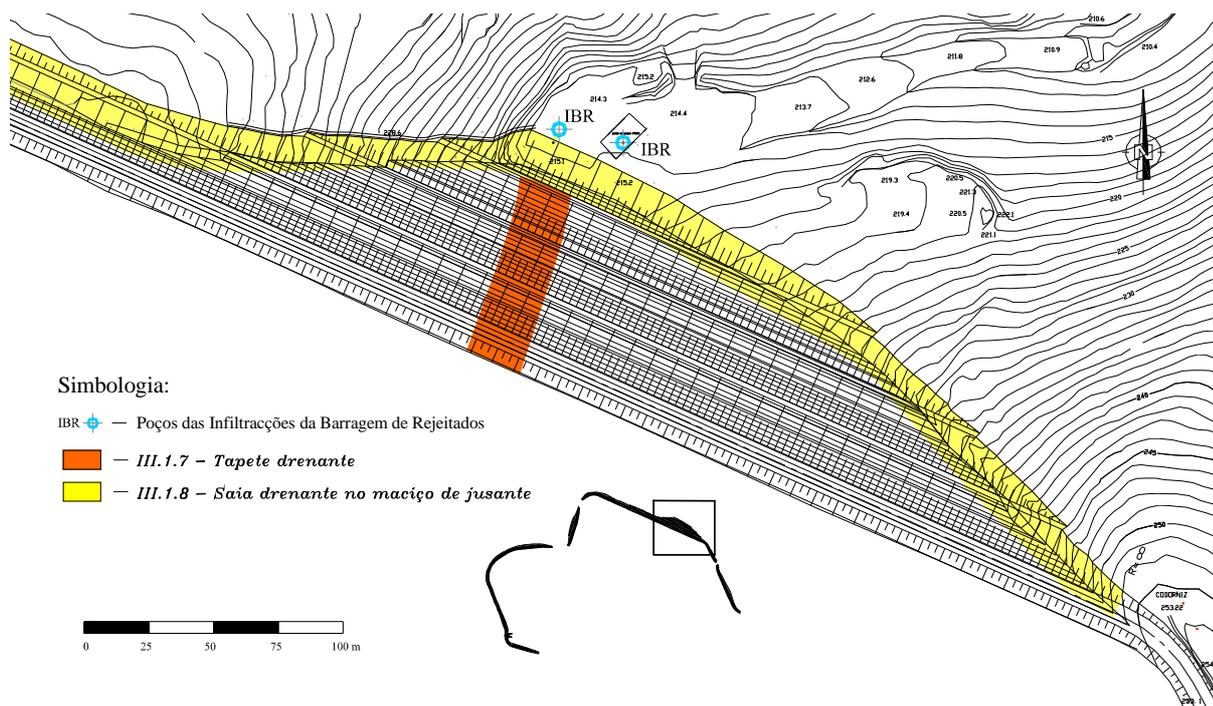


Figura 7.11 – Tapete drenante e saia drenante no maciço de jusante do corpo principal

A garantia da funcionalidade das componentes constituintes do subsistema de primeiro nível que vêm vindo a ser definido, ou seja, do *III.1 - Corpo principal*, referente ao sistema principal *III - Barragem principal*, não é suficiente para o seu correcto desempenho. Existem determinados requisitos de operacionalidade de outros subsistemas que têm de ser verificados (*inputs* e *outputs* da Figura 5.4).

As componentes básicas *III.1.1* e *III.1.2* referentes, respectivamente, ao maciço de montante e ao de jusante, para poderem garantir a estabilidade mecânica do aterro, necessitam que seja verificada a funcionalidade da sua fundação e encontros, nomeadamente, no que se refere à sua capacidade de suporte e ao seu adequado comportamento hidráulico e ambiental na função de retenção de água no reservatório. Para contemplar estas situações introduziram-se na estrutura do sistema o terceiro e quarto subsistemas de segundo nível designados, respectivamente, por *III.3 - Fundação* e *III.4 - Encontros*.

Subsistemas *III.3 - Fundação* e *III.4 - Encontros* do sistema principal *III - Barragem principal*

Foi identificado na fundação da barragem principal um sistema hidrogeológico constituído por uma zona superficial até cerca de 5 m de profundidade e, subjacente a este duas outras – uma intermédia e outra profunda. Nesta última existe um aquífero confinado com artesianismo repuxante de 0,2 m situado entre as profundidades 10 m e 16 m. A natureza confinada do aquífero sugere a existência de um tecto de muito baixa permeabilidade à profundidade média de 12 m (cf. capítulo 2 de [108]).

Os resultados do sistema de observação da obra, obtidos da análise de piezómetros na fundação e no aterro e dos valores dos caudais bombeados nos poços IBR, indiciam a ocorrência de percolação significativa na zona superficial da fundação.

Assim, considerou-se a componente básica *III.3.1 - Zona superficial* como pertencente ao subsistema *III.3 - Fundação*, e, conseqüentemente, ao sistema principal *III - Barragem principal*. Não foi considerada a zona subjacente, uma vez que não se prevê qualquer possibilidade de serem iniciados problemas nessa zona com severidade relevante no sistema global.

A estrutura do sistema principal em discussão fica completa com a definição das componentes básicas do quarto subsistema de segundo nível, isto é, dos *III.4 - Encontros*. Este é provavelmente o subsistema cuja identificação é de maior dificuldade, uma vez que não é fácil definir uma fronteira entre os encontros e a fundação. Na Figura 7.12 apresenta-se a distinção efectuada, para o corpo principal, entre a fundação e a zona dos encontros.

Nas encostas mais inclinadas não podem ser utilizadas, de forma eficaz, certos tipos de equipamentos. Tal propicia a ocorrência de determinadas deficiências construtivas, nomeadamente, ao nível do saneamento do maciço natural e da compactação dos aterros.

Nas zonas em que o maciço se encontra praticamente de nível, a tensão normal à interface de contacto é próxima da vertical. Nas restantes zonas essa tensão é inferior, dado que, por um lado, a altura de aterro diminui e, por outro, existe uma componente da carga que é suportada horizontalmente.

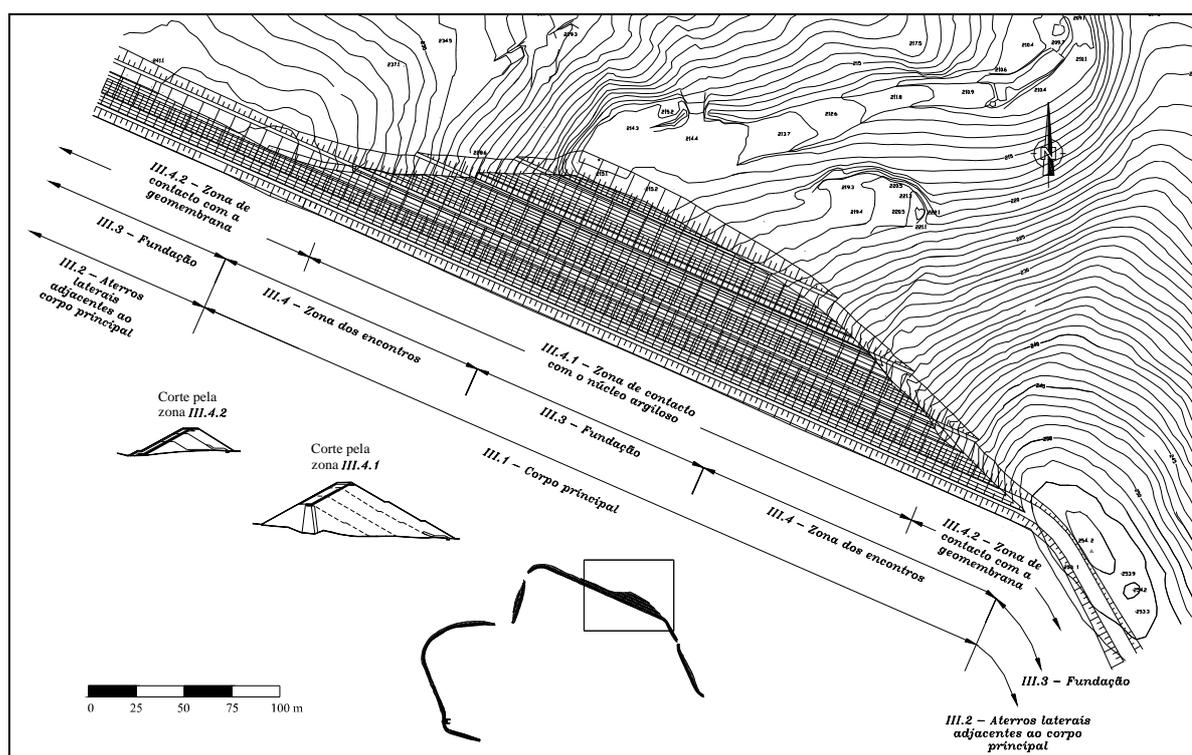


Figura 7.12 – Definição da zona dos encontros e da fundação da barragem principal

Assim, o critério utilizado para definir a fronteira geométrica, entre a fundação e os encontros, foi o de assumir como *III.4 - Zona dos encontros*, aquelas em que o maciço apresenta uma inclinação razoável que possa ter favorecido determinadas deficiências construtivas e onde possa existir um decréscimo significativo da tensão normal entre o maciço e o aterro. Na fotografia seguinte (Figura 7.13) é

apresentada uma vista de jusante, de parte do *III.1 - Corpo principal*, onde é possível observar a zona da fundação e a encosta do encontro da margem esquerda.



Figura 7.13 – Vista de jusante na zona de maior altura da barragem principal

Naturalmente, para as mesmas condições de colocação e compactação dos aterros, a secção da *III.4 - Zona dos encontros* com maiores riscos, será aquela que, estando mais próxima da fronteira com a zona *III.3 - Fundação*, estiver sujeita a maior carga hidráulica e cuja inclinação do maciço seja próxima da máxima.

À semelhança do que se tinha referido para o subsistema *III.3 - Fundação*, o principal e mais verosímil cenário de rotura, iniciado no subsistema *III.4 - Zona dos encontros*, está relacionado com uma eventual percolação excessiva na sua zona superficial ou no contacto com o aterro.

Dado que a ligação dos órgãos de impermeabilização ao maciço não é efectuada sempre da mesma maneira, considerou-se uma subdivisão do subsistema *III.4* nos seguintes subsistema de fronteira de segundo nível (componentes básicas): *III.4.1 - Zona de contacto com o núcleo argiloso* e *III.4.2 - Zona de contacto com a geomembrana (Plinto no maciço)*. Estes subsistemas de segundo nível são indicados, na Figura 7.12, de forma inequívoca.

A identificação destas zonas é imediata, visto que, quando o maciço está a cotas inferiores a 244 m (coroamento do núcleo), não existe ligação da geomembrana à fundação, e, portanto, o núcleo argiloso é o único órgão de impermeabilização em contacto com o maciço.

VII - Descarregador de cheias

O descarregador de cheias encontra-se circunscrito pela portela esquerda ME2, com a crista à cota 253,5 m, ou seja, 1,5 m abaixo da cota do coroamento dos aterros. Trata-se de um descarregador não revestido, com soleira em degraus, que promove o aumento da dissipação de energia ao longo do canal (Figura 7.14). Tal como anteriormente referido, o descarregador encontra-se dimensionado para a ocorrência de uma cheia decamilenar (período de retorno de 10 000 anos), sendo o caudal descarregado igual a $7 \text{ m}^3/\text{s}$ para uma carga hidráulica de 0,3 m.

A adopção de descarregadores não revestidos está essencialmente condicionada pela qualidade da rocha de fundação, pela frequência de funcionamento do descarregador com caudais elevados e pelo caudal específico de dimensionamento.

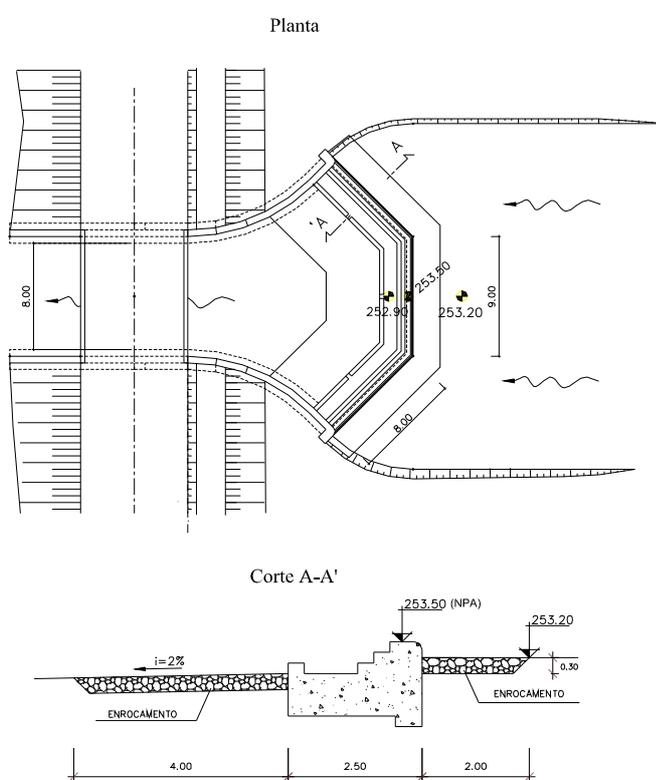


Figura 7.14 – Geometria do descarregador de cheias

De acordo com o RSB, artigo 14, nº 3, “os descarregadores de cheias devem ser aptos a escoar em qualquer circunstância a cheia de projecto sem necessidade de auxílio das descargas de fundo, tomadas de água ou outros dispositivos...”.

No entanto, nesta barragem, face ao tipo de materiais armazenados, só o facto do descarregador poder funcionar constitui por si um cenário de rotura, caso o volume descarregado resulte num impacte ambiental superior a um limite considerado como aceitável. Aliado à ocorrência desse cenário, caso o escoamento danifique a estrutura de betão armado da soleira, pode originar-se um escoamento descontrolado a jusante.

Nesta barragem não se considera adequado efectuar um refinamento nas componentes do descarregador, tendo sido apenas considerada uma única componente como representativa do seu funcionamento conjunto – *VII.1 - Estrutura global*, cuja função é a de proporcionar o escoamento em condições excepcionais.

VIII - Poços de drenagem/bombagem (IBR)

As águas captadas pelo sistema drenante dos aterros são encaminhadas para os poços IBR, de maneira a serem repostas no reservatório, por bombagem. Na Figura 7.15 apresenta-se uma fotografia com o aspecto exterior de um dos poços IBR da Barragem de Cerro do Lobo.



Figura 7.15 – Poço de drenagem/bombagem - IBR

O número de subsistemas de primeiro nível dos poços IBR, apresentados na Figura 7.5, foi escolhido de forma a manter homogeneidade do grau de detalhe relativamente aos outros sistemas principais. São apenas considerados dois subsistemas de fronteira de primeiro nível, isto é, as componentes básicas *VIII.1 - Poços* e *VIII.2 - Sistema de bombagem*.

Os *VIII.1 - Poços* têm como função recolher o caudal percolado, pelos aterros e pela zona superficial da fundação, previamente captado pela saia de pé de jusante, e captar o caudal que afluí directamente aos poços, sem passar pelos órgãos drenantes dos aterros.

Os principais problemas iniciados nesta componente estão relacionados com o eventual arrastamento de material fino, provenientes dos aterros e da fundação. A verificar-se esse fenómeno poderá ocorrer, um de dois efeitos: a *sedimentação* dos materiais finos no fundo do poço ou a sua *colmatação*. No primeiro caso o poço pode ser reactivado mediante a remoção do material depositado no fundo, enquanto que, o segundo conduz à sua inutilização, sendo, nessa situação, necessário proceder à sua substituição.

Em cada poço IBR, o VIII.2 - *Sistema de bombagem* é composto por uma bomba e por uma conduta em PVC, instalada transversalmente à barragem, que se estende até ao nível superior da fase líquida do reservatório. Como informação adicional, refere-se que o sistema de bombagem está munido de caudalímetros em todas as condutas, que permitem medir, diariamente, os caudais bombeados.

Nesta componente básica, uma eventual avaria mecânica isolada de cada bomba ou a constatação da insuficiência da sua potência, em princípio, derivada da exploração continuada da barragem que resulta num acréscimo de carga hidráulica, pode originar exurgências e contaminações pontuais, em virtude de o caudal que aflui ao poço ser superior àquele que é bombeado em retorno para a albufeira.

Em contrapartida, uma falha eléctrica, originada que afecte simultaneamente um número significativo de bombas do complexo da barragem e cuja falha não seja detectada num longo período de tempo, pode ter como consequência próxima uma incapacidade generalizada de bombear a água que aflui aos poços, e chegar ao termo de ocorrerem importantes contaminações a jusante.

IX - Vale a jusante

De um modo geral, nos vales a jusante os principais cenários de rotura estão associados a problemas geológicos, geotécnicos ou hidráulicos, nomeadamente, a estabilidade de taludes, em especial sobre o canal ou a jusante de grandes descarregadores de cheias, as ondas de cheia e a alteração do equilíbrio ecológico, devido, por exemplo, à poluição e à salinização¹⁹ [117].

A topografia a jusante da barragem de Cerro do Lobo, onde está inserido o descarregador de cheias, tem um relevo pouco acentuado, pelo que se assume como impossível um cenário de rotura associado a escorregamentos de taludes que contribua para a obstrução do seu órgão de segurança. O problema da salinização dos solos não se coloca, uma vez que a barragem não está implantada em linhas de água que comuniquem directamente com rios ou ribeiras que desagüem no mar.

O efeito de maior perigosidade no vale a jusante é o referente a uma libertação repentina de água seguida de uma onda de cheia que se propague ao longo do vale. Adicionalmente, existe o problema associado aos aspectos ambientais, que, face aos materiais armazenados, em muito interessam nesta obra, nomeadamente, à contaminação dos solos e dos aquíferos a jusante.

No vale a jusante não existem perdas de funcionalidade, admitindo que todos os restantes sistemas principais funcionam adequadamente. Desse modo, não existem, neste caso, quaisquer modos de rotura que sejam iniciados no *IX - Vale a Jusante*.

Porém, a consideração deste sistema principal é imprescindível, uma vez que, é sobre ele que recaem os principais efeitos finais de modos de rotura iniciados em componentes de outros sistemas

¹⁹ Devido à alteração das condições de escoamento superficial e hidrogeológicas provocadas pela construção de barragens junto à orla marítima, a água do mar mistura-se a distâncias apreciáveis com a água doce das linhas de água e dos aquíferos.

principais, que podem também ser interpretados como modos de rotura do sistema, e, portanto, como consequências no sistema, às quais se atribuem determinadas severidades.

Para uma avaliação mais completa dos riscos da barragem seria necessário estimar as consequências directas e indirectas (danos ou perdas), associadas a modos de rotura com reflexos nas pessoas e nas áreas circundantes, atendendo, entre outros, a factores sociológicos, demográficos e associados à ocupação do solo. Esse é um assunto de grande especificidade que, por não fazer parte do âmbito deste trabalho, não será aqui desenvolvido.

7.2.3 Modos potenciais de rotura, suas causas e seus efeitos

Os modos de rotura foram definidos atendendo às possíveis perdas de funcionalidade das componentes básicas que tenham causas iniciadoras – *root causes* (não associadas a modos de rotura de outros subsistemas) e seguindo os critérios referidos no § 5.6, ou seja: (i) adopção de modos de rotura concebíveis para a barragem de Cerro do Lobo para a fase da vida da obra em que a análise incide, e; (ii) que a sua efectivação conduza a consequências no sistema com severidade não desprezável.

Na Tabela 7.5 apresentam-se todos os modos de rotura, das componentes identificadas e estruturadas no ponto anterior (Figura 7.5), considerados como relevantes para análise de riscos da barragem de Cerro do Lobo. Indicam-se igualmente quais as suas causas iniciadoras.

Tabela 7.5 – Modos de rotura das componentes básicas e suas causas iniciadoras (ver Figura 7.5)

ID Comp	Modo de rotura, MR	Causas iniciadoras, {C(MR)}
I.1.1	<i>I.1.1.(1)-Percolação excessiva</i>	Presença de formações permeáveis com continuidade a grande distância
I.1.2	<i>I.1.2.(1)-Percolação excessiva</i>	Alterabilidade química do maciço Presença de formações permeáveis com continuidade a grande distância Excessiva permeabilidade dos rejeitados
I.2	<i>I.2.(1)-Arraste de material sólido</i>	Pluviosidade intensa
III.1.1	<i>III.1.1.(1)-Erosão</i>	Ondulação sob acção do vento Alterabilidade química dos materiais Ciclos de molhagem e secagem ou variações térmicas (fracturação e meteorização)
III.1.2	<i>III.1.2.(1)-Instabilização associada a movimentos de massas de solo</i>	Acção sísmica Alterabilidade química dos materiais Insuficiente resistência na interface aterro/geomembrana
	<i>III.1.2.(2)-Deformação excessiva</i>	Alterabilidade química dos materiais Colapso Fluência Deficiente compactação dos aterros
III.1.3	<i>III.1.3.(1)-Instabilização associada a movimentos de grandes massas de solo</i>	Acção sísmica Deficiente ligação entre materiais aplicados nas diferentes fases do alteamento

ID Comp	Modo de rotura, MR	Causas iniciadoras, {C(MR)}
	<i>III.1.3.(2)-Deformação excessiva</i>	Carregamento do 3º alteamento (4ª fase) Fluência Deficiente compactação do aterro do alteamento
	<i>III.1.3.(3)-Erosão externa</i>	Balanço hidrológico desfavorável - com galgamento
<i>III.1.4</i>	<i>III.1.4.(1)-Percolação excessiva (sem fissuração)</i>	Alterabilidade química dos materiais Dissolução dos materiais Elevada carga hidráulica - Subida da linha de saturação
	<i>III.1.4.(2)-Percolação excessiva (com fissuração)</i>	Fracturação hidráulica
<i>III.1.5</i>	<i>III.1.5.(1)-Danificação da geomembrana</i>	Ataque químico Deficiente instalação Deficiente ligação ao núcleo ou encontro
<i>III.1.6</i>	<i>III.1.6.(1)-Perda de estabilidade interna ou externa</i>	Inadequação dos materiais ou da sua colocação Alterabilidade química dos materiais
<i>III.1.6</i>	<i>III.1.6.(2)-Insuficiente capacidade drenante</i>	Inadequação da granulometria Espessura insuficiente (aumento da cota de exploração)
<i>III.1.7</i>	<i>III.1.7.(1)-Perda de estabilidade interna ou externa</i>	Inadequação dos materiais ou da sua colocação Alterabilidade química dos materiais
	<i>III.1.7.(2)-Insuficiente capacidade drenante</i>	Secção insuficiente (aumento da cota de exploração) Inadequação da granulometria
<i>III.1.8</i>	<i>III.1.8.(1)-Perda de estabilidade interna ou externa</i>	Inadequação dos materiais ou da sua colocação Alterabilidade química dos materiais
	<i>III.1.8.(2)-Insuficiente capacidade drenante</i>	Secção insuficiente (aumento da cota de exploração) Alterabilidade química dos materiais
<i>III.3.1</i>	<i>III.3.1.(1)-Percolação excessiva</i>	Tratamento insuficiente da fundação Alterabilidade química da fundação
	<i>III.3.1.(2)-Percolação profunda</i>	Tratamento insuficiente da fundação
<i>III.4.1</i>	<i>III.4.1.(1)-Percolação excessiva</i>	Deficiente compactação Tratamento insuficiente do maciço Alterabilidade química do maciço Deficiente saneamento
<i>III.4.2</i>	<i>III.4.2.(1)-Percolação excessiva</i>	Tratamento insuficiente do maciço Deficiente saneamento Deficiente ligação
<i>VII.1</i>	<i>VII.1.(1)-Funcionamento hidráulico sem danos</i>	Balanço hidrológico desfavorável
	<i>VII.1.(2)-Funcionamento hidráulico com danos</i>	Deficiente qualidade do betão
<i>VIII.1</i>	<i>VIII.1.(1)-Sedimentação</i>	Arrastamento de finos
	<i>VIII.1.(2)-Colmatação</i>	Arrastamento de finos
<i>VIII.2</i>	<i>VIII.2.(1)-Avaria mecânica</i>	Falhas mecânicas nas bombas
	<i>VIII.2.(2)-Potência insuficiente</i>	Aumento do caudal percolado ao longo do tempo
	<i>VIII.2.(3)-Falha eléctrica</i>	Falha no fornecimento de energia Descarga eléctrica (e.g., trovoadas)

(continuação da Tabela 7.5)

Aquando da definição do sistema relativo à obra em estudo, efectuada no § 7.2.2, houve a necessidade de abordar, de um modo geral, os principais problemas que cada uma das componentes básicas consideradas poderiam exibir e quais as suas eventuais causas originadoras. A descrição aí efectuada

é, de modo genérico, suficientemente esclarecedora para justificação dos modos de rotura considerados e das respectivas causas iniciadoras (indicados na Tabela 7.5).

Modos de rotura do III.1.4 - Núcleo argiloso

Para não tornar a análise demasiado volumosa, e desvirtuar o principal objectivo deste trabalho, não será aqui descrito detalhadamente cada modo de rotura de cada componente. Mais simplesmente, opta-se por descrever com maior ênfase os modos de rotura associados à componente básica designada por III.1.4 - Núcleo argiloso, ou seja, III.1.4.(1) - Percolação excessiva (com fissuração) e III.1.4.(2) - Percolação excessiva (sem fissuração). A escolha recaiu sobre esta componente em particular, pelo facto de ter sido utilizada, em diversas situações, para exemplificação de aspectos associados ao processo da FMEA (ao longo do Capítulo 5).

Tal como indicado na Tabela 7.5, o III.1.4 - Núcleo argiloso tem como função primordial proporcionar a redução da condutividade hidráulica na zona inferior do corpo do aterro (construído na primeira fase). A possibilidade de existirem escoamentos descontrolados motivou a consideração dos referidos modos de rotura.

Nas Equações (5.16) e (5.17), assim como na Tabela 7.5, são apresentadas as causas iniciadoras, respectivamente, dos modos III.1.4.(1) e III.1.4.(2).

À medida que a água percola através do solo compactado de um aterro, ocorre dissipação de pressão intersticial quando são superadas as forças viscosas que resistem ao escoamento através dos vazios do solo. Reciprocamente, a água percolada origina forças erosivas que tendem a arrastar as partículas de solo através do aterro. Se as forças que permitem resistir à erosão forem inferiores àquelas que a tendem a causar, as partículas do solo são arrastadas e é iniciado o fenómeno de erosão interna [114]. As forças resistentes dependem, entre outras, da coesão e do efeito de interligação entre as partículas. A progressão do fenómeno pode ser condicionada pela acção de um filtro a jusante.

Convirá referir que, de acordo com a metodologia que tem vindo a ser implementada, não foi incluída, nessas causas iniciadoras, qualquer referência a um eventual incorrecto funcionamento do filtro/dreno sub-vertical (componente III.1.6). Esta componente pertence ao mesmo subsistema que aquela em análise. Assim, os possíveis problemas iniciados nessa componente devem ser contemplados nos seus modos de rotura. O cumprimento desta regra é fundamental para o sucesso final da análise. Caso contrário podem efectuar-se repetições desnecessárias de informação, podendo dar azo a dificuldades na realização da análise (ciclos fechados) e na interpretação dos resultados.

Assim, para o primeiro modo de rotura – III.1.4.(1) - Percolação excessiva (sem fissuração), considerou-se como possíveis causas iniciadoras a ocorrência conjugada dos seguintes factores: (i) *alterabilidade química dos materiais*, face ao tipo de materiais retidos; (ii) *dissolução dos materiais*, com principal incidência sobre as partículas de argila e; (iii) *elevada carga hidráulica - Subida da*

linha de saturação, face à subida progressiva da cota de exploração da albufeira, propiciada pelos sucessivos alteamentos.

De facto, a ocorrência destes fenómenos propicia a redução substancial das forças resistentes e o arrastamento lento e progressivo dos materiais do núcleo através dos órgãos drenantes, aumentando assim, gradualmente, a percolação através do núcleo.

Na situação anterior, o fenómeno da erosão interna inicia-se sem que exista uma fenda inicial por onde ocorrem fluxos concentrados de água. No entanto, essa é outra possibilidade que tem de ser contemplada. Para tal, introduziu-se, na análise da componente *III.1.4*, o segundo modo de rotura, isto é, a *III.1.4.(2) - Percolação excessiva (com fissuração)*, cuja causa iniciadora considerou-se ser a possibilidade de ocorrência de *fracturação hidráulica*.

Este fenómeno só pode ocorrer caso a tensão efectiva principal mínima, a que o núcleo argiloso está sujeito, ao longo do caminho do potencial fluxo de água concentrada, seja inferior à sua pressão intersticial.

Apesar da fissuração inicial causada por esse fenómeno poder ser bastante pequena, talvez até imperceptível, a água da albufeira consegue penetrá-la. Como resultado, a tensão que actua no plano da fissura é alterada abruptamente de um estado de tensão baixo, ou nulo, para um estado de compressão a montante da fissura, caso esta não se propague ao longo do núcleo. Esta situação origina um aumento da abertura da fissura após o reajustamento do aterro para o novo estado de tensão. Neste processo a água pode infiltrar-se numa fissura pré-existente circunstancialmente fechada ou pode formar-se uma nova fissura. A expressão *fracturação hidráulica* pode ser utilizada para referir ambas as situações. As condições de tensão, teoricamente necessárias para ocorrência do fenómeno, podem manifestar-se no primeiro enchimento da barragem ou podem desenvolver-se mais tarde, após vários anos de uma exploração continuada da albufeira [118].

Cadeia de Modos de rotura /Modos Contribuintes/Efeitos da componente III.1.4 - Núcleo argiloso

Identificadas as possíveis causas iniciadoras dos modos de rotura interessa, agora, admitidas as suas ocorrências, avaliar a cadeia de *Modos de rotura /Modos Contribuintes/Efeitos* ao longo da hierarquia do sistema geotécnico anteriormente definido. No § 5.10 foi indicada a forma como deve ser conduzida a análise, indicando os vários conteúdos envolvidos, pelo que, nesta fase apenas se apresentam as explicações relativas aos assuntos aí apresentados. Na Figura 5.14 (§ 5.10) foi apresentada a interligação entre os sucessivos modos de rotura dos subsistemas de níveis sistematicamente de nível de detalhe inferior.

Nessa figura é perceptível a consideração como efeito imediato (consequência directa na componente em análise) dos dois modos de rotura considerados, a *erosão interna do núcleo argiloso*, que, por sua vez, constitui o primeiro modo de rotura considerado para o *III.1 - Corpo princial*, ou seja, o modo

III.1.(1). Este, por consequência, tem como contribuidores os modos de rotura do *III.1.4 - Núcleo argiloso*, ou seja, *III.1.4.(1)* e *III.1.4.(2)*.

Apesar de ambos os modos de rotura do núcleo argiloso terem o mesmo efeito imediato, e portanto, a mesma sequência de efeitos ao longo dos subsistemas de detalhe inferior, a sua distinção pretende atender ao diferente grau de probabilidade das suas ocorrências.

O arrastamento das partículas mais finas do núcleo argiloso através do corpo da barragem poderão introduzir na *III - Barragem principal* perigos de vários tipos, nomeadamente, *III.(1) - Perda de estanqueidade*, *III.(2) - Colmatação do sistema drenante* ou *III.(3) - Piping (a montante do sistema drenante)*.

A primeira situação deriva do facto de o caudal percolado aumentar substancialmente devido ao arrastamento progressivo dos materiais finos do núcleo. O efeito final no sistema, relativos a esse modo, referem-se à possibilidade de ocorrer *0.(2) - Insuficiência do sistema de bombagem*, face ao aumento do caudal percolado e recolhido nos poços IBR.

A segunda situação pretende atender à possibilidade de as partículas finas do núcleo serem arrastadas ao longo do aterro e se depositarem nos órgãos drenantes da barragem, conduzindo à sua *colmatação* generalizada (modo *III.(2)*). A ocorrência deste cenário conduz ao efeito final de *0.(3) - contaminação local a jusante*, uma vez que a água percolada pelo aterro e pela fundação deixa de ser conduzida aos poços IBR, contrariando a filosofia correcta de exploração da barragem – *descarga nula*.

Quando um fluxo concentrado de água é iniciado através dum aterro argiloso, podem ocorrer dois cenários: (i) se a velocidade do escoamento for suficientemente baixa, o material circundante consegue fechar o canaleta por onde se está a desenvolver o escoamento, ou (ii) se a velocidade inicial for suficientemente rápida, ocorre a migração das partículas de argila no sentido do escoamento conduzindo a uma erosão progressiva e regressiva (*piping*) [119].

Com o intuito de considerar este segundo cenário, introduziu-se na análise o terceiro e último efeito próximo dos modos potenciais de rotura do núcleo argiloso, *III.(3) - Piping (a montante do sistema drenante)*. Na Figura 7.16 apresenta-se um esquema ilustrativo onde é representado o desenvolvimento desse cenário de rotura.

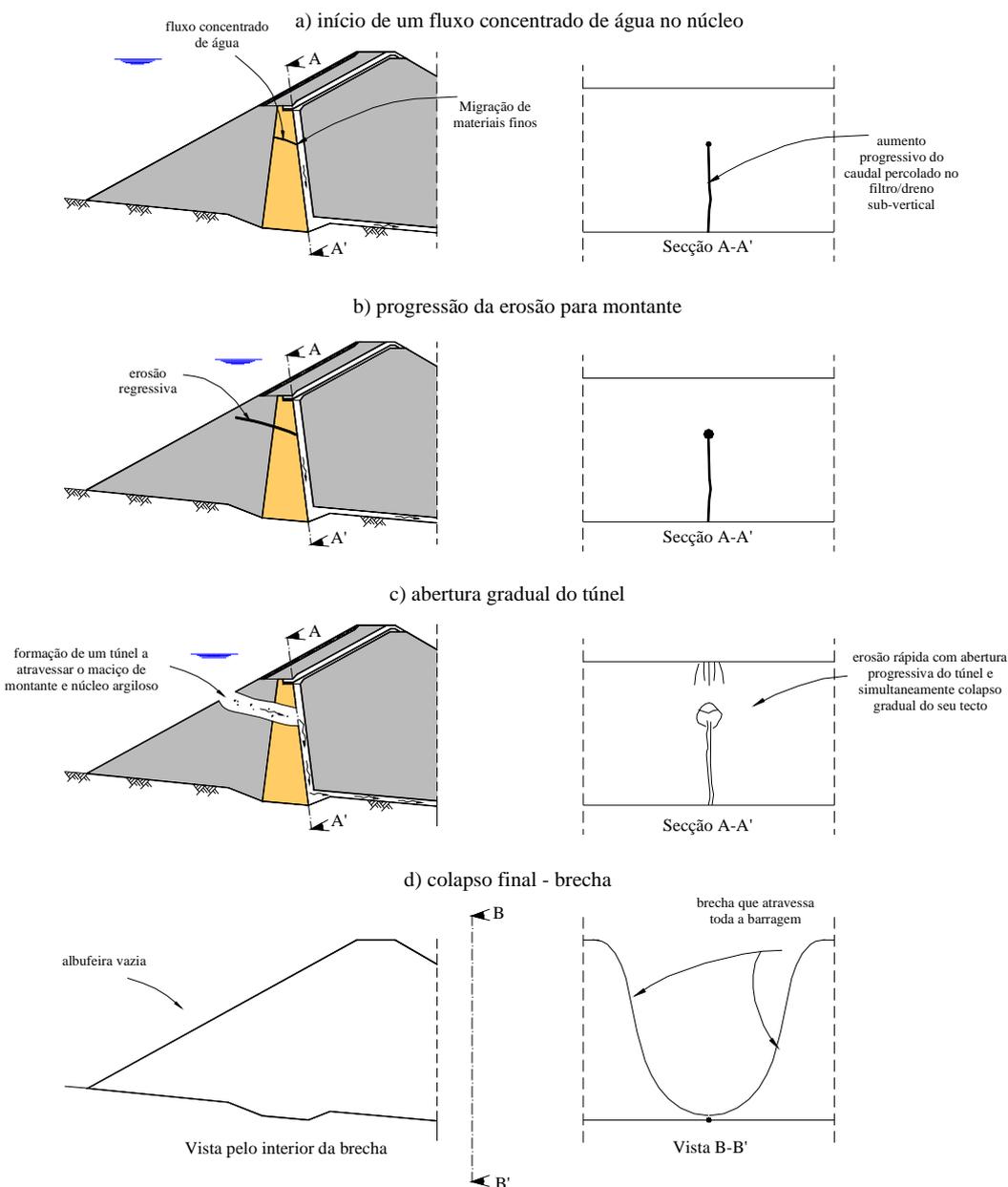


Figura 7.16 – Esquema ilustrativo do desenvolvimento de uma eventual rotura por *piping* (a montante do sistema drenante) na barragem de Cerro do Lobo

De facto, a maioria dos problemas graves de fenómenos de *piping* resultaram de uma erosão progressiva e regressiva devida a fluxos concentrados de água que se desenvolveram através da barragem. A erosão inicia-se no ponto onde o escoamento ganha velocidade e propaga-se para montante, aumentando gradualmente as dimensões do canaleta, até que, num estado avançado, pode criar-se um túnel ao longo da barragem e ocorre a rotura completa da barragem [114].

Para o caso concreto da obra em estudo, e tal como indicado na Figura 7.16, considerou-se que o fenómeno é iniciado na fronteira entre o núcleo e o filtro/dreno sub-vertical, onde o escoamento se processa de uma zona de materiais finos para outra adjacente de materiais mais grosseiros (a). A partir daí, a erosão ocorre de forma regressiva, aproximando-se do maciço de montante, criando um túnel que atravessa a barragem desde essa fronteira ao paramento de montante (b).

Em determinadas barragens, que sofreram roturas originadas por *piping*, o fenómeno não progrediu, tendo o escoamento se processado essencialmente pelo túnel. Noutros casos a erosão do túnel levou a que o coroamento ruísse, formando uma brecha [118]. O caso mais gravoso corresponde a esta última hipótese. Nesse caso, a abertura aumenta progressivamente de tamanho e o seu tecto colapsa para o seu interior (*c*)), possibilitando a formação de uma brecha que atravessa toda a barragem (*d*)), e cujo efeito final no sistema se traduz numa libertação repentina da água da albufeira, formando uma *O.(4) - Onda de cheia* no vale a jusante.

No Anexo B apresenta-se a tabela completa que resume a *FMEA* realizada para a barragem de Cerro do Lobo. Igualmente, apresentam-se num formato gráfico (Figura B.1), à semelhança do que foi apresentado na Figura 5.14 (§ 5.10), todos os modos de rotura dos vários subsistemas, incluindo as componentes básicas. Em conexão com essa figura, apresenta-se a Tabela B.1 e a Tabela B.2, com os resultados da análise efectuada, respectivamente, para as componentes básicas e para os restantes subsistemas.

Nesta fase da análise, para todos os modos de rotura de todas as componentes básicas do sistema, estão identificadas e convenientemente associadas as causas iniciadoras com os seus efeitos imediatos, próximos e finais. Adicionalmente, para os subsistemas de nível de detalhe inferior ao das componentes, estão igualmente identificados os contribuintes de cada um dos seus modos de rotura.

7.2.4 Medidas de detecção e de controlo disponíveis

A identificação das medidas de detecção e controlo disponíveis em obra, que poderão ser utilizadas para a fase em que a análise está a incidir, pode ser efectuada posteriormente e de um modo independente da definição dos modos de rotura, uma vez que não interfere nas suas relações “causa-efeito”, podendo, no entanto, modificar a verosimilhança e a severidade a elas associadas.

Para facilitar a implementação das medidas de detecção e controlo disponíveis é preferível que estas sejam identificadas de forma separada. Em acréscimo, para que essas medidas possam ser consideradas na análise, devem estar disponíveis em obra ou terem sido previstas em projecto, de modo que a sua implementação seja suficientemente rápida para ser eficaz em tempo útil.

Tal como foi descrito no § 5.6.6, as medidas de detecção devem conseguir detectar numa fase inicial a ocorrência das causas iniciadoras dos modos de rotura ou os efeitos mais imediatos, sem que se tenha desenvolvido a cadeia de sucessivos efeitos. Com as medidas de controlo, pretende-se interromper ou, tal não seja possível, atenuar a sucessão dos efeitos, em tempo útil, de forma a reduzir a sua gravidade.

Na Tabela 7.6 apresentam-se as medidas de detecção e controlo disponíveis na barragem de Cerro do Lobo. Estas são identificadas para todos os modos de rotura do sistema.

Tabela 7.6 – Medidas de detecção e de controlo dos modos potenciais de rotura das componentes básicas do sistema associado à barragem de Cerro do Lobo (associar com a Figura B.1)

Componente	MR	Medidas de detecção	Medidas de controlo
<i>I.1.1 - Taludes</i>	<i>I.1.1.(1)</i>	Inspecção visual Cartografia geológica da zona afectada pela subida do nível de água Instrumentação (níveis da albufera - fase líquida e sólida)	-
<i>I.1.2 - Fundo do vale</i>	<i>I.1.2.(1)</i>	Inspecção visual (das zonas a jusante dos poços IBR) Cartografia geológica (fundo do vale e nas zonas a jusante) Instrumentação (níveis da albufera - fase líquida e sólida; cotas piezométricas na fundação; caudais bombeados)	Reforço da capacidade de bombagem
<i>I.2 - Encostas</i>	<i>I.2.(1)</i>	Inspecção visual (erosão)	Plantação de vegetação
<i>III.1.1 - Camada de protecção do maciço montante</i>	<i>III.1.1.(1)</i>	Inspecção visual (erosão)	Colocação de material adicional
<i>III.1.2 - Maciço de montante</i>	<i>III.1.2.(1)</i>	Inspecção visual (detecção de escarpas; fissuração do coroamento) Instrumentação (deslocamentos superficiais)	Berma estabilizadora a montante da zona afectada
	<i>III.1.2.(2)</i>	Inspecção visual (fissuração e alinhamento do coroamento; intersecção da borda do espelho de água) Instrumentação (deslocamentos superficiais)	Reposição da geometria
<i>III.1.3 - Maciço de jusante</i>	<i>III.1.3.(1)</i>	Inspecção visual (detecção de escarpas e pé da cunha; fissuração do coroamento) Instrumentação (deslocamentos horizontais internos e superficiais; pressões intersticiais no maciço de jusante; monitorização ambiental)	Eventual construção de berma estabilizadora a jusante da zona afectada
	<i>III.1.3.(2)</i>	Inspecção visual (fissuração do coroamento; desalinhamentos e desnivelamentos) Instrumentação (deslocamentos superficiais e horizontais internos; monitorização ambiental)	Reposição da geometria
	<i>III.1.3.(3)</i>	Instrumentação (nível da albufera - fase líquida e sólida; volume de deposição dos rejeitados; precipitação e evaporação; caudais bombeados)	-
<i>III.1.4 - Núcleo argiloso</i>	<i>III.1.4.(1)</i>	Inspecção visual (turvação da água; zonas húmidas imediatamente a jusante; subsidências) Instrumentação (cotas piezométricas no núcleo e no maciço de jusante; caudais bombeados; nível da albufera - fase líquida; monitorização ambiental)	Reforço da capacidade de bombagem
	<i>III.1.4.(2)</i>		
<i>III.1.5 - Geomembrana</i>	<i>III.1.5.(1)</i>	Inspecção visual (zonas húmidas imediatamente a jusante; subsidências) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante; caudais bombeados; níveis da albufera - fase líquida; monitorização ambiental)	Abaixamento do nível de água na albufera Reforço da capacidade de bombagem
<i>III.1.6 - Filtro/Dreno sub-vertical</i>	<i>III.1.6.(1)</i>	Inspecção visual (subsidências) Instrumentação (nível de água na albufera; caudais bombeados; cotas piezométricas no maciço de jusante)	Abaixamento do nível de água na albufera
	<i>III.1.6.(2)</i>	Inspecção visual (zonas húmidas imediatamente a jusante; subsidências) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante; caudais bombeados; níveis da albufera - fase líquida)	Abaixamento do nível de água na albufera
<i>III.1.7 - Tapete drenante</i>	<i>III.1.7.(1)</i>	Inspecção visual (turvação da água; subsidências; ressurgências) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante e na fundação; caudais bombeados; níveis da albufera - fase líquida; monitorização ambiental)	Reforço da capacidade de bombagem
	<i>III.1.7.(2)</i>	Inspecção visual (zonas húmidas imediatamente a jusante) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante e na fundação; caudais bombeados; níveis da albufera - fase líquida; monitorização ambiental)	Abaixamento do nível de água na albufera Reforço da capacidade de bombagem

Componente	MR	Medidas de detecção	Medidas de controlo
III.1.8 - Saia drenante no maciço de jusante	III.1.8.(1)	Inspeção visual (turvação da água; subsidências; ressurgências) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante e na fundação; caudais bombeados; níveis da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)	Reforço da capacidade de bombagem
	III.1.8.(2)	Inspeção visual (zonas húmidas imediatamente a jusante) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante; caudais bombeados; níveis da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)	Reforço da capacidade de bombagem
III.3.1 - Zona imediatamente sob corpo da barragem	III.3.1.(1)	Inspeção visual (turvação da água; ressurgências) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante e na fundação; caudais bombeados; níveis da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)	Reforço da capacidade de bombagem Poços IBR adicionais a jusante
	III.3.1.(2)	Instrumentação (cotas piezométricas na fundação; caudais bombeados; monitorização ambiental)	-
III.4.1 - Zona de contacto com o núcleo argiloso	III.4.1.(1)	Inspeção visual (turvação da água; ressurgências) Instrumentação (cotas piezométricas no maciço de jusante e na fundação; caudais bombeados; níveis da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)	Reforço da capacidade de bombagem Poços IBR adicionais a jusante
III.4.2 - Zona de contacto com a geomembrana (plinto no maciço)	III.4.2.(1)		Poços IBR adicionais a jusante
VII.1 - Estrutura global	VII.1.(1)	Instrumentação (nível da albufeira - fase líquida e sólida, volume de deposição dos rejeitados; precipitação e evaporação; caudais bombeados)	Alteamento do descarregador
	VII.1.(2)	Inspeção visual (da soleira) Instrumentação (nível da albufeira - fase líquida e sólida; volume de deposição dos rejeitados; precipitação e evaporação; caudais bombeados)	Alteamento do descarregador Abaixamento do nível de água na albufeira
VIII.1 - Poços	VIII.1.(1)	Inspeção visual (deposição de materiais finos) Instrumentação (cotas piezométricas na fundação; caudais bombeados; níveis da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)	Limpeza dos poços
	VIII.1.(2)	Inspeção visual (deposição de materiais finos; ressurgências) Instrumentação (cotas piezométricas na fundação; caudais bombeados; níveis da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)	Poços IBR adicionais a jusante
VIII.2 - Sistema de bombagem	VIII.2.(1)	Inspeção visual (às bombas; ressurgências pontuais) Instrumentação (caudais bombeados)	Manutenção/Substituição das bombas
	VIII.2.(2)	Inspeção visual (às bombas; ressurgências pontuais) Instrumentação (caudais bombeados)	Substituição das bombas ou aumento do seu número
	VIII.2.(3)	Inspeção visual (detecção de falta de energia; ressurgências) Instrumentação (caudais bombeados; níveis da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)	Reposição da energia - geradores

(continuação da Tabela 7.6)

As disposições regulamentares em Portugal relativas às barragens, mais concretamente, o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), exige a elaboração de planos de observação. Estes deverão abranger todas as fases da vida das barragens (construção, primeiro enchimento, exploração e abandono), e visam, essencialmente, o controlo da segurança estrutural e operacional.

De um modo geral, não são incluídas no plano de observação de barragens, de forma explícita, quais as medidas de detecção e de controlo implementadas, apesar de estas primeiras serem, normalmente, referidas de forma indirecta. Porém, constitui um dos documentos fundamentais para a sua identificação, já que disponibiliza um conjunto de informações sobre a maneira como deverá ser observado o comportamento da obra, não definindo contudo parâmetros de avaliação relativos aos modos de rotura.

No plano de observação efectuado para a quarta fase da barragem de Cerro do Lobo (HIDROPROJECTO [107]) incluem-se, de acordo com as disposições das NOIB, vários aspectos com interesse para a identificação das medidas de detecção e controlo dos modos de rotura das componentes básicas, entre os quais se pode referir:

- i) a definição das inspecções visuais a realizar e os seus objectivos;
- ii) as grandezas observadas;
- iii) as características dos equipamentos de observação instalados (instrumentação) e a sua localização;
- iv) frequências de leitura dos equipamentos e frequência das observações visuais;
- v) procedimentos para recolha e processamento de dados e elaboração de relatórios de observação;
- vi) procedimentos e esquema de comunicação em caso de comportamento anómalo; e
- vii) princípios a seguir na análise do comportamento e avaliação da segurança.

As inspecções visuais constituem uma actividade que, quando efectuada de forma rotineira e sistemática, facilita a interpretação do comportamento da barragem. Estas têm como principal objectivo, a detecção de sinais ou evidências de deteriorações, ou sintomas de envelhecimento dos elementos constituintes da barragem e de anomalias do seu sistema de observação, complementando deste modo a informação fornecida pelos dispositivos de observação instalados.

Essas inspecções constam de observações directas, quer de aspectos gerais da obra, quer de aspectos singulares potencialmente indiciadores de comportamentos anómalos, entre os quais se pode referir, por exemplo, a detecção de: escarpas, fissurações, desalinhamentos e desnivelamentos, turvação da água recolhida nos IBR, erosões, ravinamentos, subsidências, zonas húmidas a jusante e ressurgências.

De um modo geral, as inspecções visuais incluem-se no grupo das medidas de detecção dos modos potenciais de rotura. Por vezes, estas observações só permitem a identificação de problemas quando estes já se encontram num estado avançado, pelo que deverão ser complementadas pelos equipamentos de observação instalados, que permitem, em princípio, detecta-los em primeiro lugar.

As estruturas geotécnicas, em geral, à excepção do medidor de caudal, não apresentam grandezas capazes de traduzir o comportamento integral da obra. Além disso, alguns dos modos de rotura descritos podem afectar uma zona restrita da obra, pondo, contudo, em causa a segurança de pessoas e

bens. Os equipamentos de observação são apenas capazes de detectar anomalias que ocorram nas proximidades das zonas de instalação. Nas não instrumentadas as inspecções visuais à obra poderão ser a única forma possível para detecção do início dos modos de rotura.

Nesta obra, as grandezas observadas assim como a localização aproximada dos respectivos equipamentos estão indicadas na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Plano de observação. Grandezas observadas, equipamentos de observação e sua localização

Grandezas observadas	Equipamento de observação	Localização
Nível da albufeira – fase líquida	Topografia	-
Nível da albufeira – fase sólida	Levantamento hidrográfico da albufeira	-
Volume de deposição dos rejeitados	Caudalímetro	Instalado nas tubagens de deposição
Caudais parciais de infiltração	Caudalímetro	Instalado no sistema de bombagem, nas zonas mais profundas dos vales (poços IBR)
Deslocamentos superficiais (horizontais e verticais)	Marca superficial	Coroamento dos aterros (vértices de montante e jusante) e nas 1ª e 2ª banquetas do maciço de jusante (corpo principal)
Deslocamentos horizontais internos	Inclinómetro	3 perfis na zona de maior altura da barragem principal (instalados a partir do coroamento e da 1ª banqueta, segundo perfis transversais)
Pressões intersticiais	Piezómetro pneumáticos (<i>Pp</i>) e piezómetro hidráulicos (<i>Ph</i>)	<i>Pp</i> - instalados nas 1ª, 2ª e 3ª fases (no núcleo, maciço jusante e fundação) <i>Ph</i> - instalados no final do último alteamento, no maciço de jusante e fundação)
Precipitação e evaporação	Estação meteorológica	-
Parâmetros físico-químicos da água (monitorização ambiental)	Análises laboratorial Piezómetro de tubo aberto	Recolha de amostras na albufeira e nos piezómetros de tubo aberto (instalados no vale a jusante)

Na Figura 7.17 apresenta-se um dos perfis transversais de observação do corpo principal da barragem principal, numa zona onde a sua altura é praticamente máxima. Nessa figura, pode ser visualizada a localização da instrumentação utilizada, nomeadamente, marcas superficiais, inclinómetros, piezómetros pneumáticos e piezómetros hidráulicos.

A detecção de comportamentos anómalos através da análise dos resultados dos equipamentos de observação pode ser efectuada através de uma comparação dos dados recolhidos com valores limites em condições normais de exploração. Outra possibilidade poderá passar pela comparação dos resultados obtidos das leituras dos equipamentos de observação, com os valores previstos por modelos de comportamento.

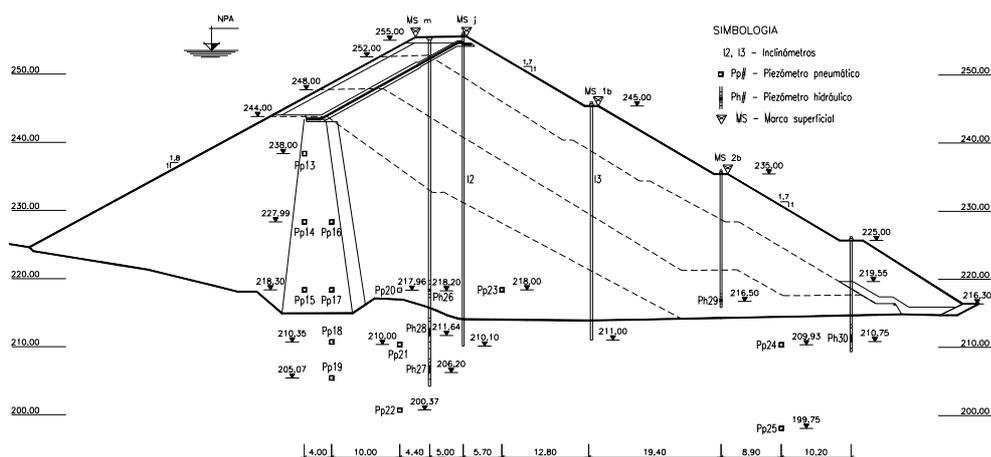


Figura 7.17 – Instrumentação de uma seção do corpo principal (CENORGEO [106])

Em caso de detecção de comportamento anómalo por parte dos agentes encarregados das inspeções visuais ou da análise dos registos dos dispositivos de observação, deverá ser, em primeira análise, avaliado qual o modo de rotura em causa, para posteriormente serem activadas, caso seja possível, as suas medidas de controlo (indicadas na Tabela 7.6).

Tal, normalmente, implica a tomada de acções correctivas, de forma a impedir a sua propagação e, assim, circunscrever o problema. Essas acções incluem, por exemplo: plantação de vegetação, instalação de bermas estabilizadoras, reposição da geometria inicial dos aterros e abaixamento do nível de água na albufeira.

Não foram incluídas medidas de controlo cuja implementação em tempo útil não seja possível: (i) por não terem sido inicialmente consideradas em projecto; ou (ii) porque a sua efectivação necessita de uma estrutura com uma determinada logística, que engloba um conjunto de recursos humanos e materiais, difícil de ser aplicada dentro de um prazo adequado.

A verosimilhança dos modos de rotura para os quais não existem medidas de controlo deve ser agravada por esse facto.

7.3 Análise da criticidade (FMECA)

Até este ponto, a análise efectuada é apenas descritiva e não aborda de uma forma imediata o conceito de risco (FMEA), o que limita a interpretação dos resultados. Com o propósito de a tornar mais objectiva foi introduzida a avaliação da criticidade dos modos de rotura (FMECA) (método apresentado no § 5.7.1).

A título exemplificativo, apresenta-se uma avaliação subjectiva da criticidade dos modos de rotura em termos absolutos, mas ponderada em termos relativos.

Nesta obra, pretende-se averiguar qual a importância relativa de cada um dos modos de rotura. Para tal, avaliou-se a severidade das consequências associadas efeitos finais dos modos de rotura e a sua verosimilhança de ocorrência, ou seja, a sua criticalidade.

A análise de riscos a todos os modos de rotura com base numa abordagem puramente probabilística é, neste caso, inviável, face à inexistência de dados suficientes que garantam uma análise quantitativa fiável.

Assim, foi utilizado um método de análise semi-quantitativo (ver § 4.2), onde se utilizaram julgamentos subjectivos, quer da verosimilhança de ocorrência de eventos quer da severidade das suas consequências. As decisões tomadas são baseadas em informações disponíveis, relativamente ao comportamento da obra até esta fase e, quando tal não é conhecido, com base no conhecimento de situações comparáveis de outras obras ou referidas na bibliografia.

7.3.1 Estimação da severidade das consequências relativas às sequências de efeitos

Na Figura B.1 e na Tabela B.1 (apresentados no Anexo B) indicam-se os efeitos finais resultantes da eventual ocorrência dos modos de rotura considerados neste sistema. Estes efeitos são em número de catorze e são identificados por um código numérico cujo primeiro dígito é o número zero (corresponde ao sistema global), seguido de um número, colocado entre parênteses, separado por um ponto (*e.g.*, 0.(5)).

Na Tabela 7.8 resumem-se todos os efeitos finais considerados na análise, e indicam-se quais os modos de rotura com esses efeitos finais. A sua numeração não pretende atribuir qualquer importância relativa entre ambos. Trata-se somente de um código identificativo dos efeitos finais no sistema. A distinção das suas severidades é efectuada através da atribuição de classes, atendendo a uma conjunção das consequências relacionadas com as áreas associadas à economia\destruição e ao ambiente (definidas na Tabela 5.2, § 5.7.1). Estas classes vão permitir a elaboração da matriz de criticalidade dos modos de rotura. Adicionalmente, para determinação dos seus índices de criticalidade, I_{cr} , foi atribuído, a cada efeito final com uma determinada classe, um índice ponderativo da sua severidade, s (atendendo à Tabela 5.4, § 5.7.1).

Tabela 7.8 – Classes de severidade e respectivos índices, s , para os efeitos finais no sistema associados à barragem de Cerro do Lobo (para o conjunto das consequências económicas e ambientais). Correspondência com os modos de rotura.

ID	Descrição do Efeito Final	Modos de rotura	Classe de Severidade	Índice, s
0.(1)	Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos)	III.1.3.(1)	I	1
		III.1.3.(2)	I	1
		III.1.3.(3)	I	1
0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem – Contaminação (local)	III.1.3.(1)	IV	6
		III.1.3.(2)	IV	6
		III.1.3.(3)	IV	4
		III.1.4.(1)	IV	6

ID	Descrição do Efeito Final	Modos de rotura	Classe de Severidade	Índice, s
0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem – Contaminação (local) (continuação)	III.1.4.(2)	IV	6
		III.1.5.(1)	IV	6
		III.1.7.(1)	IV	6
		III.1.7.(2)	IV	6
		III.1.8.(1)	IV	6
		III.1.8.(2)	IV	6
		III.3.1.(1)	IV	6
		III.4.1.(1)	IV	6
		III.4.2.(1)	III	4
	VIII.1.(1)	II	2	
0.(3)	Contaminação generalizada a jusante	III.1.3.(1)	V	9
		III.1.4.(1)	V	9
		III.1.4.(2)	V	9
		III.1.5.(1)	V	9
		III.1.6.(2)	V	9
		III.1.7.(1)	V	9
		III.3.1.(1)	V	9
		III.4.1.(1)	V	9
		III.4.2.(1)	IV	6
		VII.1.(1)	V	9
		VII.1.(2)	V	9
0.(4)	Onda de inundação	III.1.3.(1)	VI	10
		III.1.3.(3)	VI	10
		III.1.4.(1)	VI	10
		III.1.4.(2)	VI	10
		III.1.5.(1)	VI	10
		III.1.6.(1)	VI	10
		III.1.6.(2)	VI	10
		III.1.7.(2)	VI	10
0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira	I.2.(1)	I	1
		III.1.1.(1)	I	1
		III.1.2.(1)	II	2
0.(6)	Perda de folga	III.1.2.(2)	III	4
		III.1.3.(2)	III	4
0.(7)	Erosão externa do coroamento – por acção das ondas	III.1.3.(2)	III	4
0.(8)	Contaminação dos aquíferos subterrâneos a jusante	III.3.1.(2)	III	4
0.(9)	Exsurgências a jusante contaminação local	III.3.1.(1)	IV	6
		III.4.1.(1)	IV	6
		III.4.2.(1)	III	4
		VIII.1.(2)	III	4
		VIII.2.(3)	III	4
0.(10)	Exsurgências pontual a jusante - contaminação local	VIII.2.(1)	II	2
		VIII.2.(2)	III	4
0.(11)	Destruição do sistema de observação	III.1.3.(1)	I	1
		III.1.3.(3)	I	1
0.(12)	Escoamento descontrolado	VII.1.(2)	IV	6
0.(13)	Contaminação das zonas envolventes	I.1.1.(1)	III	4
		I.1.2.(1)	IV	6
0.(14)	Danificação dos poços IBR	III.1.3.(1)	IV	6
		III.1.3.(3)	IV	6

Continuação da Tabela 7.8

A atribuição das classes de severidade e respectivos índices ponderativos é efectuada subjectivamente, através de um processo de decisão, que envolve uma comparação relativa entre a severidade das

consequências relativas aos efeitos finais considerados, de modo a dispor de uma escala de ordenação da sua gravidade.

Por exemplo, a ocorrência de uma **0.(4) - Onda de inundação** no vale a jusante corresponde, para a generalidade das barragens, ao efeito final que provoca maior devastação nos seus vales a jusante, uma vez que resulta de uma libertação repentina e descontrolada de uma grande massa de água, que poderá causar elevados impactes, nomeadamente: (i) na saúde e segurança de pessoas; (ii) económicos; (iii) no ambiente; e (iv) na opinião pública. Assim, considerou-se para todos os modos de rotura que tenham como efeito final 0.(4) a severidade máxima da escala utilizada, ou seja, $Sev(0.(4))=VI$ e $s=10$, respectivamente, para a classe de severidade e para o seu índice ponderativo.

Nesta barragem em particular, uma **0.(3) - Contaminação generalizada a jusante** corresponde ao efeito final com maior severidade entre os restantes. A consideração da classe de severidade $Sev(0.(3))=V$ e de um índice ponderativo da sua severidade de $s=9$ pretende espelhar os potenciais impactes ambientais associados à contaminação dos solos e dos mantos freáticos no vale a jusante. Apenas para o modo de rotura *III.4.2.(1) – Percolação excessiva* (na zona de contacto da geomembrana com o maciço) considerou-se que a ocorrência dos seus efeitos são menos gravosos, dado que nessa zona a altura de água na albufeira é menor. Assim para esta situação considerou-se $Sev(0.(3))=IV$ e $s=6$ (para o efeito final 0.(3) do modo de rotura *III.4.2.(1)*).

O efeito final considerado de menor severidade corresponde à eventual ocorrência de uma **0.(11) - Destruição do sistema de observação**. Do ponto de vista do comportamento estrutural, hidráulico e ambiental da obra, a efectivação desse efeito não se traduz em problemas de importância significativa, desde que se proceda à sua substituição ou reparação num curto período de tempo. A sua severidade poderá aumentar à medida que esse período se prolongue, uma vez que deixa de ser possível a detecção atempada e fundamentada. Assim, considerou-se para este efeito final, e para a fase em que a análise incide, e dadas as boas condições de manutenção implementadas na obra, uma classe de severidade de $Sev(0.(11))=I$ e um valor de s igual a 1.

Os restantes efeitos finais no sistema têm severidades intermédias entre $S(0.(11))=I$ e $S(0.(3))=VI$.

Ambos os efeitos finais **0.(5) - Diminuição do encaixe da albufeira** e **0.(6) - Perda de folga** conduzem a uma limitação da cota máxima de exploração da albufeira da barragem, o que, naturalmente, acarreta custos económicos expressivos. No entanto, as consequências do efeito final 0.(6) são mais graves dado que a sua ocorrência aumenta a verosimilhança de um galgamento do coroamento. Portanto, considerou-se os seguintes valores máximos: $Sev(0.(5))=II$ e $Sev(0.(6))=III$, correspondentes a $s=2$ e a $s=4$, respectivamente.

7.3.2 Estimação da verosimilhança dos modos de rotura das componentes básicas

A avaliação da verosimilhança de ocorrência dos modos de rotura das componentes básicas foi efectuada, à semelhança do que se efectuou para a avaliação da severidade dos seus efeitos finais no sistema, através da utilização dum método classificativo. Para tal, utilizaram-se as cinco classes de verosimilhança e os pesos ponderativos associados, definidos no § 5.7.1, respectivamente, na Tabela 5.1 e na Tabela 5.3.

Na Tabela 7.9 apresenta-se a classe de verosimilhança e o respectivo índices ponderativo, ν , para cada um dos modos de rotura das componentes básicas. A sua atribuição baseou-se também em critérios subjectivos, mas agora através da comparação entre a possibilidade de ocorrência de cada modo de rotura, atendendo às suas causas iniciadoras e à sua sequência de efeitos (Figura B.1, Anexo B). Assim, obtém-se uma forma de aquilatar as verosimilhanças relativas de ocorrência.

Tabela 7.9 – Classes de verosimilhança e respectivos índices, p , para as componentes básicas do sistema da barragem de Cerro do Lobo (associar com a Figura B.1)

MR	Modo de rotura, MR	Classe de verosimilhança	Índice ponderativo, ν
I.1.1.(1)	Percolação excessiva	A	1
I.1.2.(1)	Percolação excessiva	B	2
I.2.(1)	Arraste material sólido	B	2
III.1.1.(1)	Erosão	B	2
III.1.2.(1)	Instabilização associada a movimentos de massas de solo	A	1
III.1.2.(2)	Deformação excessiva	B	2
III.1.3.(1)	Instabilização associada a movimentos de grandes massas de solo	A	1
III.1.3.(2)	Deformação excessiva	B	2
III.1.3.(3)	Erosão externa	B	2
III.1.4.(1)	Percolação excessiva (sem fissuração)	B	2
III.1.4.(2)	Percolação excessiva (com fissuração)	C	4
III.1.5.(1)	Danificação da geomembrana	C	4
III.1.6.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	B	2
III.1.6.(2)	Insuficiente capacidade drenante	C	4
III.1.7.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	B	2
III.1.7.(2)	Insuficiente capacidade drenante	C	4
III.1.8.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	A	1
III.1.8.(2)	Insuficiente capacidade drenante	B	2
III.3.1.(1)	Percolação excessiva	D	7
III.3.1.(2)	Percolação profunda	A	1
III.4.1.(1)	Percolação excessiva	D	7
III.4.2.(1)	Percolação excessiva	C	4
VII.1.(1)	Funcionamento hidráulico sem danos	D	7
VII.1.(2)	Funcionamento hidráulico com danos	B	2
VIII.1.(1)	Sedimentação	B	2
VIII.1.(2)	Colmatação	B	2
VIII.2.(1)	Avaria mecânica	C	4
VIII.2.(2)	Potência insuficiente	B	2
VIII.2.(3)	Falha eléctrica	B	2

De entre todos os modos de rotura analisados, um dos que a ocorrência poderá potenciar a efectivação dos seus efeitos, com uma menor verosimilhança, é o correspondente à **III.1.2.(1) - Instabilização associada a movimentos de massas de solo** no maciço de montante.

A existência de rejeitados em decantação na albufeira, situados a uma cota elevada (ver variáveis de estado, Figura 7.4), proporciona uma contribuição bastante significativa na estabilização do maciço de montante. A análise de estabilidade permite validar essa afirmação, já que os factores de segurança são substancialmente superiores aos exigidos (nas Normas Portuguesas de Barragens (NPB)), isto é, *1,5* para o caso estático e *1,1* para o caso sísmico. Na Figura 7.18 apresentam-se os resultados da verificação da estabilidade do maciço de montante para: *a)* condições estáticas e; *b)* condições sísmicas (para o SBP - Sismo Base de Projecto).

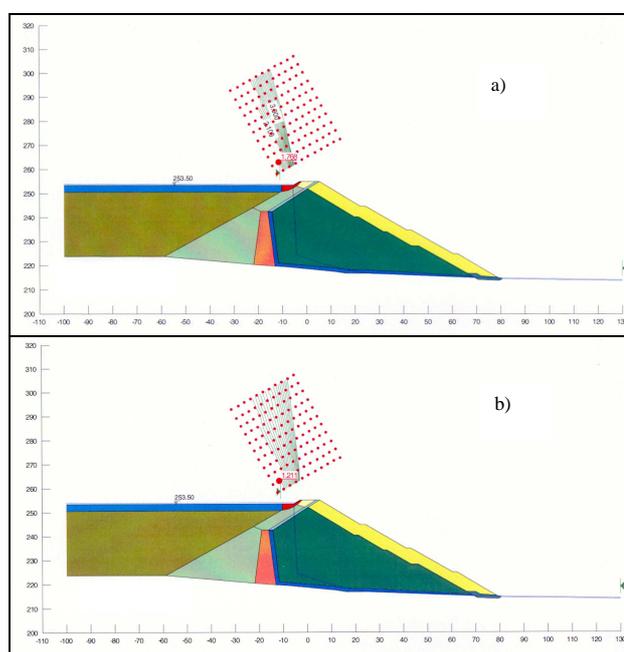


Figura 7.18 – Verificação da estabilidade do maciço de montante: a) condições estáticas; b) condições sísmicas (SBP) (HidroProjecto [105])

Refira-se ainda o facto de os efeitos deste modo de rotura serem de baixa verosimilhança, dado que o volume de solo que pode sofrer escorregamento é bastante reduzido (ver círculos de deslizamento da Figura 7.18).

Assim, assumiu-se que a sua possibilidade de ocorrência do mecanismo de rotura associado ao referido modo de rotura pode ser traduzida pelo menor valor da escala utilizada para a sua avaliação, ou seja, **Veros(III.1.2.(1))= A** e **v= 1**, respectivamente, para a classe de probabilidade e para o índice ponderativo.

Em contrapartida, os modos de rotura das componentes básicas do sistema que, em princípio, tem maior possibilidade de ocorrer com frequência são os indicados pelos códigos **III.3.1.(1)** e **III.4.1.(1)**, associados à **percolação excessiva** no maciço, respectivamente, na zona superficial da fundação (componente **III.3.1**) e na zona dos encontros (componente **III.4.1**) do corpo principal da barragem.

Face aos aspectos relacionados com a construção da barragem e com os estados de tensão que se geram na superfície de contacto do maciço com os aterros (mencionados no § 7.2.2), ao facto de a carga hidráulica na fundação ser superior e não existirem dados de observação que revelem deficiências construtivas em qualquer das componentes em análise, assume-se a mesma classe de verosimilhança para ambos os modos de rotura, **Veros = D - Provável**, correspondendo a $v=7$.

A consideração desta classe deve-se às evidências demonstradas através da observação do comportamento hidráulico da obra, mais concretamente, no que se refere aos valores dos caudais médios mensais bombeados nos poços IBR ao longo da exploração da albufeira (Figura 7.19), dos caudais totais de infiltração nos vários corpos (Figura 7.20) e das cotas piezométricas no maciço de fundação e nos aterros (Figura 7.21).

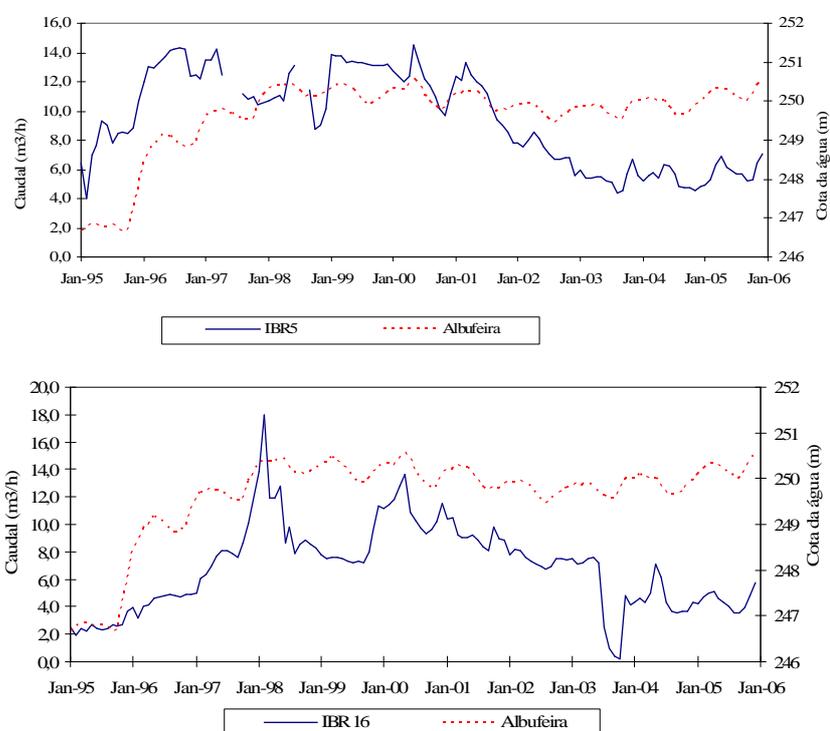


Figura 7.19 – Variação temporal (1995-2005) dos caudais médios mensais bombeados em dois poços IBR (situados a jusante do corpo principal) e da cota do sobrenadante (SOMINCOR)

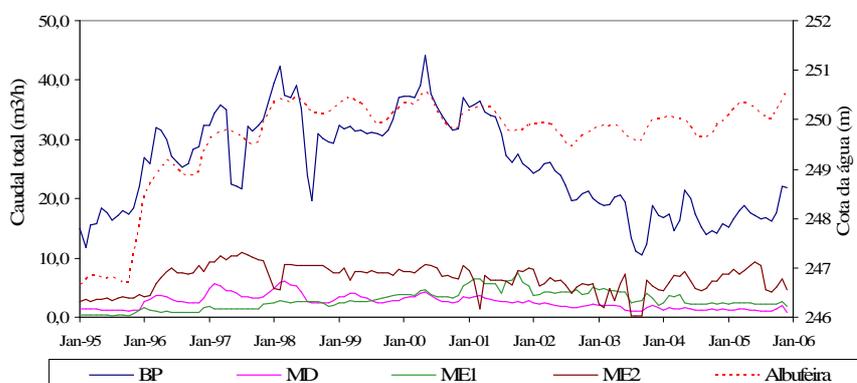


Figura 7.20 – Variação temporal (1995-2005) dos caudais totais de infiltração bombeados em cada um dos corpos e da cota do sobrenadante (SOMINCOR)

É necessário reavaliar continuamente os resultados da observação e avaliar o comportamento da barragem. De facto, existe a possibilidade de esta fase de construção poder propiciar uma redução do escoamento no maciço, já que, por um lado, o caminho de percolação aumenta (note-se que a posição dos IBR's foi deslocada para jusante cerca de 15 m) e, por outro, continuar-se-á a depositar na albufeira materiais com uma percentagem significativa de partículas finas, que poderão colmatar as descontinuidades geológicas do maciço.

Dependendo da evolução desses resultados, poderão, no âmbito de uma revisão da análise de riscos, serem alterados os valores atribuídos para as classes de verosimilhança e para os índices ponderativos desses modos de rotura. No entanto, face à incerteza do comportamento hidráulico do maciço de fundação, até porque este poderá sofrer alterabilidade química devido à agressividade dos materiais armazenados, e numa óptica conservadora, não são considerados na análise, nesta fase, os supostos efeitos favoráveis referidos.

O comportamento hidráulico da barragem do Cerro do Lobo é avaliado através da medição dos caudais de percolação e da medição das pressões intersticiais nos aterros e fundação.

A análise dos valores dos caudais medidos nos IBR's, durante o período compreendido entre 1995 e 2005, permite tecer as seguintes considerações:

- i) existem poços IBR onde os valores bombeados já foram bastante consideráveis, principalmente no corpo principal da barragem (valores de 12 m³/hora);
- ii) de um modo geral, há alguma dependência entre os caudais medidos nos IBR's e a cota da água;
- iii) registou-se uma subida, ao longo do tempo, dos valores dos caudais médios mensais medidos em quase todos os IBR's até ao final do Inverno de 2000, tendo estes valores vindo progressivamente a diminuir (possivelmente devido ao efeito benéfico da decantação dos rejeitados no fundo da albufeira e da colmatação das descontinuidades geológicas da fundação por intermédio dos materiais finos das lamas); e
- iv) em alguns poços, ocorreu um aumento significativo de caudal bombeado (*e.g.*, IBR 5, Figura 7.19), parcialmente justificado pelas afluências pluviais, que pode indiciar ter ocorrido uma alteração da condutibilidade hidráulica no aterro ou na fundação ou em ambos.

Existe uma percentagem da água que aflui aos IBR que provem da percolação através do corpo do aterro, mais concretamente, através do núcleo argiloso (partindo do pressuposto que a geomembrana tem funcionado correctamente). Interessa avaliar as cotas piezométricas no maciço de fundação e no aterro (núcleo argiloso e maciço de jusante), para elucidar a proveniência da maior parte da água, que é bombeada para a albufeira. Na Figura 7.21 apresentam-se, para um período entre 1992 e 2004 (treze anos), os resultados das cotas piezométricas dos piezómetros pneumáticos instalados numa secção de altura praticamente máxima do corpo principal da BP.

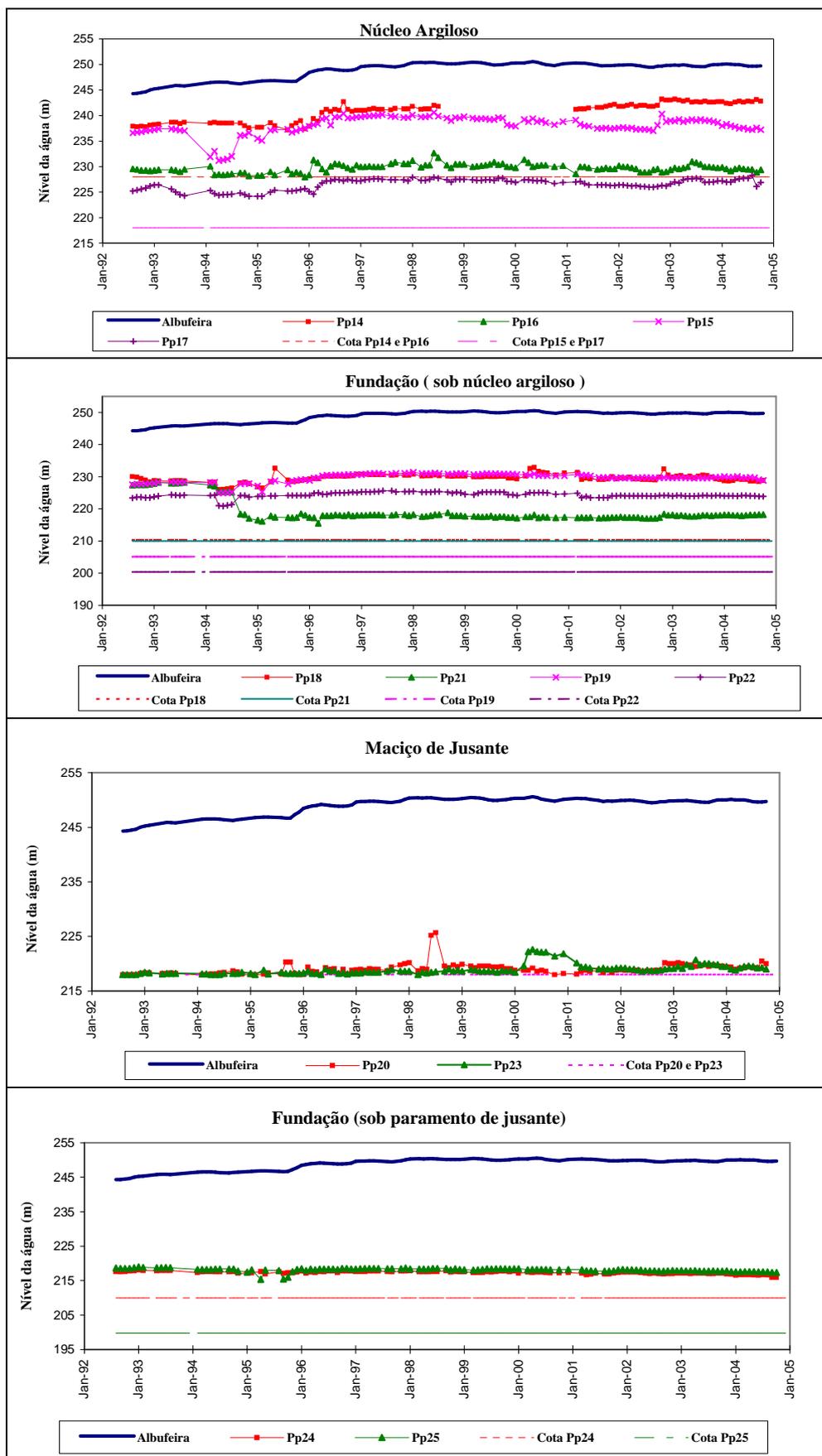


Figura 7.21 – Cotas piezométricas dos piezômetros pneumáticos Pp (da secção apresentada na Figura 7.17), entre 1992 e 2004 (SOMINCOR)

Calculou-se de modo grosseiro mas conservativamente o gradiente hidráulico no núcleo argiloso assumindo escoamento plano, entre dois pontos instrumentados e situados à mesma cota (Pp14 e Pp16). Do mesmo modo, calculou-se o gradiente hidráulico para duas situações na zona superficial do maciço de fundação: uma entre dois pontos sob o núcleo argiloso (Pp18 e Pp21) e outra entre dois pontos sob o maciço de jusante (Pp21 e Pp24) (ver Figura 7.17).

Na Tabela 7.10 apresentam-se os valores calculados para o gradiente hidráulico nas zonas anteriormente referidas, à data de Janeiro de 2002. Utilizaram-se aos valores da cota piezométrica H às cotas de instalação dos piezómetros pneumáticos indicados na Figura 7.21, e à distância relativa entre os seus pontos, L , indicada na Figura 7.17.

Tabela 7.10 – Cálculo das aproximações dos gradientes hidráulicos entre piezómetros pneumáticos instalados no corpo principal no núcleo e no maciço de fundação (Janeiro de 2002)

Piezómetro pneumático	Núcleo		Zona superficial da fundação (sob o núcleo)		Zona superficial da fundação (sob o maciço de jusante)	
	Pp14	Pp16	Pp18	Pp21	Pp21	Pp24
y (m)	227,99	227,99	210,35	210,00	210,00	209,93
p/γ_w (m)	13,8	2,18	19,42	7,5	7,5	7,5
H (m)	241,79	230,17	229,77	217,50	217,50	217,43
ΔH (m)	11,62		12,27		0,07	
L (m)	4,0		10,0		56,2	
i	2,91		1,23		0,00125	

Legenda: $i = \Delta H / L$ – gradiente hidráulico; H – potencial hidráulico (cota piezométrica); p/γ_w – altura piezométrica

Dessa tabela pode constatar-se que a perda de carga no núcleo argiloso é substancialmente superior àquela verificada na zona superficial fundação, sob o núcleo argiloso. Adicionalmente, verifica-se que a zona superficial da fundação, sob o maciço de jusante, tem uma perda de carga, relativamente ao núcleo argiloso, bastante baixa. Refira-se ainda o facto das cotas piezométricas no Pp21 e no Pp24 corresponderem à cota de saída a jusante.

Essas conclusões, mais a evidência dos valores excessivos de caudais bombeados nos poços IBR, são suficientes para afirmar que existiu, até a construção do último alteamento, uma franca percolação pela zona superficial do maciço do corpo principal da barragem principal.

Adicionalmente, a turvação da água anteriormente detectada a jusante (referida em [110]) vem reforçar a ideia de existência de um regime de percolação com elevada velocidade de escoamento.

Nos encontros não existem resultados de observação relativos a cotas piezométricas, pelo que para o modo de rotura em análise, associado essa componente, a avaliação é meramente subjectiva.

A verificação de que a perda de carga no núcleo argiloso é significativa e maior que na zona superficial da fundação, permite, em parte, justificar as classes de verosimilhança e índices v para os modos de rotura do núcleo argiloso relacionados com a eventual *percolação excessiva sem e com*

fissuração indicadas, respectivamente, com os códigos, *III.1.4.(1)* (*Veros= B - Remota* e $v= 2$), e *III.1.4.(2)* (*Veros= C - Ocasional* e $v= 4$).

O cenário de fracturação hidráulica do núcleo (causa iniciadora do modo *III.1.4.(2)* - *Percolação excessiva com fissuração*) não é de elevada verosimilhança nesta fase da vida da obra. Por um lado, a forma e a geologia superficial do vale não propicia a sua ocorrência, dado que não existe a possibilidade de ocorrerem efeitos de arco nem assentamentos diferenciais importantes; esta hipótese é confirmada pelos dados de observação. Por outro lado, trata-se de um cenário relevante dado que o estado de tensão a que o núcleo argiloso ficou sujeito, após os sucessivos alteamentos, pode conduzir à diminuição da tensão principal mínima efectiva por aumento da pressão intersticial.

A atribuição de uma classe de verosimilhança superior para o modo *III.1.4.(2)*, relativamente ao modo *III.1.4.(1)* (percolação excessiva sem fissuração), apesar de considerar-se semelhante a verosimilhança das respectivas causas iniciadoras, pretende atender à sequência de efeitos associada a este modo, que apresenta um desencadeamento muito mais rápido e devastador.

Um cenário com alguma verosimilhança de ocorrer, resulta de um eventual *funcionamento hidráulico sem danos* do descarregador de cheias, ou seja, o cenário associado ao modo de rotura *VII.1.(1)*.

A causa iniciadora deste modo de rotura está relacionada com um eventual desequilíbrio no balanço hidrológico, de tal maneira que se origine uma cota do sobrenadante superior ao NPA, embora o caudal descarregado não seja suficiente para originar danos importantes nas estruturas de betão armado do descarregador de cheias.

A cota de água na albufeira da Barragem do Cerro do Lobo depende de dois factores essenciais:

- i) factores meteorológicos – dos ciclos de evaporação / precipitação; e
- ii) factores de exploração – da gestão da albufeira, mais concretamente, do volume de lamas (rejeitados) bombeada para a albufeira e da água bombeada dos IBR's para a albufeira.

Na Figura 7.22 apresenta-se a variação da cota da albufeira ao longo da sua exploração no período 1995-2000, assim como a variação da cota do NPA nesse período.

Verifica-se que, por exemplo, em meados de 1998, a cota máxima de exploração do sobrenadante foi praticamente atingida, tendo havido mesmo a necessidade de, em meados de 1999, proceder a um alteamento de 20 cm no descarregador de cheias.

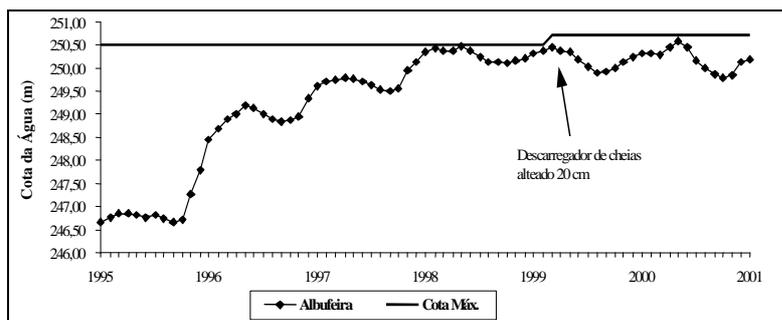


Figura 7.22 – Cota da fase líquida da albufeira, entre 1995 e 2000 (SOMINCOR [109])

Na Figura 7.23 apresenta-se, para o período 1994-2000, a cota da albufeira em contraste com os valores médios mensais de precipitação, registrada na estação meteorológica (Monte Branco) instalada no local da obra. Pode observar-se alguma correlação entre a cota de água da albufeira e a precipitação.

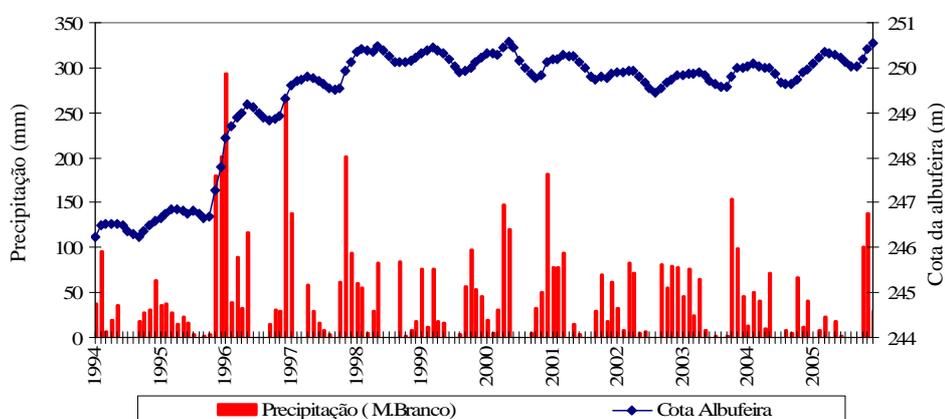


Figura 7.23 – Relação da precipitação com a cota da fase líquida da albufeira, entre 1994 e 2005 (cedido pela SOMINCOR)

De facto, quando ocorrem picos de precipitação média mensal num determinado mês, pode observar-se um aumento do nível da albufeira na leitura do mês seguinte.

Os aspectos anteriormente referidos conduziram à atribuição da classe de verosimilhança $Veros = D - Provável$ e índice ponderativo $\nu = 7$, para traduzir a verosimilhança de ocorrência desse modo de rotura face aos restantes.

Para os restantes modos de rotura utilizou-se uma abordagem análoga para a determinação das suas classes de verosimilhança (apresentadas na Tabela 7.9).

7.3.3 Criticalidade dos modos de rotura

Nesta fase da análise, todos os modos de rotura foram avaliados, em termos da severidade das consequências associadas aos seus efeitos finais no sistema e das suas verosimilhanças. Para poder dispor de uma ordenação relativa dos seus riscos, através desta metodologia, é necessário avaliar as suas criticalidades.

Atendendo às relações causais dos modos potenciais de rotura das componentes básicas, identificadas aquando da realização da FMEA (indicadas na Tabela B.1), e tendo em consideração a avaliação da severidade associada aos seus efeitos (Tabela 7.8) e da verosimilhança da sua ocorrência (Tabela 7.9), elaborou-se a Tabela 7.11. Aí, apresentam-se os pares *verosimilhança – Severidade*, (*Veros, Sev*), de todos os modos de rotura das componentes básicas do sistema, assim como os respectivos índices de criticidade, I_{cr} (equação (5.3)).

Para os modos de rotura com mais de uma classe de severidade possível indica-se a **negrito** qual a mais desfavorável.

Tabela 7.11 – Índices de criticidade dos modos de rotura das componentes básicas, I_{cr} , para os respectivos pares (*Veros, Sev*) (ver Figura B.1)

MR	Descrição do MR	Índices de criticidade						
		Classe de Verosimilhança \ índice v	Classes de Severidade índices s					
			I 1	II 2	III 4	IV 6	V 9	VI 10
I.1.1.(1)	Percolação excessiva	A \ 1			4			
I.1.2.(1)	Percolação excessiva	B \ 2				12		
I.2.(1)	Arraste material sólido	B \ 2	2					
III.1.1.(1)	Erosão	B \ 2	2					
III.1.2.(1)	Instabilização associada a movimentos de massas de aterro	A \ 1		2				
III.1.2.(2)	Deformação excessiva	B \ 2			8			
III.1.3.(1)	Instabilização associada a movimentos de grandes massas de aterro	A \ 1	1			6	9	10
III.1.3.(2)	Deformação excessiva	B \ 2	2	4	8	12		
III.1.3.(3)	Erosão externa	B \ 2	2		8	12		20
III.1.4.(1)	Percolação excessiva (sem fissuração)	B \ 2			8		18	20
III.1.4.(2)	Percolação excessiva (com fissuração)	C \ 4			16		36	40
III.1.5.(1)	Danificação da geomembrana	C \ 4			16		36	40
III.1.6.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	B \ 2						20
III.1.6.(2)	Insuficiente capacidade drenante	C \ 4					36	40
III.1.7.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	B \ 2				12	18	
III.1.7.(2)	Insuficiente capacidade drenante	C \ 4				24		40
III.1.8.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	A \ 1				6		
III.1.8.(2)	Insuficiente capacidade drenante	B \ 2				12		
III.3.1.(1)	Percolação excessiva	D \ 7				42	63	
III.3.1.(2)	Percolação profunda	A \ 1			4			
III.4.1.(1)	Percolação excessiva	D \ 7				42	63	
III.4.2.(1)	Percolação excessiva	C \ 4			16	24		
VII.1.(1)	Funcionamento hidráulico sem danos	D \ 7					63	
VII.1.(2)	Funcionamento hidráulico com danos	B \ 2					18	
VIII.1.(1)	Sedimentação	B \ 2		4				
VIII.1.(2)	Colmatação	B \ 2			8		18	
VIII.2.(1)	Avaria mecânica	C \ 4		8				
VIII.2.(2)	Potência insuficiente	B \ 2			8			
VIII.2.(3)	Falha eléctrica	B \ 2			8			

7.4 Documentação da análise e dos seus resultados

A análise efectuada fica convenientemente sistematizada, estruturada e concisa, através da representação num formato tabular dos resultados obtidos. A informação contida na Tabela 7.3 (componentes básicas e suas funcionalidades), na Tabela B.1 (modos potenciais de rotura das componentes básicas, suas causas e seus efeitos), na Tabela 7.6 (medidas de detecção e controlo) e na Tabela 7.11 (criticalidade dos modos de rotura), é suficiente para a construção das tabelas resumo da análise de riscos efectuada pela metodologia *FMEA/FMECA*. Como exemplo, apresenta-se na Tabela 7.12 os resultados obtidos para a análise da componente básica *III.1.4 - Núcleo argiloso*.

Nessa tabela são apresentadas as duas formas possíveis para descrição da criticalidade dos modos de rotura, os pares (*Veros,Sev*) e o índice de criticalidade, I_{cr} . Constatase que, para a componente em estudo, o par (*Veros,Sev*) de maior criticalidade é o correspondente ao modo de rotura associado à *percolação excessiva (com fissuração)* quando a sua consequência final se traduz por uma *onda de inundação* nos vales a jusante, ou seja, (*Veros,Sev*)=(**C,VI**) cujo índice de criticalidade é igual a 40 ($I_{cr} = 4 \cdot 10 = 40$).

Agindo da mesma maneira para as restantes componentes básicas do sistema, completa-se a apresentação, neste formato, dos resultados da análise.

Tabela 7.12 – Resultados da FMEA/FMECA, na forma tabular, para a componente básica III.1.4 - Núcleo argiloso

Identificação da Obra: Barragem de Cerro do Lobo

Fase da vida da obra: Exploração da albufeira, após último alteamento (4ª fase construtiva)

Objectivo: Análise de riscos da obra através de um método semi-quantitativo (classificativo)

Componente		Modos potenciais de rotura	Causas iniciadoras	Efeitos			Classe de Severidades	Classe de verosimilhança / v	I _{cr}	Medidas disponíveis			
ID Designação	Função			Imediatos	Próximos	Finais				Detecção	Controlo		
III.1.4 Núcleo argiloso	Reduzir a condutividade hidráulica na zona inferior do corpo da barragem	Percolação excessiva (sem fissuração)	Alterabilidade química dos materiais Dissolução dos materiais Elevada carga hidráulica - Subida da linha de saturação	Erosão interna do núcleo	Colmatção do sistema drenante	Contaminação generalizada a jusante	V / 9	B / 2	18	Inspeção visual (turvação da água; zonas húmidas imediatamente a jusante; subsidências)	-		
					Piping (a montante do sistema drenante)	Onda de inundação	VI / 10		20				
					Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local	IV / 6		12				
		Percolação excessiva (com fissuração)	Fracturação hidráulica	Erosão interna do núcleo	Colmatção do sistema drenante	Contaminação generalizada a jusante	V / 9		C / 4			36	Instrumentação (cotas piezométricas no núcleo e no maciço de jusante; caudais bombeados; nível da albufeira - fase líquida; monitorização ambiental)
					Piping (a montante do sistema drenante)	Onda de inundação	VI / 10					40	
					Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local	IV / 6					24	

Representação gráfica dos resultados da análise

Na Figura 7.24 apresenta-se a representação gráfica da criticalidade dos modos de rotura na forma de uma matriz de criticalidade. Nessa matriz bidimensional estão indicados todos os pares (*Veros,Sev*) identificados na análise.

Os resultados da análise de riscos efectuada pela *FMEA/FMECA* mostram que, *III.4.1.(1)*, *III.3.1.(1)* e *VII.1.(1)*, com (*Veros,Sev*)= (D,V) são os modos de rotura com maior criticalidade. No entanto, a informação contida nesta matriz não é suficientemente esclarecedora para avaliar a criticalidade relativa de todos os modos de rotura.

Classes de verosimilhança	E						
	D				<i>III.3.1.(1)</i> <i>III.4.1.(1)</i>	<i>III.3.1.(1)</i> <i>III.4.1.(1)</i> <i>VII.1.(1)</i>	
	C		<i>VIII.2.(1)</i>	<i>III.1.4.(2)</i> <i>III.1.5.(1)</i> <i>III.4.2.(1)</i>	<i>III.1.7.(2)</i> <i>III.4.2.(1)</i>	<i>III.1.4.(2)</i> <i>III.1.5.(1)</i> <i>III.1.6.(2)</i>	<i>III.1.4.(2)</i> <i>III.1.5.(1)</i> <i>III.1.6.(2)</i> <i>III.1.7.(2)</i>
	B	<i>I.2.(1)</i> <i>III.1.1.(1)</i> <i>III.1.3.(3)</i>	<i>VIII.1.(1)</i>	<i>III.1.2.(2)</i> <i>III.1.3.(2)</i> <i>III.1.4.(1)</i> <i>VIII.1.(2)</i> <i>VIII.2.(2)</i> <i>VIII.2.(3)</i>	<i>I.1.2.(1)</i> <i>III.1.3.(2)</i> <i>III.1.3.(3)</i> <i>III.1.7.(1)</i> <i>III.1.8.(2)</i>	<i>III.1.4.(1)</i> <i>III.1.7.(1)</i> <i>VII.1.(2)</i>	<i>III.1.3.(3)</i> <i>III.1.4.(1)</i> <i>III.1.6.(1)</i>
	A	<i>III.1.3.(1)</i>	<i>III.1.2.(1)</i>	<i>I.1.1.(1)</i> <i>III.3.1.(2)</i>	<i>III.1.3.(1)</i> <i>III.1.8.(1)</i>	<i>III.1.3.(1)</i>	<i>III.1.3.(1)</i>
MR	I	II	III	IV	V	VI	
	Classes de Severidade						

Figura 7.24 – Matriz de criticalidade dos modos potenciais de rotura das componentes básicas do sistema correspondente à barragem de Cerro do Lobo

A forma mais correcta para a representação gráfica dos resultados passa por complementar a matriz de criticalidade com um gráfico que represente, por exemplo, o máximo índice de criticalidade de cada modo de rotura (ver Figura 7.25).

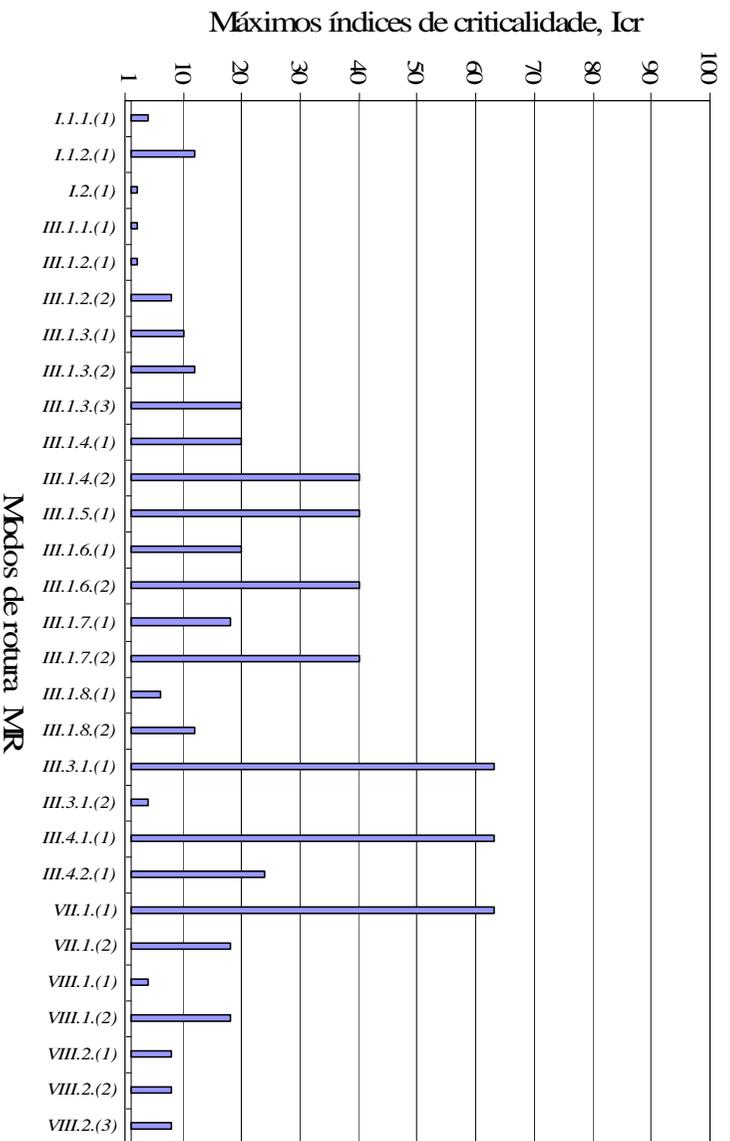


Figura 7.25 – Máximos índices de criticalidade dos modos de rotura das componentes básicas da barragem de Cerro do Lobo

Adicionalmente, a informação contida nessa figura possibilita a ordenação relativa dos modos de rotura por criticalidade (ver ordenação crescente na Figura 7.26).

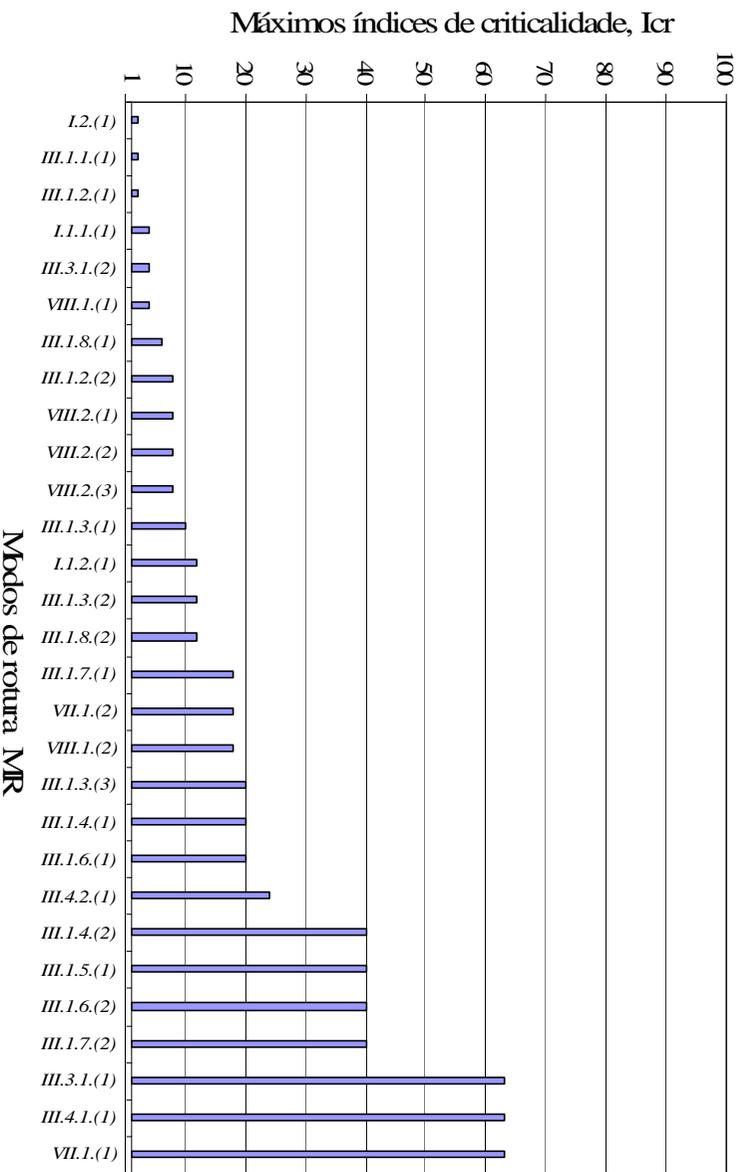


Figura 7.26 – Ordenação crescente dos máximos índices de criticalidade dos modos de rotura das componentes básicas da barragem de Cerro do Lobo

7.5 Resultados mais significativos

A aplicação desta metodologia permitiu, através de um processo metódico e padronizado, identificar e ordenar os principais problemas induzidos por perdas de funcionalidade no sistema composto pela barragem de Cerro do Lobo e pela sua zona de influência, ao longo do período de exploração após a construção do último alteamento.

Possibilitou a identificação e a análise da maioria das possíveis roturas do referido sistema e, adicionalmente, permitiu ordena-las de acordo com o seu risco efectivo, através da avaliação da criticalidade dos modos de rotura das suas componentes básicas. Adicionalmente, permitiu identificar para esses modos de rotura quais as medidas de detecção e de controlo disponíveis na barragem de Cerro do Lobo.

De seguida apresentam-se os principais resultados relativamente aos modos de rotura mais críticos, referindo-se as suas causas iniciadoras, a progressão sequencial de efeitos e as medidas disponíveis para a sua detecção e para o seu controlo.

Percolação excessiva na zona superficial do maciço natural

A análise permitiu concluir que os principais problemas associados a este sistema estão relacionados com uma eventual *percolação excessiva* na zona superficial do maciço da barragem principal (na fundação ou nos encontros) – modos de rotura *III.3.1.(1)* e *III.4.1.(1)*.

A efectivação desses modos de rotura poderá originar a erosão interna do maciço na zona superficial, que por sua vez pode colmatar ou afogar o sistema drenante do aterro ou conduzir a uma perda de estanqueidade do maciço. Caso o sistema drenante fique colmatado, a água percolada pela zona superficial do maciço não é recolhida nos poços IBR, que tem como efeito final uma contaminação generalizada e descontrolada nos vales a jusante. O afogamento do sistema drenante pode ter como consequência final uma insuficiência do sistema de bombagem e, portanto, originar uma contaminação localizada na zona dos poços IBR. A perda de estanqueidade do maciço, associado à erosão para fora dos aterros, leva ao aparecimento de exurgências a jusante.

Como medidas disponíveis na obra para a *detecção* destes dois modos de rotura referem-se: i) a *inspecção visual*, mais concretamente, através da observação da turvação da água e do aparecimento de ressurgências a jusante; e ii) a *instrumentação* existente, que permite monitorizar cotas piezométricas no maciço de jusante e na fundação, caudais médios mensais bombeados, níveis da albufeira (fase líquida e fase sólida) e efectuar uma monitorização ambiental (comparação dos parâmetros ambientais entre amostras recolhidas na albufeira, nos poços IBR e nos piezómetros de tubo aberto existentes no vale a jusante).

Como *medida de controlo* desses modos de rotura pode referir-se a possibilidade de *reforço da capacidade de bombagem* nos poços IBR existentes. Quando esta medida não for suficiente, ou não existem poços IBR na vizinhança da zona afectada, a única medida de controlo, para captar parte da água percolada pelo maciço e conduzi-la de novo para a albufeira, passa por abrir *poços IBR adicionais a jusante*.

Funcionamento hidráulico do descarregador de cheias

Outro modo de rotura crítico no sistema está relacionado com a possibilidade, em virtude da ocorrência de um balanço hidrológico desfavorável, do *funcionamento hidráulico do descarregador de cheias*, mas em que este não sofra danos estruturais significativos – modo de rotura VII.1.(1). A consequência final mais evidente dessa ocorrência traduz-se por uma contaminação significativa na zona a jusante do descarregador.

As *medidas de detecção* desse modo de rotura estão associadas à *instrumentação* instalada na obra que permite monitorizar regularmente as seguintes grandezas: o nível da albufeira (da fase líquida e da fase sólida), o volume de deposição dos rejeitados, a precipitação e a evaporação, e o caudal de água bombeada dos poços IBR. Um conhecimento permanentemente actualizado dos valores dessas grandezas pode antever a ocorrência do referido modo de rotura.

Como *medida de controlo* pode indicar-se a possibilidade de *alteamento do descarregador*. Esta medida apenas pode ser considerada como eficiente durante um período limitado, dado que pode aumentar a verosimilhança de outros modos de rotura (*e.g.*, erosão externa do maciço de jusante por galgamento). Logo após a implementação desta medida de controlo deve ser efectuada uma reavaliação da situação e prover medidas de mitigação de riscos adequadas. Trata-se, portanto, de uma medida que deve ser encarada com carácter provisório, com efeitos eficazes apenas a curto prazo.

Insuficiente capacidade drenante do tapete drenante

A análise permitiu ainda aferir que, face ao aumento da cota de exploração da albufeira e ao facto de a secção do tapete drenante poder ser insuficiente ou existir uma inadequação dos materiais aplicados, este poderá ter *insuficiente capacidade drenante* – modo de rotura III.1.7.(2). O efeito final mais gravoso é a possibilidade de formação de uma onda de inundação causada pela formação de *piping* no maciço de jusante. Numa situação menos gravosa, pode ainda considerar-se como plausível o efeito final de uma insuficiência do sistema de bombagem.

As *medidas de detecção* desse modo de rotura são, essencialmente, de dois tipos. As associadas à *inspecção visual* e à *instrumentação* disponível em obra. A primeira reporta-se, principalmente, à observação de zonas húmidas a jusante. As segundas estão relacionadas com a leitura frequente das cotas piezométricas no maciço de jusante e no maciço de fundação, dos caudais bombeados nos IBR e dos níveis de água na albufeira e com a monitorização ambiental.

As *medidas de controlo* deste modo de rotura são diferenciadas consoante a sequência de efeitos que se vier a verificar. Para o efeito final associado a onda de inundação o único modo de controlar a sua ocorrência ou minimizar as suas consequências passa por realizar um *abaixamento do nível de água na albufeira*, com recurso ao descarregador em sifão existente na obra. Esta medida não é totalmente eficaz dado que não existe na obra meios capazes de tratamento de caudais significativos de água contaminada, pelo que esta teria de ser descarregada directamente para o meio receptor. Esta solução pretende controlar a ocorrência de um efeito com consequências ainda mais severas – o colapso da barragem. Para o efeito final associado à insuficiência do sistema de bombagem, o modo de controlar a consequente contaminação passa por um *reforço da capacidade de bombagem*.

Danificação da geomembrana

Por último, indica-se um modo de rotura associado a uma eventual *danificação da geomembrana* – modo *III.1.5.(1)*, que apresenta um risco que, tal como os modos anteriores, deve ser alvo de uma atenção especial.

A rotura da geomembrana pode dever-se a um ataque químico, a longo prazo, por parte dos materiais agressivos retidos na albufeira, a uma deficiente instalação neste último alteamento ou a uma deficiente ligação ao núcleo ou ao encontro.

A sua efectivação pode originar: i) uma colmatação do sistema drenante, com consequente contaminação generalizada a jusante; ou ii) *piping* (a montante do sistema drenante) que pode levar a uma onda de inundação; ou iii) perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema drenante), conduzindo a uma insuficiência do sistema de bombagem.

Como *medidas de detecção* referem-se: a *inspecção visual* de zonas húmidas imediatamente a jusante da barragem e de subsidências no corpo da barragem; e a *instrumentação* disponível que permite a monitorização regular das cotas piezométricas no maciço de jusante, dos caudais bombeados nos IBR e do nível de água na albufeira e da anteriormente referida monitorização ambiental a jusante.

As *medidas de controlo* existentes na obra para evitar a progressão da sequência de efeitos ou atenuar as suas consequências causadas pela eventual danificação da geomembrana são as mesmas que foram referidas para o modo de rotura anterior.

7.6 Considerações finais

Para a gestão dos riscos, determinados através desta análise, é necessário conhecer as suas fronteiras de aceitabilidade. Como já referido, essas fronteiras têm de ser obtidas na forma de índices de criticalidade limites (Figura 5.12, § 5.8) ou de bandas de criticalidade para a matriz de criticalidade (Figura 5.13, § 5.8).

Face à inexistência de qualquer regulamentação nesse sentido, o estabelecimento destes valores deve estar ao cargo do dono de obra. Para tal, os analistas devem elucidar o dono de obra relativamente a todos os aspectos associados à análise, nomeadamente, uma justificação das classes de severidade e de verosimilhança adoptadas, de modo que este possa formar um correcto juízo sobre os limites a adoptar entre os riscos aceitáveis, toleráveis e intoleráveis.

Após essa fase, é necessário conduzir o processo de tomada de decisões/recomendações sobre os riscos existentes e avaliar se as medidas actuais de detecção e de controlo são adequadas e, caso contrário, quais as medidas alternativas que deverão ser implementadas para mitigação dos riscos.

Exemplos possíveis para medidas de mitigação de modos de rotura

As medidas de mitigação dos riscos identificados e analisados, devem consistir na aplicação selectiva de técnicas e de princípios de gestão apropriados para reduzir, para os modos de rotura de maior risco, a possibilidade da sua ocorrência ou das suas consequências adversas ou de ambas.

Por exemplo, a mitigação dos riscos associados a dois dos modos de rotura de maior criticalidade – *Percolação excessiva na zona superficial do maciço dos encontros e da fundação* – poderá passar pela impermeabilização do maciço da barragem principal (*e.g.*, através de uma parede moldada, ou de injeções no maciço). Naturalmente, para a tomada desta decisão seria necessário efectuar análises de custo-benefício para avaliar qual a viabilidade financeira desta medida de mitigação.

Para o modo de rotura relativo ao *funcionamento hidráulico do descarregador*, a filosofia de projecto de *descarga nula* constitui um pressuposto de projecto extremamente recomendável, se não indispensável, na concepção desta obra e na gestão da sua componente hidrológica e ambiental. Não é, no entanto, possível assegurar que não ocorrerão descargas da albufeira para jusante através do descarregador de cheias. A própria existência deste órgão manifesta a convicção por parte do Projectista dessa eventualidade.

Em consequência, como medida de mitigação poderia ser implantada, na zona a jusante do descarregador de cheias, dispositivos que pudessem minimizar o alcance das descargas não tratadas nos vales situados na proximidade da barragem.

Para tal, uma possibilidade seria a construção de uma central de tratamento de águas dimensionada para uma cheia inferior à cheia de projecto decamilenar. Outra opção possível seria a construção de uma barragem interceptando, a distância adequada do descarregador, a linha de água potencialmente afectada por descargas de superfície. Estas opções não se excluíam mutuamente.

O modo de rotura relativo à *erosão externa do maciço de jusante por galgamento* é de relativamente baixo risco, face aos anteriormente referidos (ver modo *III.1.3.(3)* na Figura 7.26). Este modo de rotura, apesar de baixa verosimilhança, não dispõe actualmente de qualquer medida que permita controlar a sua eventual ocorrência. Face às elevadas consequências da efectivação deste modo, é

importante, numa óptica de gestão de riscos e de aumento da fiabilidade da obra, prever medidas de mitigação que permitam o seu controlo. Para tal, pode referir-se a *abertura de um descarregador de emergência numa zona exterior aos aterros* (nos taludes naturais). A sua concretização depende de estudos geológicos, geotécnicos e hidráulicos de modo a escolher qual a melhor localização para um descarregador desta natureza. Adicionalmente, deve prever-se qual a rapidez da sua execução e os meios necessários para a sua realização em tempo útil.

Para aqueles modos de rotura que, actualmente, não têm medidas de controlo e que não seja possível de prever qualquer medida adicional de controlo, as medidas mitigadoras devem ser capazes de melhorar as condições para a detecção antecipada destes modos. Estas medidas podem consistir, por exemplo, num aumento: i) do número de perfis instrumentados; ii) da quantidade de instrumentação em cada perfil; iii) da qualidade do tipo de equipamento (resposta mais rápida e fiável); iv) da frequência de observação dos equipamentos de observação; e v) da frequência das inspecções visuais.

Um exemplo é o caso do modo de rotura associado à *percolação excessiva no núcleo argiloso*, principalmente com a existência de *fissuração* (causada por eventual fracturação hidráulica). Actualmente, não existe disponível qualquer medida de controlo para atenuar, de modo eficaz, a sequência de efeitos que culmina na onda de inundação a jusante. O abaixamento do nível da albufeira, com recurso ao descarregador em sifão, ou a abertura de um descarregador de emergência numa zona exterior aos aterros são procedimentos que podem ser considerados lentos face à rapidez da progressão do fenómeno em causa. Assim, a maneira mais racional de mitigar este risco particular passa pela reavaliação das medidas de detecção existentes e verificar se são adequadas ou, pelo contrário, se é necessário efectuar alguns melhoramentos. Outra medida de mitigação deste risco pode passar pela elaboração de planos de emergência que permitam avisar atempadamente as pessoas no vale a jusante e assim atenuar as suas consequências.

Como última consideração, refira-se que, por vezes algumas medidas de mitigação podem ser de difícil implementação ou serem extremamente onerosas para os benefícios que delas se retiram. Em certos casos pode ser mais vantajoso actuar num maior número de riscos menos críticos, com um custo global inferior àquele que seria necessário despender para actuar no mais crítico e, ainda assim, obter uma redução total significativa dos riscos do sistema.

Capítulo 8

Considerações finais e perspectivas futuras

Neste trabalho realizou-se um estudo de enquadramento geral das análises de riscos em Geotecnia, perspectivando-se os seus objectivos, os respectivos domínios de aplicação, as metodologias de análise de riscos disponíveis e a sua aplicação a casos concretos.

Indicaram-se as actividades fundamentais necessárias à determinação das probabilidades das roturas, bem como os aspectos básicos associados à realização das análises de consequências. Abordaram-se mais detalhadamente três métodos de análise de riscos em particular (*FMEA*, *FMECA* e *FTA*) e realizou-se uma aplicação prática de uma *FMEA/FMECA* a uma obra específica, mais concretamente, a uma barragem de aterro convencional para retenção de rejeitados resultantes das lavarias de minas (barragem de Cerro do Lobo).

De seguida passam a referir-se as principais constatações resultantes deste estudo (no § 8.1) e as linhas orientadoras da investigação subsequente no domínio em estudo (no § 8.2).

8.1 Considerações finais

Em Portugal e no que diz respeito à Engenharia Civil geotécnica não existe uma grande experiência no recurso a análises de riscos. Apenas na regulamentação de segurança das barragens e, mais recentemente, nos Eurocódigos estes aspectos são abordados de uma forma implícita.

De facto, a utilização de análises de riscos em Geotecnia encontra-se num estado muito incipiente, mesmo tendo em consideração que se trata de uma área cuja aplicação só se justifica em obras com relevância e cujos modos de rotura podem acarretar riscos elevados, principalmente os associados a elevadas consequências.

Porém, a existência de diversas metodologias de análise de riscos, perfeitamente estabelecidos no meio científico, podem, com as devidas adaptações, aplicar-se em Geotecnia. A extensa variedade de metodologias permite escolher métodos que utilizam abordagens indutivas ou dedutivas (raciocínios que partem das causas para os efeitos e vice-versa) e a realização de análises qualitativas, classificativas (ordenação relativa de riscos) e quantitativas.

Do estudo efectuado pode concluir-se que existe um vasto conjunto de *benefícios* que resultam da realização de uma análise de riscos, úteis para programas de segurança de obras geotécnicas, nomeadamente:

- i) a valorização das abordagens tradicionais de segurança, através da identificação sistemática e estruturada de determinados tipos de roturas (incluindo as perdas de funcionalidade), que de outra forma não seriam contempladas e analisadas de forma explícita;

- ii) o envolvimento de um grupo diversificado de especialistas nas mais diversas áreas, com o objectivo de identificar, analisar e apreciar os possíveis riscos associados às obras;
- iii) a procura de toda a informação disponível e a conseqüentemente definição das áreas com insuficiência de dados, para assim promover a realização de análises, estudos e observações adicionais ou alternativas;
- iv) a documentação dos riscos, para revisão e procura de inconsistências do estudo efectuado e para uso e consideração futura de consultores independentes e de equipas de inspecção;
- v) a ordenação dos riscos dos modos de rotura pela sua importância relativa através da análise da probabilidade dos modos de rotura da obra e da severidade das suas conseqüências;
- vi) a consideração com menor ou maior grau de importância, do que o que era inicialmente suposto, de algumas preocupações ou tópicos que possam estar associados à obra, permitindo direccionar esforços e recursos para a análises mais detalhadas dos cenários de rotura mais significativos;
- vii) a possibilidade de, em certos casos, realizar análises quantitativas de riscos (*QRA's*), procedendo-se à avaliação conjunta da probabilidade de ocorrência de um cenário de rotura e da estimação das conseqüências relativas a uma determinada categoria (tipicamente relativa às perdas economias, à segurança e saúde pública ou às perdas ambientais);
- viii) a identificação da origem dos maiores prejuízos anuais esperados, permitindo a tomada de decisões ou de recomendações tendentes à mitigação ou à redução do risco total associado a esses custos;
- ix) o estabelecimento de prioridades relativamente a essas medidas de mitigação e de redução de riscos;
- x) a possibilidade de considerar explicitamente referências quer a custos quer a benefícios;
- xi) a sensibilização dos donos de obra ou do pessoal responsável pela segurança para os principais modos de rotura das obras;
- xii) o relacionamento directo dos resultados de observação (quando existam) com o início fenomenológico da sequência causal dos modos de rotura, permitindo a sua detecção atempada;
- xiii) a descoberta da maneira como diversos factores se podem relacionar para originar uma determinada rotura, podendo mesmo, em estudos pós-acidente, ter-se uma percepção geral de qual a sequência desencadeada por eventos que se sabe à partida terem ocorrido;
- xiv) a melhoria efectiva e eficiente no sistema de monitorização e de inspecção visual, através da prescrição de instrumentação adequada à detecção e ao controlo de possíveis roturas; e

- xv) a realização de apreciações de riscos em *portfolio* para diferentes obras, de um único dono de obra ou sujeitas à jurisdição de uma só entidade reguladora, permitindo uma comparação relativa dos seus riscos.

De facto, quando aplicadas apropriadamente, as análises de riscos podem desempenhar uma função importante na integração de diversas actividades de segurança, tais como, a operação e a manutenção, as inspecções de rotina, a monitorização e a vigilância, a revisão periódica da segurança, a formação e a sensibilização de pessoal de campo e os planos de emergência.

Porém, presentemente, existe um conjunto de *desvantagens* significativas, que tem sido fonte de alguma resistência à vulgarização da utilização das análises de riscos em Geotecnia, entre as quais se podem referir:

- i) a alocação de recursos humanos (envolvimento continuado de um grupo de pessoas com conhecimento em diferentes áreas científicas), o consumo de tempo que é necessário despende para a realização das análises e, como consequência, o seu custo, principalmente se o sistema for demasiado complexo;
- ii) a dificuldade de analisar em pormenor todas as combinações causa-efeito e as consequentes sequências de efeitos com potencial para originar risco, uma vez que o conjunto de incertezas é muito vasto e variado; de facto, as incertezas ao nível das propriedades e do comportamento dos geomateriais, da ocorrência das acções extremas, das condições de operação e manutenção das obras e do próprio comportamento humano tornam essa tarefa bastante difícil;
- iii) a dificuldade em actualmente obter probabilidades objectivas para a ocorrência de muitos fenómenos, como seja, por exemplo, a erosão interna ou o *piping* ou o desenvolvimento de pressões intersticiais e de sucções em solos não saturados; de facto, é uma ferramenta com algumas barreiras técnico-científicas inerentes à sua aplicação, sendo necessário investir em técnicas de análise mais evoluídas, principalmente, para o cálculo das probabilidades e para a modelação das incertezas;
- iv) a atribuição de probabilidades por parte de um painel de especialistas baseadas em julgamentos subjectivos, o que pode levantar problemas associados à falta de unicidade dos resultados obtidos nas análises de riscos; e
- v) a complexidade associada à identificação e à estimação da multiplicidade de atributos de subcategorias de consequências, resultantes da ocorrência dos modos de rotura, que pode envolver várias componentes analíticas que saem fora do domínio da engenharia.

Apesar das limitações referidas, actualmente, estão reunidas condições para que num futuro próximo, sempre que se justifique, possam ser realizados estudos de análise de riscos. Admite-se que as análises

de riscos possam desempenhar uma função nuclear nas actividades desenvolvidas em programas de segurança modernos de estruturas geotécnicas importantes. Para tal é absolutamente fundamental que se comece a adquirir uma prática neste domínio.

Adicionalmente, é necessário mover esforços e recursos no sentido de complementar a regulamentação existente em Portugal de modo a poderem ser estabelecidos critérios de aceitabilidade e de tolerabilidade dos principais riscos (curvas F-N). A definição desses limites, bem como a definição da zona de aplicabilidade do princípio *ALARP*, é absolutamente fundamental para dar sustentabilidade às avaliações de riscos, uma vez que permite a apreciação dos riscos analisados e a sua consequente gestão.

Por último, refira-se que as abordagens tradicionais têm-se mostrado adequadas para as fases de dimensionamento, de construção e de exploração das estruturas geotécnicas, donde não se advoga, na fase actual do conhecimento, a utilização isolada das análises de riscos. Pelo contrário, advoga-se a complementaridade fornecida às abordagens tradicionais pelos benefícios da realização das análises de riscos.

8.2 Futuros desenvolvimentos

Em termos de desenvolvimentos futuros referem-se as seguintes linhas orientadoras da investigação subsequente no domínio em estudo:

- avaliação de forma sistemática, e do ponto de vista do nível de risco associado, as prescrições estabelecidas nos regulamentos semi-probabilísticos, em particular no EC0 (bases de projecto), no EC7 (dimensionamento geotécnico) e no EC8 (dimensionamento de estruturas para resistência aos sismos);
- identificação dos cenários de rotura mais típicos em diferentes tipos de obras geotécnicas relevantes (principalmente, em barragens de aterro, em escavações e em túneis);
- constituição de um conjunto de casos padrão que possibilite o teste de todos os métodos de análise de riscos em Geotecnia;
- utilização de *métodos aproximados* para determinar a probabilidade típica de modos de rotura específicos em estruturas geotécnicas (que possam ser descritos por modelos matemáticos), comparando os resultados obtidos através dos métodos de fiabilidade de primeira ordem (*FORM*) e de segunda ordem (*SORM*);
- utilização de métodos numéricos (*e.g.*, simulação de *Monte Carlo*) para determinar a probabilidade de modos de rotura específicos em estruturas geotécnicas, para situações onde

seja possível modelar o comportamento até à rotura através da utilização de modelos numéricos (*e.g.*, por elementos finitos ou por diferenças finitas);

- elaboração de análises quantitativas de riscos por árvores de falhas (*FTA*) e por árvore de eventos (*ETA*) a casos de estudo concretos considerados típicos quanto à variabilidade de informação de base e quanto à incerteza de comportamento;
- utilização conjunta de métodos probabilísticos com técnicas numéricas de alto nível, como por exemplo, elementos finitos estocásticos ou com *Fuzzy Logic*²⁰ inerente

²⁰ O *Fuzzy Logic* [120] (Lógica Difusa) é uma técnica matemática (extensão da Lógica booleana tradicional) para lidar com dados imprecisos e problemas que têm várias soluções. O que está por trás de toda a versatilidade da utilização desta teoria é a possibilidade de modelar e manipular matematicamente informações vagas e imprecisas, naturais da linguagem humana e, portanto, as informações fornecidas pelos especialistas (não matemáticos) ao caracterizar os processos estudados. Esta manipulação é feita a partir da composição de variáveis escolhidas para modelar matematicamente o processo em questão, enquanto a implicação das variáveis independentes nas dependentes é estabelecida por um conjunto de regras linguísticas baseadas no conhecimento dos especialistas. Em Geotecnia, pode ter aplicabilidade privilegiada para a modelação de incertezas para as quais não existem outras formas de modelação mais precisas (*e.g.*, o *piping*).

Anexo A

Ficha de identificação e características gerais da barragem de Cerro do Lobo

Tabela A.1 – Ficha de identificação e características gerais da barragem de Cerro do Lobo

DADOS GERAIS DA BARRAGEM		
Localização	Zona	Junto às minas da SOMINCOR
	Povoação mais próxima	Senhora da Graça dos Padrões
	Concelho	Almodôvar
	Distrito	Beja
Finalidade	Armazenamento dos rejeitados das minas do complexo mineiro da SOMINCOR, resultantes do processo de concentração de minérios de Cobre e Estanho efectuado nas respectivas Lavarias	
Filosofia de operação da barragem	Deposição subaquática dos rejeitados e descarga nula da barragem para o meio ambiente receptor	
Exploração	Empresa	SOMINCOR - Sociedade Mineira de Neves Corvo, S.A.
Número de fases construtivas	4	
Ano de finalização da construção	1ª Fase	1988
	2ª Fase - 1º Alçamento	1990
	3ª Fase - 2º Alçamento	1993
	4ª Fase - 3º Alçamento	2005
Características da albufeira		
Nível de pleno armazenamento, NPA	1ª Fase	243,00 m
	2ª Fase	246,75 m
	3ª Fase	250,50 m
	4ª Fase	253,50 m
4ª Fase	Nível de Máxima Cheia, NMC	253,80 m Considerando um período de retorno, T= 10 000 anos
	Volume (NPA)	20,4x10 ⁶ m ³
	Superfície inundada (NPA)	1,8 km ²
CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM (1ª FASE DE CONSTRUÇÃO)		
Aterros		
Tipo estrutural	Perfil transversal	Barragem de aterro zonada, com núcleo central argiloso
	Perfil Longitudinal	Composto por um corpo principal e duas portelas na margem esquerda (ME1 e ME2)
Cota do coroamento	244,0 m	
Altura máxima acima da fundação	Corpo principal	30,0 m
	Portelas	2,0 m
Comprimento do coroamento	Corpo principal	244,0 m
	Portela ME1	100,0 m
	Portela ME2	150,0 m
Largura do coroamento	7,0 m	
Cota do coroamento do núcleo	244,0 m	
Largura do coroamento do núcleo	3,0 m	
Cota média dos rejeitados no final da exploração 1ª Fase		
Paramento de montante	Inclinação	1(V):1,8(H)
	Material constituinte	Estéril das minas
	Tipo de protecção	não existe
Paramento de jusante	Inclinação	1(V):1,7(H)
	Material constituinte	Estéril da mina
	Tipo de protecção	Não existe
Núcleo	Inclinação (montante e jusante)	8(V):1(H)
	Material constituinte	Solos residuais de alteração de xistos, explorados em zonas de empréstimo existentes num raio de 2 km do local da obra
Dispositivos de drenagem e filtragem	Filtro sub-vertical a jusante do núcleo	Permite colectar as águas de percolação, atravessadas nos aterros, para os tapetes drenantes (espessura de 2,0 m, medida na horizontal)
	Tapetes drenantes	Localizados no fundo dos vales. Colectam as águas de percolação através dos aterros e da fundação
	Trincheiras drenantes	No corpo principal os tapetes drenantes foram ligados a uma trincheira drenante que acompanhava a parte terminal do pé de jusante.
	Poços de bombagem	A concentração das águas fazia-se nos poços de bombagem, localizados nos pontos mais baixos do vale principal, onde eram colectados e bombeados em retorno para a albufeira ("descarga nula")

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

Órgãos de segurança			
Descarregador de cheias	Tipo	Soleira em degraus, executada em betão armado	
	Cota da crista	243,0 m (1m abaixo do coroamento dos aterros)	
	Capacidade máxima da descarga	5 m ³ /s, para uma carga de h=0,5 m, na ocorrência de uma cheia milenar	
	Desenvolvimento da soleira	8,0 m	
Descarga de fundo	Objectivo inicial	Promover o lançamento, das águas armazenadas na albufeira, para a ribeira e assim obter um maior período de enchimento na 1ª fase	
	Utilização	Nunca chegou a ser utilizada	
	Localização	A deposição dos rejeitados na albufeira implicou que a tomada de água tivesse de ser sub-superficial para só interessar a água sobrenadante	
CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM (2a e 3ª FASES DE CONSTRUÇÃO)			
Aterros			
Tipo estrutural	Perfil transversal	Manteve-se o perfil zonado da 1ª fase e nos alteamentos substitui-se o núcleo argiloso por uma geomembrana	
	Perfil Longitudinal	Composto pelo corpo principal, pelas duas portelas na margem esquerda (ME1 e ME2) e por uma portela adicional na margem direita (MD)	
Cota do coroamento	2ª Fase	248,0 m	
	3ª Fase	252,0 m	
Altura máxima acima da fundação	2ª Fase	Corpo principal	34,0 m
		Portelas	6,0 m
	3ª Fase	Corpo principal	38,0 m
		Portelas	10,0 m
Comprimento do coroamento no final da 3ª fase	Corpo principal	1010,0 m	
	Portela ME1	252,0 m	
	Portela ME2	860,0 m	
	Portela MD	324,0 m	
Largura do coroamento	8,0 m		
Cota média dos rejeitados no final da exploração	2ª Fase		
	3ª Fase		
Paramento de montante	Inclinação	1(V):1,8(H) - manteve-se igual ao da 1ª fase	
	Material constituinte	Recurso a material duma pedreira na orla da albufeira para substituição parcial do estéril da mina	
	Tipo de protecção	Camada de enrocamento de diâmetro médio D ₅₀ = 0,30 m	
	Banquetas	Existentes nas portelas, a montante (cota 244,0 m), de modo a permitir a localização dos rejeitados da mina de forma uniformemente distribuída ao longo do perímetro da albufeira	
Paramento de jusante	Inclinação	1(V):1,7(H) - manteve-se igual ao da 1ª fase	
	Material constituinte	Estéril das minas e materiais explorados em pedreiras	
	Tipo de protecção	Não existe	
	Banquetas no final da 3ª fase	Dispõe de três banquetas às cotas 240,3, 234,0 e 228,3 m	
Órgão de estanqueidade das 2ª e 3ª fases	Tipo	Geomembrana de polietileno de alta densidade (PAD) de textura rugosa com 2 mm de espessura - GUNDLIN HDT textured Sheet de 80mil (2,0 mm) da marca GUNDLE.	
	Localização	Assente sobre o filtro constituído na continuidade do existente na 1ª fase	
	Encastramento no núcleo	Ligada ao núcleo da 1ª fase, utilizando como material de selagem uma mistura de areia (material F) compactada com bentonite	
	Encastramento na fundação	Ligada ao maciço de fundação, fora dos aterros da 1ª fase, através de um plinte em betão armado. A geomembrana foi fixada à custa de uma peça de fixação, em polietileno de alta densidade, que fica incorporada no betão	
	Camada inferior	Camada de assentamento da geomembrana	
	Camada superior	Material de granulometria adequada para proteger a geomembrana à perfuração ou ao punçoamento provocada pela compactação dos aterros	
Dispositivos de drenagem e filtragem	Tapetes drenantes	Na zona mais profunda dos vales	
	Filtro sob a geomembrana	Na continuidade do filtro sub-vertical (camada de assentamento da geomembrana)	
	Poços de drenagem/Bombagem	Designados por IBRs - <i>Infiltração da Barragem de Rejeitados</i>	
	Trincheira drenante	Permitiu colectar as águas de percolação superficiais da fundação e conduzi-las até aos novos poços de drenagem, onde poderiam ser bombeadas para a albufeira Posteriormente à construção da 3ª fase (2º alteamento), foi aumentada a capacidade drenante das trincheiras com a instalação de uma tubagem PVC no seu interior	

(continuação da Tabela B.1)

ANEXO A FICHA DE IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GERAIS DA BARRAGEM DE CERRO DO LOBO

Sistema de intercepção e derivação do escoamento natural	Barragens de águas limpas	Promover o desvio do escoamento natural afluente à albufeira (Barragem com filosofia de descarga nula)
Tratamento das Fundações		
Saneamento superficial das formações xisto-grauvacóides muito alteradas ou dos materiais eluvio-coluvionares e coluvio-aluvionares com terra vegetal		0,5 m de espessura, no caso do corpo principal
		0,3 m de espessura, no caso das portelas
Órgãos de segurança		
Descarregador de cheias da 2ª fase	Tipo	Idêntico ao da 1ª fase
	Localização	Posicionado numa portela da margem esquerda, no prolongamento da portela ME2
	Cota da crista	246,75 m (1,25 m abaixo do coroamento dos aterros)
	Capacidade máxima da descarga	3,4 m ³ /s, para uma carga de h=0,4 m, na ocorrência de uma cheia milenar
Descarregador de cheias da 3ª fase	Tipo	Idêntico ao das fases anteriores à excepção do desenvolvimento da soleira
	Desenvolvimento da soleira	25,0 m
	Localização	Posicionado numa portela da margem esquerda, no prolongamento da portela ME2
	Capacidade máxima da descarga	8,5 m ³ /s, para uma carga de h=0,34 m, na ocorrência de uma cheia decamilenar
Descarga auxiliar	2ª fase	Procedeu-se à adaptação da descarga de fundo da 1ª fase. O prolongamento da conduta de jusante foi realizado integralmente, com a construção de uma conduta de 0,25 m de diâmetro, que terminava numa câmara de descarga do tipo da existente na 1ª fase
	3ª fase	Procedeu-se à execução de uma descarga auxiliar em sifão, passando ao nível do NPA da 3ª fase à cota 250,50 m junto ao encontro direito do corpo principal da barragem
Descarga de fundo	Estado no final da 3ª fase	Selada com betão, por razões de segurança
CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM (4ª FASE DE CONSTRUÇÃO)		
Tipo estrutural	Perfil transversal	Manteve-se o mesmo sistema das 2ª e 3ª fases à excepção do material utilizado nos aterros do alteamento
	Perfil Longitudinal	Composto pelo corpo principal, pelas duas portelas na margem esquerda (ME1 e ME2) e pela portela na margem direita (MD)
Cota do coroamento	255,0 m	
Altura máxima acima da fundação	Corpo principal	41,0 m
	Portelas	13,0 m
Comprimento do coroamento	Corpo principal	1220,0 m
	Portela ME1	270,0 m
	Portela ME2	1405,0 m
	Portela MD	412,0 m
Cota média dos rejeitados no início da exploração		
Largura do coroamento	8,0 m (revestido apenas com <i>tout-venant</i>)	
Paramento de montante	Inclinação	1(V):1,8(H) - manteve-se igual ao das fases anteriores
	Material constituinte	Materiais de enrocamento provenientes da pedra de Porteirinhos, ou material são proveniente da pedra dos Gorazes
	Tipo de protecção	Camada de enrocamento de diâmetro médio D ₅₀ = 0,30 m
	Banquetas	Existentes nas portelas de modo a permitir a localização dos rejeitados da mina de forma uniformemente distribuída ao longo do perímetro da albufeira
Paramento de jusante	Inclinação	1(V):1,7(H) - manteve-se igual ao das fases anteriores
	Material constituinte	Materiais de enrocamento provenientes da pedra de Porteirinhos, ou material são proveniente da pedra dos Gorazes
	Tipo de protecção	não existe
	Banquetas	Cotas 245,0, 235,0 e 225,0 m, no corpo principal Cota 245,0 m, na portela ME1
Órgão de estanqueidade das 2ª e 3ª fases	Tipo	Igual à utilizada nas 2ª e 3ª fases de construção
	Localização	Na continuidade da geomembrana aplicada na 3ª fase (costura à existente)
	Encastramento	Ligada ao maciço de fundação, fora dos aterros das 2ª e 3ª fases, através de um plinte em betão armado
	Camada inferior (assentamento)	
	Camada superior (protecção)	

(continuação da Tabela B.1)

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

Dispositivos de drenagem e filtração	Tapetes drenantes	Na zona mais profunda dos vales	
	Filtro sob a geomembrana	Na continuidade do filtro sub-vertical (camada de assentamento da geomembrana)	
	Dreno de pé de talude a jusante	Em toda a barragem, construído com burgão rolado de rio	
	Trincheira drenante	As águas percoladas pelo corpo da barragem e fundação e captadas no dreno de pé de talude é transversalmente escoado através da tubagem, colocada na 3ª fase, que foi prolongada para ligação dos poços de drenagem (poços IBR) que foram reconstruídos mais a jusante	
	Poços de drenagem/Bombagem (IBRs)		
Tratamento das Fundações			
Saneamento superficial das formações xisto-grauvácóides muito alteradas ou dos materiais eluvio-coluvionares e coluvio-aluvionares com terra vegetal		0,5 m de espessura, em toda a barragem, nos locais de alteamento	
Órgãos de segurança			
Descarregador de cheias	Tipo	Idêntico ao da 3ª fase	
	Desenvolvimento da soleira	25,0 m	
	Geometria em planta	Forma poligonal formada por três trechos rectos	
	Localização	Posicionado na portela ME2 aproximadamente ao km 3+240	
	Cota da crista	253,50 m (1,5 m abaixo do coroamento dos aterros)	
	Capacidade máxima da descarga	7,0 m ³ /s, para uma carga de h=0,3 m, na ocorrência de uma cheia decamilenar	
ENSAIOS AOS MATERIAIS DAS PEDREIRAS, A SEREM EXPLORADAS, PARA CONSTRUÇÃO DA 4ª FASE			
Local de origem	Pedreira dos Porteirinhos		
Tipo material explorado	Xisto-grauvácóide		
Massa volúmica	Material são	Real	2730 kg/m ³
		Aparente	2690 kg/m ³
		Ap. Saturado	2700 kg/m ³
	Material alterado	Real	2720 kg/m ³
		Aparente	2040 kg/m ³
		Ap. Saturado	2290 kg/m ³
Porosidade	Material são	1,5 %	
	Material alterado	14,0%	
Teor em água máximo	Material são	1,5 %	
	Material alterado	14,0%	
Expansibilidade por absorção de água,	Material são	4,6	
	Material alterado	16,3	
Velocidade de propagação de ondas longitudinais, V _p	Material são	Seco	5022 m/s
		Saturado	5540 m/s
	Material alterado	Seco	3934 m/s
		Saturado	4116 m/s
Slake durability test (meio húmido) - id7	Material são	2,3	
	Material alterado	12,2	
Ensaio de compressão uniaxial	Tensão de rotura uniaxial, R _c	Material são	107,3 MPa
		Material alterado	25,6 MPa
Local de origem	Pedreira dos Gorazes		
Tipo material explorado	Xisto-grauvácóide		
Massa volúmica	real	2730 kg/m ³	
	Aparente	2484 kg/m ³	
	Ap. Saturado	2572 kg/m ³	
Porosidade	9%		
Teor em água máximo	3,6 %		
Expansibilidade por absorção de água, Δl/lx10 ⁻⁴	5,8		
Velocidade de propagação de ondas longitudinais, V _p	Seco	3888 m/s	
	Saturado	4206 m/s	
Slake durability test (meio húmido) - id7	2,3		
Ensaio de compressão uniaxial	Tensão de rotura uniaxial, R _c	23,2 MPa	

(continuação da Tabela B.1)

ANEXO A FICHA DE IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GERAIS DA BARRAGEM DE CERRO DO LOBO

CARACTERIZAÇÃO DA GEOMEMBRANA		
Marca	GUNDLIN HDT Textured Sheet de 80 mil (2,0 mm) da GUNDLE	
Material	Polietileno de alta densidade (PAD) de textura rugosa	
Espessura nominal	2 mm	
Densidade	0,94 g/cm ³	
Características mecânicas	Resistência à tracção na rotura	8,75 N/mm
	Elongação na rotura	100%
	Resistência à tracção no limite elástico	15 N/mm
	Elongação no limite elástico	13%
	Resistência ao	265 N
	Resistência ao punçoamento	423 N
	Ângulo de atrito na interface geomembrana/solo	Areia
Argila		24,0° - 25,8°
CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS DOS ATERROS		
Aterros existentes até à 3ª fase		
Tipo de material nos maciços	Estéril das minas	
Granulometria	D100	200 mm
	D85	45 mm
	D15	0,2 mm
	Finos (% < 0,074 mm)	9%
	C _u	150
	C _c	1,76
Peso volúmico	Total, γ_t	22,4 kN/m ³
	Seco, γ_d	27,3 kN/m ³
Teor em água	W finos (< 4,75 mm)	6,20%
	W grossos (< 4,75 mm)	4,3 %
	W	6,0 %
Densidade das partículas sólidas, G	2,84	
Índice de vazios, e	0,29	
Slake durability test - Id ₇	9,7 %	
Ensaio triaxiais	c'= 0; ϕ' = 39,9°	
Filtro sub-vertical (jusante do núcleo argiloso) e tapete drenante	Coessão, c'	0
	Ângulo de atrito interno, ϕ'	36°
	Permeabilidade, k	>10 ⁻³ m/s
Aterros da 4ª fase		
Material - Pj	Material	Enrocamento
	Origem	Pedreira dos Porteirinhos e, quando houve falta de material, pedreira dos Gorazes
	Utilização	Aterros do alteamento
	Permeabilidade, k	10 ⁻⁶ m/s
	Ângulo de atrito interno,	41°
Material - F	Material	Areia e burgau de rio
	Origem	Pedreira dos Porteirinhos
	Utilização	Camada de assentamento e protecção da geomembrana
	Permeabilidade, k	>10 ⁻³ m/s
	Coessão, c	0
	Ângulo de atrito interno,	36°
	Ângulo de atrito interno no contacto da geomembrana com o material	32°
Material - F'	Material	Areia britada
	Origem	Pedreira em exploração na zona
	Utilização	Mistura areia+bentonite de selagem da geomembrana ao maciço de fundação
	Permeabilidade, k	<10 ⁻⁷ m/s

(continuação da Tabela B.1)

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

Material - D	Material	Areia e burgau de rio	
	Origem	Pedreira dos Porteirinhos	
	Utilização	Dreno de pé de jusante	
	Permeabilidade, k	>0,1 m/s	
	Coesão, c	0	
	Ângulo de atrito interno,	40°	
Material - R	Material	Enrocamento	
	Origem	Pedreira dos Porteirinhos ou dos Gorazes	
	Utilização	Protecção do talude de montante	
	Granulometria - D50	0.30 m	
CARACTERÍSTICAS DA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM			
Permeabilidade	As formações rochosas exibem, a profundidades entre 3 e 5 m, permeabilidade algo elevada (Unidades de Lugeon >=5)		
Grau de alteração e fracturação	Medianos (prevê-se alguma percolação nas camadas superficiais)		
Aquífero profundo confinado	A profundidades variáveis e decrescentes, para jusante, entre os 14,7 m a montante e os 7,0 m no eixo da barragem, ao qual se sobrepõem alternâncias de xistos e grauvaques, sem qualquer ocorrência de água subterrânea.		
	Pode ocorrer percolação significativa através do tecto do aquífero devido à existência de uma espessura considerável (com 12 m em média) de material rochoso pouco permeável. Porém, essa percolação pode diminuir à medida que se depositem os rejeitados (lamas de granulometria fina e de baixa permeabilidade)		
Inexistência de cortina de impermeabilização			
EQUIPAMENTO DE OBSERVAÇÃO ACTUALMENTE EXISTENTE			
Marcas superficiais	Tipo	Tacos de nívelamento	
	Quantidade	46	
	Localização	No coroamento da barragem principal e portelas, alternadamente a montante e a jusante, e nas duas banquetas superiores da barragem principal, a jusante (cotas 245,0 m e 235,0 m)	
Inclinómetros	Quantidade	3+1=4	
	Localização	Três na zona de maior altura da barragem e um na banqueta de jusante à cota 245m, segundo os mesmos perfis transversais	
Piezómetros pneumáticos	Tipo	Aberto, da marca Soil Instruments	
	Quantidade	36= 20 (instalados na 1ª fase) + 12 (2ª fase) + 4 (3ª fase)	
	Localização	Instalados na fundação da barragem principal e das diferentes portelas e ainda no aterro da barragem principal, nos dois perfis de maior altura (P25b e P27)	
Piezómetros hidráulicos	Tipo	Aberto, instalados no corpo da barragem e na fundação	
	Quantidade	21= 3 (aterros) + 9 (fundação) + 4 + 9 (instalados na 4ª fase - fundação e aterro de jusante)	
	Localização	Perfis 8, 12, 20, 24, 24A, 25, 27A, 27 e 32	
Piezómetros hidráulicos a jusante (PCL)	Tipo	Aberto, para monitorização ambiental (registro do nível de água ou caudal)	
	Quantidade	31	
	Localização	A jusante da barragem na zona da barragem principal e das portelas	
Poços de drenagem/ bombagem (IBR)	Medição de caudais	Águas percoladas na zona superficial da fundação e nos aterros	
Topografia	Medição de níveis na albufeira		
Levantamentos hidrográficos	Nível de deposição e volume depositado dos rejeitados		
Análises químicas	Águas superficiais	Local de colheita	6 amostras da água da albufeira 1 amostra no Barranco das Lajes (no corpo principal)
		Finalidade	Averiguar as características físico-químicas da água na albufeira
	Águas subterrâneas	Local de colheita	Poços IBR e nos piezómetros hidráulicos de tubo aberto localizados no vale a jusante (PCL)
		Finalidade	Verificar se existe contaminação das águas subterrâneas a jusante da barragem

(continuação da Tabela B.1)

Anexo B

Resultados da *FMEA* efectuada para a barragem de Cerro do Lobo



Figura B.1 – Modos potenciais de rotura para todos os subsistemas do sistema correspondente à barragem de Cerro do Lobo

(continuação da Figura B.1)



Tabela B.1 – Modos potenciais de rotura das componentes básicas

ID Comp	ID, MR	Modo de Rotura, MR	Causas iniciadoras	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos próx.	Efeitos próximos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
I.1.1	I.1.1.(1)	Percolação excessiva	Presença de formações permeáveis com continuidade a grande distância	I.1.(1)	Contaminação do maciço (taludes)	I.(2)	Contaminação do maciço	0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
I.1.2	I.1.2.(1)	Percolação excessiva	Alterabilidade química do maciço:: Presença de formações permeáveis com continuidade a grande distância:: Excessiva permeabilidade dos rejeitados	I.1.(2)	Sem efeito	I.(3)	Sem efeito	0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
I.2	I.2.(1)	Arraste material sólido	Pluviosidade intensa	I.(1)	Ravinamento	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira
III.1.1	III.1.1.(1)	Erosão	Ondulação sob acção do vento:: Alterabilidade química dos materiais:: Ciclos de molhagem e secagem ou variações térmicas (fracturação e meteorização)	III.1.(5)	Formação de escarpas e praias	III.(8)	Diminuição do corpo da barragem	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira
III.1.2	III.1.2.(1)	Instabilização associada a movimentos de massas de aterro	Acção sísmica:: Alterabilidade química dos materiais	III.1.(7)	Zona de escorregamento a montante	III.(8)	Diminuição do corpo da barragem	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira
III.1.2	III.1.2.(2)	Deformação excessiva	Alterabilidade química dos materiais:: Colapso:: Fluência:: Deficiente compactação dos aterros	III.1.(6)	Assentamento a montante e no coroamento	III.(7)	Perda de folga	0.(6)	Perda de folga
III.1.3	III.1.3.(1)	Instabilização associada a movimentos de grandes massas de aterro	Acção sísmica:: Deficiente ligação entre materiais aplicados nas diferentes fases do alteamento	III.1.(8)	Zona de escorregamento a jusante	III.(9):: III.(12):: III.(10):: III.(11)	Diminuição do corpo da barragem a jusante:: Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante):: Formação de brecha com onda de inundação:: Formação de brecha sem onda de inundação	0.(14):: 0.(11):: ::0.(2):: ::0.(1):: ::0.(4):: ::0.(3)	Danificação dos poços IBR:: Destruição do sistema de observação .: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local:: Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos) .: Onda de inundação .: Contaminação generalizada a jusante

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

ID Comp	ID, MR	Modo de Rotura, MR	Causas iniciadoras	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos próx.	Efeitos próximos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
III.1.3	III.1.3.(2)	Deformação excessiva	Carregamento do 3º alteamento (4a fase):: Fluência:: Deficiente compactação do aterro do alteamento	III.1.(9)	Assentamento no coroamento e a jusante	III.(12):: III.(7)	Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante):: Perda de folga	0.(2):: 0.(1):: 0.(7):: 0.(6)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local:: Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos):: Erosão externa do coroamento - por acção das ondas:: Perda de folga
III.1.3	III.1.3.(3)	Erosão externa	Balanço hidrológico desfavorável - com galgamento	III.1.(10)	Arraste rápido e progressivo de material	III.(9):: III.(12):: III.(10)	Diminuição do corpo da barragem a jusante:: Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante):: Formação de brecha com onda de inundação	0.(14):: 0.(11):: 0.(2):: 0.(1):: 0.(4)	Danificação dos poços IBR:: Destruição do sistema de observação:: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local:: Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos):: Onda de inundação
III.1.4	III.1.4.(1)	Percolação excessiva (sem fissuração)	Alterabilidade química dos materiais:: Dissolução dos materiais:: Elevada carga hidráulica - Subida da linha de saturação	III.1.(1)	Erosão interna do núcleo	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante:: <i>Piping</i> (a montante do sistema drenante):: Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3):: 0.(4):: 0.(2)	Contaminação generalizada a jusante:: Onda de inundação:: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.1.4	III.1.4.(2)	Percolação excessiva (com fissuração)	Fracturação hidráulica	III.1.(1)	Erosão interna do núcleo	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante:: <i>Piping</i> (a montante do sistema drenante):: Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3):: 0.(4):: 0.(2)	Contaminação generalizada a jusante:: Onda de inundação:: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local

ANEXO B RESULTADOS DA FMEA EFECTUADA PARA A BARRAGEM DE CERRO DO LOBO

ID Comp	ID, MR	Modo de Rotura, MR	Causas iniciadoras	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos próx.	Efeitos próximos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
III.1.5	III.1.5.(1)	Danificação da geomembrana	Ataque químico:: Deficiente instalação:: Deficiente ligação ao núcleo ou encontro	III.1.(11)	Rotura da geomembrana	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante:: Piping (a montante do sistema drenante):: Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3):: 0.(4):: 0.(2)	Contaminação generalizada a jusante.: Onda de inundação.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.1.6	III.1.6.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	Inadequação dos materiais ou da sua colocação:: Alterabilidade química dos materiais	III.1.(13)	Erosão do filtro/dreno subvertical	III.(3)	<i>Piping</i> (a montante do sistema drenante)	0.(4)	Onda de inundação
III.1.6	III.1.6.(2)	Insuficiente capacidade drenante	Inadequação da granulometria:: Espessura insuficiente (aumento da cota de exploração)	III.1.(12)	Afogamento do dreno subvertical	III.(15):: III.(5)	Afogamento do sistema drenante (Percolação no maciço de jusante):: <i>Piping</i> (no maciço de jusante)	0.(3):: 0.(4)	Contaminação generalizada a jusante.: Onda de inundação
III.1.7	III.1.7.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	Inadequação dos materiais ou da sua colocação:: Alterabilidade química dos materiais	III.1.(2):: III.1.(3)	Erosão do tapete drenante:: Colmatação do tapete drenante	III.(4):: III.(2)	Erosão da fundação.: Colmatação do sistema drenante	0.(2):: 0.(3)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local.: Contaminação generalizada a jusante
III.1.7	III.1.7.(2)	Insuficiente capacidade drenante	Secção insuficiente (aumento da cota de exploração):: Inadequação da granulometria	III.1.(4)	Afogamento do tapete drenante	III.(5):: III.(6)	<i>Piping</i> (no maciço de jusante):: Afogamento do sistema drenante	0.(4):: 0.(2)	Onda de inundação.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.1.8	III.1.8.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	Inadequação dos materiais ou da sua colocação:: Alterabilidade química dos materiais	III.1.(14)	Erosão da saia	III.(4)	Erosão da fundação	0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.1.8	III.1.8.(2)	Insuficiente capacidade drenante	Secção insuficiente (aumento da cota de exploração):: Alterabilidade química dos materiais	III.1.(15)	Afogamento da saia	III.(6)	Afogamento do sistema drenante	0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

ID Comp	ID, MR	Modo de Rotura, MR	Causas iniciadoras	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos próx.	Efeitos próximos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
III.3.1	III.3.1.(1)	Percolação excessiva	Saneamento superficial da fundação:: Alterabilidade química da fundação	III.3.(1):: III.3.(2)	Erosão da fundação para o sistema drenante:: Erosão da fundação para a zona imediatamente a jusante	III.(2):: III.(6):: III.(13)	Colmatação do sistema drenante:: Afogamento do sistema drenante.: Deterioração da estanqueidade na fundação	0.(3):: 0.(2):: 0.(9)	Contaminação generalizada a jusante.: Insuficiência do sistema de bombagem – Contaminação.: Exsurgências a jusante - contaminação
III.3.1	III.3.1.(2)	Percolação profunda	Comunicação entre aquíferos	III.3.(3)	Contaminação do aquífero	III.(16)	Contaminação do aquífero	0.(8)	Contaminação dos aquíferos subterrâneos a jusante
III.4.1	III.4.1.(1)	Percolação excessiva	Deficiente compactação:: Tratamento insuficiente do maciço:: Alterabilidade química do maciço:: Deficiente saneamento	III.4.(1):: III.4.(2)	Erosão para o sistema drenante:: Erosão do maciço para a zona da encosta imediatamente a jusante	III.(2):: III.(6):: III.(14)	Colmatação do sistema drenante:: Afogamento do sistema drenante.: Deterioração da estanqueidade na zona dos encontros	0.(3):: 0.(2):: 0.(9)	Contaminação generalizada a jusante.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local.: Exsurgências a jusante - contaminação
III.4.2	III.4.2.(1)	Percolação excessiva	Tratamento insuficiente do maciço:: Deficiente saneamento:: Deficiente ligação	III.4.(1):: III.4.(2)	Erosão para o sistema drenante:: Erosão do maciço para a zona da encosta imediatamente a jusante	III.(2):: III.(6):: III.(14)	Colmatação do sistema drenante:: Afogamento do sistema drenante.: Deterioração da estanqueidade na zona dos encontros	0.(3):: 0.(2):: 0.(9)	Contaminação generalizada a jusante.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local.: Exsurgências a jusante - contaminação
VII.1	VII.1.(1)	Funcionamento hidráulico sem danos	Balanço hidrológico desfavorável	VII.(2)	Sem efeito	0.(3)	Contaminação generalizada a jusante	0.(3)	Contaminação generalizada a jusante
VII.1	VII.1.(2)	Funcionamento hidráulico com danos	Deficiente qualidade do betão	VII.(1)	Danificação da soleira			0.(12)	Escoamento descontrolado (com contaminação generalizada a jusante)
VIII.1	VIII.1.(1)	Sedimentação	Arrastamento de finos	VIII.(4)	Subida da cota de bombagem			0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
VIII.1	VIII.1.(2)	Colmatação	Arrastamento de finos	VIII.(3)	Inutilização			0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação

ANEXO B RESULTADOS DA FMEA EFECTUADA PARA A BARRAGEM DE CERRO DO LOBO

ID Comp	ID, MR	Modo de Rotura, MR	Causas iniciadoras	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos próx.	Efeitos próximos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
VIII.2	VIII.2.(1)	Avaria mecânica	Falhas mecânicas nas bombas	VIII.(2)	Incapacidade pontual de bombear o fluido			0.(10)	Exsurgências pontuais a jusante - contaminação local
VIII.2	VIII.2.(2)	Potência insuficiente	Aumento do caudal percolado ao longo do tempo	VIII.(2)	Incapacidade pontual de bombear o fluido			0.(10)	Exsurgências pontuais a jusante - contaminação local
VIII.2	VIII.2.(3)	Falha eléctrica	Falta de fornecimento de energia:: Descarga eléctrica (trovoadas)	VIII.(1)	Incapacidade de bombear o fluido			0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação

(Continuação da Tabela B.1)

Notação utilizada na Tabela B.1 para delimitação dos campos relativos à identificação dos vários efeitos

:: Delimitador principal ou de efeito subsequente do efeito em análise da coluna anterior)

.: Delimitador secundário (separação causada por mudança de efeito na coluna anterior)

Exemplos:

ID efeitos imediatos	ID efeitos próximos	ID efeitos finais
III.3.(1)::III.3.(2)	III.(2)::III.(6) :. III.(13)	0.(3) :. 0.(2) :. 0.(9)
III.1.(2)::III.1.(3)	III.(4) :. III.(2)	0.(2)::0.(1) :. 0.(3)

⇔

ID efeitos imediatos	ID efeitos próximos	ID efeitos finais
III.3.(1)	III.(2)	0.(3)
	III.(6)	0.(2)
III.3.(2)	III.(13)	0.(9)
III.1.(2)	III.(4)	0.(2)
		0.(1)
III.1.(3)	III.(2)	0.(3)

Tabela B.2 – Modos potenciais de rotura os subsistemas de nível superior às componentes básicas

ID comp	ID, MR	Modo potencial de rotura, MR	ID Contrib.	Contribuidores	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
I.1	I.1.(1)	Contaminação do maciço (talude)	I.1.1.(1)	Percolação excessiva	I.(2)	Contaminação do maciço	0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
I.1	I.1.(2)	Sem efeito	I.1.2.(1)	Percolação excessiva	I.(3)	Sem efeito	0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
I	I.(1)	Ravinamento	I.2.(1)	Arraste material sólido			0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira
I	I.(2)	Contaminação do maciço	I.1.(1)	Contaminação do maciço (taludes)			0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
I	I.(3)	Sem efeito	I.1.(2)	Sem efeito			0.(13)	Contaminação das zonas envolventes
III.1	III.1.(1)	Erosão interna do núcleo	III.1.4.(1) :: III.1.4.(2)	Percolação excessiva (sem fissuração):: Percolação excessiva (com fissuração)	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante:: <i>Piping</i> (a montante do sistema drenante)::Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3).: 0.(4).: 0.(2)	Contaminação generalizada a jusante.: Onda de inundação.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.1	III.1.(2)	Erosão do tapete drenante	III.1.7.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	III.(4)	Erosão da fundação	0.(2):: 0.(1)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local::Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos)
III.1	III.1.(3)	Colmatação do tapete drenante	III.1.7.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	III.(2)	Colmatação do sistema drenante	0.(3)	Contaminação generalizada a jusante
III.1	III.1.(4)	Afogamento do tapete drenante	III.1.7.(2)	Insuficiente capacidade drenante	III.(5):: III.(6)	<i>Piping</i> (no maciço de jusante)::Afogamento do sistema drenante	0.(4).: 0.(2)	Onda de inundação.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.1	III.1.(5)	Formação de escarpas e praias	III.1.1.(1)	Erosão	III.(8)	Diminuição do corpo da barragem	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira
III.1	III.1.(6)	Assentamento a montante e no coroamento	III.1.2.(2)	Deformação excessiva	III.(7)	Perda de folga	0.(6)	Perda de folga
III.1	III.1.(7)	Zona de escorregamento a montante	III.1.2.(1)	Instabilização associada a movimentos de massas de aterro	III.(8)	Diminuição do corpo da barragem	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

ID comp	ID, MR	Modo potencial de rotura, MR	ID Contrib.	Contribuidores	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
III.1	III.1.(8)	Zona de escorregamento a jusante	III.1.3.(1)	Instabilização associada a movimentos de grandes massas de aterro	III.(9):: III.(12) :: II.(10):: III.(11)	Diminuição do corpo da barragem a jusante::Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante)::Formação de brecha com onda de inundação::Formação de brecha sem onda de inundação	0.(14):: 0.(11):: 0.(2):: 0.(1):: 0.(4):: 0.(3)	Danificação dos poços IBR::Destruição do sistema de observação.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local::Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos):. Onda de inundação.: Contaminação generalizada a jusante
III.1	III.1.(9)	Assentamento no coroamento e a jusante	III.1.3.(2)	Deformação excessiva	III.(12) ::III.(7)	Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante)::Perda de folga	0.(2):: 0.(1):: 0.(7):: 0.(6)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local::Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos):. Erosão externa do coroamento - por acção das ondas::Perda de folga
III.1	III.1.(10)	Arraste rápido e progressivo de material	III.1.3.(3)	Erosão externa	III.(9):: III.(12) :: III.(10)	Diminuição do corpo da barragem a jusante::Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante)::Formação de brecha com onda de inundação	0.(14):: 0.(11):: 0.(2):: 0.(1):: 0.(4)	Danificação dos poços IBR::Destruição do sistema de observação.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local::Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos):. Onda de inundação
III.1	III.1.(11)	Rotura da geomembrana	III.1.5.(1)	Danificação da geomembrana	III.(2):: III.(3):: III.(1)	Colmatação do sistema drenante::Piping (a montante do sistema drenante)::Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	0.(3):: 0.(4):: 0.(2)	Contaminação generalizada a jusante.: Onda de inundação.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.1	III.1.(12)	Afogamento do dreno sub-vertical	III.1.6.(2)	Insuficiente capacidade drenante	III.(15) :: III.(5)	Afogamento do sistema drenante (Percolação no maciço de jusante)::Piping (no maciço de jusante)	0.(3):: 0.(4)	Contaminação generalizada a jusante.: Onda de inundação
III.1	III.1.(13)	Erosão do filtro/dreno sub-vertical	III.1.6.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	III.(3)	Piping (a montante do sistema drenante)	0.(4)	Onda de inundação
III.1	III.1.(14)	Erosão da saia	III.1.8.(1)	Perda de estabilidade interna ou externa	III.(4)	Erosão da fundação	0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local

ANEXO B RESULTADOS DA FMEA EFECTUADA PARA A BARRAGEM DE CERRO DO LOBO

ID comp	ID, MR	Modo potencial de rotura, MR	ID Contrib.	Contribuidores	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
III.1	III.1.(15)	Afogamento da saia	III.1.8.(2)	Insuficiente capacidade drenante	III.(6)	Afogamento do sistema drenante	0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.3	III.3.(1)	Erosão da fundação para o sistema drenante	III.3.1.(1)	Percolação excessiva	III.(2):: III.(6)	Colmatação do sistema drenante::Afogamento do sistema drenante	0.(3):: 0.(2)	Contaminação generalizada a jusante.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.3	III.3.(2)	Erosão da fundação para a zona imediatamente a jusante	III.3.1.(1)	Percolação excessiva	III.(13)	Deterioração da estanqueidade na fundação	0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação
III.3	III.3.(3)	Contaminação do aquífero	III.3.1.(2)	Percolação profunda	III.(16)	Contaminação do aquífero	0.(8)	Contaminação dos aquíferos subterrâneos a jusante
III.4	III.4.(1)	Erosão para o sistema drenante	III.4.1.(1) :: III.4.2.(1)	Percolação excessiva:: Percolação excessiva	III.(2):: III.(6)	Colmatação do sistema drenante::Afogamento do sistema drenante	0.(3):: 0.(2)	Contaminação generalizada a jusante.: Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III.4	III.4.(2)	Erosão do maciço para a zona da encosta imediatamente a jusante	III.4.1.(1) :: III.4.2.(1)	Percolação excessiva:: Percolação excessiva	III.(14)	Deterioração da estanqueidade na zona dos encontros	0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação
III	III.(1)	Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante)	III.1.(11) :: III.1.(1)	Rotura da geomembrana:: Erosão interna do núcleo			0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III	III.(10)	Formação de brecha com onda de inundação	III.1.(8):: III.1.(10)	Zona de escorregamento a jusante:: Arraste rápido e progressivo de material			0.(4)	Onda de inundação
III	III.(11)	Formação de brecha sem onda de inundação	III.1.(8)	Zona de escorregamento a jusante			0.(3)	Contaminação generalizada a jusante
III	III.(12)	Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante)	III.1.(9):: III.1.(10) :: II.1.(8)	Assentamento no coroamento e a jusante::Arraste rápido e progressivo de material::Zona de escorregamento a jusante			0.(2):: 0.(1)	Insuficiência do sistema de bombagem - Contaminação:: Perda de retenção na albufeira (exposição aos agentes atmosféricos)
III	III.(13)	Deterioração da estanqueidade na fundação	III.3.(2)	Erosão da fundação para a zona imediatamente a jusante			0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação
III	III.(14)	Deterioração da estanqueidade na zona dos encontros	III.4.(2)	Erosão do maciço para a zona da encosta imediatamente a jusante			0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

ID comp	ID, MR	Modo potencial de rotura, MR	ID Contrib.	Contribuidores	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
III	III.(15)	Afogamento do sistema drenante (Percolação no maciço de jusante)	III.1.(12)	Afogamento do dreno sub-vertical			0.(3)	Contaminação generalizada a jusante
III	III.(16)	Contaminação do aquífero	III.3.(3)	Contaminação do aquífero			0.(8)	Contaminação dos aquíferos subterrâneos a jusante
III	III.(2)	Colmatação do sistema drenante	III.1.(11) :: III.3.(1) :: III.1.(1) :: III.4.(1) :: III.1.(3)	Rotura da geomembrana:: Erosão da fundação para o sistema drenante:: Erosão interna do núcleo:: Erosão para o sistema drenante:: Colmatação do tapete drenante			0.(3)	Contaminação generalizada a jusante
II	III.(3)	<i>Piping</i> (a montante do sistema drenante)	III.1.(1) :: III.1.(11) :: III.1.(13)	Erosão interna do núcleo:: Rotura da geomembrana:: Erosão do filtro/dreno sub-vertical			0.(4)	Onda de inundação
III	III.(4)	Erosão da fundação	III.1.(2) :: III.1.(14)	Erosão do tapete drenante:: Erosão da saia			0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III	III.(5)	<i>Piping</i> (no maciço de jusante)	III.1.(12) :: III.1.(4)	Afogamento do dreno sub-vertical:: Afogamento do tapete drenante			0.(4)	Onda de inundação
III	III.(6)	Afogamento do sistema drenante	III.1.(4) :: III.1.(15) :: III.3.(1) :: III.4.(1)	Afogamento do tapete drenante:: Afogamento da saia:: Erosão da fundação para o sistema drenante:: Erosão para o sistema drenante			0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
III	III.(7)	Perda de folga	III.1.(6) :: III.1.(9)	Assentamento a montante e no coroamento:: Assentamento no coroamento e a jusante			0.(6)	Perda de folga
III	III.(8)	Diminuição do corpo da barragem	III.1.(7) :: III.1.(5)	Zona de escorregamento a montante:: Formação de escarpas e praias			0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira

ANEXO B RESULTADOS DA FMEA EFECTUADA PARA A BARRAGEM DE CERRO DO LOBO

ID comp	ID, MR	Modo potencial de rotura, MR	ID Contrib.	Contribuidores	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
III	III.(9)	Diminuição do corpo da barragem a jusante	III.1.(8):: III.1.(10)	Zona de escorregamento a jusante:: Arraste rápido e progressivo de material			0.(14):: 0.(11)	Danificação dos poços IBR:: Destruição do sistema de observação
VII	VII.(1)	Danificação da soleira	VII.1.(2)	Funcionamento hidráulico com danos			0.(12)	Escoamento descontrolado (com contaminação generalizada a jusante)
VII	VII.(2)	Sem efeito	VII.1.(1)	Funcionamento hidráulico sem danos			0.(3)	Contaminação generalizada a jusante
VIII	VIII.(1)	Incapacidade de bombear o fluido	VIII.2.(3)	Falha elétrica			0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação
VIII	VIII.(2)	Incapacidade pontual de bombear o fluido	VIII.2.(1):: VIII.2.(2)	Avaria mecânica:: Potência insuficiente			0.(10)	Exsurgências pontual a jusante - contaminação local
VIII	VIII.(3)	Inutilização	VIII.1.(2)	Colmatação			0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação
VIII	VIII.(4)	Subida da cota de bombagem	VIII.1.(1)	Sedimentação			0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local
Sistema	0.(1)	Perda de retenção na albufera (exposição aos agentes atmosféricos)	III.(12)	Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante)				
Sistema	0.(2)	Insuficiência do sistema de bombagem - contaminação local	III.(1):: III.(12):: III.(4):: III.(6):: VIII.(4)	Perda de estanqueidade no aterro (com afogamento do sistema de drenante):: Perda de estanqueidade no aterro (sem afogamento do sistema de drenante):: Erosão da fundação:: Afogamento do sistema drenante:: Subida da cota de bombagem				
Sistema	0.(3)	Contaminação generalizada a jusante	III.(11):: III.(2):: VII.(1):: III.(15):: VII.(2)	Formação de brecha sem onda de inundação:: Colmatação do sistema drenante:: Danificação da soleira:: Afogamento do sistema drenante:: sem efeito:: (Percolação no maciço de jusante)				

ENQUADRAMENTO DAS ANÁLISES DE RISCOS EM GEOTECNIA

ID comp	ID, MR	Modo potencial de rotura, MR	ID Contrib.	Contribuidores	ID Efeitos imed.	Efeitos imediatos	ID Efeitos finais	Efeitos finais
Sistema	0.(4)	Onda de inundação	III.(10):: III.(3):: III.(5)	Formação de brecha com onda de inundação:: <i>Piping</i> (a montante do sistema drenante):: <i>Piping</i> (no maciço de jusante)				
Sistema	0.(5)	Diminuição do encaixe da albufeira	III.(8):: I.(1)	Diminuição do corpo da barragem::Ravinamento				
Sistema	0.(6)	Perda de folga	III.(7)	Perda de folga				
Sistema	0.(7)	Erosão externa do coroamento - por acção das ondas	III.(7)	Perda de folga				
Sistema	0.(8)	Contaminação dos aquíferos subterrâneos a jusante	III.(16)	Contaminação do aquífero				
Sistema	0.(9)	Exsurgências a jusante - contaminação	III.(13):: III.(14):: VIII.(3):: VIII.(1)	Deterioração da estanqueidade na fundação:: Deterioração da estanqueidade na zona dos encontros:: Inutilização::Incapacidade de bombear o fluido				
Sistema	0.(10)	Exsurgências pontual a jusante - contaminação local	VIII.(2)	Incapacidade pontual de bombear o fluido				
Sistema	0.(11)	Destruição do sistema de observação	III.(9)	Diminuição do corpo da barragem a jusante				
Sistema	0.(12)	Escoamento descontrolado	VII.(1)	Danificação da soleira				
Sistema	0.(13)	Contaminação das zonas envolventes	I.(2):: I.(3)	Contaminação do maciço::Sem efeito				
Sistema	0.(14)	Danificação dos poços IBR	III.(9)	Diminuição do corpo da barragem a jusante				

(Continuação da Tabela B.2)

Notação utilizada na para delimitação dos vários campos

:: Delimitador principal ou de efeito subsequente do efeito em análise da coluna anterior)

.:Delimitador secundário (separação causada por mudança de efeito na coluna anterior)

Exemplos:

ID contribuintes	ID efeitos imediatos	ID efeitos finais
III.1.4.(1):: III.1.4.(2)	III.(2)::III.(3)::III.(1)	0.(3):.0.(4):.0.(2)::0.(1)
III.1.5.(1)	III.(2)::III.(3)::III.(1)	0.(3):.0.(4):.0.(2)::0.(1)

⇔

ID contribuintes ²¹	ID efeitos imediatos	ID efeitos finais
III.1.4.(1) III.1.4.(2)	III.(2)	0.(3)
	III.(3)	0.(4)
III.1.5.(1)	III.(1)	0.(2)
		0.(1)
	III.(2)	0.(3)
	III.(3)	0.(4)
III.1.5.(1)	III.(1)	0.(2)
		0.(1)

²¹ Os contribuintes estão sempre associados num conjunto único.

Referências bibliográficas

- [1] Wikipedia, the Free Dictionary (2005), “Teton Dam” article in http://en.wikipedia.org/wiki/Teton_Dam
- [2] Einstein, H. (2002), “Risk Assessment and Management in Geotechnical Engineering”, SPG, 8º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro, Volume 4, pp. 2237-2262
- [3] Maranhã das Neves, E. (2002), “Breves Considerações Sobre Análises de Risco de Obras Geotécnicas em Portugal”, SPG, 8º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro, Volume 4, pp.2313-2317
- [4] Baecher, G. and Christian, J. (2000), “The Practice of Risk Analysis and the Safety of Dams”, pp. 29
- [5] <http://www.sciencecartoonsplus.com/galrisk.htm>
- [6] Mineiro, A. (1992), “Dimensionamento de barragens de aterro. Novos critérios de segurança ”, 7ª Lição Manuel Rocha, Geotecnia, nº.62, Junho, pp. 5-71
- [7] Pimenta, L., Caldeira, L. e Silva Gomes, A. (2005), “Análise de Riscos da Ensecadeira de Odelouca. Aplicação de uma Metodologia Simplificada com Base em Diagramas LCI”, Seminário de Barragens Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade, T4.C7, pp. 609-627
- [8] Bowles, D., Anderson, L. and Glover, T. (1998), “The Practice of dam safety risk assessment and management: Its roots, Its Branches, and Its Fruit”, Presented at the Eighteenth USCOLD Annual Meeting and Lecture, Buffalo, New York
- [9] Stewart, R. (2000), “Dam Risk Management”, GeoEng2000, Melbourne, Australia, pp. 28
- [10] Caldeira, L., Pimenta, L., Silva Gomes, A. (2005), “Enquadramento das Análises de Riscos e sua Aplicação a Barragens de Aterro”, Seminário de Barragens Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade, T4.C4, pp. 569-685
- [11] Bowles, D., Anderson, L. and Glover, T. (1997), “A Role for Risk Assessment in Dam Safety Management”, Proceedings of the 3rd International Conference HYDROPOWER 97, Trondheim, Norway
- [12] Regulamento de Segurança de Barragens (1990), Decreto-Lei nº 11/90 de 6 de Janeiro
- [13] United States Society on Dams (USSD) (2003), “Dam Safety Risk Assessment: What is it? Who’s Using it and Why? Where Should We be Going With It?”, USSD Emerging Issues White Paper

- [14] Bowles, D., Anderson, L., Glover, T. and Chauhan, S. (2003), “Dam Safety Decision-Making: Combining Engineering Assessments with Risk Information”, In Proceedings of the 2003 USSD Annual Lecture, Charleston, SC
- [15] Caldeira, L. (2002), “As análises de Risco e as Incertezas”, SPG, 8º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro, Volume 4, pp. 2295-2311
- [16] Silva Cardoso, A. (2002), “Segurança e Fiabilidade”, 8º Congresso Nacional de Geotecnia – A Geotecnia Portuguesa e os Desafios do Futuro, Volume 4, pp. 2263-2294
- [17] ICOLD (1998), “ICOLD Guidelines on Risk Assessment for Dams”, Attachment by: Williams, A. (ICOLD International Committee on Dam Safety, AWT Director); ICOLD Chairman's 1997/98 Progress Report for New Delhi Meeting, (Informationletter), pp. 1-28
- [18] Caldeira, L. (2003), “Segurança em Geotécnica”, Folhas da disciplina Segurança em Geotecnia do Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil, ano lectivo (2003/2004), FCT/UNL – IST – LNEC
- [19] Vrouwenvelder, T., Lovegrove, R., Holicky, M., Tanner, P., and Canisius, G. (2001), “Risk assessment and Risk Communication in Civil Engineering”, Proceedings in Safety, Risk, Reliability – Trends in Engineering, Malta
- [20] Hartford, D. and Baecher, G. (2004), “Risk and Uncertainty in Dam Safety”, CEA Technologies Dam Safety Interest Group, Thomas Telford Books
- [21] Sub-Committee on Landslide Risk Management (2000), “Landslide Risk Management Concepts and Guidelines”, Australian Geomechanics Society (AGS), March 2000
- [22] Finlay, P. (1996), “The Risk Assessment of Slopes”, School of Civil Engineering, University of New South Wales, Australia, PhD Thesis
- [23] Dai, F., Lee, C. and Ngai, Y. (2002), “Landslide Risk Assessment and Management: an Overview”, Engineering Geology Journal, Volume 64, Issue 1, April 2002, pages 65-87
- [24] Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens (2005), “1º Relatório de Progresso (Janeiro 2005)”, Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens (CNPGB), Lisboa Portugal
- [25] Berthin, J. et Vaché, M. (2000), “Structures «offshores»”, Risque et Genie Civil, Actes du Colloque, Paris, Unesco
- [26] Almeida, B. e Santos, J. (2005), “Incerteza na Análise do Risco. Caso de Rotura de uma Barragem de Enrocamento”, Seminário de Barragens Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade, T4.C6, pp. 595-608

- [27] Rasche, T. (2001), “Risk Analysis Methods – a Brief Review”, The University of Queensland, Mineral Industry Safety and Health Centre
- [28] Ljungquist, K. (2005), “A Probabilistic Approach to Risk Analysis. A Comparison Between Undesirable Indoor Events and Human Sensitivity”, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering
- [29] MAFF (2000), “Flood and Coastal defence project Appraisal Guidance – Approaches to Risk”, Flood and Coastal Defence with Emergencies Division
- [30] USBR (1976), <http://www.usbr.gov/dataweb/assets/images/Teton2.jpg>
- [31] Brito, A., Pimenta, L., Caldeira, L. (2005), “Rotura da Ensecadeira de Odelouca. Aplicação Simplificada de Cálculo dos Hidrogramas de Cheia”, Seminário de Barragens Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade, T4.C8, pp. 629-645
- [32] Fread, D., Lewis, J. (1998), “NWS FLDWAV Model”, Hydrologic Research Laboratory Office of Hydrology, National Weather Service, Department of Commerce, United States of América
- [33] Fread, D. (1988), “Breach: an Erosion Model for Earthen Dam”, Hydrologic Research Laboratory Office of Hydrology, National Weather Service, Department of Commerce, United States of America
- [34] ICOLD (2003), “Risk Assessment in Dam Safety Management: A Reconnaissance of Benefits, Methods and Current Applications”, ICOLD Bulletin, International Commission on Large Dams
- [35] Cruden, D. (1997), “Estimating the Risks from Landslides using Historical Data”, Landslide Risk Assessment, Cruden and Fell (eds.), Balkema, pp. 277-284
- [36] Caldeira, L. (2005), “Metodologias de Análise de Risco. Aplicações em Geotecnia”, 2.^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia: Modelação e Segurança em Geotecnia, pp. 31-55
- [37] Sousa, L., Martins, A. e Campos Costa, A. (2004), “Simulador de Cenários Sísmicos Integrado num Sistema de Informação Geográfica – LNECloss. Justificação da candidatura e documentação técnica”, Candidatura ao Prémio Fernandes Costa 2004
- [38] Gratt, L. (2004), “Glossary of Risk Analysis Terms”, Society for Risk Analysis, http://www.sra.org/resources_glossary.php
- [39] Hong Kong Slope Safety, http://hkss.cedd.gov.hk/hkss/eng/photo_gallery/59p_copya.htm

- [40] Morgan, G., Rawlings, G. and Sobkowickz (1992), “Evaluating Total Risk to Communities from Large Debris Flows”, in Proceedings of 1st Canadian Symposium on Geotechnique and Natural Hazards, BiTech Publishers, Vancouver, BC, Canada, pp. 225-236
- [41] Wong, H., Ho, K., Chan, Y. (1998), “Assessment of Consequence of Landslides”, in R. Cruden and R. Fell, Editors, Landslide Risk Assessment, Balkema, Rotterdam, pp. 111-149
- [42] Leroueil, S. and Locat, J. (1998), “Slope movements – geotechnical Characterization, Risk Assessment and Mitigation”, in B. Maric, L. Lisac and A. Szavits-Nossan, Editors, Geotechnical Hazards, Balkema, Rotterdam, pp. 95-106
- [43] Rettemeier, K., Falkenhagen, B., Köngeter, J (2004), “Risk Assessment – New Trends in Germany”, Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management - Aachen University of Technology Germany. German Dam Research and Tecnology, http://www.germannatcom-cold.de/germanresearch/index.cgi/page/article/article_id/11
- [44] ANCOLD (1998): ANCOLD Guidelines on Risk Assessment. Position Paper on Revised Criteria for Acceptable Risk to life (Paper)
- [45] USBR (1999), “A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure”. Dam Safety Office, Colorado, September 1999
- [46] Health and Safety Executive (2005), “Guidance on ALARP for Offshore Division Inspectors making an ALARP demonstration”, <http://www.hse.gov.uk/offshore/circulars/enf38.htm>
- [47] Bowles, D. (2003), “ALARP Evaluation: Using Cost Effectiveness abd Disproportionality to Justify Risk Reduction”, Proceedings of the Australian Committee on Large Dams Risk Workshop, Launceston, Tasmania, Australia
- [48] Bowles, D. (1999), “Alamo Dam Demonstration Risk Assessment”, Proceedings of the Australian Committee on Large Dams (ANCOLD) Annual Meeting, Jindabyne, New South Wales, Australia
- [49] Mockett, I. And Simm, J. (2002) “Risk Levels in Coastal and River Engineering”, London, UK, Thomas Telford Books
- [50] Schoustra, F., Mockett, I., Van Gelder, P., Simm, J. (2004), “A New Risk-Based Design Approach for Hydraulic Engineering”, *Journal of Risk Research* 7 (6), 581–597 (September 2004)
- [51] Bowles, D., Anderson, L., Glover, T., Chauhan, S. and Rose, R. (1998) “Portfolio Risk Assessment: A Tool for Dam Safety Risk Management”, Proceedings of the 1998 USCOLD Annual Lecture, Buffalo, New York

- [52] Bowles, D. (2000), “Advances in the Practice and use of Portfolio Risk Assessment”, Proceedings of the 2000 Australian Committee on Large Dams (ANCOLD) Annual Meeting, Cairns, Queensland, Australia
- [53] Ashby, G. and Lenting, V. (2003), “Thames Coast Flood Risk Assessment”, Final Report, prepared for Environmental Waikato and Thames-Coromandel District Council by URS New Zealand Ltd
- [54] Chauhan, S., Bowles, D. (2003), “Dam Safety Risk Assessment with Uncertainty Analysis”, Proceedings of the Australian Committee on Large Dams Risk Workshop, Launceston, Tasmania, Australia, October
- [55] Owen, M., Hawkes, P., Tawn, J. and Bortot, P. (1997) , “The Joint Probability of Waves and Water Levels: A Rigorous but Practical New Approach ”, Proceedings of the 32nd MAFF Conference of River and Coastal Engineers, Keele
- [56] Fell, R., Bowles, D., Anderson, L. and Bell, G. (2000), “The Status of Estimation of the Probability of Failure of Dams for Use in Quantitative Risk Assessment”, In Proceedings of the 20th ICOLD Congress, Beijing, China
- [57] Chauhan, S., Bowles, D. (2003), “Dam Safety Risk Assessment with Uncertainty Analysis”, In Proceedings of the *Australian Committee on Large Dams Risk Workshop*, Launceston, Tasmania, Australia
- [58] Swain, R., Bowles, D. and Ostenaar, D. (1998), “A Framework for Characterization of Extreme Floods for Dam Safety Risk Assessments”, Proceedings of the 1998 USCOLD Annual Lecture, Buffalo, New York
- [59] Montgomery, D. and Runger, G. (1999), “Applied Statistics and Probability for Engineers”, Second Edition, John & Sons, Inc., ISBN 0-471-17027-5, pp. 97 - 259
- [60] Silva Gomes, A., Casaca, J. e Veiga Pinto, A. (2005), “Controlo da Qualidade de Aterros: A Distribuição Binomial na Elaboração de Planos de Aceitação de Camadas”, Seminário de Barragens, Tecnologia, Segurança e Interação com a Sociedade, T3.C2, pp. 361-368
- [61] Wolff, T. (2002), “Reliability Analysis for Dams and levees”, Grand Rapids Branch American Society of Civil Engineers (ASCE), Michigan State University
- [62] Brito, J., Laranja, R. (2003), “Verificação Probabilística da Segurança das Estruturas”, Número 18, 2003 Engenharia Civil – UM, pp. 63-79
- [63] Solana, R. (2003), “Seguridad, Fiabilidad y Análisis de Sensibilidad en Obras de Ingeniería Civil Mediante Técnicas de Optimización por descomposición. Aplicaciones.”, Tesis Doctoral,

Universidad de Cantabria, Departamento de Matemática Aplicada y Ciencias de la Computación, Santander

- [64] Schueremans, L. and Van Gemert, D. (2001), “Assessment of Existing Masonry Structures Using Probabilistic Methods - State of the Art and New Approaches”, The Fifth International Symposium on Computer Methods in Structural Masonry, STRUMAS 2001
- [65] Vose, D. (2000), “Risk Analysis: A Quantitative Guide”, John Wiley & Sons, Ltd
- [66] @Risk software, <http://www.palisade-europe.com/risk/>
- [67] Crystal Ball software, <http://www.decisioneering.com/>
- [68] Krahn, J. (2004), “Stability Modeling with SLOPE/W – An Engineering Methodology”, First Edition, Revision 1, August 2004, GEO-SLOPE/W International, Ltd, Calgary, Alberta, Canada, <http://www.geo-slope.com>
- [69] Caldeira, L. (2003) “Exame da Época de Recurso”, disciplina de Segurança em Geotecnia, Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil, FCT/UNL – IST – LNEC
- [70] Vesely, W., Goldberg, F., Roberts, N. and Haasl, D. (1981), “Fault Tree Handbook. Washington DC: U.S. Nuclear Regulatory Commission”, NUREG-04
- [71] Fell, R. (1994), “Landslide Risk Assessment and Acceptable Risk”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp. 261-227
- [72] Wong, H., Ho, K. and Chan, Y. (1997), “Assessment of Consequence of Landslides”, Proceedings of the international Workshop on Landslide Risk Assessment, Honolulu, Hawaii, USA, pp. 111-149
- [73] Bunce, C., Cruden, D. and Morgenstern, N. (1996), “Assessment of the Hazard from Rock Fall on a Highway”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, pp.344-356
- [74] Tse, C., Chu, T., Lee, K., Wu, R., Hungr, O. and Li, F. (1999), “A Risk-Based Approach to Landslide Hazard Mitigation Measure Design”, Seminar on Geotechnical Division, Hong Kong Institution of Engineers, pp. 35-42
- [75] Roberds, W., Strayton, G. and Wates, J. (1996), ”Risk Assessment for CMR Tailing Dam Complex”, 3rd International Conference on Tailing and Mine Waste’96, FortCollins, Colorado, USA
- [76] United States Coast Guard (2000), “Risk-based Decision-making Guidelines – Volume 3. Risk Assessment Tools. Chapter 2 — Checklist Analysis”, <http://www.uscg.mil/hq/g-m/risk/e-guidelines/RBDM/html/vol3/02/v3-02-cont.htm>

- [77] United States Coast Guard (2000), “Risk-based Decision-making Guidelines – Volume 3. Risk Assessment Tools. Chapter 4 — Preliminary Risk Analysis (PRA)”, <http://www.uscg.mil/hq/g-m/risk/e-guidelines/RBDM/html/vol3/04/v3-04-cont.htm>
- [78] IEC (2001), “Hazard and operability studies (HAZOP studies) – Application guide”, IEC 61882:2001
- [79] Morris, M., Samuels, P. and Elliott, C. (2000), “Risk and Reservoirs in the UK”, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) Water Group
- [80] Lee, E. and Jones, D. (2004), “Landslide Risk Assessment”, Thomas Telford Books, ISBN 0 7277 3171 8
- [81] US Department of Defense (2005), “MIL-STD-1629 Revision, A Procedures for performing FMECA”, MIL Standards, <http://store.mil-standards.com/index.asp?PageAction=VIEWPROD&ProdID=63>
- [82] IEC (1985), “IEC 60812:1985: Analysis Techniques for System Reliability, Procedure for Failure Mode and Effect Analysis (FMEA)”, <http://webstore.ansi.org/ansidocstore/product.asp?sku=IEC+60812+Ed%2E+1%2E0+b%3A1985>
- [83] ISO (2003), “ISO 9000 Compendium 10th Edition”, at <http://webstore.ansi.org/ansidocstore/product.asp?sku=ISO+9000+Compendium+10th+Edition>
- [84] Canadian Dam Association (2001), *Bulletin vol.12 No.3 Fall 2001*, pp. 8-15
- [85] Federal Energy Regulatory Commission (2005), “Chapter 14- Dam Safety Performance Monitoring Program”, Performance Monitoring Program Team, Revision 1, July <http://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/eng-guide/chap14.pdf>
- [86] Robertson, A. Mac, G., and Shaw, S. (2003), “Risk Management for Major Geotechnical Structures on Mines”. In proceedings of Computer Applications in the Mineral Industries, Calgary, Alberta, Canada, 8-10 September 2003, <http://www.robertsongeoconsultants.com/papers/cami03risk.pdf>
- [87] American Supplier Institute (2000), <http://www.amsup.com/fmea/>
- [88] BSI (1991), “BS 5760: Parte 5: 1991 Reliability of System Equipment and Components – Guide to Failure Modes, Effects and Criticality Analysis (FMEA and FMECA)”
- [89] Portuguese National Committee on Large Dams (PNCOLD) (1992), “Large Dams in Portugal”, Edições LNEC
- [90] ITEM Toolkit software, <http://www.itemuk.com/>
- [91] Relex software, <http://www.relexsoftware.com/>

- [92] ReliaSoft software, <http://www.reliasoft.com/>
- [93] Stamatelatos, M., Vesely, W., Dugan, J., Fragola, J., Minarick, J. and Railsback, J. (2002), “Fault Tree Handbook with Aerospace Applications – version 1.1”, NASA Office of Safety and Mission Assurance NASA Headquarters Washington, DC
- [94] Clifton, A.E. II (1999), “Fault Tree Analysis – A History”, from the Proceedings of the 17th International System Safety Conference, The Boeing Company
- [95] United States Coast Guard (2000), “Risk-based Decision-making Guidelines – Volume 3. Risk Assessment Tools. Chapter 9 – Fault Tree Analysis (FTA)”,
<http://www.uscg.mil/hq/g-m/risk/e-guidelines/RBDM/html/vol3/09/v3-09-cont.htm>
- [96] Bedford, T. and Cooke, R. (2001), “Probabilistic Risk Analysis: Foundations and Methods”, Cambridge University Press
- [97] Peggy, A. (1999), “Fault Tree Analysis of Bridge Failure Due To Scour And Channel Instability”, *ASCE, Journal of Infrastructure Systems*, Vol.5, No.1, March, 1999
- [98] Ayyub, B. and Popescu, C. (1998), “Web-based System Reliability Assessment (WSTAR): Fault Tree Analysis (FTA)”, US Army Corps of Engineers
- [99] Smith, D., sixth edition (2001), “Reliability Maintainability and Risk”, Butterworth-Heinemann
- [100] Bowles, E. (1977), “Foundation Analysis and Design” Second Edition, McGraw-Hill Kogakusha
- [101] Guerra, N., Cardoso, A., Matos Fernandes, M. e Antão, A. (2005), “Análise do Mecanismo de Instabilidade Vertical de Estruturas de Contenção «Tipo Berlim»”, Actas das 2.^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, 2005 SPG, Lisboa
- [102] Guerra, N. (2003), “Estruturas de suporte”, Folhas da disciplina estruturas de suporte do Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil, ano lectivo (2003/2004), FCT/UNL – IST – LNEC
- [103] HIDROPROJECTO (2002), “Barragem de Cerro do Lobo. 4^a Fase de Construção – Remodelação do projecto de alteamento da barragem da cota 252 para a cota 255. Projecto de execução. Volume 2 – Peças desenhadas”, Dezembro
- [104] Vick, S. (1990), “Planning, Design, and Analysis of Tailing Dams”, BiTech Publishers
- [105] HIDROPROJECTO (2002), “Barragem de Cerro do Lobo. 4^a Fase de Construção – Remodelação do projecto de alteamento da barragem da cota 252 para a cota 255. Projecto de execução, Volume 1 – Memória descritiva e justificativa”, Dezembro

- [106] CENORGE (2005), “Barragem de Cerro do Lobo. 4ª Fase de Construção – Alteamento para a cota 255. Peças Desenhadas do Plano de Observação da Barragem”, Fevereiro
- [107] HIDROPROJECTO (2002), “Barragem de Cerro do Lobo. 4ª Fase de Construção – Remodelação do projecto de alteamento da barragem da cota 252 para a cota 255. Projecto de execução. Volume 4 – Plano de observação. Peças escritas e peças desenhadas”, Dezembro
- [108] LNEC (1999), “Revisão do Plano de Observação da *barragem do Cerro do Lobo* (2ª e 3ª fase de construção)”, Relatório LNEC – proc. 053/1/13698, Junho
- [109] SOMINCOR (2001), “Barragem de Cerro do Lobo. Relatório do Triénio 1998-2000”
- [110] HIDROPROJECTO (2001), “Barragem de Cerro do Lobo – 3ª Fase de construção. Observação do comportamento da barragem. Notas técnicas Nº 7, 9, 12, 15 e 17 - Junho 1998 a Junho 2001”
- [111] Knight Piésold Limited (2003), “Cerro do Lobo Dam. Inspection Reports, April 1998 to June 2003”
- [112] Bilé, J. (2001), “Curso de Exploração e Segurança de Barragens”, § 1.2.5, pp. 1-82, Instituto da Água (INAG)
- [113] SOMINCOR (2005), “Barragem de Cerro do Lobo. Curva Granulométrica dos Rejeitados da Lavaria de Cobre – Minas da SOMINCOR – Particle Size Distribution (Cilas 920 Liquid), Sample ref. 5(C)”, Junho
- [114] Sherard, J., Woodward, R., Gizienski, S. and Clevenger, W. (1967), “Earth-Rock Dams. Engineering Problems of Design and Construction”, Third Printing, John Wiley and Sons, Inc
- [115] Sherard, J. and Dunningan, L. (1984), “Basic Properties of Sand and Gravel Filters”, *ASCE*, Vol. 110, No. 6
- [116] Sherard, J. and Dunningan, L. (1989), “Critical Filters for Impervious Soils”. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 115, No. 7, pp. 927-947
- [117] Oliveira Pedro, J. (2001), “Segurança e Funcionalidade das Barragens”, Memória nº 824 LNEC, Lisboa
- [118] Sherard, J., Decker, R. and Ryker, N. (1972), “Hydraulic Fracturing in Low Dams of Dispersive Clay”. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 1, pp. 653-689
- [119] Sherard, J., Decker, R. and Ryker, N. (1972), “Piping in Earth Dams of Dispersive Clay”. Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Vol. 1, Part 1, pp. 589-626
- [120] <http://www.austinlinks.com/Fuzzy/>