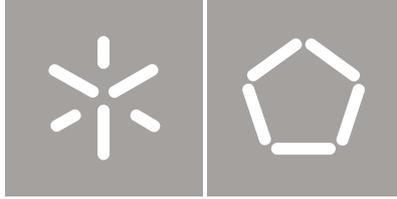


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Eduardo Martins Bretas

**Desenvolvimento de um modelo
de elementos discretos para o estudo
de barragens gravidade em alvenaria**



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Eduardo Martins Bretas

**Desenvolvimento de um modelo de
elementos discretos para o estudo de
barragens gravidade em alvenaria**

Tese de Doutoramento
Área de Engenharia Civil / Estruturas

Trabalho efetuado sob a orientação de
Professor Doutor Paulo Barbosa Lourenço
Doutor José Antero Senra Vieira de Lemos

Tese elaborada no Laboratório Nacional de
Engenharia Civil (LNEC) para a obtenção do grau
de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade
do Minho (UMinho) no âmbito do protocolo de
cooperação entre a UMinho e o LNEC

Janeiro de 2012

DECLARAÇÃO

Nome: Eduardo Martins Bretas

Endereço electrónico: ebretas@lnec.pt

Telefone: 218443000

Número do Cartão de Cidadão: 14591668

Título da tese: Desenvolvimento de um Modelo de Elementos Discretos para o Estudo de Barragens Gravidade em Alvenaria

Orientadores: Professor Doutor Paulo Barbosa Lourenço e Doutor José Antero Senra Vieira de Lemos

Ano de conclusão: 2012

Designação do Ramo de Conhecimento do Doutoramento: Estruturas

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE.

Universidade do Minho, Janeiro de 2012

Assinatura:

Agradecimentos

Agradeço ao Dr. José Vieira de Lemos e ao Prof. Paulo Lourenço pela orientação desta tese, pelos conhecimentos transmitidos e pelo constante incentivo. Agradeço igualmente às respectivas instituições, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, na pessoa do seu Presidente, Eng. Carlos Pina, e a Universidade do Minho.

Agradeço ao Prof. Pierre Léger e à École Polytechnique de Montréal pelos estágios que tive a oportunidade de realizar no Canadá.

Agradeço também ao Dr. António Lopes Batista por me ter proporcionado o primeiro contacto com a área da investigação.

Agradeço a todos os colegas que contribuíram para a execução desta tese, em especial à Luísa Braga e ao Nuno Azevedo.

Agradeço também à EDP, Energias de Portugal, SA a autorização concedida para a publicação dos elementos referentes às barragens de Guilhofrei, Lagoa Comprida e Póvoa.

Por fim, agradeço à Fundação para Ciência e Tecnologia pela atribuição da bolsa SFRH/BD/43585/2008, sem a qual este trabalho não seria possível.

Resumo

Desenvolvimento de um Modelo de Elementos Discretos para o Estudo de Barragens Gravidade em Alvenaria

Eduardo Martins Bretas

Em 1853, J. Sazilly publicou o primeiro documento científico na área da Engenharia de Barragens. Neste artigo, Sazilly propõe um novo método para a definição do perfil de barragens gravidade em alvenaria, com base na análise de tensões. Quase 40 anos depois, em 1895, após o acidente da barragem de Bouzey, M. Lévy publicou um relatório em que descreve o importante efeito da subpressão na estabilidade global das barragens gravidade. Apenas nos anos 1960, R. Clough e E. Wilson desenvolveram as primeiras análises de barragens através do Método dos Elementos Finitos, para tratar de problemas térmicos e sísmicos. Esta introdução histórica descreve o período no qual a maioria das barragens gravidade em alvenaria foi construída. Muitas destas barragens apresentam alguma fragilidade estrutural que reflecte o conhecimento disponível na época em que foram projectadas, para além de outras fragilidades, relacionadas com problemas de deterioração.

Hoje em dia, a exploração destas barragens representa um desafio, pois a segurança estrutural deve ser garantida de acordo com os regulamentos modernos. A maioria das aplicações numéricas existentes no mercado, não permitem a modelação realista dos mecanismos de rotura específicos das barragens gravidade em alvenaria, pois foram desenvolvidos para a análise de estruturas correntes. Neste contexto, foi elaborada uma aplicação numérica, através da linguagem de programação C++, com base no método dos elementos discretos (MED), designada por DEC-DAM. A aplicação foi elaborada especificamente para tratar dos problemas relacionados com barragens gravidade, especialmente as barragens gravidade em alvenaria, apesar de a sua utilização também ser válida para as barragens gravidade em betão. A aplicação permite a realização de análises estáticas, dinâmicas e de escoamento, com acoplamento hidromecânico, para além da análise do processo de injeção de calda e do reforço estrutural com ancoragens.

Os modelos desenvolvidos através desta aplicação podem ser discretizados em blocos com três ou quatro lados, rígidos ou deformáveis. A associação entre blocos pode ocorrer de forma semelhante a uma malha de elementos finitos ou através do estabelecimento de contactos entre blocos, constituindo um meio descontínuo. Foi desenvolvida uma solução completa para a detecção, actualização e eliminação de contactos ao longo da análise. A solução numérica utilizada corresponde a integração da equação de movimento, através do método das diferenças centrais, em associação as técnicas das massas escaladas e de relaxação dinâmica.

A análise dinâmica baseia-se na mesma solução numérica da análise estática, excepto no que se refere à utilização das massas escaladas e da relaxação dinâmica, que é

substituída pela aplicação do amortecimento de Rayleigh. Foram elaboradas diversas ferramentas para a aplicação das solicitações dinâmicas e respectivas condições de fronteira. Para a aplicação simultânea das componentes de corte e de compressão foi implementada uma solução designada por *free-field*.

A aplicação permite ainda a realização de análises hidromecânicas. A estrutura de dados, nomeadamente a concepção da malha de escoamento, possibilita a integração do cálculo hidráulico e mecânico. O cálculo hidromecânico foi estendido para tratar das questões relacionadas com a injeção de calda. O modelo desenvolvido permite, numa mesma análise, efectuar o estudo do escoamento de água por uma fissura, a substituição da água pela calda por meio da simulação do processo de injeção e, posteriormente, o endurecimento da calda e a avaliação do seu efeito no comportamento estrutural da barragem. Para além disto, a aplicação admite a aplicação de pregagens e ancoragens que, em conjunto com a injeção de calda, permite avaliar a grande parte das obras de reforço e reparação de barragens.

Foram ainda analisadas cinco barragens, das quais três estão localizadas em Portugal, barragem de Guilhofrei, de Lagoa Comprida e da Póvoa, uma na Índia, barragem de Bhandardara, e uma no Canadá. Estes estudos permitem demonstrar mais amplamente as capacidades da aplicação desenvolvida.

Palavras-chave: Barragens de alvenaria, Método dos Elementos Discretos, Barragens gravidade

Abstract

Development of a Discrete Element Model for Masonry Gravity Dams Analysis

Eduardo Martins Bretas

In 1853, J. Sazilly published the first scientific paper on the field of Dam Engineering. In this paper, Sazilly proposes a novel method to define the profile of masonry gravity dams, based on stress analysis. Almost 40 years later, in 1895, after the accident of Bouzey Dam, M. Lévy published the report which describes the great effect of the uplift in the global stability of gravity dams. Only in the 1960's, R. Clough and E. Wilson developed the first analyses of dams by means of the Finite Elements Method to solve thermal and seismic problems. This historical introduction describes the period of time along which the majority of masonry gravity dams was constructed. Many of these dams present some structural fragility that reflects the knowledge available in the period of time that dams were designed. Other fragilities are present, such as deterioration problems.

Nowadays, the exploitation of these dams represents a challenge, since the structural safety should be achieved according to modern regulations. The majority of numerical applications in the market, does not allow to model actual failure mechanisms typical of masonry gravity dams since it was developed for the analysis of general structures. In this context, a numerical application using the Discrete Element Method (DEM) was developed, designated as DEC-DAM. The application was designed specifically to address the problems associated with gravity dams, especially in masonry gravity dams, although its use also is valid for concrete gravity dams. The application enables to perform static, dynamic and flow analyses, with hydro-mechanical coupling, in addition to analyzing the process of grouting and structural strengthening with anchors.

The models developed through this application can be discretized into blocks with three or four sides, rigid or deformable. The association between the blocks may be similar to a finite element mesh to create a continuum or through the contacts between blocks, forming a discontinuous medium. A complete solution was developed for the detection, updating and deletion of contacts throughout the analysis. The numerical solution used corresponds to integration of the motion equation, through the central difference method, together with scaled masses and dynamic relaxation procedures

The dynamic analysis is based on the same numerical solution as the static analysis, except as regards the use of scaled mass and dynamic relaxation, which is replaced by the application of Rayleigh damping. Several tools for the application of dynamic loads and their boundary conditions were developed. For the simultaneous application of the shear and compression components, a free-field solution was implemented.

The application also allows the realization of hydro-mechanical analysis. The data structure, namely the design of the flow mesh enables the integration of mechanical and

hydraulic calculation. The hydro-mechanical calculation has been extended to address issues related to the grouting. The model allows to combine in a single analysis, the study of water flow through a crack, replacement of water by the grout by simulating the injection process and then hardening of the grout and assessing their effect on structural behavior the dam. In addition, the application allows the application of passive and active anchors that, together with the grouting solution, allows the evaluation of much of the work of strengthening and repair of dams.

Five real dams were also analyzed, three of them are located in Portugal, the Guilhofrei Dam, the Lagoa Comprida Dam and the Póvoa Dam, one in India, the Bhandardara Dam, and one in Canada. These analyses allow to fully demonstrate the capabilities of the developed application.

Keywords: Masonry dams, Discrete Element Method, Gravity dams

Índice

1. Introdução.....	1
1.1. Interesse do tema	1
1.2. Objectivos	3
1.3. Metodologia adoptada.....	4
1.4. Contribuições originais	4
1.5. Organização da tese	5
2. Barragens gravidade - Breve revisão histórica	9
2.1. Introdução	9
2.2. As barragens romanas	9
2.3. Desenvolvimentos ocorridos até ao século XIX.....	11
2.4. Desenvolvimentos ocorridos na segunda metade do século XIX.....	12
2.5. Desenvolvimentos ocorridos no século XX.....	19
2.6. Conclusões	21
3. Acções, mecanismos de rotura, critérios de avaliação e modelos numéricos... 23	
3.1. Introdução	23
3.2. As normas utilizadas em Portugal para o projecto de barragens	24
3.3. As normas americanas do FERC, USBR e USACE.....	27
3.3.1. As normas da Federal Energy Regulatory Commission (FERC).....	27
3.3.2. As normas United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation (USBR).....	30
3.3.3. As normas do US Army Corps of Engineers (USACE)	32
3.3.4. Breve análise comparativa das normas de projecto e segurança de barragens	34
3.4. O método do equilíbrio limite aplicado às barragens gravidade.....	35

3.4.1.	Pressupostos iniciais.....	36
3.4.2.	Modelo de dados	39
3.4.3.	Determinação dos resultados.....	42
3.4.4.	Exemplos de aplicação: Os perfis históricos do final do XIX	44
3.5.	Análise de barragens gravidade em alvenaria.....	51
3.6.	Características mecânicas e aplicação das acções	58
3.7.	Conclusões	64
4.	Método dos elementos discretos para análise estática	65
4.1.	Introdução	65
4.2.	Discretização do modelo.....	67
4.3.	Contacto entre blocos.....	71
4.3.1.	1ª Fase – Detecção e activação de contactos.....	72
4.3.2.	2ª Fase – Actualização dos contactos.....	80
4.3.3.	3ª Fase – Verificação de contactos.....	83
4.4.	Macroblocos.....	85
4.5.	Determinação das forças de contacto.....	87
4.6.	Integração da equação de movimento.....	93
4.7.	Determinação do passo de cálculo.....	97
4.8.	Massa escalada.....	100
4.9.	Relaxação dinâmica	101
4.10.	Determinação das novas velocidades.....	103
4.11.	Exemplo de aplicação	104
4.11.1.	Análise das tensões na barragem e no plano de contacto barragem-fundação (Análise A ₁)	106
4.11.2.	Análise da segurança relativamente à rotura localizada do material (Análise A ₂)	112

4.11.3.	Verificação da segurança ao deslizamento pelo plano de rotura PR_1 e PR_2 (Análises A_3 , A_4 , A_5 e A_6)	113
4.11.4.	Análise dos resultados	118
4.12.	Conclusões	119
5.	Extensão do método dos elementos discretos para análise sísmica	121
5.1.	Introdução	121
5.2.	Pressão hidrodinâmica	123
5.3.	Aplicação do sismo e condições de fronteira.....	124
5.3.1.	Maciço de fundação rígido e aplicação da acção sísmica através de uma história de velocidades	125
5.3.2.	Maciço de fundação deformável e aplicação da acção sísmica através de uma história de tensões	126
5.3.3.	Maciço de fundação deformável e aplicação da acção sísmica através das condições de fronteira do tipo free-field	130
5.4.	Critério de discretização dos modelos para análise dinâmica.....	132
5.5.	Amortecimento de Rayleigh	133
5.6.	Exemplo de aplicação	136
5.6.1.	Análise sísmica – Dados	141
5.6.2.	Análise sísmica – Resultados	144
5.6.3.	Análise sísmica – Estudo paramétrico	150
5.7.	Conclusões	156
6.	Análise hidromecânica de barragens gravidade em alvenaria	159
6.1.	Introdução	159
6.2.	Escoamento por meios descontínuos	162
6.3.	Malha de escoamento.....	163
6.4.	Ciclo de cálculo hidromecânico.....	166
6.5.	Estabilidade numérica.....	171

6.6.	Modelo hidromecânico de barragens gravidade em alvenaria.....	172
6.7.	Exemplo de aplicação	175
6.7.1.	Diagramas de subpressão na base da barragem	180
6.7.2.	Análise do cenário de deslizamento da barragem pelo plano de fundação	185
6.7.3.	Análise sísmica para o cenário de deslizamento	187
6.8.	Conclusões	190
7.	Reparação de barragens por meio de ancoragens passivas	193
7.1.	Introdução	193
7.2.	Modelação numérica das ancoragens passivas	195
7.3.	Actualização automática da subpressão.....	201
7.4.	Exemplo de aplicação de ancoragens passivas a uma pequena barragem localizada no Canadá	202
7.5.	Exemplo de aplicação de ancoragens passivas à Barragem de Bhandardara, localizada na Índia	209
7.5.1.	Modelo A1 – Análise estática: origem da fissura	212
7.5.2.	Modelo A2 – Análise dinâmica: origem da fissura.....	213
7.5.3.	Modelo A3 – Análise estática: propagação da fissura	216
7.5.4.	Modelo R ₁ – Análise estática: aplicação das ancoragens activas.....	218
7.5.5.	Modelo R ₂ – Análise estática: aplicação das ancoragens passivas	218
7.6.	Conclusões	220
8.	Reparação de barragens por meio de injeção de calda.....	221
8.1.	Introdução	221
8.2.	Modelo de escoamento do fluido de Bingham	223
8.3.	Implementação numérica do modelo de injeção e de endurecimento de calda	228
8.4.	Exemplo de aplicação	234

8.5. Conclusões	240
9. Conclusões e desenvolvimentos futuros	241
9.1. Aplicação numérica desenvolvida	241
9.2. Resumo da tese e conclusões	243
9.3. Desenvolvimentos futuros	247
Referências	253
A1. Algumas implementações numéricas adicionais.....	263
A2. Exemplos complementares de validação e aplicação	269
A3. Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas	289

Índice de figuras

Figura 1.1 - Implementação bidimensional do Método dos Elementos Discretos para a análise de barragens gravidade (DEC-DAM).....	4
Figura 1.2 – Organização da tese em capítulos	7
Figura 2.1 – Perfis de barragens históricas.....	13
Figura 2.2 – Perfil proposto por Sazilly, versão Wegmann (1899), reprodução do original.....	14
Figura 2.3 – Perfil da barragem de Furens, perfil proposto por de Delocre, reprodução do original.....	15
Figura 2.4 – Perfil proposto por Rankine, reprodução do original.....	17
Figura 2.5 – Diagrama de subpressão padrão na ausência (a) e na presença (b) do sistema de drenagem.....	20
Figura 3.1 – Cenários correntes e de rotura (NPB)	26
Figura 3.2 – Combinações usuais e não-usuais de acções (FERC).....	29
Figura 3.3 – Combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USBR).....	31
Figura 3.4 – Combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USACE).....	33
Figura 3.5 – Esquema de organização da aplicação	37
Figura 3.6 – Identificação das solicitações actuantes	39
Figura 3.7 – Esquema de discretização da barragem.....	40
Figura 3.8 – Aplicação das solicitações a nível do elemento	41
Figura 3.9 – Diagrama de subpressão para a secção não fissurada (a), para a secção fissurada com danos extensos no sistema de drenagem (b) e para a secção fissurada com danos parciais no sistema de drenagem (c)	43
Figura 3.10 – Perfil proposto por Sazilly: Traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)	45
Figura 3.11 – Factores de segurança ao deslizamento em relação a planos horizontais distribuídos ao longo do corpo da barragem (peso volúmico de 20kN/m ³ e ângulo de atrito de 45°)	47

Figura 3.12 – Factores de segurança ao deslizamento, em relação à base da barragem, de acordo com a análise paramétrica do peso volúmico (ângulo de atrito de 45°)	47
Figura 3.13 – Factores de segurança ao deslizamento, em relação à base da barragem, de acordo com a análise paramétrica do ângulo de atrito (peso volúmico de 20kN/m ³)	48
Figura 3.14 – Perfil proposto por Delocre: Traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)	49
Figura 3.15 – Perfil proposto por Rankine: Traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)	50
Figura 3.16 – Aplicação da pressão hidrostática	51
Figura 3.17 – Aplicação da subpressão (procedimento simplificado).....	52
Figura 3.18 – Combinações de acções (cenários correntes e de rotura) a considerar na análise das barragens gravidade em alvenaria	53
Figura 3.19 – Definição da superfície de cedência a partir do critério de Mohr-Coulomb	55
Figura 3.20 – Critério de Mohr-Coulomb para determinação do factor de segurança à rotura local.....	58
Figura 3.21 – Modelo de Mohr-Coulomb para a junta.....	61
Figura 3.22 – Modelo constitutivo da junta, direcção normal.....	62
Figura 3.23 – Modelo constitutivo da junta, direcção tangencial.....	62
Figura 3.24 – Ordem de aplicação das acções e procedimento adoptado para a avaliação dos cenários de rotura	63
Figura 4.1 – Vista global do ciclo de cálculo	66
Figura 4.2 – Unidade fundamental de discretização.....	68
Figura 4.3 – Elemento deformável de quatro lados.....	69
Figura 4.4 – Elemento deformável de três lados	71
Figura 4.5 – Contactos face-face do tipo 1 (FF ₁) e face-face fo tipo 2 (FF ₂)	72
Figura 4.6 – Mapeamento dos blocos na malha de células	73

Figura 4.7 – Contactos FF_1 , do tipo 21 e 12	74
Figura 4.8 – Contactos FF_2 , do tipo i e f	74
Figura 4.9 – Implementação dos subcontactos para os contactos do tipo FF_1 e FF_2	75
Figura 4.10 – Parâmetros geométricos relativos ao lado do bloco 1	76
Figura 4.11 – Parâmetros geométricos relativos ao lado do bloco 2.....	77
Figura 4.12 – Estrutura de dados dos subcontactos do tipo FF_1 e FF_2	81
Figura 4.13 – Determinação da velocidade relativa dos blocos junto ao ponto de aplicação do subcontacto	82
Figura 4.14 – Reclassificação de contactos	84
Figura 4.15 – Degeneração de contacto face-face para contacto face-vértice.....	85
Figura 4.16 – Modelo de dados do macrobloco e do macroponto	86
Figura 4.17 – Malha de polígonos	87
Figura 4.18 – Modelos de contacto com digramas de tensões rectangulares	89
Figura 4.19 – Modelos de contacto com digramas de tensões trapezoidais	90
Figura 4.20 – Exemplo de integração de forças para um modelo elástico	91
Figura 4.21 – Exemplo de integração de forças para um modelo não linear	93
Figura 4.22 – Barragem de Guilhofrei.....	105
Figura 4.23 – Alçado do paramento de jusante da Barragem de Guilhofrei	105
Figura 4.24 – Geometria geral, discretização e condições de apoio do modelo.....	107
Figura 4.25 – Pormenor do plano de inserção e do plano de rotura 1 (PR_1).....	107
Figura 4.26 – Campo de tensões (a) e de deslocamentos (b) devido à acção do peso próprio	109
Figura 4.27 – Campo de tensões (a) e de deslocamentos (b) devido à acção da pressão hidrostática	109
Figura 4.28 – Campo de tensões (a) e de deslocamentos (b) devido à acção do peso próprio e da pressão hidrostática	110

Figura 4.29 – Tensões verticais obtidas a partir do modelo A ₁ e a partir do modelo de corpo rígido (MCR).....	111
Figura 4.30 – Factor de segurança à rotura local, critério de Mohr-Coulomb para o modelo A	112
Figura 4.31 – Factor de segurança à rotura local, critério de Mohr-Coulomb para o modelo B	113
Figura 4.32 – Factor de segurança à rotura local, critério de Mohr-Coulomb para o modelo C	113
Figura 4.33 – Pormenor do plano de inserção e do plano de rotura 2 (PR ₂).....	114
Figura 4.34 – Análise ao deslizamento da barragem segundo os planos PR ₁ (A ₃) e PR ₂ (A ₄)	115
Figura 4.35 – Mecanismo de rotura associado à análise A ₃	115
Figura 4.36 – Mecanismo de rotura associado à análise A ₄	116
Figura 4.37 – Análise ao deslizamento da barragem segundo o plano PR ₁ , não tendo em conta a <i>shear-key</i> (A ₃) e tendo em conta a <i>shear-key</i> (A ₅).....	117
Figura 4.38 – Mecanismo de rotura associado à análise A ₆	117
Figura 4.39 – Análise ao deslizamento da barragem segundo o plano PR ₁ , para as acções PP+PH+U em associação ao cenário de cheia (A ₆).....	118
Figura 5.1 – Massas associadas – Solução simplificada de Westergaard (1933).....	124
Figura 5.2 – Maciço de fundação rígido e aplicação da acção sísmica através de uma história de velocidades	126
Figura 5.3 – Maciço de fundação deformável e aplicação da acção sísmica através de uma história de tensões.....	128
Figura 5.4 – Maciço de fundação deformável, condições de fronteira do tipo <i>free-field</i>	131
Figura 5.5 – Esquema de associação do <i>free-field</i> ao elemento do maciço de fundação	131
Figura 5.6 – Vista de montante da Barragem da Lagoa Comprida	137
Figura 5.7 – Pormenor das obras de reabilitação da Barragem da Lagoa Comprida ...	138
Figura 5.8 – Análise estática - Modelo, propriedades e solicitações.....	139

Figura 5.9 – Estado de tensão no plano de contacto barragem-fundação, caso em que maciço de fundação é deformável	140
Figura 5.10 – Estado de tensão no plano de contacto barragem-fundação, caso em que maciço de fundação é rígido	140
Figura 5.11 – Análise sísmica - Modelo, propriedades e solicitações.....	142
Figura 5.12 – Modos de vibração e frequências próprias.....	142
Figura 5.13 - Acelerograma: Sismo 1.....	142
Figura 5.14 - Acelerograma: Sismo 2.....	143
Figura 5.15 - Acelerograma: Sismo 3.....	143
Figura 5.16 - Acelerograma: Sismo 4.....	143
Figura 5.17 - Acelerograma: Sismo 5.....	143
Figura 5.18 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação deformável, sob acção dos sismos 1, 2, 3, 4 e 5	145
Figura 5.19 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação deformável, sob acção do Sismo 5, medido a montante e a jusante	146
Figura 5.20 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação sob acção do Sismo 5, para o modelo com o maciço de fundação deformável e modelo com o maciço de fundação rígido.....	146
Figura 5.21 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob acção dos sismos 1, 2, 3, 4 e 5.....	147
Figura 5.22 – Tensões verticais na base junto ao pé de montante.....	148
Figura 5.23 – Tensões verticais na base junto ao pé de jusante	148
Figura 5.24 – Velocidades horizontais na base e no topo da barragem.....	149
Figura 5.25 – Deslocamentos horizontais na base e no topo da barragem.....	149
Figura 5.26 – Deslocamentos horizontais relativos, entre a base e o topo da barragem	150
Figura 5.27 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob acção do Sismo 5, com o amortecimento proporcional à rigidez (AR), proporcional à massa (AM) e proporcional à massa e à rigidez (AMR)	150

Figura 5.28 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob acção do dobro do Sismo 5, para os casos AR, AM e AMR.....	151
Figura 5.29 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob acção do dobro do Sismo 5, com subpressão total, para os casos AR, AM e AMR.....	153
Figura 5.30 – Modelo com <i>free-field</i> – Acção sísmica horizontal e vertical.....	153
Figura 5.31 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com <i>free-field</i> , sob acção sísmica horizontal e vertical.....	154
Figura 5.32 – Modelo para verificação da estabilidade do bloco em betão localizado no coroamento da barragem	155
Figura 5.33 – Deslizamento do bloco em betão localizado no coroamento da barragem	155
Figura 5.34 – História de rotações do bloco em betão localizado no coroamento da barragem.....	156
Figura 6.1 – Diagramas de subpressão simplificados de projecto e diagramas de subpressão teóricos, para diferentes soluções de permeabilidade na base	161
Figura 6.2 – Modelo de blocos	164
Figura 6.3 – Modelo mecânico.....	165
Figura 6.4 – Modelo hidráulico	165
Figura 6.5 – Modelo hidromecânico.....	166
Figura 6.6 – Níveis de acoplamento hidromecânico	166
Figura 6.7 – Ciclo de cálculo hidromecânico.....	167
Figura 6.8 – Determinação da abertura hidráulica	168
Figura 6.9 – Condições hidráulicas de fronteira do maciço de fundação e da barragem	173
Figura 6.10 – Vista geral da Barragem da Póvoa (corpo principal).....	175
Figura 6.11 – Perfil principal da Barragem da Póvoa	176
Figura 6.12 – Características do modelo base e identificação das propriedades.....	178

Figura 6.13 – Valores de permeabilidade antes do tratamento da barragem e fundação	179
Figura 6.14 – Permeabilidade e sistema de drenagem após tratamento da barragem e fundação	181
Figura 6.15 – Diagramas de subpressão resultantes dos modelos em que o escoamento ocorre apenas pelo maciço de fundação	182
Figura 6.16 – Diagramas de subpressão resultantes dos modelos em que o escoamento ocorre pela barragem e pela fundação	182
Figura 6.17 – Potencial hidráulico para o modelo A-BF-AC (escoamento com acoplamento, para as condições que se verificam antes do tratamento)	183
Figura 6.18 – Potencial hidráulico para o modelo D-BF-AC-ID (escoamento com acoplamento, para as condições que se verificam após o tratamento)	184
Figura 6.19 – Ordem de aplicação das solicitações e alteração das propriedades para a análise hidromecânica do cenário de deslizamento	186
Figura 6.20 – Frequências próprias [Hz] e modos de vibração	188
Figura 6.21 – Características do modelo utilizado para a análise sísmica da barragem	189
Figura 6.22 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação (ponto junto ao pé de montante).....	190
Figura 7.1 – Barragem gravidade com ancoragem passiva	195
Figura 7.2 – Reacção de corte na ancoragem e na fundação	196
Figura 7.3 – Determinação das coordenadas locais do ponto P_i	197
Figura 7.4 – Pequena barragem localizada no Canadá.....	202
Figura 7.5 – Modelo numérico	203
Figura 7.6 – Pormenor da ancoragem.....	203
Figura 7.7 – Forças de corte na ancoragem e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem	206
Figura 7.8 – Forças axiais na ancoragem para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem.....	206
Figura 7.9 – Forças de corte na ancoragem e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito	207

Figura 7.10 – Forças axiais na ancoragem para diferentes valores de ângulo de atrito (plano de fundação com coesão nula e rigidez tangencial da ancoragem de 1000MN/m)	208
Figura 7.11 – Pequena barragem (duas ancoragens)	208
Figura 7.12 – Barragem de Bhandardara – Geometria e localização da fissura (a traço interrompido)	210
Figura 7.13 – Modelo A ₁ – Análise estática – Acções e condições de fronteira	212
Figura 7.14 – Ordem de aplicação das acções e alteração das propriedades dos modelos numéricos da Barragem de Bhandardara	213
Figura 7.15 – Modelo A ₁ – Análise estática – Tensões no paramento de montante (peso próprio da barragem e pressão hidrostática)	214
Figura 7.16 – Modelo A ₂ – Análise dinâmica – Acções e condições de fronteira	214
Figura 7.17 – Sismo principal de Koyna – Acelerogramas	215
Figura 7.18 – Modelo A ₂ – Análise dinâmica – Tensões no paramento de montante ..	216
Figura 7.19 – Modelo A ₃ – Análise estática – Acções e condições de fronteira	217
Figura 7.20 – Modelo A ₃ – Análise estática – Propagação da fissura	217
Figura 7.21 – Modelo R ₁ – Análise estática – Característica das ancoragens	218
Figura 7.22 – Modelo R ₁ – Análise estática – Ancoragens: efectividade da solução proposta	219
Figura 7.23 – Modelo R ₂ – Análise estática – Característica das ancoragens passivas	219
Figura 7.24 – Modelo R ₂ – Análise estática – Ancoragens passivas: efectividade da solução proposta	220
Figura 8.1 – Determinação da espessura do núcleo central rígido	224
Figura 8.2 – Descontinuidade horizontal	225
Figura 8.3 – Descontinuidade inclinada	226
Figura 8.4 – Diagramas de pressões ao longo da descontinuidade (fluido de Newton)	226
Figura 8.5 – Diagramas de pressões relativos ao estudo paramétrico da abertura hidráulica (fluido de Bingham)	227

Figura 8.6 – Diagramas de pressões relativos ao estudo paramétrico da coesão do fluido	227
Figura 8.7 – Diagramas de pressões relativos ao estudo paramétrico da pressão de injeção (fluido de Bingham)	228
Figura 8.8 – Determinação da abertura hidráulica	229
Figura 8.9 – Abertura hidráulica e permeabilidade após a fase de escoamento	230
Figura 8.10 – Efeito mecânico durante a fase da análise hidromecânica	231
Figura 8.11 – Efeito mecânico após endurecimento da calda	233
Figura 8.12 – Fase 1: Fissura e infiltração.....	235
Figura 8.13 – Fase 2: Injeção.....	235
Figura 8.14 – Fase 3: Endurecimento da calda.....	235
Figura 8.15 – Características do modelo	237
Figura 8.16 – Diagramas de tensões efectivas ao longo do plano da fissura	238
Figura 8.17 – Diagramas de pressões de injeção ao longo do plano da fissura.....	239
Figura A1.1 – Amortecimento de Rayleigh	264
Figura A1.2 – Modos de vibração	266
Figura A2.1 – Geometria do modelo com as características da Barragem de Corgas (dimensões em [m], para um modelo físico à escala 1/100)	270
Figura A2.2 – Diagrama de forças considerado no cálculo analítico.....	270
Figura A2.3 – Mecanismo de rotura e resultados do Ensaio E ₁	271
Figura A2.4 – Mecanismo de rotura e resultados do Ensaio E ₂	271
Figura A2.5 – Mecanismo de rotura e resultados do Ensaio E ₃	272
Figura A2.6 – Forças actuantes na barragem para o mecanismo de deslizamento no sentido montante-jusante	273
Figura A2.7 – Resultados obtidos pela aplicação DEC-DAM para as quatro acções dinâmicas.....	275
Figura A2.8 – Verificação da história de deslizamento	276

Figura A2.9 – Modelo ilustrativo o efeito do acoplamento hidromecânico [m]	277
Figura A2.10 – Diagrama de tensões verticais totais e efectivas para o modelo sem acoplamento hidromecânico	278
Figura A2.11 – Diagrama de tensões verticais totais e efectivas para o modelo com acoplamento hidromecânico	279
Figura A2.12 – Comportamento do modelo de contacto pontual em função da discretização do modelo	279
Figura A2.13 – Modelo hidromecânico de uma barragem gravidade	280
Figura A2.14 – Potencial hidráulico com e sem interacção hidromecânica.....	281
Figura A2.15 – Potencial hidráulico e tensões verticais totais e efectivas para as hipóteses com e sem interacção hidromecânica	282
Figura A2.16 – Potencial hidráulico com e sem interacção hidromecânica de acordo com os resultados obtidos por Erban e Gell (1988)	282
Figura A2.17 – Definição da geometria, discretização da malha e solicitações	283
Figura A2.18 – Área de influência do pilar central	284
Figura A2.19 – Acções e reacções na fundação e nas ancoragens	285
Figura A2.20 – Reacções de corte nas ancoragens e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial do aço, ângulo de atrito fixo (45°) e coesão nula	285
Figura A2.21 – Reacções axiais nas ancoragens para diferentes valores de rigidez tangencial do aço, ângulo de atrito fixo (45°) e coesão nula	286
Figura A2.22 – Reacções de corte nas ancoragens e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito e coesão nula, rigidez tangencial do aço fixa (1000MN/m)	286
Figura A2.23 – Reacções axiais nas ancoragens para diferentes valores de ângulo de atrito e coesão nula, rigidez tangencial do aço fixa (1000MN/m).....	287
Figura A2.24 – Solicitações e reacções na fundação e nas ancoragens (Anc. 1: $K_{s,a}=50\text{MN/m}$; Anc. 2 e 3: $K_{s,a}=1000\text{ MN/m}$).....	288

Índice de tabelas

Tabela 3.1 – Factores de segurança em relação aos cenários correntes e de rotura (NPB)	27
Tabela 3.2 – Factores de segurança em relação às combinações usuais e não-usuais de acções (FERC).....	29
Tabela 3.3 – Factores de segurança em relação às combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USBR).....	31
Tabela 3.4 – Factores de segurança em relação às combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USACE)	34
Tabela 3.5 – Tensões verticais totais e efectivas na base, devidas à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)	46
Tabela 3.6 – Factores de segurança ao deslizamento e ao derrubamento, com e sem subpressão, devido a acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH).....	46
Tabela 3.7 – Perfis propostos por Sazilly, Delocre e Rankine: comprimento inicial e final da fissura junto ao pé de montante	46
Tabela 4.1 – Pressupostos geométricos para definição e classificação do contacto.....	79
Tabela 4.2 – Estrutura de dados dos subcontactos do tipo FF ₁	80
Tabela 4.3 – Estrutura de dados dos subcontactos do tipo FF ₂	80
Tabela 4.4 – Rigidez de rotação dos modelos de contacto.....	92
Tabela 4.5 – Propriedades dos materiais que constituem a barragem e a fundação.....	108
Tabela 4.6 – Propriedades do modelo da junta barragem-fundação.....	108
Tabela 5.1 – Tensões verticais máximas no paramento de montante [MPa]	144
Tabela 5.2 – Passos de cálculo e coeficientes de amortecimento.....	152
Tabela 6.1 – Propriedades da água (20°C)	174
Tabela 6.2 – Análise hidromecânica para as condições que se verificam antes do tratamento em massa	177
Tabela 6.3 – Análise hidromecânica para as condições que se verificam após o tratamento em massa	177

Tabela 6.4 – Propriedades da barragem.....	179
Tabela 6.5 – Propriedades da fundação	179
Tabela 6.6 – Valores de subpressão, absolutos e relativos (em relação ao peso próprio da barragem).....	183
Tabela 6.7 – Caudais e percentagens de caudais escoados pela barragem e pela fundação	185
Tabela 6.8 – Percentagens de caudais escoados pelo sistema de drenagem.....	185
Tabela 6.9 – Análise ao deslizamento (ϕ_{arot} - Menor ângulo de atrito para o qual se verifica a estabilidade da estrutura, ϕ_{rot} - Ângulo de atrito que provoca a rotura).....	187
Tabela 7.1 – Propriedades dos materiais	204
Tabela 7.2 – Contabilização das acções	205
Tabela 7.3 – Forças normais e de corte na ancoragem e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem [kN]	205
Tabela 7.4 – Deslocamentos normais e tangenciais na ancoragem e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem [$\times 10^{-6}$ m]	205
Tabela 7.5 – Forças normais e tangenciais na ancoragem e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito [kN]	207
Tabela 7.6 – Deslocamentos normais e tangenciais na ancoragem e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito [$\times 10^{-6}$ m]	207
Tabela 7.7 – Forças e deslocamentos normais e tangenciais nas ancoragens e na fundação	209
Tabela 7.8 – Comparação entre as forças obtidas para o modelo com uma ancoragem e para o modelo com duas ancoragens	209
Tabela 7.9 – Modelos numéricos desenvolvidos.....	211
Tabela A1.1 – Frequências próprias [1/s], barragem encastrada.....	266
Tabela A1.2 – Frequências próprias [1/s], contacto barragem-fundação deformável..	267
Tabela A2.1 – Comparação dos resultados obtidos para o deslizamento permanente .	275
Tabela A2.2 – Propriedades dos materiais	284

1. Introdução

1.1. Interesse do tema

A geração de energia é indiscutivelmente um importante factor de desenvolvimento das nações e, neste contexto, as barragens destacam-se como uma ferramenta estratégica pois são mecanismos de produção e ao mesmo tempo de acumulação de energia na forma da água retida na albufeira. A par deste aspecto, as barragens representam um risco potencial elevado, uma vez que em caso de acidente os danos materiais e humanos podem ser significativos (Pedro 2001). Para minimizar este risco, as barragens estão sujeitas a um rigoroso plano de observação. Os dados observados são correlacionados com as solicitações a que estrutura esteve submetida e assim é avaliado o seu comportamento estrutural. Também é possível efectuar a extrapolação para os casos de solicitações extremas, como cheias e sismos, e determinar as condições de segurança existentes. Hoje em dia estes procedimentos são complementados com a utilização de modelos numéricos.

As barragens gravidade em alvenaria estão entre as mais antigas. São estruturas concebidas na sua maioria no início do século XIX. Existem estruturas ainda mais antigas que continuam em exploração, sendo o caso mais singular as barragens romanas localizadas em Espanha (Bretas et al. 2012). Em termos de comportamento estrutural, as barragens em alvenaria distinguem-se das barragens de betão pois são constituídas por um material intrinsecamente descontínuo, apresentando habitualmente os paramentos em alvenaria aparelhada e o corpo da estrutura em alvenaria irregular, tendo como ligante a cal ou o cimento. Esta particularidade confere-lhes um comportamento um tanto ou quanto diferente das restantes barragens gravidade, pois são distintas as formas de manifestação das solicitações, os cenários de rotura espectáveis e as soluções de reabilitação recomendáveis (ICOLD 1983).

Este aspecto é mais evidente em relação ao efeito dos caudais que se infiltram no corpo da barragem através do paramento de montante. Este fenómeno traz consequências imediatas devido ao aumento da subpressão no corpo da barragem e na zona de contacto barragem-fundação. Para além disto, existem consequências a médio e longo prazo, devido a acção química e mecânica da água, que pode levar à redução das propriedades mecânicas do material, com a sua desagregação progressiva. A ocorrência de fissuras é mais provável nas barragens em alvenaria do que nas barragens de betão, pois o material apresenta reduzida capacidade em resistir às tracções. Muita destas fissuras tem início devida a variação térmica anual a que as barragens estão sujeitas e ao gradiente térmico que se estabelece entre os paramentos de montante e jusante. A progressão destas fissuras ocorre ao longo do tempo devido à acção mecânica da pressão hidrostática provocada pela albufeira. Neste processo desempenha um importante papel o efeito da subpressão no interior da fissura, que varia consoante a sua extensão e abertura.

Para além disto as barragens gravidade em alvenaria apresentam idade média elevada. Os projectos iniciais traduzem o conhecimento científico disponível na época. Em muitos casos o efeito da subpressão não foi tido em conta. Este aspecto reflecte-se no dimensionamento inadequado da secção e na ausência de um sistema de drenagem. Outra lacuna diz respeito ao comportamento sísmico destas estruturas, preocupação que só mais recentemente veio a generalizar-se. Apesar de até ao momento não ter sido registado nenhum caso de rotura global em consequência da ocorrência de um sismo, são vários os relatos de danos localizados que reduzem a segurança da estrutura. Outra questão que tem suscitado intervenções profundas prende-se com o dimensionamento hidráulico das barragens, nomeadamente quanto à capacidade de vazão de cheias. Na maioria dos casos a capacidade de vazão é inferior ao necessário, pois o seu dimensionamento original baseou-se em previsões subavaliadas. Este tema não é tratado directamente nesta tese, que contempla apenas a solicitação mecânica suplementar que decorre de um cenário de cheia.

As principais obras de reabilitação visam rectificar as fragilidades indicadas. Normalmente compreendem o aumento da capacidade de vazão de cheias, a redução da permeabilidade da barragem, o aumento da capacidade de drenagem pelo corpo da barragem e pela fundação, o fecho de fissuras através da injeção de calda de cimento e o reforço estrutural através de ancoragens. Algumas destas obras são motivadas pelo aumento da capacidade de exploração da barragem através do seu alteamento.

A modelação de barragens gravidade em alvenaria deve representar as discontinuidades do material, pois, como se viu, o seu comportamento é fortemente condicionado por esta característica. Neste contexto, a utilização de meios contínuo-equivalente tem algumas limitações. Os meios contínuo-equivalente devem ser utilizados para a análise de modelos simplificados, tendo em conta cenários de operação, para obras sem danos significativos. Os meios contínuo-equivalente são menos apropriados para a modelação de processos de rotura e danos estruturais. Entre as soluções que admitem a modelação de meios descontínuos, uma hipótese válida seria o recurso ao Método dos Elementos Finitos com elementos de junta. Porém estes modelos estão mais vocacionados para tratar de problemas que envolvam reduzida densidade de juntas. Assim, o Método dos Elementos Discretos (MED) surge como a alternativa adequada, pois a sua utilização admite a modelação explícita de meios descontínuos, para além de permitir tratar de todos os fenómenos de forma integrada, com base numa solução numérica unificada.

Também é importante referir que a utilização de ferramentas mais sofisticadas deve ser precedida pela utilização de procedimentos simplificados, tais como os baseados em métodos de equilíbrio limite (Bretas et al. 2010a; Leclerc et al. 2003), que permitam a identificação inicial dos principais cenários a considerar. Estas ferramentas simplificadas caracterizam-se por exigirem menores recursos, tanto para modelação como para a análise dos resultados. Porém, normalmente conduzem a resultados excessivamente conservadores.

Na falta de ferramentas numéricas apropriadas, desenvolvidas especificamente para as barragens em alvenaria, a interpretação dos dados observados e a avaliação da segurança estrutural baseiam-se essencialmente em análises estatísticas e na experiência acumulada. Assim justifica-se o desenvolvimento de novas ferramentas numéricas que permitam representar todos os fenómenos relacionados e permitam o acompanhamento destas estruturas ao longo da fase de exploração, avaliação da segurança perante solicitações extremas e validação de soluções de reforço e reabilitação.

Em Portugal existem cerca de 12 grandes barragens em alvenaria, construídas entre 1912 e 1956 (Ramos e Lemos 2000). São de destacar, pelo bom comportamento estrutural, as barragens de Andorinhas e de Guilhofrei, localizadas no Rio Ave. São barragens com, respectivamente, 25m e 49m de altura acima da fundação, que apresentam, desde a concepção original, galeria geral de drenagem e juntas verticais de contracção. O conjunto de barragens localizadas na Serra da Estrela, constituído pela barragem do Covão do Ferro, da Lagoa Comprida e do Vale do Rossim, com 35m, 29m e 27m de altura, também merece destaque. Estas barragens sofreram importantes obras de reabilitação, cujos resultados são positivos e duradouros. As barragens de Poio e Póvoa, com 18m e 32m de altura, ambas localizadas na Ribeira de Nisa, estão em vias de sofrer intervenções, cujas soluções podem beneficiar da experiência entretanto acumulada. Algumas das barragens citadas são analisadas ao longo desta tese, com base nas ferramentas desenvolvidas.

1.2. Objectivos

O principal objectivo desta tese foi a concepção de uma ferramenta para geração de modelos numéricos de barragens em alvenaria e para a sua análise estática e dinâmica em regime não linear. A aplicação baseia-se no Método do Elementos Discretos e foi designada por DEC-DAM. Esta ferramenta permite representar a complexidade da estrutura interna e as acções actuantes, nomeadamente as de natureza hidrostática e hidrodinâmica, que considerem aspectos de permeabilidade e percolação. De acordo com a Figura 1.1, foram desenvolvidos os módulos para a análise estática, análise dinâmica, análise de escoamento com acoplamento hidromecânico, bem como outros relacionados com obras de reabilitação, como injeção de calda e aplicação de ancoragens.

Decorre do desenvolvimento desta aplicação e da sua utilização em casos reais, a possibilidade de (i) estabelecer critérios de avaliação de segurança específicos para barragens em alvenaria, que possam servir de referência no acompanhamento deste tipo de obra, para as condições normais de serviço e perante solicitações extremas, incluindo cenários de rotura; e (ii) avaliar as técnicas de reabilitação já utilizadas e criar critérios de acompanhamento destas intervenções, bem como registar as experiências de outros países, que possam servir de base para futuras intervenções em Portugal.

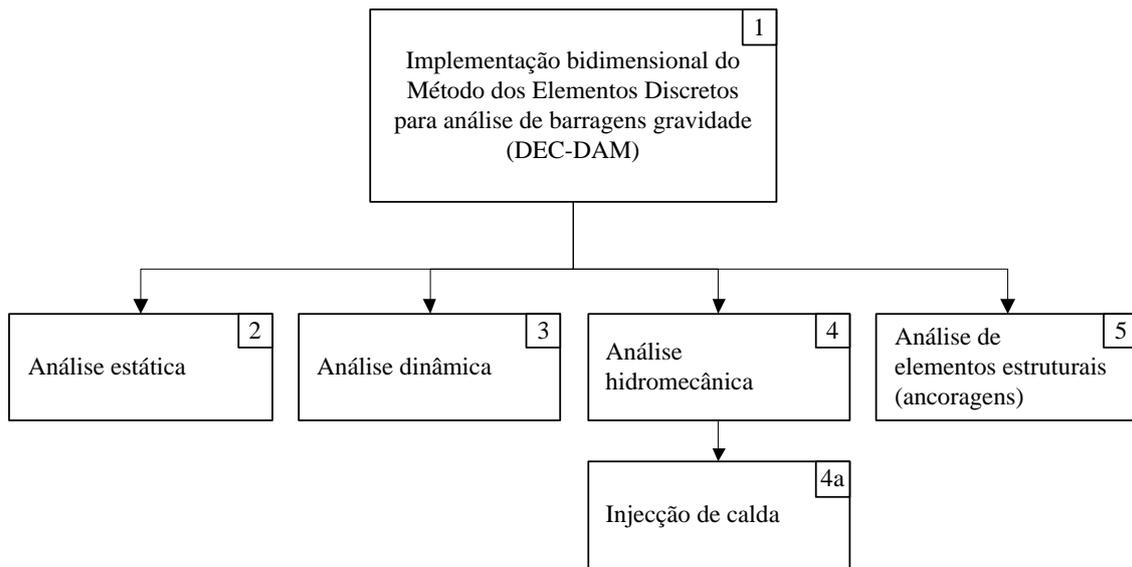


Figura 1.1 - Implementação bidimensional do Método dos Elementos Discretos para a análise de barragens gravidade (DEC-DAM)

1.3. Metodologia adoptada

A metodologia adoptada pode ser descrita segundo cinco fases distintas:

- (i) Pesquisa bibliográfica dos temas desenvolvidos na tese, como casos de estudo de barragens gravidade, principais ferramentas numéricas utilizadas, análises estáticas e dinâmicas de barragens gravidade, análise de escoamento em meios descontínuos e soluções de reabilitação e reforço de barragens gravidade;
- (ii) Desenvolvimento de uma ferramenta numérica expedita, com base em métodos estáticos, de forma a compreender e evidenciar os principais cenários de rotura a considerar;
- (iii) Desenvolvimento através da linguagem de programação C++ de uma aplicação numérica com base no Método dos Elementos Discretos, designada por DEC-DAM, capaz de analisar de forma integrada o comportamento estrutural de barragens gravidade, a partir de modelos planos (2D), sob acção de cargas estáticas e dinâmicas;
- (iv) Análise de casos de estudo retirados da literatura para validação das ferramentas desenvolvidas;
- (v) Desenvolvimento de metodologias de aplicação dos modelos de elementos discretos a barragens de alvenaria, exemplificados através de casos reais.

1.4. Contribuições originais

Ao longo dos próximos capítulos será apresentado um conjunto de contribuições científicas desenvolvidas no âmbito desta tese. As mais importantes são as seguintes:

- (i) Revisão histórica dos principais contributos científicos relativos à concepção de barragens gravidade de forma a compreender os pressupostos de projecto destas estruturas e as principais deficiências que poderão apresentar consoante a época em que foram concebidas;
- (ii) Definição das acções, das combinações de acções, dos mecanismos de rotura e dos critérios de avaliação da segurança estrutural de barragens gravidade em alvenaria;
- (iii) Definição de uma metodologia para análise dos mecanismos de rotura de barragens gravidade em alvenaria, onde se estabelecem as características do modelo numérico, as principais propriedades dos materiais e o critério para aplicação das solicitações;
- (iv) Desenvolvimento de uma aplicação em VBA para análise de estabilidade de perfis de barragens gravidade de geometria diversa, com determinação da respectiva linha de pressões;
- (v) Concepção de uma aplicação numérica em C++, com base no Método dos Elementos Discretos, para análise plana de barragens gravidade, que permita abordar os principais fenómenos associados ao comportamento estrutural, com destaque para os seguintes desenvolvimentos:
 - a. Contacto do tipo face-face entre blocos, cuja implementação numérica se faz através de dois subcontactos, permitindo a integração das tensões de forma unificada;
 - b. Método simplificado para determinação e actualização da subpressão em planos de descontinuidades;
 - c. Modelação de uma malha de escoamento sobreposta à rede de contactos do tipo face-face;
 - d. Análise hidromecânica inserida no esquema de integração numérica no tempo, a partir de uma estrutura de nós hidráulicos e canais de escoamento;
 - e. Modelação integrada do fenómeno de escoamento através de uma fissura, injeção da fissura com calda e avaliação mecânica pós-presas;
 - f. Modelo de contacto pós-presas.
- (vi) Análise de um vasto conjunto de estruturas reais para validação da aplicação.

1.5. Organização da tese

Conforme se ilustra na Figura 1.2, a tese é composta por 9 capítulos. Consta da mesma figura a indicação dos casos de estudo analisados em cada capítulo. O presente capítulo, Capítulo 1, apresenta resumidamente a tese, nomeadamente o interesse do tema, os objectivos e a metodologia adoptada, bem como enumera os contributos científicos relevantes.

No Capítulo 2 é descrito o desenvolvimento histórico dos projectos de barragens em alvenaria, com destaque para as barragens gravidade, com objectivo de identificar a evolução do modelo estrutural e suas principais fragilidades.

O Capítulo 3 descreve as particularidades da barragem gravidade em alvenaria no âmbito da modelação numérica, tanto nas questões de discretização como na aplicação das acções e os principais cenários de rotura. Apresenta um método simplificado para avaliação estrutural de barragens gravidade, através do desenvolvimento de uma aplicação numérica em Visual Basic for Application (VBA), em ambiente CAD, para análise plana de perfis gravidade. Faz-se a análise estrutural dos perfis históricos de Sazilly, Delocre e Rankine.

O Capítulo 4 é dedicado à descrição da aplicação numérica desenvolvida com base no Método dos Elementos Discretos, a começar pelo modelo de dados adoptado, com a definição dos elementos fundamentais, como os blocos rectangulares e triangulares, as suas formas de associação e combinação, o estabelecimento e comportamento do contacto inter-blocos, detecção e actualização, e outros aspectos de cariz numérico, como a determinação do passo de cálculo, a integração no tempo das equações de movimento, a relaxação dinâmica e o ciclo integrado do cálculo mecânico. Faz-se a análise estrutural da Barragem de Guilhofrei.

O Capítulo 5 aborda a implementação numérica da análise sísmica, nomeadamente questões relativas a geração de modelos, determinação das massas associadas, técnicas de aplicação da acção dinâmica e respectivas condições de apoio, o amortecimento de Rayleigh e restrições ao passo de cálculo. Faz-se a análise estrutural da Barragem da Lagoa Comprida.

O Capítulo 6 trata do escoamento em meios descontínuos, o estabelecimento da malha de escoamento, dos nós hidráulicos e dos canais de escoamento, a formulação numérica do problema e sua integração com o ciclo de cálculo mecânico. São também tratadas em pormenor questões relacionadas com o acoplamento hidromecânico e o efeito mecânico do fluido. Faz-se a análise estrutural da Barragem da Póvoa.

O Capítulo 7 descreve as técnicas de reabilitação de barragens gravidade e sua modelação numérica na perspectiva da avaliação da sua eficácia, com destaque para utilização de ancoragens passivas na zona do contacto barragem-fundação.

O Capítulo 8 descreve o modelo utilizado para análise da injeção de calda em meios descontínuos, com o objectivo de analisar o estado de tensão que se verifica na fase que antecede a injeção, numa fase posterior, após a injeção, e as condições de segurança estrutural final da barragem após o endurecimento da calda.

Por fim, o Capítulo 9 enumera as principais conclusões, bem como perspectiva possíveis desenvolvimentos futuros a partir dos estudos efectuados nesta tese.

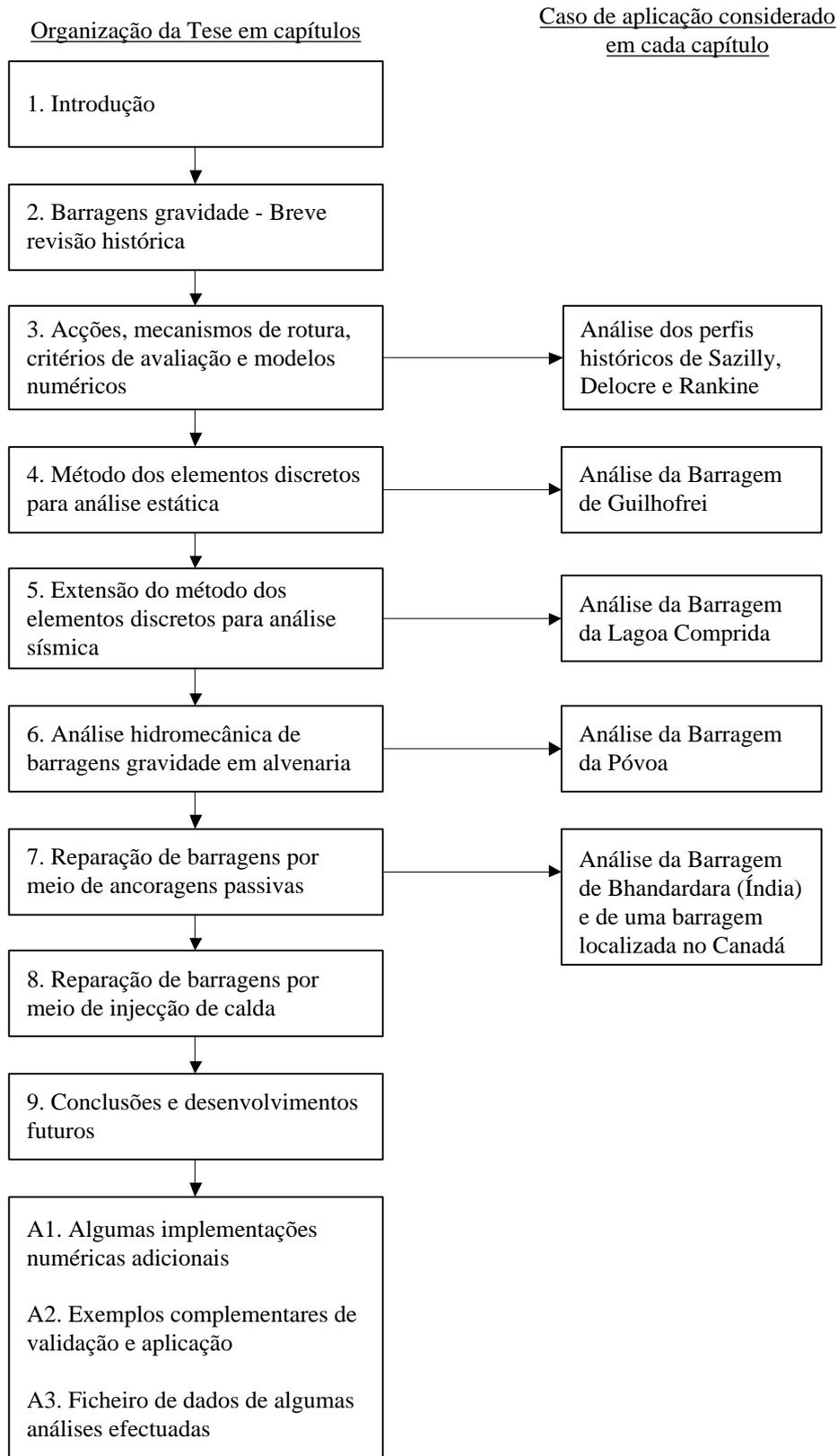


Figura 1.2 – Organização da tese em capítulos

2. Barragens gravidade - Breve revisão histórica

2.1. Introdução

Durante a segunda metade do século XIX, no âmbito de um movimento social e cultural mais alargado, foram publicados os primeiros trabalhos científicos a respeito do dimensionamento de barragens. Estes trabalhos foram inovadores na medida em que se baseavam em princípios técnicos e científicos, para além dos métodos empíricos até então utilizados (Smith 1971). Merecem especial referência os perfis propostos por Sazilly (1853), Delocre (1866) e Rankine (1881, primeira publicação em 1872) pois influenciaram a construção de um grande número de barragens, muitas das quais ainda em exploração. O facto da acção da subpressão a nível estrutural ser na altura desconhecida, não sendo então tida em conta para efeito de dimensionamento, constitui a principal fragilidade destas estruturas e tem suscitado um grande número de intervenções de reabilitação e reforço.

Para a escolha das técnicas de intervenção, à semelhança do que ocorre na avaliação de estruturas existentes em geral, é importante conhecer e compreender os pressupostos dos projectos originais, para melhor avaliar a segurança estrutural. Neste capítulo é efectuada uma breve descrição do desenvolvimento do projecto de barragens, especialmente em relação às barragens em alvenaria na Europa. É feita também referência à transição para barragens em arco e para a utilização do betão em detrimento do uso exclusivo da alvenaria em pedra, contextualizando com o aparecimento das mais importantes barragens em alvenaria e betão deste período.

Um importante cenário de rotura das barragens gravidade é o mecanismo de deslizamento segundo planos horizontais. Este mecanismo pode incidir sobre descontinuidades no interior da fundação rochosa, no plano de contacto barragem-fundação ou em planos horizontais que se desenvolvam no corpo da barragem. Actualmente os regulamentos de segurança prevêm que a análise de estabilidade global das barragens gravidade tenha em consideração o efeito da subpressão nestes potenciais planos horizontais de deslizamento (Ebeling et al. 2000; Ruggeri 2004a). No Capítulo 3 este procedimento é aplicado aos três perfis históricos referidos, com o objectivo de avaliar os cenários de rotura mais prováveis e caracterizar o comportamento global destas estruturas com base numa aplicação numérica desenvolvida com este objectivo.

2.2. As barragens romanas

A necessidade de armazenar água, nomeadamente em áreas secas, foi provavelmente a principal razão para a construção das primeiras barragens. São exemplo as estruturas construídas em terra, datadas de 3000 AD, em Jawa, actual Jordânia, com 4m de altura e 80m de comprimento (Figura 2.1a), consideradas as barragens mais antigas de que se tem registo. Ainda entre as mais antigas, a mais alta parece ter sido a barragem de Sadd-

el-Kafara (Figura 2.1b), localizada próxima do Cairo, construída pelos egípcios por volta de 2600 A.C., com uma tipologia semelhante a uma barragem em terra, com 14m de altura e 113m de comprimento (Jackson 1997).

Na Europa, em particular na península ibérica, de acordo com os vestígios existentes, as barragens mais antigas são romanas. A capacidade dos romanos em gerir grandes projectos, associada a técnica herdada dos egípcios (Quintela et al. 1987), permitiu a construção de um grande número de barragens, aproximadamente 80 (Schnitter 1994), das quais cerca de 20 podem ser classificadas como grandes barragens (Laá 1993). Uma importante contribuição foi a introdução da cal hidráulica como material de construção, em associação com os outros materiais já tradicionais, como terra e rocha. As tipologias estruturais mais utilizadas eram o perfil gravidade com secção trapezoidal, o perfil gravidade reforçado com contrafortes e outras soluções menos convencionais como, por exemplo, associação de muros de alvenaria e taludes de terra.

Considera-se a barragem de Alcantarilla (Figura 2.1c) como a barragem romana mais antiga, construída provavelmente no século II, com altura (H) de 17m e comprimento (L) de 557m, localizada a 20km de Toledo. Esta barragem apresenta uma secção constituída por duas paredes exteriores em alvenaria e por um núcleo interior preenchido com material de aterro. Junto ao paramento de jusante, a secção apresenta um talude em terra, com o objectivo de resistir à pressão hidrostática (Jansen 1980). A barragem encontra-se em ruína tendo parte da secção caído para montante da barragem, que decorreu provavelmente do impulso provocado pelo talude jusante quando de um esvaziamento repentino da albufeira. Contemporânea a esta última, a barragem de Proserpina (Figura 2.1d) (H=22m, L=426m) localiza-se junto a Mérida. É semelhante à barragem de Alcantarilla excepto por apresentar um conjunto de 9 contrafortes, junto ao paramento de montante, que suporta o impulso produzido pelo talude de jusante, principalmente em caso de esvaziamento da albufeira. Esta barragem foi concebida para o fornecimento de água à cidade de Mérida e continua sendo esta a sua função (Jansen 1980). Ainda do mesmo período e também em exploração, a barragem de Cornalbo (Figura 2.1e) (H=24m, L=220m) apresenta características semelhantes a uma barragem em terra, com o núcleo constituído por uma parede de alvenaria e um talude junto a cada face. O talude a montante tem a particularidade de ser composto por 3 muros em alvenaria, paralelos à barragem, e um muro transversal, formando células preenchidas por material de aterro, com recobrimento em alvenaria (Laá 1993). A barragem de Cornalbo tem sido considerada a barragem romana mais alta, dentre as que se localizam fora do território italiano (Schnitter 1994), porém outros autores citam a barragem de Almonacid de la Cuba como a mais alta, com 34m de altura (Parra et al. 1995).

A barragem de Olisipo (Figura 2.1f) (H=8m, L=64m), localizada em Portugal, é referida como a barragem romana, com contrafortes, mais alta (Quintela et al. 1987). Em Espanha, as barragens de Araya e Esparragalejo, ambas com contrafortes, apresentam respectivamente 4.0m e 5.0m de altura, sendo esta última uma barragem em arco, reforçada com contrafortes (Laá 1993). A barragem de Olisipo foi construída

provavelmente no século III, em Belas, sobre o Rio Carenque, com o objectivo de fornecer água à cidade de Lisboa (Olisipo), transportada através de um aqueduto. O volume armazenado era de 110000m^3 , com uma área alagável de 4.7ha e perímetro total de 1.9km. A utilização da barragem cessou quando da construção do Aqueduto das Águas Livres, no século XVIII, tendo sido parcialmente destruída, junto à margem direita, para dar acesso a um poço de inspecção do canal da nova estrutura (Almeida 1969).

As únicas barragens romanas construídas em Itália, localizavam-se na Vila Subiaco, junto ao Rio Aniene. De um conjunto de 3 barragens mandadas construir pelo Imperador Nero, para fins recreativos, merece especial referência uma barragem em arco, que presumivelmente possuía cerca de 40m de altura. Estas barragens posteriormente foram utilizadas para fornecimento de água à cidade de Roma por meio de um aqueduto construído por iniciativa de Calígula e concluído sob as ordens de Claudius (Smith 1971).

2.3. Desenvolvimentos ocorridos até ao século XIX

Até ao século XIX a tipologia estrutural e os métodos construtivos seguiram invariavelmente o modelo legado dos romanos, principalmente no Sul da Europa, onde as barragens eram na sua maioria constituídas por alvenaria. Tal facto não se verificou com tanta expressão ao Norte da Europa, onde a maioria das barragens deste período eram barragens de terra. Neste sentido a Espanha é um excelente caso de estudo, pois é provavelmente o país com o maior número de barragens em alvenaria construídas ao longo da história, constituindo mesmo um caso de referência. Encontram-se actualmente em Espanha cerca de 158 grandes barragens em alvenaria em utilização (Vogel 1981).

Até ao século XV, durante o período de domínio árabe, as estruturas hidráulicas construídas em Espanha foram na sua grande maioria açudes. Estes açudes, semelhantes a pequenas barragens com perfil descarregador, eram utilizados para aumentar o nível e reter temporariamente a água, durante um período de tempo suficiente para ser desviada para a rega, entre outras utilizações. Estas estruturas tinham ainda o benefício de regular indirectamente o caudal e dissipar alguma energia em caso de cheias (Schnitter 1994). Ainda em Espanha, durante o século XVII, devido a algum declínio económico do Estado, as barragens eram construídas na sua maioria por iniciativa privada. Três destas barragens em arco merecem referência, nomeadamente a barragem de Tibi (Figura 2.1g) (H=46m, L=65m), com 97m de raio em planta, a barragem de Elche (Figura 2.1h) (H=23m, L=95m), com 62m de raio, e a barragem de Relleu (Figura 2.1i) (H=29m, L=34m), com 60m de raio. Já nos séculos XVIII e XIX, o cenário inverteu-se com o surgimento de um período de desenvolvimento económico, aliado a um quadro legal favorável relativamente à gestão de recursos hídricos, o que motivou o aparecimento de novos projectos. Já nesta época surgiu uma tendência para a redução da secção tipo. Sendo ainda perfis de gravidade, estes apresentavam uma forma mais triangular do que trapezoidal, apesar da influência dos romanos ainda ser evidente, tanto a nível estrutural

como construtivo (Laá 1993). Em outras regiões da Europa, para além do fornecimento de água para consumo das populações, utilizava-se a água para produção de energia mecânica, como por exemplo em minas, para exploração e tratamento do ouro. Outras actividades económicas justificavam a construção de barragens, como a pesca, a irrigação para a agricultura, a rega para a jardinagem, o abastecimento de fontanários e a alimentação de canais para transporte de mercadorias. A maioria destas actividades não decorria junto à linha de água, obrigando a construção de obras acessórias importantes (Schnitter 1994).

2.4. Desenvolvimentos ocorridos na segunda metade do século XIX

Em 1853, J. Augustin Tortene de Sazilly publicou no *Annales des ponts et Chaussées* um trabalho com o título “*Note sur un type de profil d’égale résistance proposé pour les murs de réservoirs d’eau*”, considerado o primeiro trabalho científico na área das barragens. Até esta data muitos outros trabalhos haviam sido publicados, porém limitavam-se a registar as soluções construtivas adoptadas ou preconizadas, sem apresentar qualquer critério de dimensionamento científico. Excepção deve ser feita ao trabalho de Simon Stevin, “*De beghinselen des waterwichts*”, publicado em 1586 (Smith 1971), a respeito da pressão hidrostática que se instala num muro em que uma das faces está em contacto com a água. Outra excepção deve ser feita para o trabalho de Bernard Forest de Bélidor, “*Architecture hydraulique*”, publicado em 1750 (Bélidor 1750), que trata da resistência ao colapso de um muro de secção rectangular, sob acção da pressão hidrostática numa das faces.

De acordo com o proposto por Sazilly, a secção da barragem deve ser dimensionada de forma a evitar a rotura por excesso de compressão e por deslizamento. Por considerar o primeiro cenário o mais condicionante, Sazilly propõe que o dimensionamento preliminar deva ter em conta apenas o critério das tensões, sendo o deslizamento verificado posteriormente. Segundo o mesmo autor, ambos os cenários deveriam ser observados no contacto entre a barragem e a fundação, mas também ao longo do corpo da barragem.

Nas barragens gravidade os valores máximos de compressão verificam-se a montante, quando a albufeira se encontra vazia, e a jusante, quando a albufeira se encontra cheia. Para estes dois casos de carga extremos, Sazilly estabeleceu um valor limite para a tensão vertical máxima que se instala em qualquer plano horizontal, no corpo da barragem e no contacto barragem-fundação. Os perfis definidos através deste critério designam-se por “perfil de igual resistência”. Uma análise crítica e pormenorizada deste artigo pode ser consultada no livro “*The design and construction of dams*” (Wegmann 1899), que trata das regras de dimensionamento de barragens gravidade e apresenta casos de estudo. Foi com base neste princípio que Sazilly formulou uma solução com equações diferenciais através das quais pretendia resolver o problema analiticamente, cuja solução designou por “perfil teórico”. Revelando-se impossível a integração de tais equações, Sazilly desenvolveu um “perfil prático”, ao discretizar a secção em fatias

horizontais, dando origem a um perfil com degraus. As designações “perfil teórico” e “perfil prático” surgem neste artigo de Sazilly e são adoptados por outros autores em diversos trabalhos posteriores.

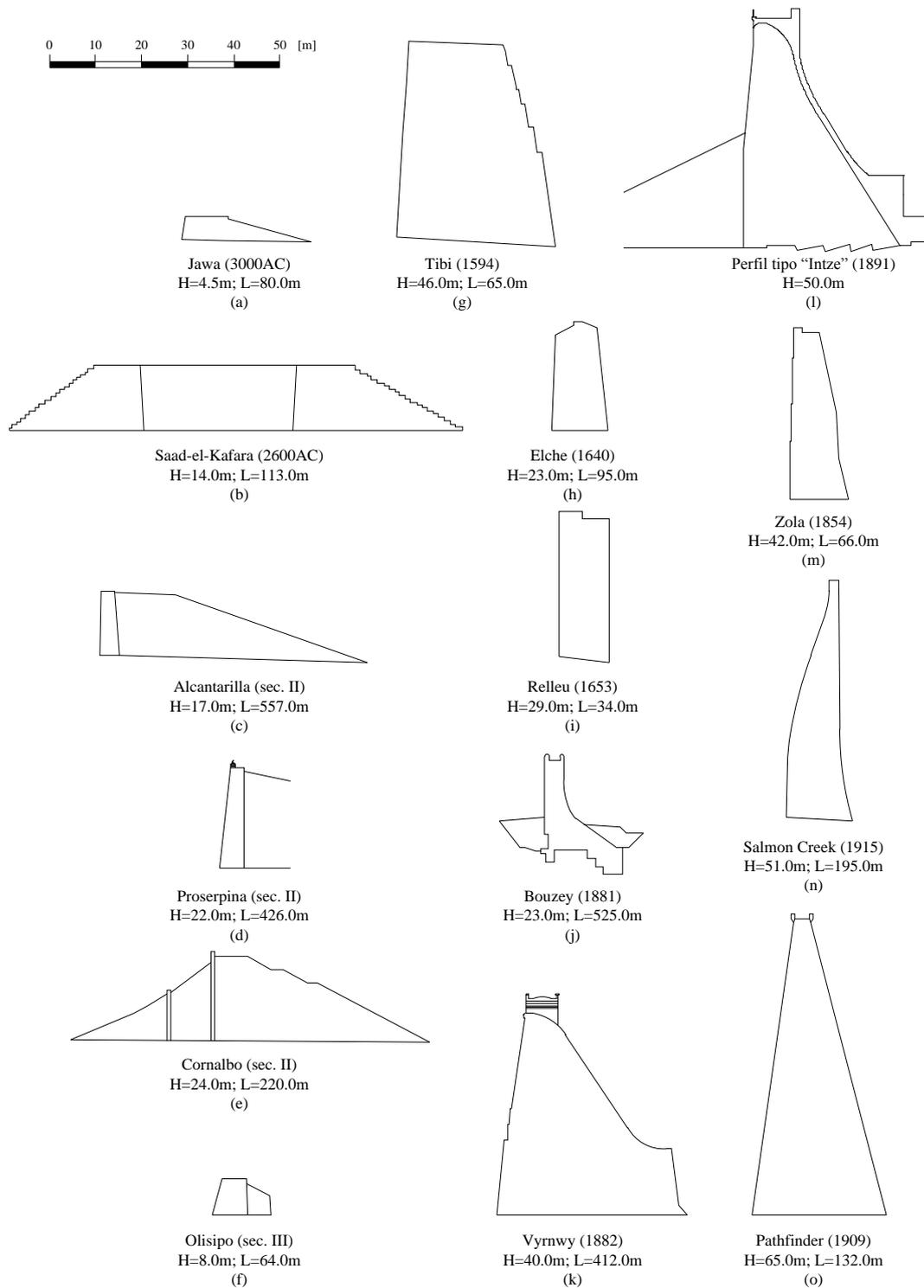


Figura 2.1 – Perfis de barragens históricas

Conforme referido por Sazilly, a análise de tensões baseava-se no trabalho de E. Méry (Méry 1840), aplicado ao estudo de estabilidade de arcos e de J. Belanger, que leccionava a disciplina de Mecânica Aplicada na *École Nationale des Ponts et Chaussées*, também em França. Em relação à análise de tensões e módulo de elasticidade, é importante registar os estudos de Louis Navier, publicados em 1826, que vieram influenciar todos os trabalhos subsequentes nesta área. A Figura 2.2 representa o perfil de Sazilly, versão desenvolvida por Wegmann (1899), com altura de 50m e tensão limite de 6kgf/cm^2 (0.59MPa). O perfil exemplo que consta do artigo original de Sazilly tem altura de 30m. Sazilly ainda ponderou substituir os degraus por um polígono com segmentos rectos, próximo de uma curva, porém concluiu que estes vértices seriam pontos de fragilidade e de acumulação de sujidade e vegetação para além de introduzir alguma complexidade construtiva adicional (Sazilly 1853). Em relação a verificação ao deslizamento do “perfil prático”, caso esta condição não se verifique em algum plano horizontal no corpo da barragem, Sazilly sugere que se aumente a espessura do coroamento. Refere ainda o mesmo autor que, caso a possibilidade de deslizamento incida sobre o plano de fundação, poderá haver a necessidade da construção de um muro junto ao pé de jusante.

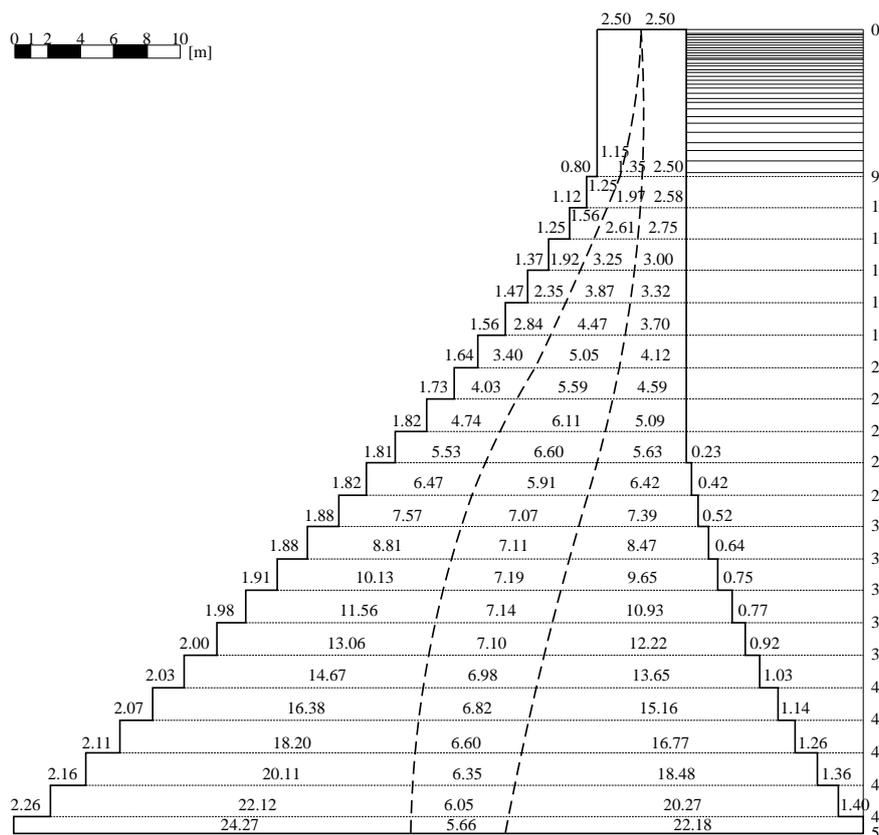


Figura 2.2 – Perfil proposto por Sazilly, versão Wegmann (1899), reprodução do original

O primeiro projecto desenvolvido de acordo com os princípios de Sazilly foi a barragem de Furens (H=50m, L=200m). Em 1858, A. Graeff e F. Emile Delocre iniciaram o

processo de selecção do local e posteriormente o projecto da que viria a ser durante cerca de 10 anos a maior barragem do mundo. Localizada junto à vila de Rochetaillé, próxima de Saint Étienne, em França, a construção iniciou-se em 1860 e o primeiro enchimento ocorreu em 1866 (Hager e Gisonni 2007). Na fase de projecto, Delocre partiu do “perfil prático” de Sazilly, porém alterou a configuração dos paramentos, adoptando um perfil poligonal Figura 2.3. Ao comparar esta solução com perfil em escada de Sazilly, Delocre concluiu que os factores de segurança eram sensivelmente os mesmos, porém a solução adoptada permitia reduzir o volume de material. Só em 1866, após o término da construção, Delocre publicou nos *Annales des Ponts et Chaussées* um artigo de síntese com o título “*Mémoire sur la forme du profil à adopter pour les grands barrages en maçonnerie de réservoir*”.

A barragem de Furens foi um importante marco no projecto de barragens, principalmente em França, onde até 1866 já haviam sido construídas 47 barragens. Actualmente, em França, encontram-se em exploração 56 barragens em alvenaria, sendo a mais antiga a barragem de Saint Ferréol, com 35m de altura, construída em 1672, com tipologia estrutural semelhante às barragens romanas de secção trapezoidal, com muros em alvenaria em associação com taludes em terra (Royet et al. 1993).

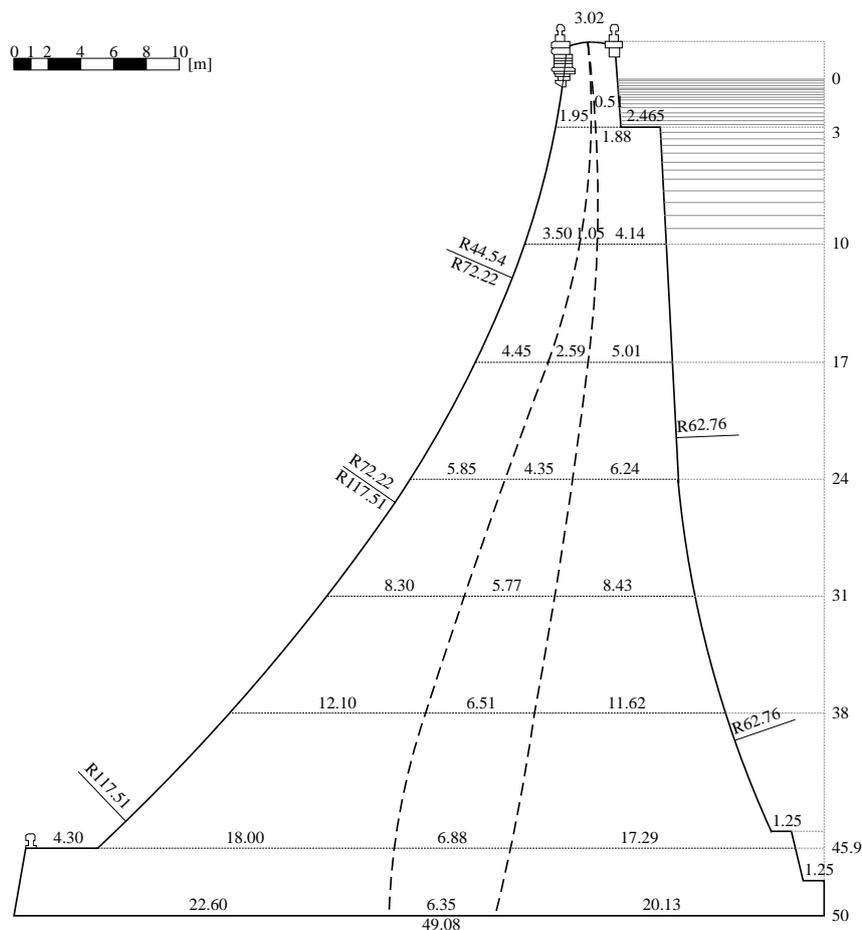


Figura 2.3 – Perfil da barragem de Furens, perfil proposto por de Delocre, reprodução do original

Outro contributo fundamental para o avanço no conhecimento foi dado por S. Rankine em 1872, com a publicação do artigo “*Report on the design and construction of masonry dams*” no jornal *The engineer*. Neste artigo Rankine confirma genericamente os desenvolvimentos protagonizados por Sazilly e Delocre. Introduz também um novo princípio em relação ao limite de tensão vertical nos casos extremos de carga, pois argumenta que sendo a tensão limite uma tensão vertical, propõe que para o paramento de jusante seja adoptado um limite inferior, já que a inclinação deste é maior e conseqüente a tensão principal também, se comparado com o paramento de montante. Com base na análise das barragens em alvenaria existentes na época, propõe que a tensão vertical limite para o paramento de montante fosse de 9.8kgf/cm^2 (0.96MPa) e para o paramento de jusante de 7.6kgf/cm^2 (0.75MPa).

Rankine refere ainda outro princípio que não sendo antagónico do “perfil de igual resistência” é mais explícito e intuitivo, pois enfatiza a importância de se evitar a ocorrência de tracções em qualquer zona da barragem e no interface com a fundação. Esta condição impõe que a resultante estática das acções se mantenha no interior do terço central da secção. Este critério previne automaticamente o cenário de derrubamento. A partir destes critérios de projecto, Rankine propõe uma secção com paramentos curvos de configuração logarítmica (Figura 2.4), em que por opção despreza a componente vertical da pressão hidrostática sobre o paramento de montante. Para além de tratar das questões relativas ao estado da arte no que diz respeito ao dimensionamento de barragens e dar nesta área alguns contributos, Rankine aborda outras questões, como as que dizem respeito a qualidade das fundações, em que aconselha a escolha de maciços rochosos de boa qualidade e pouco alterados. Em termos construtivos, refere o cuidado a ter na colocação da alvenaria, para que se evite a formação de vazios. Refere ainda que, nestes casos, estes volumes deverão ser preenchidos com pedra, reservando à cal hidráulica apenas o papel de elemento agregador.

Nenhum dos trabalhos citados considerava explicitamente a acção da subpressão. Esta questão surge após o acidente da barragem de Bouzey (Figura 2.1j) ($H=23\text{m}$, $L=525\text{m}$), localizada no este de França, próximo da localidade de Epinal, cujo colapso ocorreu em Abril de 1895 devido ao efeito da subpressão, causando 85 vítimas mortais (Smith 1971). De facto este acidente poderia ter sido evitado caso tivessem sido analisadas as causas da rotura da barragem de Habra, com 38.1m de altura, construída em 1871 na Argélia, cuja rotura ocorreu em 1881, pois o caso é semelhante ao de Bouzey (Bretas et al. 2010a). O facto da barragem se localizar na Europa, amplificou o impacto junto da sociedade em geral e da comunidade científica em particular. Nesta época, devido a evolução tecnológica já alcançada, considerava-se que os principais critérios de dimensionamento já estariam estabelecidos e que seriam suficientes para garantir a concepção de estruturas seguras. Para ilustrar a importância de Bouzey, o livro de J.B. McMaster com o título “*High masonry dams*”, publicado em 1876, não faz referência ao efeito da subpressão. O mesmo já não ocorre com outro livro publicado em 1917, já depois do acidente de Bouzey, com o título “*Engineering for masonry dams*”, cuja

autoria é de W.P. Creager (Creager 1917), onde a subpressão já consta como uma importante solicitação a ter em consideração.

Em resultado deste acidente, ainda em 1895, mais precisamente em Agosto deste ano, M. Lévy, publicou pela *Académie de sciences* o artigo “*Quelques considérations sur la construction des grands barrages*” (Lévy 1895). Neste artigo, Lévy preconiza que a tensão de compressão em cada ponto do paramento de montante deve ser maior ou igual a pressão que a albufeira exerce neste ponto. De facto, para além das questões de estabilidade da secção, as fissuras podem ocorrer através de outros processos, como por acção térmica. Este novo critério teria por objectivo evitar que a água penetrasse nestas fissuras. Com base neste princípio a acção da subpressão pode ser considerada através de um diagrama de tensões, triangular ou rectangular, consoante o nível da água a jusante. Este diagrama deve ser aplicado em qualquer plano horizontal ao longo do corpo da barragem, incluindo o plano de contacto barragem-fundação. Este diagrama triangular tem vindo a ser adoptado de forma generalizada. Porém, na presença de um sistema de drenagem, o diagrama de subpressão é reduzido, assumindo uma configuração bi-linear, conforme será discutido posteriormente.

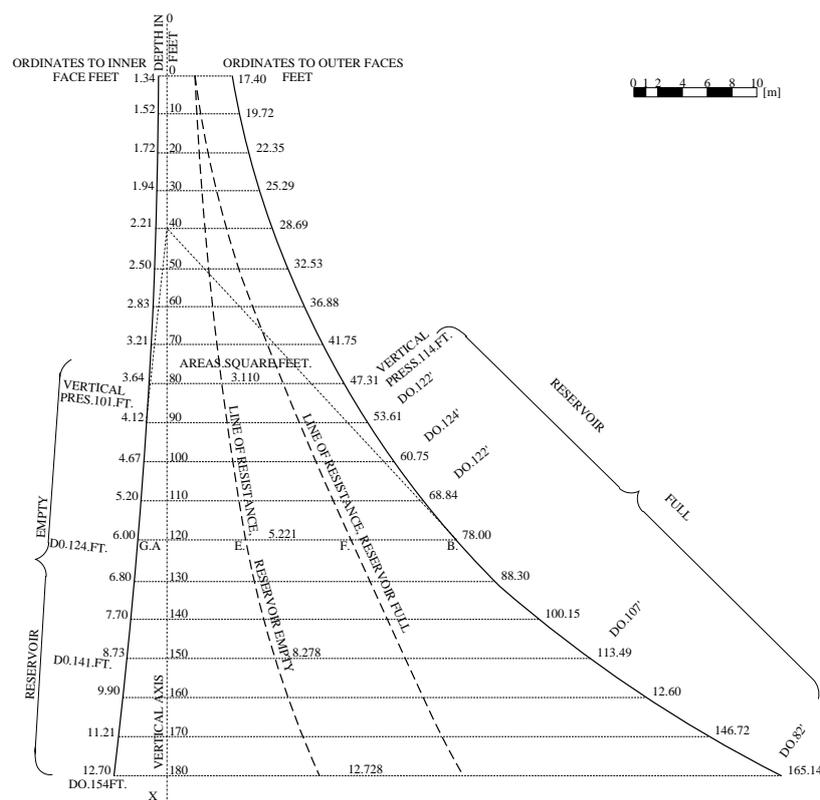


Figura 2.4 – Perfil proposto por Rankine, reprodução do original

Ainda antes do acidente da barragem de Bouzey, a barragem de Vyrnwy (Figura 2.1k) (H=40m, L=412m), localizada próxima de Liverpool, na Inglaterra, projectada em 1882 por T. Hawksley e G. Deacon, merece referência pois terá sido a primeira barragem a

apresentar um sistema de drenagem (Davidson 1997; Smith 1971). Constituído por 26 drenos instalados na fundação, com dimensão de 0.23x0.30m, descarregavam a jusante através de uma galeria horizontal (Schnitter 1994; Wegmann 1899).

No final do século XIX, a Alemanha inicia um período de forte crescimento económico, impulsionando a construção de uma série de barragens. Só entre 1913 e 1914 foram inauguradas 9 barragens. A maioria destas barragens foram projectadas por O. Intze, e nas restantes percebe-se a influência do seu trabalho. Em 1891, Intze concluiu a construção da barragem de Eschenbach (H=24m, L=412m), cuja concepção recorre ao perfil modelo que ficou designado por “Intze” (Figura 2.11). Trata-se de uma secção gravidade, com paramento de montante em alvenaria, sob a qual era aplicada uma camada impermeabilizante. O elemento mais característico destas barragens é a existência de um talude em forma de cunha, localizado junto ao pé de montante, que se estende até a meia altura da secção, com o propósito de impermeabilizar esta zona. A barragem apresenta-se com pequena curvatura em planta, sem juntas verticais e desprovida de galeria de drenagem, apesar de a barragem possuir drenos verticais. Cerca de 41 barragens apresentam esta tipologia e estão na sua maioria localizadas nas regiões montanhosas de Rhine-Westphalia e Saxónia (Rissler 1993).

Na Alemanha registaram-se diversos casos de reabilitação ocorridos nas últimas duas décadas do século XX. Foram determinadas por força de uma nova legislação, que fez com que várias barragens passassem a não cumprir o regulamento. O principal motivo está relacionado com as barragens do tipo “Intze”, pois a concepção deste perfil não teve em conta o efeito da subpressão. Estas intervenções, em alternativa à diminuição do nível de exploração como acabou por ocorrer em alguns casos, incidiram sobre o aumento da capacidade de descarga, reforço do sistema de drenagem, abertura de galerias de drenagem e aplicação de cabos de pré-esforço (Bettzieche et al. 2004).

De forma semelhante às barragens do tipo “Intze”, era habitual que as estruturas apresentassem em planta alguma curvatura, pois é intuitivo que tal pudesse representar algum acréscimo de segurança. Até então este tema não havia sido tratado analiticamente. Mesmo Rankine, apesar de reconhecer o seu efeito benéfico, não apresenta qualquer desenvolvimento teórico sobre o assunto. Esta lacuna poderá ter justificado o facto da barragem em arco de Zola (Figura 2.1m) (H=42m, L=66m) ter passado praticamente despercebida na época da sua construção (Chanson e James 2002). A barragem foi concluída em 1854, já depois da morte do seu projectista, F. Zola, e foi até 1887 a barragem em arco mais alta. Apresentando uma configuração cilíndrica, com raio constante e secção variável, crescente em direcção à fundação, onde a pressão hidrostática é maior (Billington et al. 2005), para a qual era possível determinar as tensões através da formulação desenvolvida em 1826 por L. Navier (Jackson 1997).

A barragem de Parramatta (H=12.5, L=80m), na Austrália, projectada em 1851 por P. Simpson, E. Moriarty e W. Randle, concluída em 1856, foi concebida provavelmente a partir dos estudos desenvolvidos por Zola (Chanson e James 2002). Também sob

influência destes trabalhos, em 1879 A. Pelletreau estabeleceu um método de cálculo para o dimensionamento das barragens em arco, adoptando um ângulo constante e variando o raio de forma crescente em direcção à base. Este método foi aplicado ao projecto da barragem de Salmon Creek (Figura 2.1n) (H=51m, L=195m), construída em 1915 no Alasca, por L. Jorgensen (Jackson 1997). Posteriormente surgiu a configuração com dupla curvatura, que acabou por se estabelecer como uma solução padrão para o projecto de barragens arco.

2.5. Desenvolvimentos ocorridos no século XX

Em paralelo com o que ocorreu em outras áreas da Engenharia Civil, a configuração das barragens evoluiu para secções mais esbeltas e sofisticadas, em que é notória a redução de volume e economia de material. Esta evolução foi consequência de um aprofundamento dos conhecimentos científicos em Mecânica Estrutural, mas também na qualidade e propriedade dos materiais, com a utilização crescente do betão. Um exemplo ilustrativo são as barragens com contrafortes. As primeiras a recorrerem a esta tipologia não eram mais do que barragens gravidade reforçadas com contrafortes. Só posteriormente se fez uma distinção estrutural entre o elemento responsável por reter a água (painel) e outra com função resistente e de interacção com a fundação (contraforte).

No caso das barragens em arco, a evolução tecnológica é mais profunda pois requereu o desenvolvimento de métodos avançados para análise de tensões. Neste contexto merece destaque a contribuição de G. Wisner e E. Wheeler que, sob encomenda e supervisão do *Reclamation Service* (EUA), iniciaram uma série de estudos para melhor compreensão da distribuição de tensões nas barragens em arco (Wisner e Wheeler 1905). Assim discretizaram a barragem em arcos, localizados a diversas cotas, em conjunto com uma consola central e, através de um processo iterativo de compatibilização de deslocamentos, determinaram a distribuição de tensões nas várias secções. Concluíram que para as cotas mais elevadas, a acção da componente arco era predominante, enquanto para cotas inferiores prevalecia o comportamento em consola. Este método foi utilizado para o projecto da barragem de Pathfinder (Figura 2.1o) (H=65m, L=132m), localizada no Wyoming, nos EUA, construída em 1909. Em 1929, C. Howell e J. Jaquith, ambos funcionários do *Bureau of Reclamation*, em Denver, nos EUA, formalizaram este método de cálculo utilizando uma série de arcos e consolas, consolidando várias contribuições dispersas num método unificado que designaram de “*trial-load*” (Howell e Jaquith 1929). Mais recentemente o Método dos Elementos Finitos (MEF) veio a impor-se como a ferramenta de projecto preferencial para a análise de tensões de barragens em betão. Inclusive, foi precisamente nesta área da Engenharia Civil onde o MEF teve as suas primeiras aplicações relevantes, logo quando surgiu por volta de 1960 (Clough e Wilson 1999).

Outro aspecto importante ainda não abordado refere-se à análise sísmica de barragens. A acção sísmica foi inicialmente considerada como uma força inercial estática. Este

procedimento continua em utilização para estudos simplificados do cenário de deslizamento de barragens gravidade. Quanto ao efeito hidrodinâmico do reservatório, o conceito clássico das “massas associadas” desenvolvido por Westergaard (1933), mantém-se válido. A análise dinâmica de barragens, particularmente de barragens em arco, só se tornou disponível de forma generalizada com o desenvolvimento do MEF.

O acidente ocorrido com a barragem em arco de Malpasset, em 1957, evidenciou a importância do comportamento hidromecânico da fundação (Londe 1987). Os desenvolvimentos em temas como a eficiência da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem, com base em sistemas de observação robustos, revelaram-se fundamentais (Casagrande 1961). Estes dados permitem a validação e calibração de modelos numéricos de escoamento, cujo desenvolvimento já não é recente (Serafim 1968). Para a análise da estabilidade de barragens gravidade o diagrama de subpressão ao longo da superfície de deslizamento é um factor importante. Na ausência de um sistema de drenagem, é adoptado um diagrama triangular ou trapezoidal (Figura 2.5a). Na presença de um sistema de drenagem, pode se aplicar um factor de redução junto aos drenos, dando origem a um diagrama bi-linear (Figura 2.5b). Normalmente adopta-se um factor de redução de 2/3 (Leclerc et al. 2003). Entretanto a possibilidade de desenvolvimento de fissuras a montante pode levar a que se instale nesta zona a subpressão total. Os regulamentos actuais referem estas situações, porém não são unânimes quanto ao seu tratamento. A comparação entre o preconizado pelas 3 agências americanas pode ser encontrada em Ebeling et al. (2000) e, em relação a países europeus, pode ser encontrado em Ruggeri (2004b).

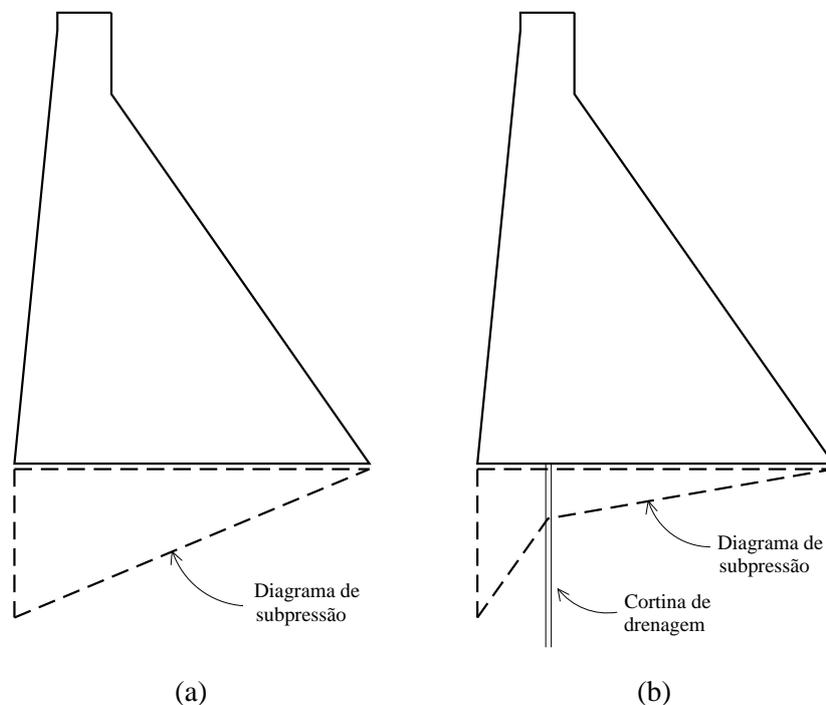


Figura 2.5 – Diagrama de subpressão padrão na ausência (a) e na presença (b) do sistema de drenagem

2.6. Conclusões

Durante os séculos XIX e início do século XX, as bases científicas necessárias para o projecto de barragens foram estabelecidas. As principais acções como o peso próprio e a pressão hidrostática foram suficientemente estudadas neste período. Entretanto, aspectos como a subpressão, a qualidade da fundação, comportamento dos materiais a longo prazo, permeabilidade e acções sísmicas receberam menor atenção, o que veio a ser colmatado ao longo do tempo com o acumular da experiência e com o desenvolvimento tecnológico. A análise da estabilidade global permanece como um aspecto indispensável na avaliação da segurança das barragens gravidade, nomeadamente a possibilidade de ocorrência dos vários mecanismos de deslizamento, que se podem estabelecer na superfície de fundação ou nas descontinuidades do maciço rochoso, onde a subpressão tem um papel fundamental.

Assiste-se actualmente a uma tendência para utilização do betão compactado com cilindro (BCC) para construção de barragens. Isto representa o abandono gradual das soluções com formas complexas e sofisticadas para as quais o uso do BCC não é adequado. Reflecte também o facto do custo da construção ser hoje preponderante em relação ao custo do material, pois as soluções em BCC reduzem o tempo de construção de forma considerável em relação a outras soluções construtivas que utilizam o betão moldável. Assim, as barragens gravidade permanecem como um tema de interesse para a área de Engenharia de Barragens.

3. Acções, mecanismos de rotura, critérios de avaliação e modelos numéricos

3.1. Introdução

As actividades de concepção e exploração de barragens são regulamentadas consoante a legislação de cada país. A legislação normalmente decorre da experiência local e das orientações definidas pelos organismos internacionais, como, por exemplo, a International Commission on Large Dams (ICOLD). No caso português, o Regulamento de Segurança de Barragens (2007) define o modelo de organização das actividades de controlo de segurança, as entidades intervenientes e congrega a legislação aplicável ao projecto, construção, exploração, observação e inspecção de barragens.

No âmbito desta tese, interessa identificar as normas de projecto e de avaliação da segurança estrutural que são aplicáveis ao caso das barragens gravidade em alvenaria. Este capítulo é dedicado à definição das acções, das combinações de acções, dos mecanismos de rotura, dos coeficientes de segurança mínimos e dos modelos e métodos de análise estrutural que devem ser observados para o estudo de barragens gravidade em alvenaria. Esta avaliação é feita com base na norma portuguesa e nas três normas federais em vigor nos EUA (FERC 2002; USACE 1995; USBR 1987). Estes regulamentos foram elaborados para a avaliação de barragens gravidade de betão, pelo que a sua aplicação às barragens gravidade em alvenaria carece de alguma adaptação, sendo no entanto referidos aqui inicialmente todos os aspectos incluídos na regulamentação.

Os regulamentos começam por definir as acções a considerar no dimensionamento de barragens gravidade. A partir destas acções são definidas as combinações cuja probabilidade de ocorrência em simultâneo caracterizam o cenário que se pretende avaliar. Com base nestes cenários verificam-se os mecanismos de rotura mais prováveis para as barragens gravidade. Estes mecanismos de rotura podem estar relacionados com roturas locais, como o limite de tensões, ou roturas globais, como o derrubamento e o deslizamento. Na maioria dos casos, os resultados são avaliados de acordo com factores de segurança a partir de valores de referência. Para caracterizar os principais mecanismos de rotura de barragens gravidade, foi desenvolvida uma aplicação numérica, cujos princípios e funcionalidades são apresentadas em pormenor. Com base na referida aplicação, faz-se a análise dos perfis históricos de Sazilly, Delocre e Rankine, conforme referido no Capítulo 2.

Por fim, as normas referidas são correlacionadas com as questões práticas relativas à modelação numérica do sistema albufeira-barragem-fundação, com especial ênfase na modelação através do método dos elementos discretos.

3.2. As normas utilizadas em Portugal para o projecto de barragens

As Normas de Projecto de Barragens (NPB 1993) definem o conjunto de procedimentos a considerar no dimensionamento de barragens. É um regulamento geral, pois as normas podem ser aplicadas a barragens de qualquer tipologia. Em termos estruturais, o NPB preconiza a avaliação dos cenários correntes e dos cenários de rotura, conforme sugerido pela ICOLD. Para os cenários correntes, não se devem verificar deteriorações apreciáveis, enquanto para os cenários de rotura não se deve verificar a rotura global da estrutura. Conforme os cenários em análise são determinados os mecanismos de rotura e os critérios de avaliação das condições de funcionalidade e de segurança.

Para garantir estes pressupostos o regulamento preconiza que o dimensionamento da estrutura deve basear-se em estudos hidrológicos, geológicos, sismológicos e geotécnicos. Os estudos hidrológicos permitem determinar o nível de precipitação a que a albufeira poderá estar sujeita e os caudais de cheia de forma a dimensionar os equipamentos de segurança. Já os estudos geológicos, hidrogeológicos e os geotécnicos permitem, no seu conjunto, identificar as características do maciço de fundação, quanto ao grau de alteração, compartimentação, permeabilidade, deformabilidade, resistência e estado de tensão inicial. O estudo sismológico tem por objectivo estabelecer o Sismo Máximo Expectável (SME), o Sismo Máximo de Projecto (SMP), para o qual normalmente se adopta o SME, e, por fim, o Sismo Base de Projecto (SBP). Estes sismos correspondem a diferentes intensidades, que estão relacionadas com os cenários correntes e de rotura que se pretende investigar. O maciço de fundação desempenha um papel fundamental na segurança da estrutura. O seu estudo pormenorizado permite definir o tratamento mais apropriado com o objectivo de melhorar as suas propriedades. Normalmente este tratamento compreende a execução de cortinas de impermeabilização e cortinas de drenagem.

As acções a considerar incluem as acções gravíticas (peso próprio da estrutura), acções térmicas, acções da água, acções derivadas da formação de gelo, acções com origem no caudal sólido, acções sísmicas e acções decorrentes dos elementos estruturais, como por exemplo, as ancoragens passivas ou activas. A acção da água é a mais relevante e manifesta-se sob várias formas. A mais óbvia é a pressão hidrostática que se estabelece sobre o paramento de montante e, eventualmente, sob o paramento de jusante. Outra acção da água igualmente importante, principalmente para as barragens gravidade, é o efeito da subpressão que se estabelece no maciço de fundação e no plano de fundação. No caso das barragens gravidade em alvenaria é habitual que se verifique este efeito no próprio corpo da barragem. A solicitação da água apresenta ainda um efeito hidrodinâmico que se manifesta quando a barragem se encontra sujeita a uma acção dinâmica.

As acções térmicas não serão abordadas nesta tese, pois normalmente não são condicionantes para a segurança global da estrutura. Regista-se, entretanto, que as acções térmicas têm origem na dissipação de temperatura na fase de construção, devido à hidratação do betão. Para além da fase construtiva, as acções térmicas têm origem na

variação anual da temperatura e na variação diária da temperatura. Este último aspecto afecta apenas a face exterior e, por vezes, é o principal responsável pela fissuração superficial dos paramentos. O efeito da temperatura na estrutura não apresenta acoplamento mecânico, ou seja, não depende do estado de tensão inicial da estrutura.

Os sismos provocam vibrações cujas características são função da intensidade, do tipo de terreno e suas descontinuidades, da distância ao epicentro e da profundidade do foco. O NPB refere que poderão ser utilizados espectros de potência e espectros de resposta, porém, para estruturas que apresentam comportamento não linear, deverão ser utilizados acelerogramas. Nestes casos os sismos distantes deverão ter 30s de duração, enquanto os sismos próximos deverão ter, pelo menos, 10s de duração. Para pequenas barragens é possível aplicar um método simplificado em que a acção sísmica é representada por uma força mássica distribuída, com variação linear, em que, ao nível do centro de gravidade da estrutura, a amplificação dinâmica é de 1.5. Resta ainda referir a acção devida a camada de gelo que se forma à superfície da albufeira, junto ao paramento de montante e a acção devida ao caudal sólido que se acumula junto ao pé de montante. Ambas as acções são consideradas apenas em cenários correntes.

Segundo o NPB, devem ser considerados os seguintes cenários correntes: (a) peso próprio da estrutura (PP) isolado ou em conjunto com as acções que se verificam durante a fase construtiva (FC), como a acção térmica devida a hidratação do cimento e a injeção das juntas; (b) peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PH) e subpressão (S); (c) peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática, subpressão e variação da temperatura (T); (d) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão, acção da camada superficial de gelo (G) e acção do caudal sólido (CS); (e) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão e Sismo Base de Projecto (SBP). Quanto aos cenários de rotura, devem ser avaliados os seguintes casos: (f) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão e acções resultantes de cheia (CH); (g) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão e Sismo Máximo de Projecto (SMP). Estes cenários estão representados graficamente na Figura 3.1.

Conforme referido, para os cenários correntes, a estrutura deverá manter a sua funcionalidade, apresentando um comportamento essencialmente elástico. O maciço de fundação apenas poderá sofrer pequenas perturbações, mantendo a integridade da cortina de impermeabilização. Para os cenários de rotura, não se deverá verificar a rotura global da estrutura ou esta sofrer qualquer dano que possibilite a passagem descontrolada de água.

A avaliação destes pressupostos é feita com base na determinação dos factores de segurança em relação a ocorrência de fissuração, por excesso de tracção, de esmagamento do material, por excesso de compressão, e ao deslizamento, por excesso de tensão de corte. Estes três pressupostos devem ser avaliados através do critério de Mohr-Coulomb, tanto na barragem como no maciço de fundação. Em relação à fundação, para além, destes critérios, deve ser avaliado o funcionamento das cortinas de drenagem e de impermeabilização.

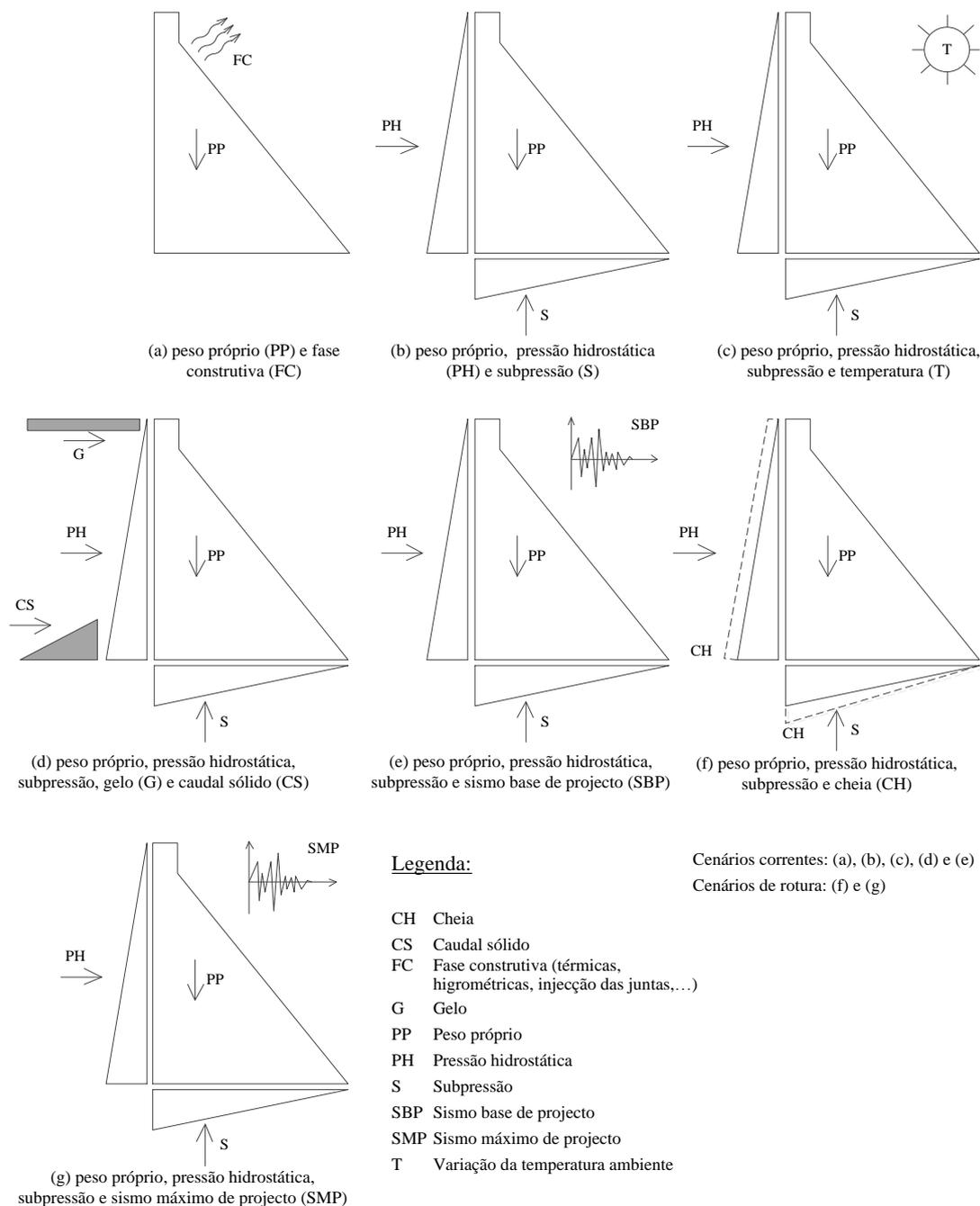


Figura 3.1 – Cenários correntes e de rotura (NPB)

Para os cenários correntes, as tensões que se verificam na barragem devem respeitar o critério de Mohr-Coulomb com um coeficiente de segurança mínimo entre 2.5 e 4.0. Para a fundação, o critério de Mohr-Coulomb pode ser avaliado considerando a parcela coesiva, caso em que os factores de segurança deverão se situar entre 3 e 5, e de 1.5 e 2.0 para o ângulo de atrito. Ainda em relação à fundação, o caudal drenado junto a cortina de impermeabilização deverá corresponder a uma permeabilidade inferior a 1 Lugeon. E a subpressão, junto a cortina de drenagem, deverá corresponder a, no máximo, um terço do valor da subpressão a montante.

Quanto aos cenários de rotura, os factores de segurança em relação às tensões nas superfícies de rotura, com coesão nula, deverão situar-se entre 1.2 e 1.5. O factor de segurança em relação ao esmagamento do material deverá ser superior a 4.0. Quanto ao caudal drenado na fundação, a permeabilidade junto à cortina de impermeabilização deve ser inferior a 5 Lugeon. Estes critérios encontram-se resumidos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Factores de segurança em relação aos cenários correntes e de rotura (NPB)

	Cenários correntes		Cenários de rotura	
	Barragem	Fundação	Barragem	Fundação
FS _{CMC}	2.5 – 4.0	3.0 – 5.0 ⁽³⁾ 1.5 – 2.0 ⁽⁴⁾	1.2 – 1.5 ⁽⁵⁾ FS _C > 4	1.2 – 1.5 ⁽⁵⁾
Caudais ⁽¹⁾	-	1 Lugeon	-	5 Lugeon
Subpressão ⁽²⁾	-	1/3 S _M	-	-

FS_{CMC} – Factor de segurança em relação ao critério de Mohr-Coulomb
 FS_C – Factor de segurança em relação ao esmagamento do material
 S_M – Subpressão junto ao pé de montante
⁽¹⁾ Junto à cortina de impermeabilização
⁽²⁾ Junto à cortina de drenagem
⁽³⁾ Para a coesão
⁽⁴⁾ Para o ângulo de atrito
⁽⁵⁾ Para o ângulo de atrito, com coesão nula

3.3. As normas americanas do FERC, USBR e USACE

3.3.1. As normas da Federal Energy Regulatory Commission (FERC)

A FERC (2002) possui um regulamento específico para barragens gravidade. Este regulamento apresenta recomendações para a análise da estabilidade de barragens gravidade de betão, não só para ser aplicado no desenvolvimento de novos projectos, mas também na avaliação de barragens gravidade em exploração.

As solicitações a considerar são semelhantes ao preconizado pelo regulamento português. São o peso próprio, a pressão hidrostática, as forças induzidas pelo escoamento através dos descarregadores, a subpressão, os sismos, a ocorrência de cheias, o caudal sólido, o gelo, as acções resultantes do impacto de detritos, a variação de temperatura e as reacções expansivas alcali-agregado.

O regulamento dedica especial atenção à determinação da subpressão. No caso geral o diagrama da subpressão deve ser trapezoidal e assume, tanto a montante com a jusante, um valor equivalente a 100% da pressão hidrostática no respectivo ponto de aplicação.

Caso se verifique a formação de uma fissura, a subpressão na zona não comprimida passa a ser total. Reduções devido ao sistema de drenagem só são admissíveis, no caso das estruturas existentes, quando confirmadas pelo sistema de observação. Quando da ocorrência de um sismo, o regulamento sugere que a subpressão deve ser mantida constante, sendo alterada apenas nas condições de avaliação de um cenário de pós-sismo. Para os casos de cheia, considera-se a possibilidade da actualização da subpressão consoante a nova pressão hidrostática que se estabelece a montante e jusante. Existem ainda critérios específicos para determinação da subpressão junto da cortina de impermeabilização e na presença de caudal sólido.

As combinações de acções (Figura 3.2) são classificadas em combinações usuais e não-usuais de acções. Apenas uma combinação é classificada de combinação usual e corresponde ao seguinte caso: (a) combinação do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática, subpressão e caudal sólido. As combinações não-usuais têm por base a combinação usual: (b) combinação do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática, subpressão, as acções decorrentes à situação de cheia e, eventualmente, o caudal sólido; (c) combinação do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática, subpressão e a acção do gelo. O cenário que contempla a ocorrência de um sismo, não é avaliado directamente, mas apenas as condições de segurança que se verificam num (d) cenário de pós-sismo, onde são tidas em conta as alterações às propriedades resistentes do modelo. O regulamento não refere quais as acções a considerar neste caso, mas parece razoável começar por avaliar a combinação usual de acções.

A avaliação dos resultados é feita com base em factores de segurança. O factor de segurança depende da combinação de acções em análise e do risco que a barragem representa. As barragens podem ser classificadas com Risco Potencial Baixo (RPB), Risco Potencial Significativo (RPS) e Risco Potencial Elevado (RPE). As barragens localizadas em zona rural, com capacidade reduzida de armazenamento, que em caso de rotura irão provocar danos reduzidos, são classificadas como RPB. As barragens classificadas como RPE, apresentam elevada capacidade de armazenamento, localizam-se junto a povoações, cuja rotura poderia representar perda de vidas humanas e prejuízos materiais elevados. A classificação RPS é reservada para os casos intermédios. Os factores de segurança recomendados estão representados na Tabela 3.2. Caso se despreze a parcela coesiva, os valores são reduzidos. Estes factores de segurança referem-se apenas para a hipótese de deslizamento. O regulamento apresenta critérios para a avaliação do estado de tensão na barragem, porém são mais adequados ao betão.

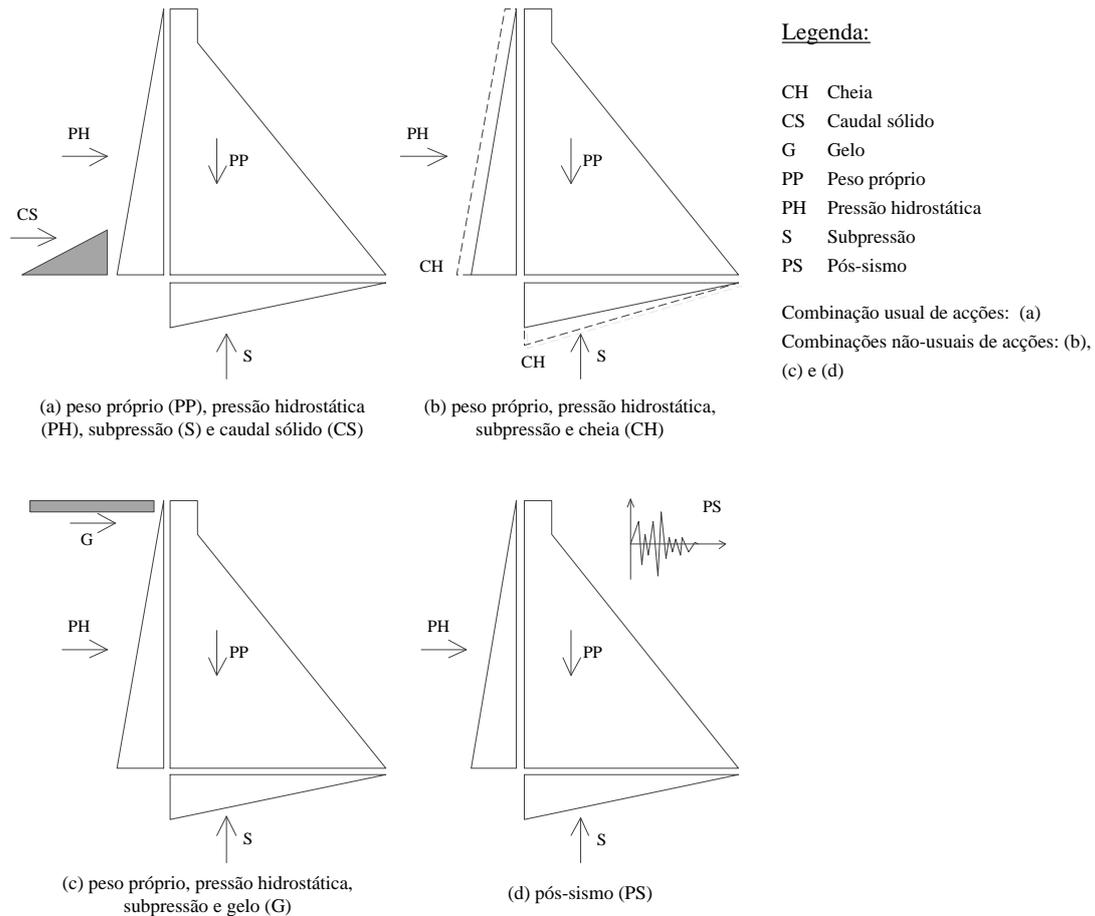


Figura 3.2 – Combinações usuais e não-usuais de acções (FERC)

Tabela 3.2 – Factores de segurança em relação às combinações usuais e não-usuais de acções (FERC)

	Com parcela coesiva		Sem parcela coesiva	
	RPB	RPS, RPE	RPB	RPS, RPE
Combinação usual de acções	≥ 2.0	≥ 3.0	≥ 1.5 ⁽¹⁾	
Combinação não-usual de acções	≥ 1.25	≥ 2.0	≥ 1.3 ^{(2) (3)}	
Combinação não-usual de acções (pós-sismo)	> 1.0	> 1.3	≥ 1.3 ⁽³⁾	

RPB – Risco Potencial Baixo

RPS – Risco Potencial Significativo

RPE – Risco Potencial Elevado

⁽¹⁾ Cenário menos favorável, que envolva apenas acções estáticas

⁽²⁾ Caso o cenário menos favorável seja o de cheia

⁽³⁾ O regulamento não é explícito, porém este valor parece não ser adequado o caso de RPB, pois é superior ao adoptado para o cenário com coesão

3.3.2. As normas United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation (USBR)

O regulamento elaborado pelo USBR (1987) apresenta um conjunto de acções semelhantes aos regulamentos anteriores. As acções são a pressão hidrostática a montante e jusante, a variação da temperatura, a subpressão, o peso próprio, o gelo, o caudal sólido e o sismo.

As combinações de acções (Figura 3.3) são classificadas como combinação usual, combinação não-usual e combinação extrema de acções. A combinação usual de acções (a) corresponde ao peso próprio, a pressão hidrostática para o nível normal da albufeira, a subpressão, o gelo, o caudal sólido e a variação de temperatura. A combinação não-usual (b) inclui o peso próprio, a pressão hidrostática para o nível máximo da albufeira, a subpressão, o caudal sólido e a variação da temperatura. Já a combinação extrema de acções (c) corresponde a acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática para o nível normal da albufeira, a subpressão, o caudal sólido, o gelo, a variação da temperatura e o sismo máximo de projecto. Estão ainda previstas outras combinações, caso se considere aplicável, como a combinação não-usual de acções em que se simula a não operacionalidade do sistema de drenagem.

Os factores de segurança estão representados na Tabela 3.3. Em relação as tensões de compressão, para além do factor de segurança, também estão sujeitas a uma tensão máxima admissível. Na zona do paramento de montante as tensões de compressão estão condicionadas por um valor mínimo, que está relacionada com a pressão hidrostática nesta zona, de forma a evitar a propagação de fissuras. Os factores de segurança ao deslizamento também estão representados na Tabela 3.3. Estes valores devem ser observados para a fundação e para o contacto barragem-fundação. Para a fundação os valores são superiores.

A ocorrência de fissuras é admissível apenas para combinação extrema de acções. Caso se esteja a analisar uma barragem existente é ainda admitida a ocorrência de fissuras para a combinação não-usual de acções em conjunto com a não operacionalidade dos drenos. O novo estado tensão que se estabelece após a ocorrência de fissuras deverá ser avaliado, nomeadamente quanto à tensão máxima de compressão e ao deslizamento.

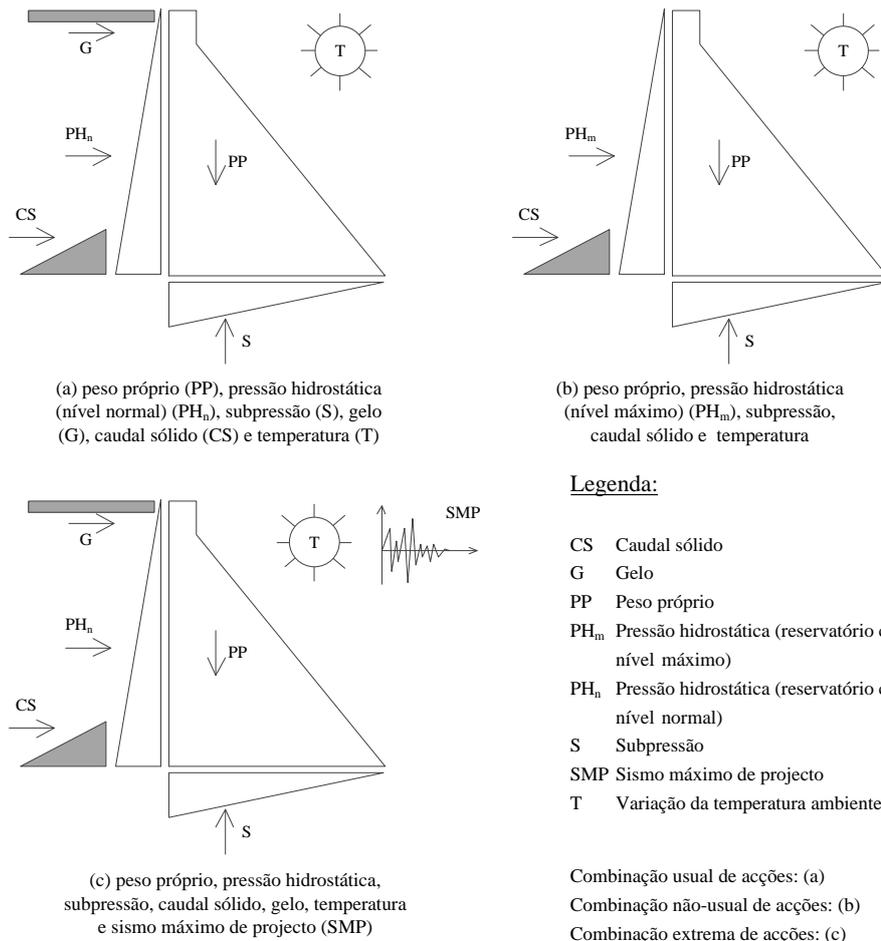


Figura 3.3 – Combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USBR)

Tabela 3.3 – Factores de segurança em relação às combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USBR)

	Tensões de compressão		Deslizamento	
	Barragem	Fundação	Bar. e plano de fund. ⁽¹⁾	Fundação ⁽¹⁾
Combinação usual de acções	≥ 3.0 $< 10.3\text{MPa}$ $> \sigma_{z,u}$	≥ 4.0	≥ 3.0	≥ 4.0
Combinação não-usual de acções	≥ 2.0 $< 15.5\text{MPa}$ $> \sigma_{z,u}$	≥ 2.7	≥ 2.0	≥ 2.7
Combinação extrema de acções	> 1.0 $> \sigma_{z,u}$	> 1.3	> 1.0	> 1.3

$\sigma_{z,u}$ – Tensão de compressão mínima no paramento de montante

⁽¹⁾ O regulamento não faz distinção entre o cenário com coesão ou sem coesão

A tensão de compressão mínima é dado por,

$$\sigma_{z,u} = p\gamma_a h - \frac{f_t}{s} \quad (3.1)$$

$\sigma_{z,u}$ Tensão mínima limite junto ao paramento de montante;

p Igual a 1.0 para o caso de uma barragem sem drenos e igual a 0.4 para o caso de uma barragem com drenos;

γ_a Peso volúmico da água;

f_t Tensão de tracção limite do material;

s Factor de segurança, igual a 3.0 para a combinação usual, igual a 2 para a combinação não-usual e igual a 1.0 para a combinação extrema de acções.

A partir da equação (3.1), subentende-se que o factor de segurança em relação a tensão de tracção é de 3.0, 2.0 e 1.0, respectivamente para a combinação usual de acções, combinação não-usual de acções e combinação extrema de acções.

3.3.3. As normas do US Army Corps of Engineers (USACE)

O regulamento do USACE (1995) apresenta, em termos genéricos, o mesmo conjunto de acções que os regulamento já citados. Porém, em relação às combinações, apresenta um número superior, pelo menos se comparado com as restantes normas americanas. As combinações de acções (Figura 3.4) são classificadas como combinações usuais, não-usuais e extrema de acções.

A combinação usual (a) corresponde a considerar o peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática, subpressão, o caudal sólido e o gelo. O regulamento propõe duas combinações não-usuais para a fase de construção da barragem. A primeira (b) corresponde apenas ao peso próprio da estrutura e a segunda (c) corresponde ao peso próprio com o sismo base de projecto. As outras combinações não-usuais são as seguintes: (d) Peso próprio, pressão hidrostática em conjunto com a acção dinâmica devido ao efeito de vazão da água pelos descarregadores, subpressão e caudal sólido; (e) peso próprio, pressão hidrostática, subpressão, caudal sólido e sismo base de projecto. As combinações extrema de acções correspondem a (f) associação do peso próprio, pressão hidrostática, subpressão, caudal sólido e sismo máximo de projecto e (g) peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática para a condição de cheia, subpressão e caudal sólido.

Com base nestas combinações, o primeiro mecanismo de rotura a analisar é a possibilidade de derrubamento da estrutura em torno de um ponto junto ao pé de jusante. A avaliação é feita através da posição que a resultante ocupa no plano em análise. Esta posição é determinada a partir da razão entre o somatório dos momentos e o somatório das forças verticais. O critério está definido na Tabela 3.4.

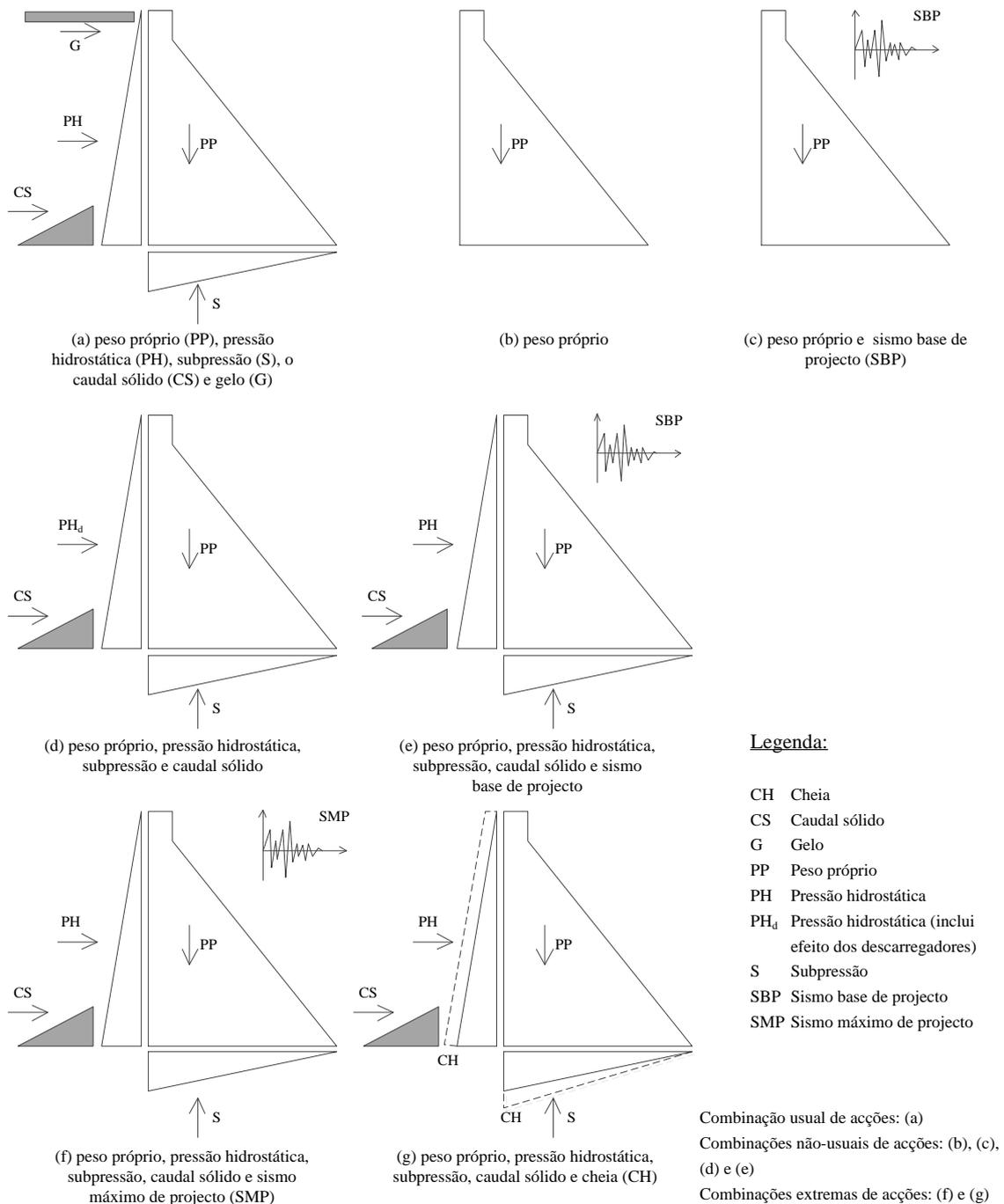


Figura 3.4 – Combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USACE)

Para a avaliação do cenário de deslizamento, o regulamento estabelece factores de segurança (Tabela 3.4), a partir do critério de rotura de Mohr-Coulomb. A análise deve ser feita sobre planos que se localizem no corpo da barragem, no plano de fundação barragem-fundação e em qualquer outro plano que se considere relevante dentro do maciço de fundação. Quando o deslizamento abrange a barragem e o maciço de fundação, o regulamento sugere a utilização do método das cunhas para a determinação do factor de segurança.

Em relação às tensões na fundação, tanto para a combinação usual de acções como para a combinação não-usual de acções, o regulamento apenas refere que os valores devem ficar abaixo dos limites admissíveis, enquanto para a combinação extrema de acções, as tensões devem ser inferiores aos limites admissíveis, majorados por 1.33.

Tabela 3.4 – Factores de segurança em relação às combinações usuais, não-usuais e extrema de acções (USACE)

	Derrubamento (posição da resultante)	Deslizamento ⁽¹⁾
Combinação usual de acções	Dentro do terço central	≥ 2.0
Combinação não-usual de acções	Dentro do meio central	≥ 1.7
Combinação extrema de acções	Dentro da secção	> 1.3
⁽¹⁾ O regulamento não faz distinção entre o cenário com coesão ou sem coesão		

3.3.4. Breve análise comparativa das normas de projecto e segurança de barragens

Os regulamentos determinam as acções, as combinações de acções, os mecanismos de rotura e os critérios de avaliação da segurança. Entre os regulamentos analisados, as acções são genericamente as mesmas, porém, os regulamentos diferem quanto às combinações de acções e, por esta razão, quanto aos critérios de avaliação, apesar dos mecanismos de rotura serem fundamentalmente os mesmos. Em relação ao estado de tensão na barragem, os critérios de avaliação propostos pressupõem que o material seja o betão, pelo que devem ser adaptados ao caso da alvenaria.

Quanto ao critério de avaliação da hipótese de deslizamento da barragem, os factores de segurança dos vários regulamentos são da mesma ordem de grandeza, porém o regulamento português e a FERC fazem distinção entre o caso em que se considera a coesão e o caso em que não se considera a coesão, e apresentam factores distintos para ambos. O regulamento português apresenta a particularidade de propor diferentes factores de segurança para a parcela coesiva e para o ângulo de atrito, enquanto a FERC apresenta apenas um factor de segurança global.

Ainda em relação ao mecanismo de deslizamento, tendo em conta a combinação mais condicionante, designada, conforme o regulamento, por cenário de rotura, combinação não-usual ou combinação extrema, o regulamento português propõe um factor mínimo de 1.2 (para esta combinação o regulamento prevê apenas a hipótese sem coesão), a FERC preconiza um factor de 1.3 (com coesão) e 1.0 (sem coesão), o USBR de 1.0 (com ou sem coesão) e USACE de 1.3 (com ou sem coesão). Compreende-se que os valores não sejam iguais, pois alguns dos pressupostos são diferentes.

Outras particularidades devem ainda ser referidas. O regulamento português e o USBR propõem critérios de avaliação distintos consoante o mecanismo de rotura se verifique na barragem ou na fundação. A FERC, não apresenta qualquer combinação de acções que envolva a ocorrência de um sismo, apenas preconiza a avaliação do cenário de pós-sismo. O USBR não considera explicitamente o cenário de cheia, porém menciona a hipótese da não operacionalidade do sistema de drenagem, que é um aspecto importante para as barragens gravidade. O mesmo regulamento apresenta ainda, um critério importante, já anteriormente enunciado por Lévy (1895), que determina compressões mínimas no paramento de montante, em função da pressão hidrostática que se verifica nesta zona. Por fim, o USACE apresenta a particularidade de prever duas combinações de acções para a fase de construção da barragem, para além de propor um critério de avaliação específico para o mecanismo de derrubamento.

O regulamento português apresenta critérios gerais que devem ser observados, deixando ao projectista a responsabilidade de estabelecer, desde que devidamente justificados, os critérios específicos para cada barragem. Este princípio constitui uma importante vantagem, pois cada obra apresenta características próprias, tanto na sua geometria e envolvente, como nos materiais e nas propriedades da fundação e, conseqüentemente, no seu comportamento a longo prazo.

3.4. O método do equilíbrio limite aplicado às barragens gravidade

Com o objectivo de representar os principais mecanismos de rotura associados às barragens gravidade, foi desenvolvida uma aplicação através do método do equilíbrio limite. Trata-se de uma ferramenta expedita que permite identificar as principais variáveis em jogo. Este tipo de análise deve anteceder outras análises mais sofisticadas, lineares ou não lineares, por meio de modelos com elementos finitos ou com elementos discretos. Numa fase de projecto, estes métodos simplificados permitem o estudo expedito de várias soluções e, tratando-se da avaliação de uma estrutura existente, permitem a análise paramétrica das características resistentes e das solicitações, determinando factores de segurança preliminares.

A aplicação foi desenvolvida em Visual Basic for Applications (VBA), sobre o AutoCAD. A utilização do AutoCAD permite que a introdução dos dados, em relação a geometria da barragem, seja feita directamente no ecrã, através da selecção do perfil. Esta vantagem estende-se quando da apresentação de resultados, pois eles são apresentados sobre o desenho existente de forma dinâmica, conforme a alteração do valor das acções.

A Figura 3.5 representa o esquema de organização da aplicação. A partir da geometria, características do material, nível da água a jusante e montante, condições de drenagem e solicitação sísmica, é possível obter: (i) o traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio e à acção peso próprio em conjunto com as restantes solicitações; (ii) o diagrama de tensões e factores de segurança em relação à rotura pela base da

barragem, no âmbito de uma análise global; (iii) os factores de segurança em relação à rotura por planos horizontais, conforme o factor de discretização utilizado ao longo do corpo da barragem; (iv) a análise paramétrica das propriedades (peso volúmico) e das características resistentes (ângulo de atrito), em relação à rotura pela base da barragem; (v) a determinação do comprimento inicial da fissura junto ao pé de montante, se existir, e a determinação do comprimento final da fissura com ou sem a actualização da subpressão.

3.4.1. Pressupostos iniciais

O método da análise limite de barragens gravidade baseia-se no cálculo da resultante estática, a partir do diagrama de corpo livre da barragem, ao longo de vários planos horizontais considerados, que se admitem como potenciais planos de rotura. Os mecanismos de rotura analisados para cada plano, incluindo o da base, são o deslizamento e o derrubamento. Na prática o derrubamento não chega a ocorrer de forma isolada, pois o processo, se iniciado, desencadeia o esmagamento junto ao pé de jusante, acompanhado de deslizamento da estrutura segundo este plano (Leclerc et al. 2003). Para o plano da base são ainda determinadas as tensões totais e as tensões efectivas.

Sendo a análise efectuada sobre uma secção plana, ela deve ser aplicada em barragens com desenvolvimento linear em planta. Caso a barragem apresente alguma curvatura em planta, esta análise pode ser demasiadamente conservadora, pois despreza a parcela resistente devido ao efeito arco (Herzog 1989). Nestes casos pode haver interesse em efectuar a análise através de um modelo 3D. As barragens gravidade, com implantação linear, transmitem as solicitações à fundação. As barragens arco, descarregam parte das solicitações nos encontros. Normalmente as barragens apresentam ambos os comportamentos. Inclusive o método de cálculo *trial-load*, utilizado de forma generalizada até o surgimento do Método dos Elementos Finitos, apresenta um interesse didáctico relevante pois assume explicitamente estas duas parcelas e determina-as, por tentativas sucessivas, através da compatibilização de deformações.

Também para barragens que se encontram implantadas em vales com encostas muito inclinadas, pode ser aconselhável a utilização de modelos 3D. Nestes casos a altura dos blocos varia de forma acentuada, sendo importante a interacção mecânica que se estabelece entre os blocos, cujo comportamento global vai depender da efectividade das caixas de corte (caixotões) que se localizam entre as juntas verticais (Lombardi 2007). Para fundações muito heterogéneas quanto à deformabilidade, que podem ter influência nas tensões que se instalam no corpo da barragem, também pode haver a necessidade de se recorrer a análise através de modelos 3D, pois permitem avaliar a redistribuição de esforços que se vai verificar (Silveira et al. 1992).

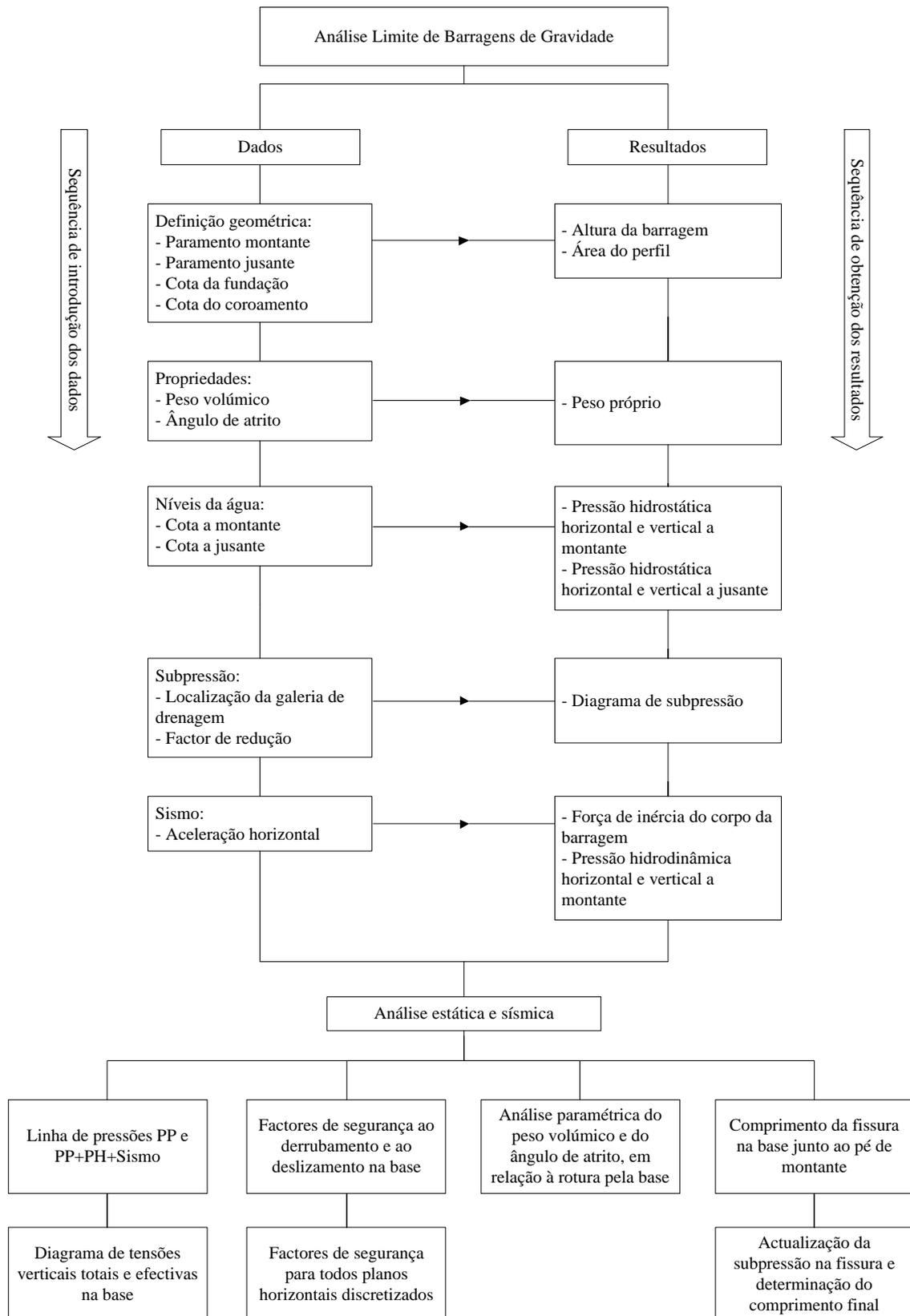


Figura 3.5 – Esquema de organização da aplicação

O método simplificado agora proposto não leva em conta a deformabilidade relativa entre a barragem e a fundação. Este aspecto pode ser significativo para a determinação das tensões na base, no contacto entre a barragem e a fundação, pois pode dar origem a valores inferiores à realidade. Nos casos em que a fundação apresenta deformabilidade elevada, quando comparada com a deformabilidade da barragem, deve-se recorrer a outros métodos de análise, pois tal facto tem influência nas tensões que se desenvolvem no corpo da barragem, para além do plano de contacto (Rocha 1965).

As tensões de compressão que se instalam numa barragem gravidade são habitualmente baixas, bastante inferiores à resistência máxima admitida, tanto para o betão como para alvenaria de pedra ou para as fundações de média resistência. Por este motivo as barragens em betão são construídas com cimentos de baixa resistência ou pozolânicos, com vantagens económicas e práticas, pois são cimentos com temperaturas de hidratação inferiores aos de alta resistência. Os materiais que constituem a barragem e fundação podem portanto ser considerados com resistência ilimitada à compressão, não sendo necessário avaliar a possibilidade de rotura por esta via. Já quanto a resistência à tracção, vai se considerar a mesma nula. Adopta-se este critério pois os materiais em causa apresentam baixa resistência a tracção. A existência de descontinuidades traz ainda mais incerteza quanto a determinação desta resistência, mesmo que de forma aproximada. Este aspecto é importante no processo de formação e desenvolvimento de fissuras, consoante a actualização da subpressão na zona não comprimida.

Para as descontinuidades, foi adoptado o critério de rotura de Mohr-Coulomb, com ambas as parcelas resistentes, a coesiva e a devida ao ângulo de atrito. Normalmente despreza-se a coesão, pois é uma parcela resistente de difícil determinação. Inclusive, quando a coesão é diferente de zero, o regulamento português preconiza que os factores de segurança sejam elevados. No âmbito desta aplicação, a coesão só actua nas zonas comprimidas dos planos em análise.

As solicitações consideradas (Figura 3.6) são o peso próprio (W), pressão hidrostática horizontal montante ($PH_{h,m}$), pressão hidrostática vertical montante ($PH_{v,m}$), pressão hidrostática horizontal jusante ($PH_{h,j}$), pressão hidrostática vertical jusante ($PH_{v,j}$), pressão hidrodinâmica horizontal montante ($PHd_{h,m}$), pressão hidrodinâmica vertical montante ($PHd_{v,m}$), força de inércia do corpo da barragem (I_h), resultante da subpressão na base entre o paramento de montante e a galeria de drenagem ($U_{tot,m-g}$) e resultante da subpressão entre a galeria e o paramento de jusante ($U_{tot,g-j}$).

Para determinação das tensões efectivas na base, dois procedimentos podem ser adoptados, nomeadamente, (a) considerar a subpressão como uma acção exterior e assim encontrar a resultante e sua localização, ou (b) adicionar o diagrama de subpressão directamente ao diagrama de tensões totais. Os resultados são iguais, porém o último procedimento é o mais usual, pelo que se optou por esta solução. Assim, a subpressão não é considerada como uma solicitação exterior, pelo que não entra no diagrama de corpo livre, excepto no cálculo dos factores de segurança. Para a

determinação das tensões na base, a subpressão é somada pontualmente à tensão vertical total, dando origem, no caso geral, a diagramas de tensões efectivas bi-lineares. Havendo um sistema de drenagem na fundação, admite-se que este reduz a subpressão, dando origem, conforme a localização da galeria de drenagem, a um diagrama de subpressão bi-linear.

É adoptado o método de análise sísmica designado por pseudo-estático, que considera a força de inércia da barragem e o efeito hidrodinâmico da água de acordo com a solução de Westergaard (1933), através da aproximação parabólica proposta por Priscu (1985). É um método simplificado que não leva em conta a amplificação do valor da aceleração sísmica em altura nem a sua característica oscilatória, pois as resultantes são aplicadas como forças estáticas, segundo uma direcção.

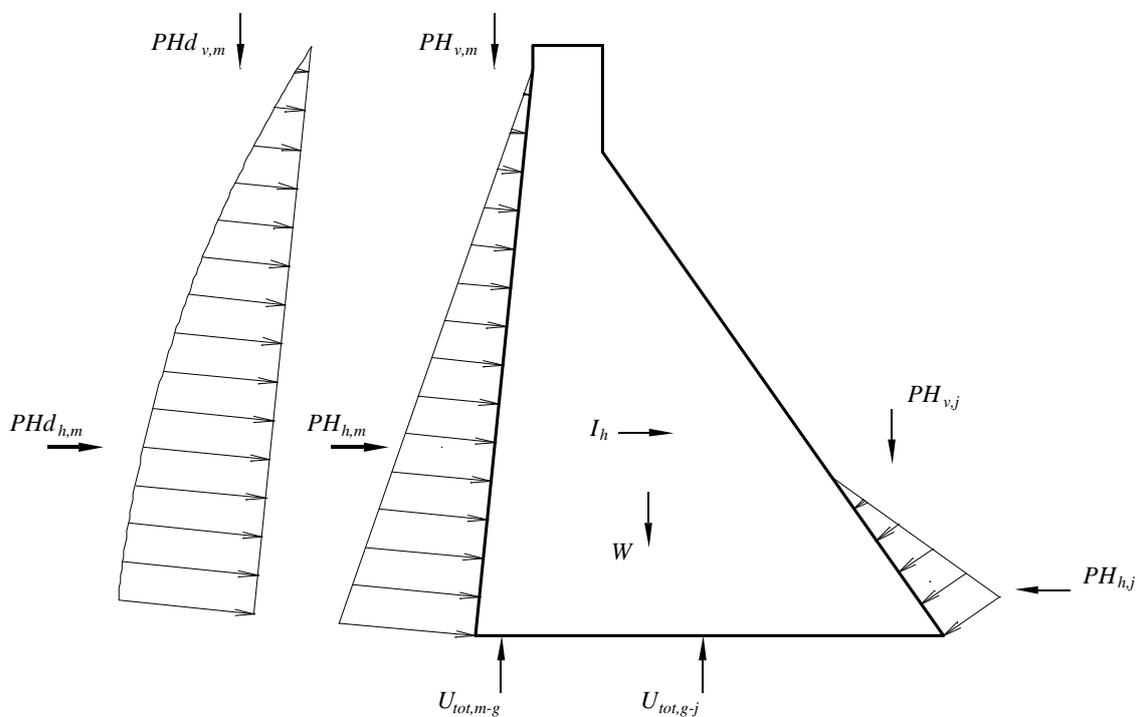


Figura 3.6 – Identificação das solicitações actuantes

3.4.2. Modelo de dados

Os cálculos são efectuados sobre um modelo de dados desenvolvido a partir da idealização de um meio discreto composto por elementos horizontais (Figura 3.7). Estes elementos são representados geometricamente pelos respectivos eixos, definidos a partir das intersecções com os paramentos, posicionados segundo a espessura predefinida (e). Esta espessura deve ser seleccionada consoante a altura total da barragem. Como ordem de grandeza, das experiências efectuadas, têm-se adoptado a espessura de 10cm para barragem com altura de 30m e espessura de 50cm para barragens com 70m de altura.

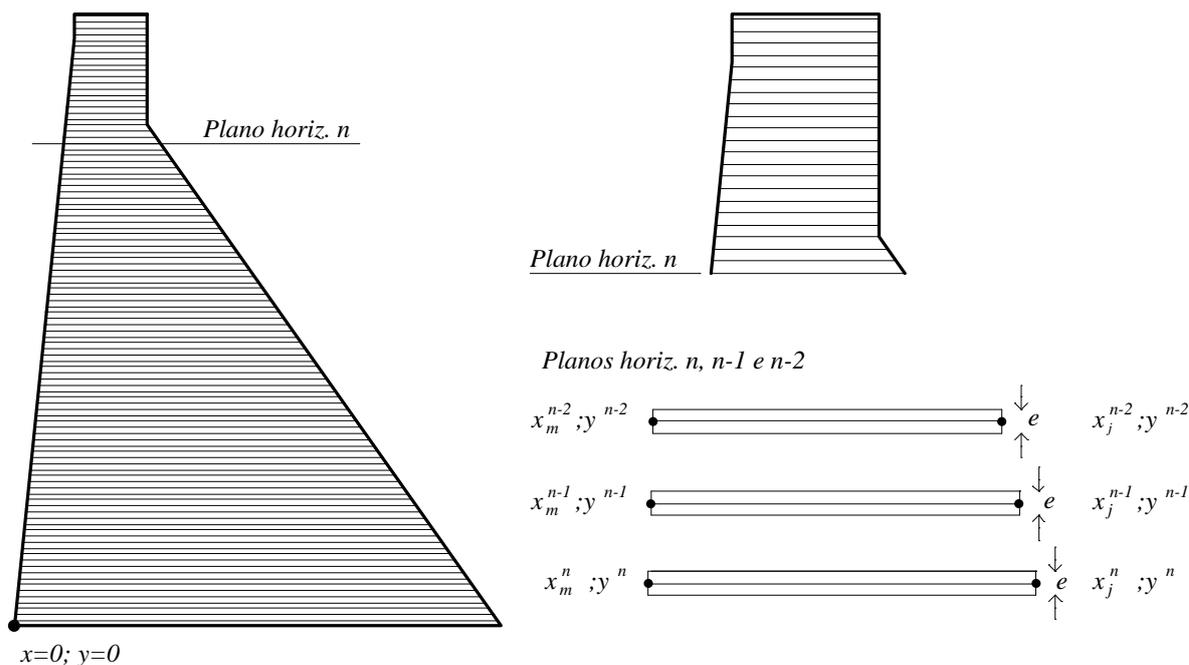


Figura 3.7 – Esquema de discretização da barragem

A estrutura de dados é composta por 5 parâmetros: comprimento do elemento (L^n), abcissa do centro do elemento (x_c^n), cota do eixo do elemento (y^n), abcissa junto ao paramento de montante (x_m^n) e abcissa junto ao paramento de jusante (x_j^n). Apenas três parâmetros são independentes (x_m^n, x_j^n, y^n), os restantes foram introduzidos com o objectivo de otimizar os cálculos. São determinados da seguinte forma,

$$L^n = x_j^n - x_m^n \tag{3.2}$$

$$x_c^n = \frac{x_m^n + x_j^n}{2} \tag{3.3}$$

As solicitações representadas na Figura 3.6 são consideradas, ao nível do elemento conforme representado na Figura 3.8. O peso próprio, a pressão hidrostática horizontal montante, a pressão hidrostática vertical montante, a pressão hidrostática horizontal jusante, a pressão hidrostática vertical jusante, a pressão hidrodinâmica horizontal montante, a pressão hidrodinâmica vertical montante são determinados respectivamente por,

$$W^n = L^n e \gamma^{mat} \tag{3.4}$$

$$W^n = L^n e \gamma^{mat} \tag{3.5}$$

$$PH_{h,m}^n = (z_{PH,m} - y^n) \gamma^{ag} e \Leftrightarrow z_{PH,m} \geq y^n \quad (3.6)$$

$$PH_{h,m}^n = (z_{PH,m} - y^n) \gamma^{ag} e \Leftrightarrow z_{PH,m} \geq y^n \quad (3.7)$$

$$PH_{v,m}^n = (z_{PH,m} - y^n) \gamma^{ag} (x_m^n - x_m^{n+1}) \Leftrightarrow z_{PH,m} \geq y^n \quad (3.8)$$

$$PH_{h,j}^n = (z_{PH,j} - y^n) \gamma^{ag} e \Leftrightarrow z_{PH,j} \geq y^n \quad (3.9)$$

$$PH_{v,j}^n = (z_{PH,j} - y^n) \gamma^{ag} (x_j^{n+1} - x_j^n) \Leftrightarrow z_{PH,j} \geq y^n \quad (3.10)$$

$$PH_{h,m}^n = \frac{7}{8} a_h \gamma^{ag} \sqrt{(z_{PH,m} - y_{fund})(z_{PH,m} - y^n)} e \Leftrightarrow z_{PH,m} \geq y^n \quad (3.11)$$

$$PH_{v,m}^n = \frac{7}{8} a_h \gamma^{ag} \sqrt{(z_{PH,m} - y_{fund})(z_{PH,m} - y^n)} (x_m^n - x_m^{n+1}) \Leftrightarrow z_{PH,m} \geq y^n \quad (3.12)$$

$$I_h^n = L_n e \gamma^{mat} a_h \quad (3.13)$$

γ^{mat} Peso volúmico do material;

γ^{ag} Peso volúmico da água;

$z_{PH,m}$ Nível da água a montante;

$z_{PH,j}$ Nível da água a jusante;

y_{fund} Cota da fundação;

a_h Coeficiente sísmico, direcção horizontal.

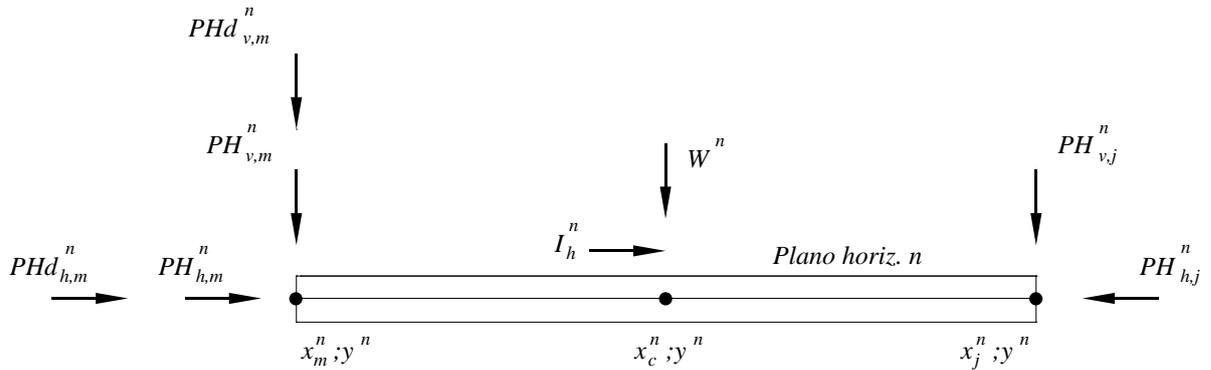


Figura 3.8 – Aplicação das solicitações a nível do elemento

As pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas que actuam na face de um elemento, apresentam uma distribuição rectangular, que corresponde a uma aproximação aceitável para elementos de reduzida espessura (e). Por uma questão de consistência do modelo, pretende-se que, quanto menor a espessura de discretização, maior seja a precisão dos resultados.

3.4.3. Determinação dos resultados

A aplicação desenvolvida determina as linhas de pressões devidas à acção do peso próprio, que corresponde a situação da albufera vazia, e à acção do peso próprio em conjunto com as restantes acções. O conceito de linha de pressões é proveniente da estática gráfica e corresponde ao lugar geométrico ocupado pela resultante estática em cada plano horizontal, em relação as solicitações aplicadas acima deste plano (Henkel 1943). Tem um significado físico importante, pois traduz a distribuição da carga pelo corpo da estrutura (Heyman 1995). Através da sua observação é possível identificar zonas em tracção, caso dos planos em que a linha de pressões se desloca para fora do terço central da secção.

Também é possível obter o diagrama de tensões verticais totais e efectivas. As tensões efectivas são determinadas através das tensões totais, pela soma pontual com a subpressão. Geralmente o diagrama de subpressão apresenta uma configuração bi-linear (Figura 3.9a), resultado do diagrama triangular original e do efeito de redução devido a presença do sistema de drenagem. Este diagrama pode ser actualizado sempre que ocorrerem fissuras junto ao pé de montante, onde se pode estabelecer a subpressão total (Figura 3.9b e Figura 3.9c). Este processo desencadeia o cálculo interactivo da dimensão final da zona fissurada.

O comprimento da fissura inicial, para uma combinação de acções específica, é determinada através do critério de resistência nula às tracções. O comprimento final da fissura é determinado de acordo com os pressupostos de que (a) após a ocorrência de fissura inicial, o sistema de drenagem perde totalmente (Figura 3.9b) ou parcialmente (Figura 3.9c) a sua efectividade (Ebeling et al. 2000; Ruggeri 2004b) e o diagrama passa a apresentar uma configuração rectangular na zona fissurada; além disto, ao contrário do que até então tinha sido admitido, (b) a subpressão passa a ser incluída entre as acções externas pois, de outra forma, não seria possível estabelecer um processo de cálculo iterativo para simular a progressão da fissura.

As tensões totais são obtidas através de,

$$\sigma = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{\sum M}{I} y \quad (3.14)$$

- σ Tensão vertical total a montante e jusante;
- $\sum V$ Somatório da componente vertical das acções;
- $\sum M$ Somatório dos momentos devidos às acções;
- A Área da base (por metro de desenvolvimento da barragem);
- I Momento de inércia do plano (por metro de desenvolvimento da barragem);
- y Distância ao paramento de jusante e montante.

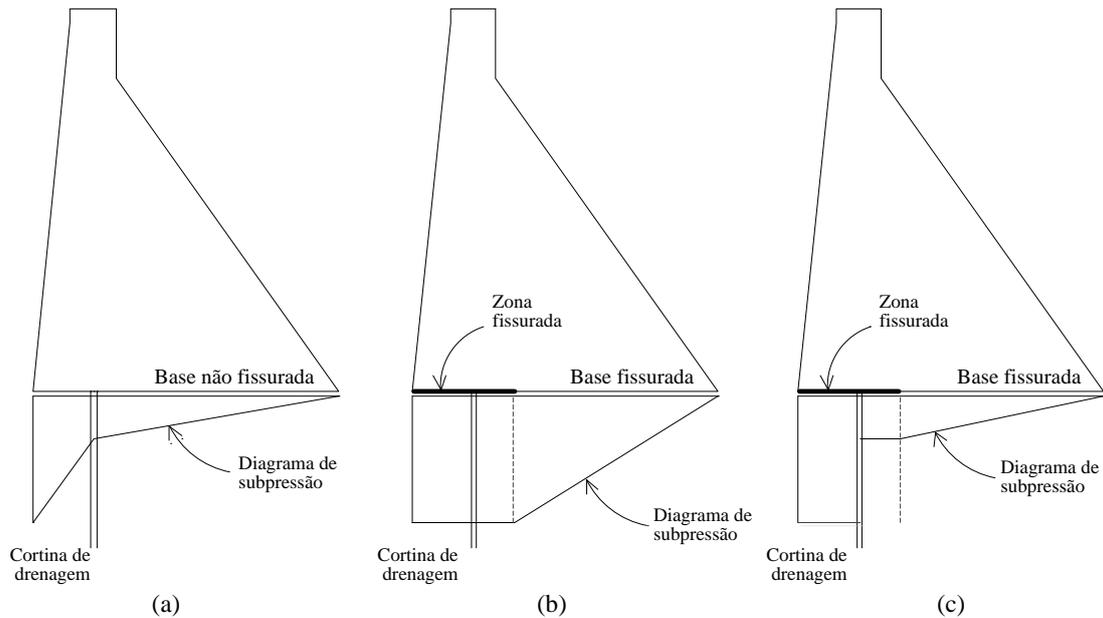


Figura 3.9 – Diagrama de subpressão para a secção não fissurada (a), para a secção fissurada com danos extensos no sistema de drenagem (b) e para a secção fissurada com danos parciais no sistema de drenagem (c)

O factor de segurança ao deslizamento e ao derrubamento, em qualquer plano horizontal, incluindo a base, para as acções aplicadas acima da sua cota, é dado por, respectivamente,

$$FS_{des} = \frac{(\sum V) \tan \phi}{\sum H} \quad (3.15)$$

$$FS_{der} = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{act}} \quad (3.16)$$

FS_{des}	Factor de segurança ao deslizamento;
$\sum V$	Somatório da componente vertical das acções (nesta caso inclui a subpressão, pois corresponde a um factor de redução do peso próprio da estrutura);
$\tan \phi$	Tangente do ângulo de atrito;
$\sum H$	Somatório da componente horizontal das acções.
FS_{der}	Factor de segurança ao derrubamento;
$\sum M_{est}$	Somatório dos momentos estabilizantes;
$\sum M_{act}$	Somatório dos momentos actuantes.

A análise ao longo do corpo da barragem, nos vários planos horizontais definidos a partir da espessura (e), pode ter em conta a subpressão. Neste caso considera-se a subpressão total, de acordo com a respectiva cota, sem qualquer factor de redução, pois admite-se que não existe sistema de drenagem vertical instalado no corpo da barragem. As restantes acções reflectem os casos de carga adoptados.

As análises paramétricas em relação ao peso próprio e ao ângulo de atrito, referem-se apenas ao estudo do plano horizontal de contacto entre a barragem e a fundação e reflectem os casos de carga adoptados, incluindo as hipóteses relativas à subpressão.

3.4.4. Exemplos de aplicação: Os perfis históricos do final do XIX

A seguir são apresentados os resultados relativos aos perfis históricos de Sazilly, Delocre e Rankine conforme descrito no Capítulo 2. As análises foram efectuadas tendo em conta um peso volúmico de 20kN/m^3 , de acordo com os trabalhos originais. O peso volúmico adoptado para a água é de 10kN/m^3 . As acções consideradas foram o peso próprio, pressão hidrostática de montante, componente vertical e horizontal, para o nível máximo da albufeira, e a subpressão. O nível da água a montante coincide com a cota do coroamento da barragem, excepto para o perfil de Delocre, para o qual foi adoptado um nível equivalente a 50m acima da cota da base. A cota da água a jusante é zero. O diagrama de subpressão é triangular, pois não foi considerado qualquer sistema de drenagem. Para a determinação dos factores de segurança ao deslizamento foi adoptado como referência um ângulo de atrito de 45° .

Para os três perfis analisados foram determinadas (i) as linhas de pressões para o peso próprio (PP) e para o peso próprio em associação com a pressão hidrostática (PP+PH); (ii) as tensões totais no caso PP e as tensões totais e efectivas no caso PP+PH; (iii) os factores de segurança em relação ao deslizamento e ao derrubamento nos planos horizontais definidos no corpo da barragem, incluindo o plano de contacto barragem-fundação; (iv) o estudo paramétrico para o peso volúmico e para o ângulo de atrito em relação o factor de segurança ao deslizamento no plano de contacto barragem-fundação e a determinação do comprimento final da fissura junto ao pé de montante.

a) O perfil de Sazilly proposto em 1853

A Figura 3.10 apresenta o traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH) para o perfil apresentado por Sazilly, para as quais se verifica concordância com as linhas originais (Figura 2.2). A linha de pressões referente à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática apresenta pontos de descontinuidade devidos à aplicação da componente vertical da pressão hidrostática sobre os planos horizontais dos degraus que constituem o paramento de montante.

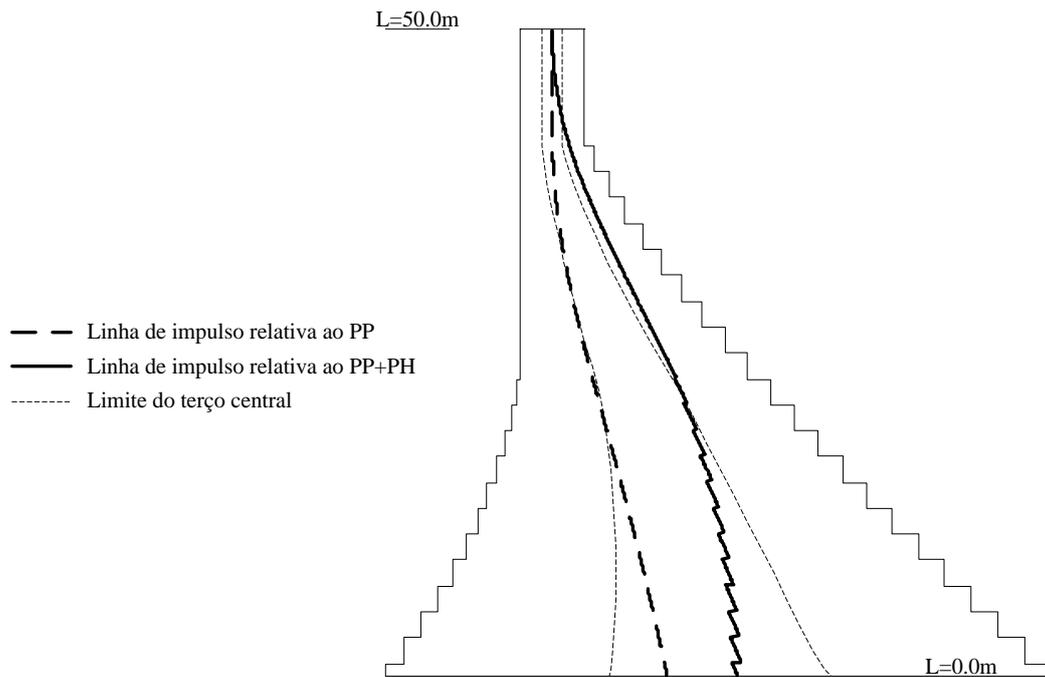


Figura 3.10 – Perfil proposto por Sazilly: Traçado das linhas de pressões referentes à ação do peso próprio (PP) e à ação do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)

Constam da Tabela 3.5 as tensões verticais totais e efectivas na base, devidas à acção do peso próprio e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática. Verifica-se que cumprem o limite de -6kgf/cm^2 (-0.59MPa), definido no trabalho original (Sazilly 1853). Devido à subpressão, instala-se uma tensão de tracção, no valor de $+0.10\text{kPa}$, junto ao pé de montante.

Na Tabela 3.6 são apresentados os factores de segurança ao deslizamento e ao derrubamento, com e sem subpressão, para a acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática. Verifica-se que, devido à subpressão, o critério de segurança ($FS>1$) não é verificado para o cenário de deslizamento ($FS=0.94$).

Foi efectuada a análise dos factores de segurança ao deslizamento (Figura 3.11) ao longo do corpo da barragem. Este gráfico permite concluir que o plano menos favorável não é o plano da base, mas sim o plano que coincide com o fim do troço vertical do paramento de montante, 23m acima da base. A Figura 3.12 apresenta os factores de segurança ao deslizamento, obtidos através da análise paramétrica do peso volúmico da barragem, para um ângulo de atrito de 45° . O critério de segurança só é alcançado ($FS>1$), em relação ao cenário de deslizamento, para um peso volúmico superior a 20.75kN/m^3 . Análise semelhante foi efectuada em relação ao ângulo de atrito (Figura 3.13), para um peso volúmico de 20kN/m^3 . Neste caso, o critério de segurança só é alcançado ($FS>1$), em relação ao cenário de deslizamento, para um ângulo de atrito superior a 46.75° .

Como já mencionado, a subpressão é responsável pelo início de uma fissura junto ao pé de montante, cuja dimensão inicial, com base no critério de resistência nula à tracção, é de aproximadamente 7.9m. A partir desta fissura inicial, estabelece-se um novo estado de equilíbrio, cujo comprimento final chega a aproximadamente 11.3m, ou seja 22% da base (Tabela 3.7).

Tabela 3.5 – Tensões verticais totais e efectivas na base, devidas à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)

	Perfil de Sazilly		Perfil de Delocre		Perfil de Rankine	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante
PP (Tensões totais)	-0.58	-0.21	-0.66	-0.19	-0.94	+0.06
PP+PH (Tensões totais)	-0.40	-0.55	-0.41	-0.60	-0.47	-0.46
PP+PH (Tensões efectivas)	+0.10	-0.55	+0.09	-0.60	+0.08	-0.46

Tabela 3.6 – Factores de segurança ao deslizamento e ao derrubamento, com e sem subpressão, devido a acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)

	Perfil de Sazilly		Perfil de Delocre		Perfil de Rankine	
	Sem subpressão	Com subpressão	Sem subpressão	Com subpressão	Sem subpressão	Com subpressão
FS _{der}	3.95	1.24	3.73	1.27	3.47	1.18
FS _{des}	1.99	0.94	1.97	0.99	1.66	0.67

Tabela 3.7 – Perfis propostos por Sazilly, Delocre e Rankine: comprimento inicial e final da fissura junto ao pé de montante

	FS _{DES} (inicial)	Comprimento inicial [m]	Comprimento final [m]	Percentagem da fissuração
Perfil de Sazilly	0.94	7.9	11.3	22%
Perfil de Delocre	0.99	6.7	9.2	19%
Perfil de Rankine	0.67	8.2	11.8	22%

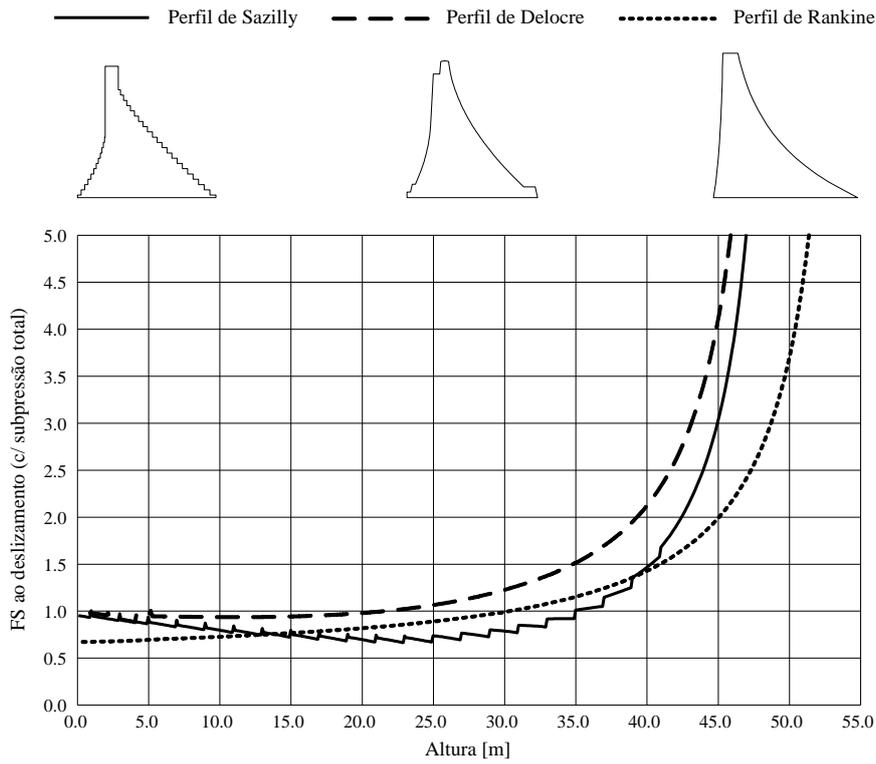


Figura 3.11 – Factores de segurança ao deslizamento em relação a planos horizontais distribuídos ao longo do corpo da barragem (peso volúmico de 20kN/m^3 e ângulo de atrito de 45°)

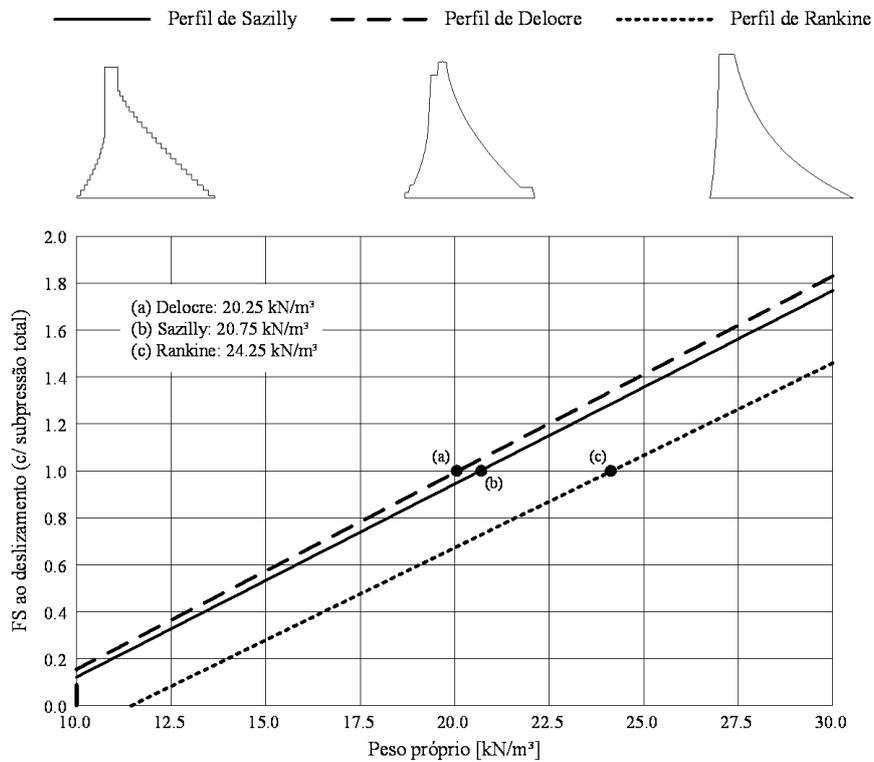


Figura 3.12 – Factores de segurança ao deslizamento, em relação à base da barragem, de acordo com a análise paramétrica do peso volúmico (ângulo de atrito de 45°)

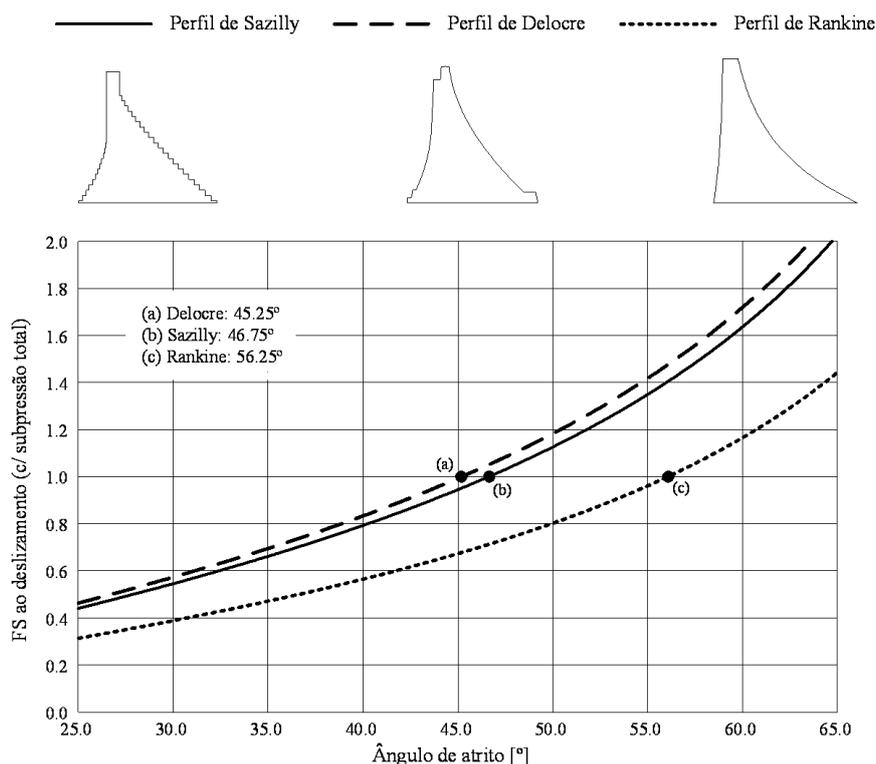


Figura 3.13 – Factores de segurança ao deslizamento, em relação à base da barragem, de acordo com a análise paramétrica do ângulo de atrito (peso volúmico de 20kN/m³)

b) Perfil proposto por Delocre em 1866

A Figura 3.14 apresenta o traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH), para as quais se verifica concordância com as linhas originais (Figura 2.3). A linha de pressões referente à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática apresenta pontos de descontinuidade, junto à base, que têm origem na aplicação da componente vertical da pressão hidrostática sobre os planos horizontais dos degraus que constituem o paramento de montante nesta zona.

Constam da Tabela 3.5 as tensões verticais totais e efectivas na base, para a acção do peso próprio e para a acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática. No caso de carga PP, a tensão calculada é superior a tensão limite definida no projecto original (-0.59MPa) (Delocre 1866), apresentando o valor de -0.66MPa. Devido à subpressão, instala-se uma tensão de tracção, no valor de +0.09MPa, junto ao pé de montante. Na Tabela 3.6 são apresentados os factores de segurança ao deslizamento e derrubamento, com e sem subpressão, para a acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática. Verifica-se que, devido à subpressão, o critério de segurança (FS>1) não é verificado para o cenário de deslizamento (FS=0.99).

Foi efectuada a análise dos factores de segurança ao deslizamento (Figura 3.11) ao longo do corpo da barragem, de onde se conclui que o plano menos favorável

corresponde à base da barragem. A Figura 3.12 apresenta os factores de segurança ao deslizamento, obtidos pela análise paramétrica do peso volúmico da barragem, para um ângulo de atrito de 45° . O critério de segurança só é alcançado ($FS > 1$), em relação ao cenário de deslizamento, para um peso volúmico superior a 20.25 kN/m^3 . Análise semelhante foi efectuada em relação ao ângulo de atrito (Figura 3.13), para um peso volúmico de 20 kN/m^3 . Neste caso, o critério de segurança só é alcançado ($FS > 1$), em relação ao cenário de deslizamento, para um ângulo de atrito superior a 45.25° . Em relação a fissura, o comprimento inicial é de aproximadamente 6.7 m , enquanto o comprimento final é de aproximadamente 9.2 m , cerca de 19% do comprimento final da base da barragem (Tabela 3.7).

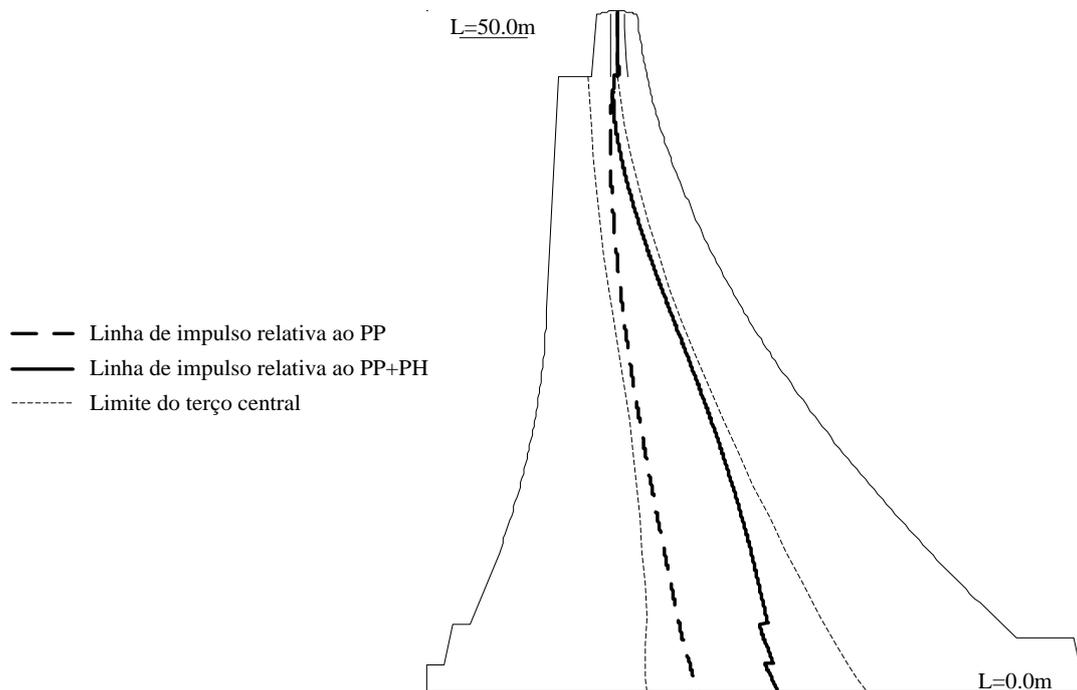


Figura 3.14 – Perfil proposto por Delocre: Traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)

c) Perfil proposto por Rankine em 1872

A Figura 3.15 apresenta o traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH). A linha de pressões devido à acção do peso próprio está de acordo com a linha original (Figura 2.4). Porém, a linha de pressões referente à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática, diverge da original, pois Rankine despreza a componente vertical da pressão hidrostática, conforme refere no seu trabalho (Rankine 1881), o que não ocorre nesta análise.

Constam da Tabela 3.5 as tensões verticais totais e efectivas na base, devidas à acção do peso próprio e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática.

Verifica-se que cumprem o limite de -9.8kgf/cm^2 (-0.96MPa) para montante e -7.6kgf/cm^2 (-0.75MPa) para jusante, definidos no trabalho original. Porém detecta-se uma zona em tracção, devido apenas à acção do peso próprio, junto ao pé de jusante, no valor de $+0.06\text{MPa}$. E, à semelhança dos outros perfis analisados, também se instala uma tensão de tracção, devido à subpressão, no valor de $+0.08\text{MPa}$, junto ao pé de montante.

Na Tabela 3.6 são apresentados os factores de segurança ao deslizamento e ao derrubamento, com e sem subpressão, para a acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática. Verifica-se que, devido à subpressão, o factor de segurança para o cenário de deslizamento é inferior à unidade ($\text{FS}=0.67$). Este factor é penalizado pela opção de Rankine em aumentar a base da barragem, com a intenção de diminuir a tensão no paramento de jusante, o que aumenta a superfície de actuação da subpressão.

A análise do factor de segurança ao deslizamento (Figura 3.11), ao longo do corpo da barragem, indica que o plano menos favorável é do contacto entre a barragem e a fundação. A Figura 3.12 apresenta o factor de segurança ao deslizamento, obtido através da análise paramétrica do peso volúmico do material que constitui a barragem, para um ângulo de 45° . O critério de segurança só é alcançado ($\text{FS}>1$) para um peso volúmico de 24.25kN/m^3 . A Figura 3.13 representa uma análise semelhante, mas agora em relação ao ângulo de atrito, para um peso volúmico de 20kN/m^3 . O critério de segurança só se verifica para um ângulo de atrito de 56.25° . O perfil apresenta uma fissura com comprimento inicial de 8.2m e um comprimento final de 11.8m , cerca de 22% da secção total (Tabela 3.7).

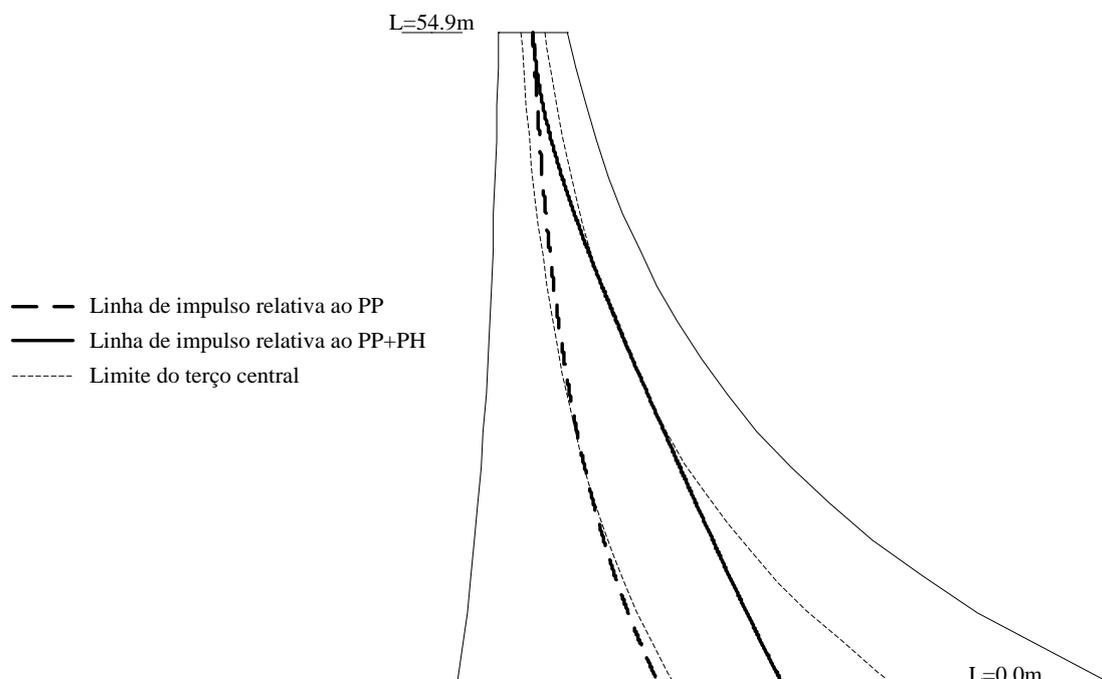


Figura 3.15 – Perfil proposto por Rankine: Traçado das linhas de pressões referentes à acção do peso próprio (PP) e à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática (PP+PH)

3.5. Análise de barragens gravidade em alvenaria

Nesta secção são estabelecidas as acções, combinações de acções, mecanismos de rotura e critérios de avaliação que, no âmbito desta tese, são utilizados para a análise de barragens gravidade em alvenaria. São também definidas questões práticas referentes à modelação numérica por meio do método dos elementos discretos, como a geometria do modelo, a discretização, as condições de apoio e as propriedades dos materiais.

As principais solicitações que actuam numa barragem têm origem na albufeira. A acção directa da albufeira manifesta-se através da pressão hidrostática que actua sobre o paramento de montante (Figura 3.16a). Esta acção é modelada através da aplicação diagrama de pressões sobre o paramento, com valor máximo junto ao pé de montante, que corresponde ao produto da altura da albufeira pelo peso volúmico da água (10kN/m^3). São consideradas as duas componentes da força resultante, componente horizontal e vertical, apesar de, na maioria dos casos, a componente vertical contribuir para a estabilidade da estrutura.

No caso dos perfis descarregadores ou barragens sujeitas a um cenário de cheia, o valor da pressão junto ao coroamento corresponde à altura da água que transpõe a barragem (Figura 3.16b). Normalmente despreza-se a solicitação adicional relacionada com a velocidade deste escoamento. Quando o nível da água a jusante é diferente de zero, também deverá ser aplicada a respectiva pressão hidrostática nesta zona.

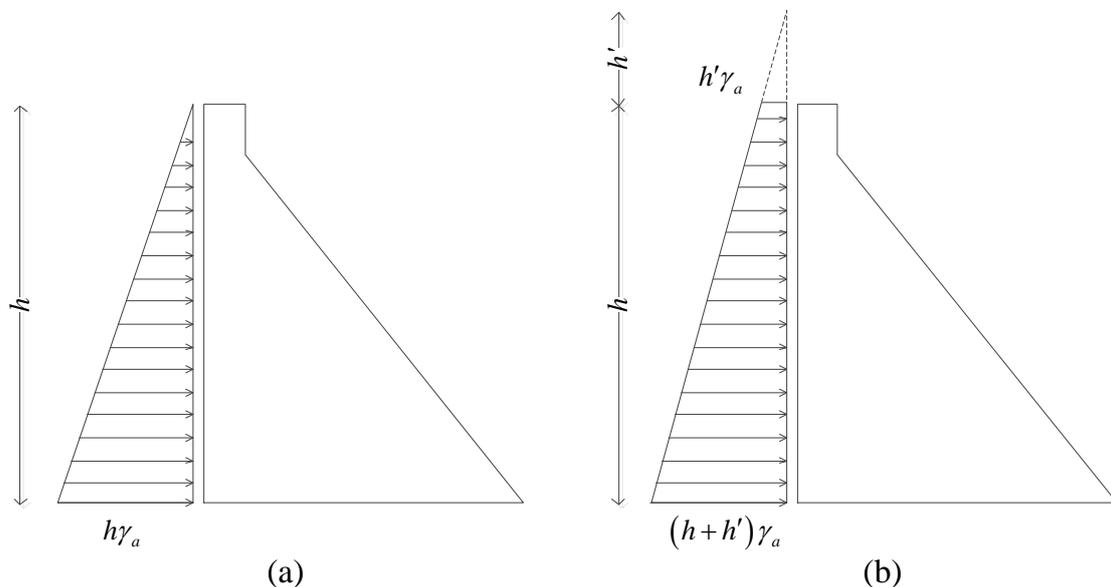


Figura 3.16 – Aplicação da pressão hidrostática

Outra acção da água é a subpressão. A subpressão tem um efeito relevante na estabilidade global da estrutura devido ao diagrama de pressões que se instala no plano de contacto barragem-fundação (Figura 3.17a). O valor da subpressão junto ao pé de montante é equivalente à pressão hidrostática nesta zona. Admite-se a possibilidade de

redução do diagrama quando em presença de um sistema de drenagem. Na ausência de melhor critério quanto ao factor de redução a aplicar, adopta-se um valor de subpressão, junto a galeria de drenagem, equivalente a $1/3$ do valor da subpressão que se verifica junto ao pé de montante (Figura 3.17b). A subpressão também deve ser considerada no interior de fissuras que se localizem no corpo da barragem ou no maciço de fundação. Quando a componente horizontal da subpressão contribuir para a estabilidade da estrutura, ela deve ser desprezada, dado o nível de incerteza que existe em relação à determinação desta acção.

O procedimento descrito corresponde a uma modelação simplificada do efeito da subpressão, pois a forma mais apropriada seria determinar a subpressão através de uma análise hidromecânica, conforme descrito no Capítulo 5. No caso das barragens gravidade em alvenaria é importante que este estudo inclua a própria barragem, pois estas estruturas apresentam elevada permeabilidade.

Outra acção a considerar é o peso próprio da barragem e da fundação. Muitas vezes não se aplica o peso próprio da fundação, pois a sua acção provoca deslocamentos verticais significativos no modelo, que não correspondem a realidade. O estado de tensão correcto na fundação pode ser essencial em alguns casos, nomeadamente nas análises não lineares e na análise hidromecânica com acoplamento. Em alternativa à aplicação da fase gravítica a partir de tensões nulas, pode-se inicializar em estado de tensão sem incluir o campo de deslocamentos correspondente. O peso próprio da barragem é aplicado numa só fase, que se traduz numa aproximação razoável para o caso das barragens gravidade com juntas verticais de contracção.

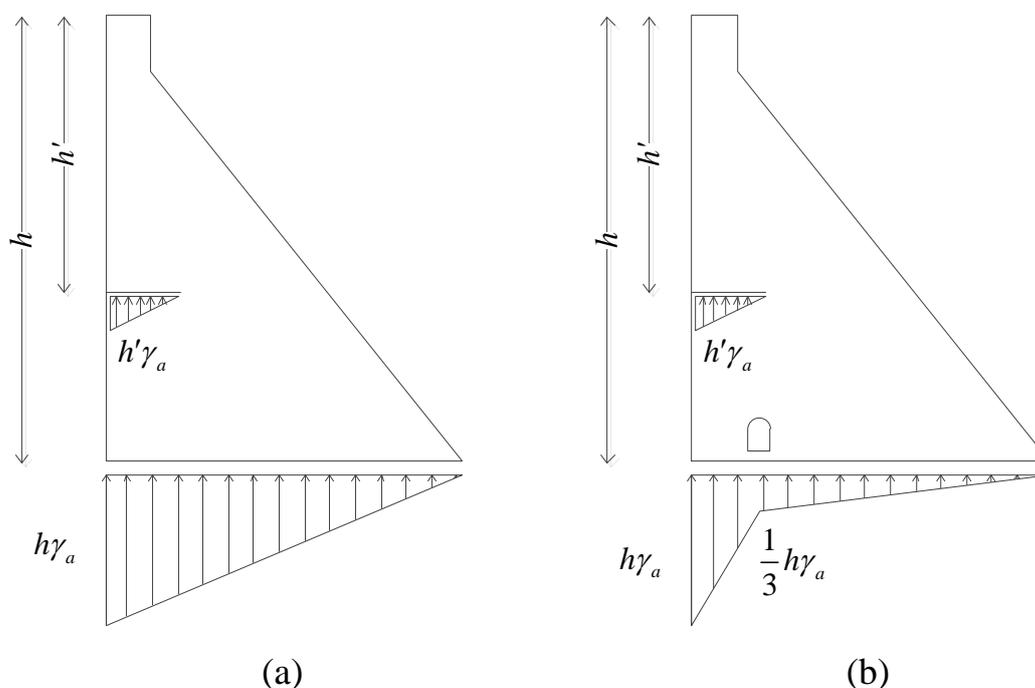
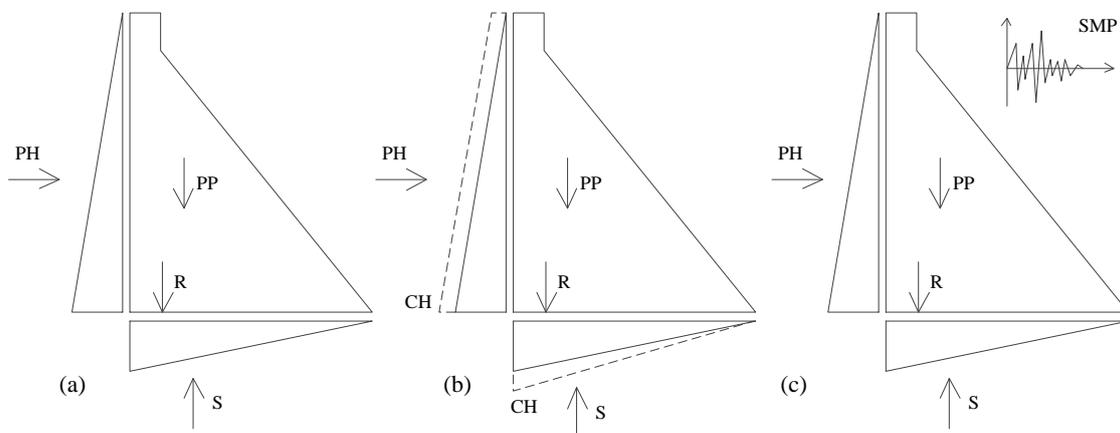


Figura 3.17 – Aplicação da subpressão (procedimento simplificado)

Os elementos estruturais de reforço, caso existam, também devem ser considerados na modelação. As ancoragens activas são tidas em conta através da aplicação de uma força pontual na barragem, junto ao local onde se encontra instalada. O efeito das ancoragens passivas depende do deslocamento relativo das duas faces da descontinuidade onde a ancoragem se encontra instalada. Este assunto é tratado em pormenor no Capítulo 7.

Resta ainda referir a acção sísmica. Neste trabalho as acções sísmicas são aplicadas através de acelerogramas. Os acelerogramas são gerados e escalados consoante as características do local onde se encontra a barragem. Este assunto é tratado em pormenor no Capítulo 5. Também são apresentados outros exemplos nos capítulos 6 e 7.

De acordo com o regulamento português, as combinações de acções correspondem a cenários correntes e cenários de rotura. O cenário corrente a ser aplicado para barragens gravidade em alvenaria, representam a combinação do peso próprio em conjunto com os reforços estruturais, a pressão hidrostática e a subpressão (Figura 3.18a). A subpressão poderá corresponder a modelação simplificada ou proveniente da análise de escoamento da barragem e na fundação. O primeiro cenário de rotura é o cenário de cheia. Este cenário inclui a combinação do peso próprio, com eventuais estruturas de reforço, da pressão hidrostática e da subpressão. Estas duas últimas acções variam consoante o nível da albufeira (Figura 3.18b). O segundo cenário de rotura inclui a acção sísmica, nomeadamente o Sismo Máximo de Projecto (SMP), o peso próprio, eventuais estruturas de apoio, a pressão hidrostática e a subpressão (Figura 3.18c).



Legenda:

- CH Cheia
- G Gelo
- PP Peso próprio
- PH Pressão hidrostática
- R Estrutura de reforço
- S Subpressão
- SMP Sismo máximo de projecto

(a) Cenário corrente
(b) e (c) Cenários de rotura

Figura 3.18 – Combinações de acções (cenários correntes e de rotura) a considerar na análise das barragens gravidade em alvenaria

Após a descrição das acções e combinações de acções é necessário definir os mecanismos de rotura a serem investigados e os respectivos critérios de avaliação. Os mecanismos de rotura podem ser agrupados entre os mecanismos locais de rotura e os mecanismos globais de rotura. Na realidade, em caso de rotura, estes mecanismos ocorrem em associação.

Os mecanismos locais estão relacionados com o estado de tensão que se estabelece no modelo, tanto na barragem com na fundação. Neste caso a rotura pode ocorrer por tracção, por compressão ou por corte. A rotura por tracção tem como consequência a fissuração da zona traccionada, já a rotura por compressão provoca o esmagamento do material na zona em compressão enquanto a rotura por corte pode levar ao desenvolvimento das fissuras existentes ou ao deslizamento segundo planos mais frágeis da estrutura. Este estado de tensão é caracterizado pelas tensões mínimas e máximas que se verificam durante uma determinada análise transiente, como por exemplo a análise sísmica, ou pelas tensões finais que se estabelecem após a aplicação de determinado cenário de carga.

Neste trabalho, a análise à rotura local do material é feita com base no critério de Mohr-Coulomb. A capacidade resistente do material é caracterizada através da resistência máxima à tracção, resistência máxima à compressão, ângulo de atrito interno e coesão, que definem a superfície de cedência. Teoricamente estes parâmetros não são independentes (Coutinho 2006), pois admitindo certas hipóteses, a partir de dois destes valores é possível obter os restantes. Por exemplo, quando a recta de Mohr-Coulomb é tangente aos círculos correspondentes aos ensaios à compressão e à tracção simples, (Figura 3.19), é possível determinar o ângulo de atrito interno e a coesão através de,

$$\phi = a \operatorname{sen} \left(\frac{1 - f_t / f_c}{1 + f_t / f_c} \right) \quad (3.17)$$

$$c = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{2 \cos \phi} f_t \quad (3.18)$$

- f_t Resistência máxima à tracção;
 f_c Resistência máxima à compressão;
 ϕ Ângulo de atrito interno;
 c Coesão.

Para uma resistência à tracção de 0.5MPa e uma resistência à compressão de 10MPa, o valor do ângulo de atrito interno é de 64.8° e o valor da coesão é de 1.1MPa. É um facto bem conhecido que esta não seria a aproximação mais exacta da superfície de rotura e que os valores não podem ser utilizados numa análise tridimensional. Numa análise plana, a aproximação permite obter bons resultados.

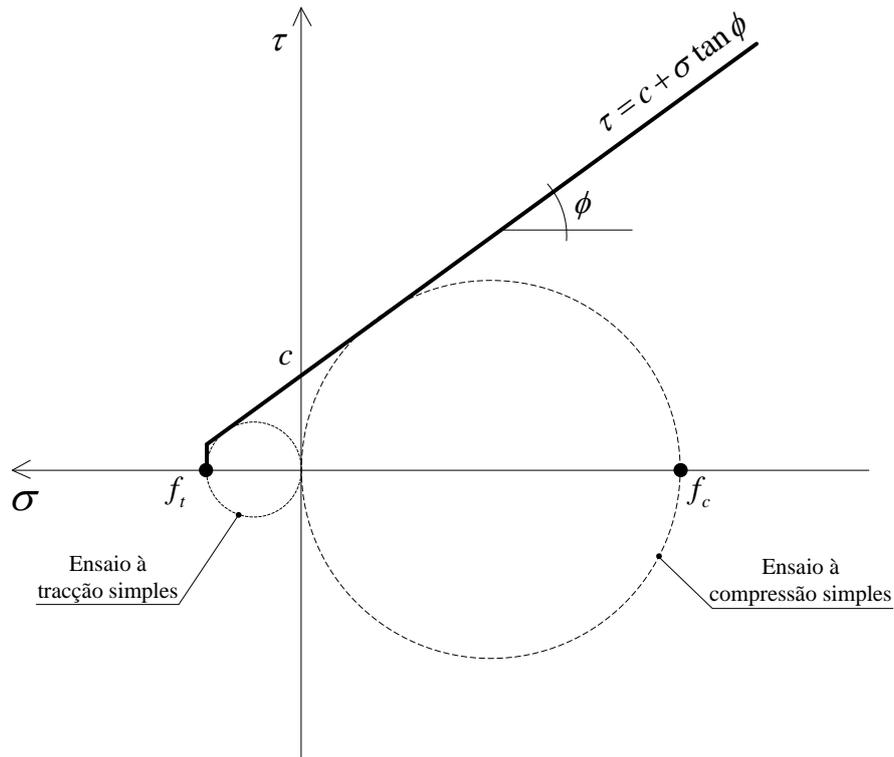


Figura 3.19 – Definição da superfície de cedência a partir do critério de Mohr-Coulomb

O estado de tensão num ponto do plano é caracterizado pelas tensões principais σ_1 e σ_2 ($\sigma_1 \geq \sigma_2$). A rotura pode ocorrer por tracção, nos casos em que a tensão principal máxima é superior à resistência à tracção do material, por compressão, nos casos em que a tensão principal mínima é superior à resistência à compressão, e ainda por corte. Para qualquer dos casos de rotura, é útil definir um factor que permita aferir a margem de segurança da estrutura. O factor de segurança de um determinado ponto, será o menor entre os determinados para a rotura por tracção, por compressão e por corte. Para os dois primeiros casos, rotura por tracção e por compressão, o factor de segurança é obtido através de, respectivamente,

$$FS_{RL} = \frac{f_t}{\sigma_1} \quad (3.19)$$

$$FS_{RL} = \frac{f_c}{|\sigma_2|} \quad (3.20)$$

FS_{RL} Factor de segurança à rotura local.

A rotura por corte ocorre na direcção definida a partir do ponto em que o círculo de Mohr viola a envolvente definida pelas propriedades resistentes. Neste caso o factor de segurança é obtido através da relação entre o raio do círculo de Mohr que caracteriza o

estado de tensão no ponto e o raio do círculo de Mohr crítico, obtido por extrapolação do círculo de Mohr original, até este se encontrar tangente à envolvente.

A extrapolação do círculo de Mohr original (Figura 3.20), para obtenção do círculo de Mohr crítico, pode corresponder ao (i) aumento da tensão de corte, mantendo constante a tensão média (modelo A), (ii) à redução da tensão principal mínima, mantendo fixa a tensão principal máxima, (modelo B) ou, ainda, ao aumento proporcional de ambas as tensões principais (modelo C). Os círculos de Mohr críticos estão ainda limitados pelas tensões limite de tracção e de compressão. Caso o círculo de Mohr crítico viole alguma destas tensões limite, a rotura irá ocorrer por tracção ou por compressão, conforme o caso.

Segundo o modelo A, o factor de segurança é dado por,

$$FS_{RL,A} = \frac{R_{2,A}}{R_1} = \frac{c \cos \phi + |\sigma_m| \sin \phi}{R_1} \quad (3.21)$$

$FS_{RL,A}$ Factor de segurança à rotura local com base no círculo de Mohr crítico (modelo A);

R_1 Raio do círculo de Mohr referente ao estado de tensão inicial;

$R_{2,A}$ Raio do círculo de Mohr crítico (modelo A);

σ_m Tensão principal média.

E de acordo com o modelo B, o factor de segurança é dado por,

$$FS_{RL,B} = \frac{R_{2,B}}{R_1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_{\text{lim}}}{\sigma_1 - \sigma_2} \quad (3.22)$$

$$\sigma_{\text{lim}} = \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \sigma_1 - 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} \quad (3.23)$$

$FS_{RL,B}$ Factor de segurança à rotura local com base no círculo de Mohr crítico (modelo B);

$R_{2,B}$ Raio do círculo de Mohr crítico (modelo B);

σ_{lim} Tensão limite obtida por extrapolação do círculo de Mohr original.

E por fim, segundo o modelo C, o factor de segurança a rotura local é dado,

$$FS_{RL,C} = \frac{R_{2,C}}{R_1} = \frac{c \cos \phi}{R_1 - |\sigma_m| \sin \phi} \quad (3.24)$$

$FS_{RL,C}$ Factor de segurança à rotura local com base no círculo de Mohr crítico (modelo C);

$R_{2,C}$ Raio do círculo de Mohr crítico (modelo C).

Por analogia com os ensaios à rotura de modelos físicos, o modelo A parece ser o mais ajustado ao caso das barragens, em que a acção condicionante, cuja parcela de corte é dominante, aumenta sucessivamente até provocar a rotura da estrutura. O modelo A é o

que apresenta os resultados mais conservadores. O modelo B foi desenvolvido para a análise de problemas que envolvam fundações, em que se mantém a tensão de confinamento e se determina a tensão de compressão máxima que antecede a rotura por corte. Para os modelos analisados, o modelo B apresenta valores intermédios, em relação aos modelos A e C. No modelo C, a determinação do círculo de Mohr crítico ocorre através do aumento proporcional da totalidade das acções. Este procedimento parece não ser o mais adequado para a análise das barragens, pois a rotura destas estruturas ocorre por aumento de solicitações de determinada natureza, e não da totalidade das acções, como por exemplo o peso próprio, que se mantém constante durante a análise, e que é normalmente considerado favorável pelo que não sofre qualquer majoração.

Os mecanismos globais de rotura estão relacionados com a estabilidade de uma parte da barragem, da totalidade da barragem ou da barragem em conjunto com parte da fundação. Os dois mecanismos de rotura global que interessa referir são o mecanismo de deslizamento e o mecanismo de derrubamento. Para as acções estáticas o deslizamento ocorre segundo determinada combinação de acções. Após ter início e não havendo alteração nas solicitações ou na geometria do modelo, o deslizamento evolui indefinidamente. A determinação do factor de segurança faz-se a partir da análise paramétrica das propriedades resistentes, em relação ao conjunto de propriedades iniciais ou nominais. Para as acções dinâmicas, devido à característica transiente das acções, o deslizamento tem tendência para estabilizar, sendo possível aferir um deslizamento permanente no final da acção. Nesta caso não há lugar à determinação de um factor de segurança e a avaliação deve ser feita com base nas características e intensidade dos danos que possam ter tido origem em consequência do deslizamento, segundo as características de cada obra.

O mesmo pode ser referido em relação ao cenário de derrubamento. No Capítulo 4 é apresentado um exemplo cujo mecanismo de rotura se assemelha ao derrubamento global da secção. No referido exemplo, este mecanismo ocorre em consequência de um cenário de cheia, em que o nível da albufeira aumenta sucessivamente. É apresentada a evolução das tracções a montante da barragem e das compressões a jusante da barragem, até se verificar a rotura do modelo. A avaliação deve ser feita com base nas tensões máximas que se verificam e, simultaneamente, na avaliação criteriosa da probabilidade de ocorrência da cheia, consoante as características do local e da zona envolvente.

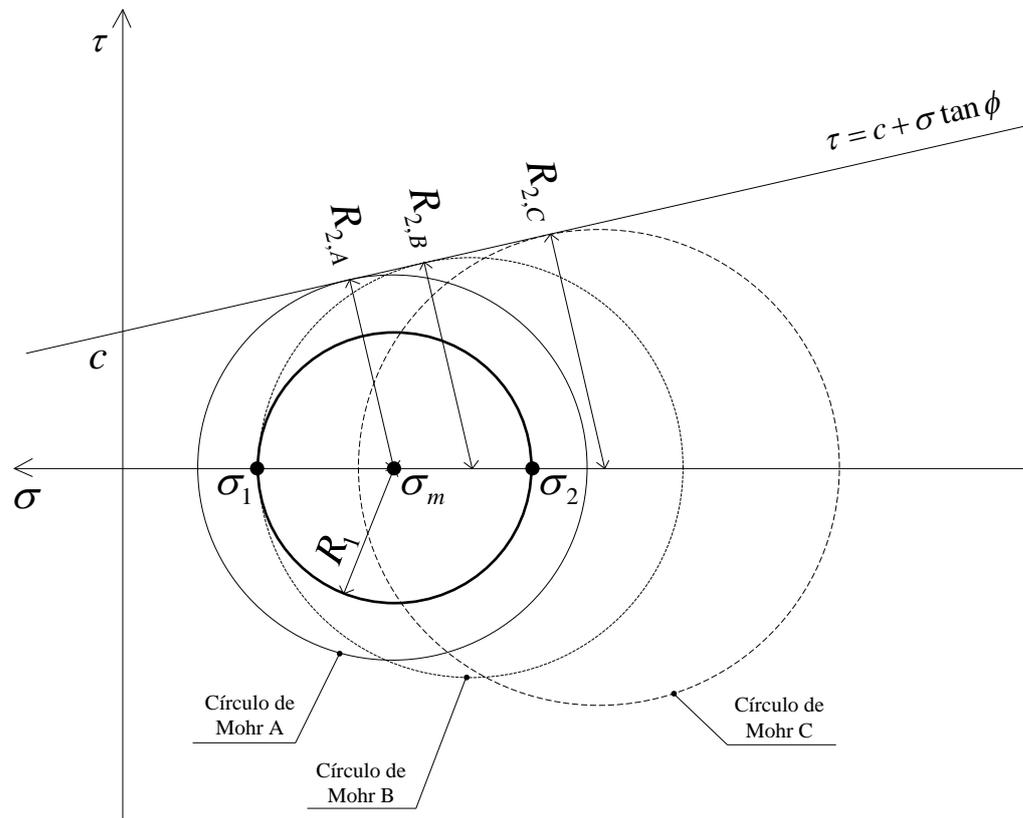


Figura 3.20 – Critério de Mohr-Coulomb para determinação do factor de segurança à rotura local

3.6. Características mecânicas e aplicação das acções

O modelo numérico é constituído pela barragem, pela fundação e pela albufeira. Neste trabalho a albufeira não é modelada directamente, apenas os seus efeitos. A dimensão da fundação deve ser determinada de modo que as condições de fronteira, tanto mecânicas como hidráulicas, possam ser estabelecidas adequadamente. Normalmente a dimensão da fundação é função da altura (h) da barragem. Valores na ordem de $3h$ para o comprimento total da fundação e $2h$ para a altura, são aceitáveis.

As restrições mecânicas no modelo são impostas na fundação, onde são impedidos os deslocamentos horizontais nas faces montante e jusante e impedidos os deslocamentos verticais na base. Por vezes é necessário avaliar as consequências da restrição imposta a montante pois, devida à pressão hidrostática na barragem, podem gerar-se tracções horizontais elevadas na fundação.

As condições hidráulicas podem ser impostas na fundação e na barragem. Em relação à superfície da fundação, são impostas as pressões hidráulicas equivalentes à albufeira, enquanto as restantes fronteiras são consideradas impermeáveis. Outra alternativa seria adoptar fronteiras laterais permeáveis e em simultâneo aplicar a pressão hidrostática equivalente nesta zona. Porém, esta última solução faz aumentar consideravelmente o

caudal escoado, bem como as pressões. Resta referir as condições de fronteira para a análise dinâmica. O Capítulo 5 apresenta as diversas soluções possíveis, sendo fundamental absorver as ondas reflectidas pela superfície e pela estrutura e, ao mesmo tempo, impor a acção dinâmica e as tensões equivalentes à acção do meio infinito.

No Método dos Elementos Discretos (MED), os blocos interagem entre si através de contactos, que representam descontinuidades. Estas descontinuidades podem ser descontinuidades reais do meio ou, quando distribuídas uniformemente pelo modelo, podem constituir um meio contínuo equivalente. O comportamento mecânico do modelo depende, para além das propriedades do elemento (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), também das propriedades das juntas (rigidez normal e tangencial, resistência máxima à tracção e à compressão, coesão e ângulo de atrito), que obedecem a determinado modelo constitutivo. Caso se trate de uma análise não linear, o comportamento do modelo será função fundamentalmente do comportamento das juntas. Para o meio contínuo, nas análises desenvolvidas nesta tese, quando na ausência de dados específicos, foram adoptados valores que normalmente são utilizados em trabalhos do género e que podem ser encontrados na literatura (e.g. Coubard 2011). Assim, para a massa volúmica foram adoptados valores de até 2400kg/m^3 , para o módulo de elasticidade foi adoptado o valor de 10GPa e para o Coeficiente de Poisson foi adoptado o valor de 0.2 . Em relação às propriedades das juntas, principalmente em relação à rigidez e ao ângulo de atrito, as propriedades podem variar consoante se tratar das juntas na barragem, entre os blocos da alvenaria, das juntas na fundação, referentes às diaclases do maciço rochoso, ou da junta do plano de fundação, referente ao interface barragem-fundação. A deformabilidade global do modelo, na direcção normal e tangencial, pode ser estimada através de, respectivamente,

$$\frac{1}{K'} = \frac{1}{K} + \frac{1}{sk_n} \quad (3.25)$$

$$\frac{1}{G'} = \frac{1}{G} + \frac{1}{sk_s} \quad (3.26)$$

- K' Módulo de deformabilidade volumétrica equivalente;
 K Módulo de deformabilidade volumétrica do material contínuo;
 k_n Rigidez normal da junta;
 s Espaçamento médio entre juntas;
 G' Módulo de distorção equivalente;
 G Módulo de distorção;
 k_s Rigidez tangencial da junta.

Os valores da rigidez normal e tangencial podem ser obtidos por ensaios em laboratório (Muralha 1995), por ensaios *in-situ* (Barla et al. 2011) ou por inversão das equações (3.25) e (3.26), para um dado K' e G' conhecidos (Lourenço 1996), por exemplo, por retro-análise dos dados provenientes do sistema de observação da estrutura. A relação

entre a rigidez normal e a rigidez tangencial pode ser avaliada, em termos elásticos (Senthivel et al. 2006), através de,

$$\frac{k_s}{k_n} = \frac{1}{2(1+\nu)} \quad (3.27)$$

Esta última relação resulta em valores mais elevados quando comparados com os resultados obtidos através de ensaios efectuados no âmbito da mecânica das rochas. Por exemplo, através da equação (3.27), quando o coeficiente de Poisson tem o valor 0.25, a rigidez tangencial é igual 0.4 da rigidez normal, enquanto os ensaios apontam para valores na ordem do 0.1 a 0.2. Para a rigidez normal, no caso específico do plano de fundação, tem sido hábito adoptar valores equivalentes a 1.0m do material da barragem. Valores desta ordem de grandeza têm pouca influência na deformação global da barragem, bem como na tensão final no plano de fundação, onde a rigidez relativa dos materiais (barragem e fundação) é um factor mais relevante. Assim, na maioria dos casos, são adoptados valores de 10GPa/m para a rigidez normal e de 3.3GPa/m para a rigidez tangencial. Já o ângulo de atrito, também para o plano de fundação, deve ter em conta, para além das características intrínsecas da junta, a irregularidade do plano (Patton 1966). São recomendados valores entre os 45° e os 55° (Ruggeri 2004a). Para as restantes propriedades, na fase não elástica, são adoptados valores nulos para a coesão e para o limite máximo à tracção, enquanto para o limite à compressão foi adoptado um valor muito elevado, pois normalmente não é um aspecto importante.

Neste trabalho adoptou-se o modelo de rotura de Mohr-Coulomb (Figura 3.21) porém, a partir deste mesmo modelo de dados, é possível adoptar comportamentos mais sofisticados. Com relativa simplicidade é possível implementar um modelo com amolecimento, após atingir o pico de tracção, conforme proposto por Resende e Lemos (2004), com diminuição da rigidez normal, da resistência à tracção, e da coesão. Outro exemplo é o modelo proposto por Goodman (1974), com uma fase elástica controlada pela rigidez tangencial, uma tensão de pico, seguida por uma fase plástica. Ou o modelo proposto por Barton et al. (1985) para diaclases rochosas, cujas principais características da junta, como a rigidez, a dilatância e a permeabilidade, são determinados em função da caracterização da junta. Ou ainda o modelo proposto por Lourenço e Rots (1997), com uma superfície de cedência com uma zona de rotura por compressão com amolecimento (*cap model*). Também é possível adoptar modelos semelhantes para o meio contínuo, como o proposto por Oliveira e Faria (2006), através do modelo de dano, que funciona tanto à tracção como à compressão.

Quando em compressão, o gráfico da Figura 3.21 representa a equação,

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.28)$$

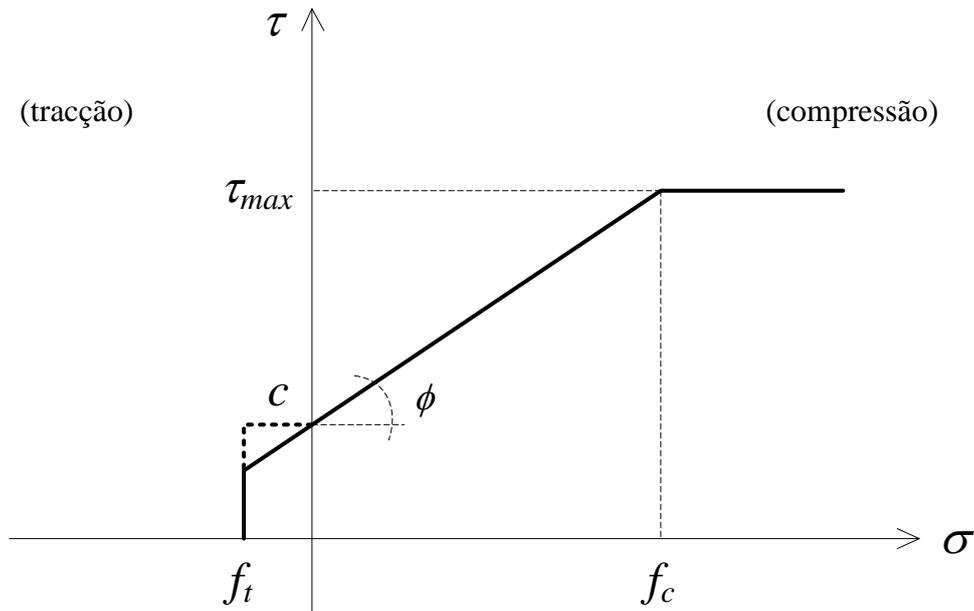


Figura 3.21 – Modelo de Mohr-Coulomb para a junta

Quando em tração, adopta-se para a tensão tangencial máxima o valor da coesão. Esta hipótese, apesar de formalmente desadequada para implementações computacionais, justifica-se em certos casos, pois a coesão pode representar a existência de uma *shear-key*, que se mantém activa mesmo quando a junta rompe por tração.

A Figura 3.22 representa o modelo constitutivo adoptado para a direcção normal. Caso a tensão normal de compressão seja superior à tensão limite, o modelo passa a apresentar um comportamento plástico. Em tração, caso a tensão seja superior a tensão limite, considera-se que a junta está em rotura e a resistência a tração passa a zero. A Figura 3.23 representa o modelo constitutivo na direcção tangencial. Qualquer que seja o sinal da tensão tangencial, o valor limite depende da natureza e do valor da tensão normal. No caso geral a tensão tangencial está limitada pela equação (3.28), a partir da qual passa a apresentar um comportamento plástico. Tanto na Figura 3.22 com na Figura 3.23, verifica-se que em fase elástica, a tensão normal e a tensão tangencial são controladas respectivamente pela rigidez normal e tangencial. Estes parâmetros relacionam-se com a deformabilidade da junta e exercem um papel secundário no fenómeno de rotura. Em certos casos pode haver interesse em alterar localmente as propriedades de um conjunto de contactos e assim desencadear a ocorrência de um determinado fenómeno. Normalmente esta alteração corresponde a redução da capacidade resistente das juntas. Um exemplo é a análise da propagação de fissuras que se desenvolvem em determinada zona da estrutura em consequência do estado de tensão e da existência de fragilidades. Esta solução permite a alteração local de qualquer das propriedades da junta, nomeadamente rigidez normal e tangencial, limite máximo à tração, limite máximo à compressão, coesão e ângulo de atrito. Não existe restrição quanto ao número de contactos que podem ser abrangidos por esta alteração.

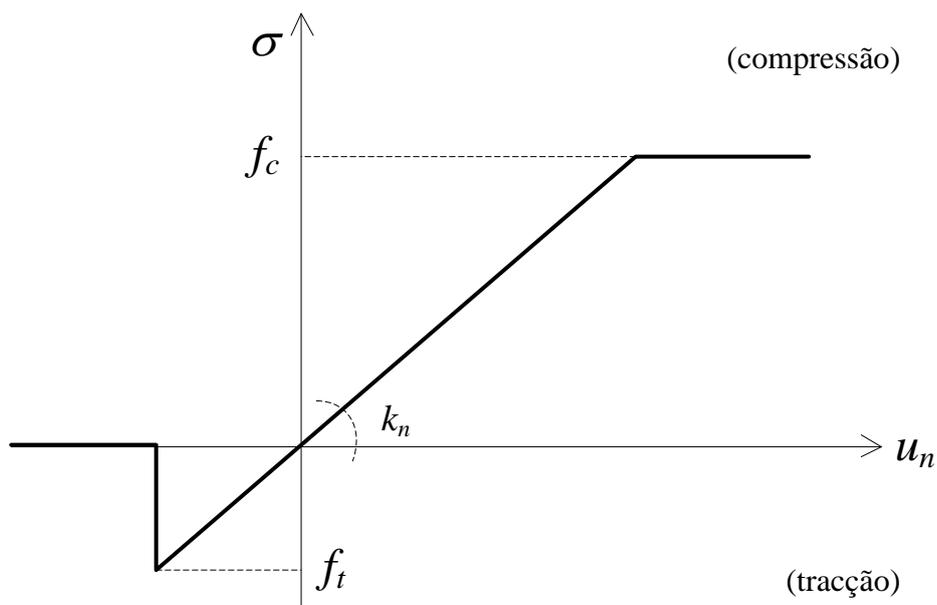


Figura 3.22 – Modelo constitutivo da junta, direcção normal

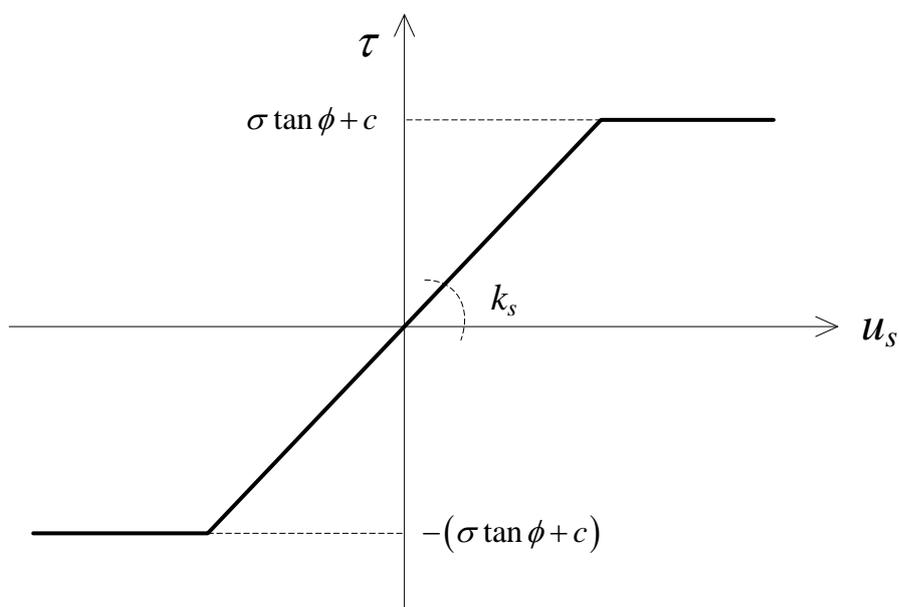


Figura 3.23 – Modelo constitutivo da junta, direcção tangencial

As análises quase sempre apresentam uma fase elástica e outra não linear, por este motivo as acções devem ser aplicadas de forma faseada (Figura 3.24), à semelhança do que ocorre na realidade. Após cada acção ser aplicada é obtido o novo estado de equilíbrio para esta fase. Em primeiro lugar é aplicado o peso próprio (Quadro 1), seguido dos reforços estruturais (Quadro 2), se aplicáveis, e da pressão hidrostática (Quadro 3). O passo seguinte é a alteração das propriedades dos materiais e o modelo

passa então a apresentar um comportamento não linear (Quadro 4). Posteriormente é aplicada a subpressão, por métodos simplificados (Quadro 5a) ou através de uma análise hidromecânica (Quadro 5b). Para a análise de tensões (Quadro 6a) e análise dinâmica (Quadro 6b), após a aplicação de todas as acções e obtido o estado de equilíbrio final, é feita a avaliação das condições de segurança (Quadro 7), conforme os critérios estabelecidos. Para a análise de tensões, pode haver interesse em utilizar um modelo elástico. Para a análise paramétrica, análise de cheia e análise de fissuras é necessário estabelecer um processo iterativo que, em cada passo, as propriedades ou as solicitações são alteradas. O processo repete-se até alcançar a rotura do modelo, momento no qual é feita a avaliação final da segurança estrutural. Este procedimento pode incluir a actualização da subpressão.

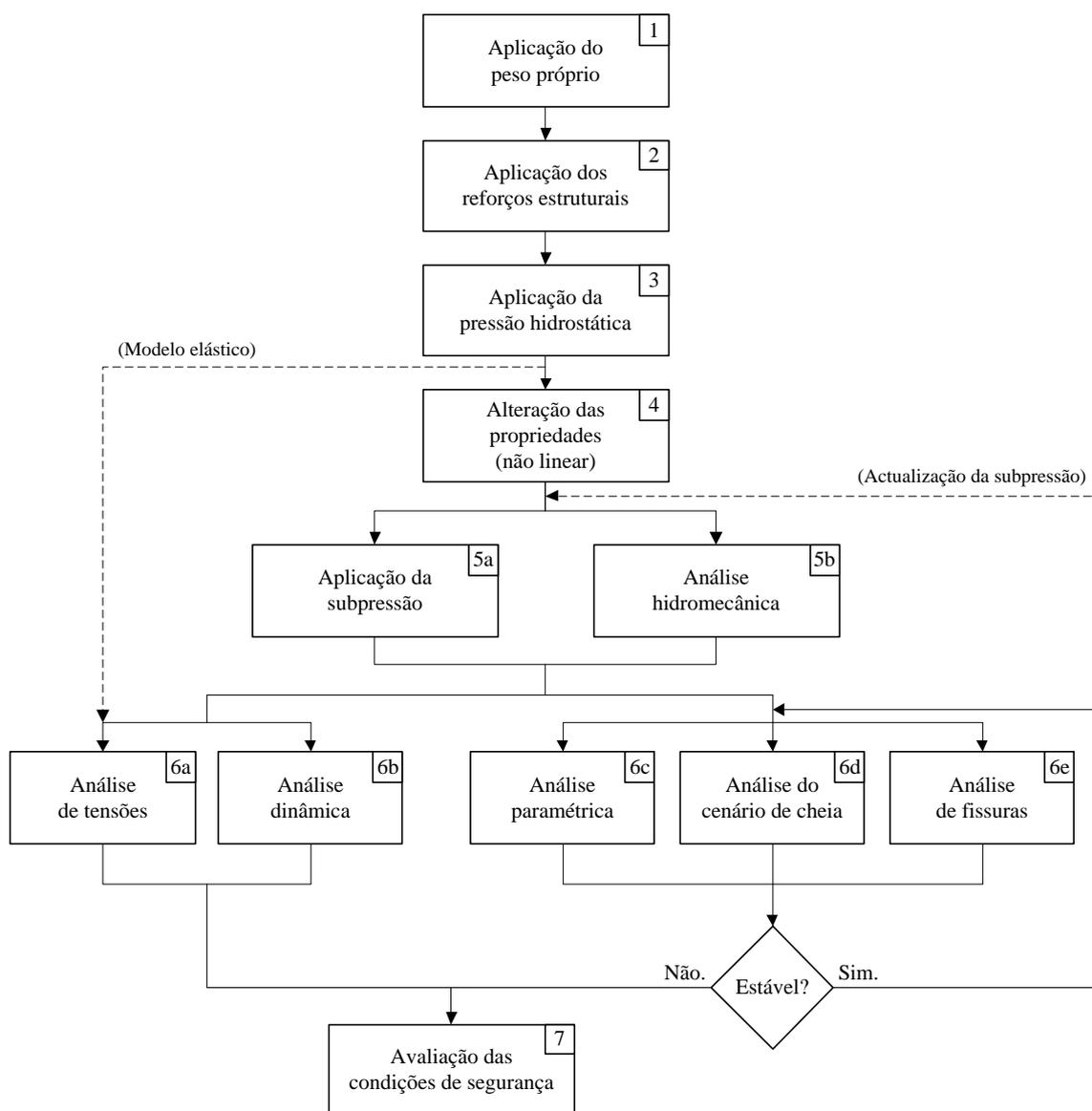


Figura 3.24 – Ordem de aplicação das acções e procedimento adoptado para a avaliação dos cenários de rotura

3.7. Conclusões

O regulamento português e os principais regulamentos internacionais são relativamente semelhantes quanto à identificação das acções, combinações de acções e critérios de avaliação da segurança estrutural de barragens gravidade. São regulamentos elaborados para a análise de barragens gravidade em betão, cuja aplicação a barragens em alvenaria exige algumas adaptações.

A partir da definição dos mecanismos de rotura específicos para as barragens gravidade em alvenaria que interessa investigar, estabeleceram-se as acções, as combinações de acções e os critérios de avaliação mais apropriados. Estes critérios têm em conta os principais regulamentos e o que tem sido a prática corrente entre os profissionais da área.

Foi desenvolvida uma aplicação numérica que permite avaliar de forma expedita as condições de segurança de barragens gravidade, através do método do equilíbrio limite. Esta ferramenta apresenta grande flexibilidade, na medida que admite perfis de geometria diversa, incluindo paramentos curvos e com descontinuidades, conforme os exemplos apresentados. As ferramentas de análise paramétrica são fundamentais quando da avaliação de estruturas existentes, em que o conhecimento em relação às propriedades dos materiais é limitado. Esta ferramenta numérica foi utilizada na análise dos perfis históricos de Sazilly, Delocre e Rankine, cuja importância foi referida no Capítulo 2. Conclui-se que as barragens do final do séc. XIX e início do séc. XX, para as quais não foi considerado o efeito da subpressão nos respectivos projectos, não verificam as condições de segurança preconizadas pelas legislações actuais, o que aliás tem vindo a suscitar uma série de intervenções no sentido de reforçar a margem de segurança destas estruturas.

Para as análises não lineares, a ordem de aplicação das solicitações pode ter influência nos resultados, principalmente nas análises à rotura. Foi proposta uma metodologia onde é determinada a ordem de aplicação das solicitações consoante o mecanismo de rotura em análise. São também descritos aspectos práticos da modelação numérica através do método dos elementos discretos, como condições de fronteira, discretização, aplicação das acções e propriedades dos materiais, que servem como referência para os casos práticos apresentados nesta tese em capítulos subsequentes.

4. Método dos elementos discretos para análise estática

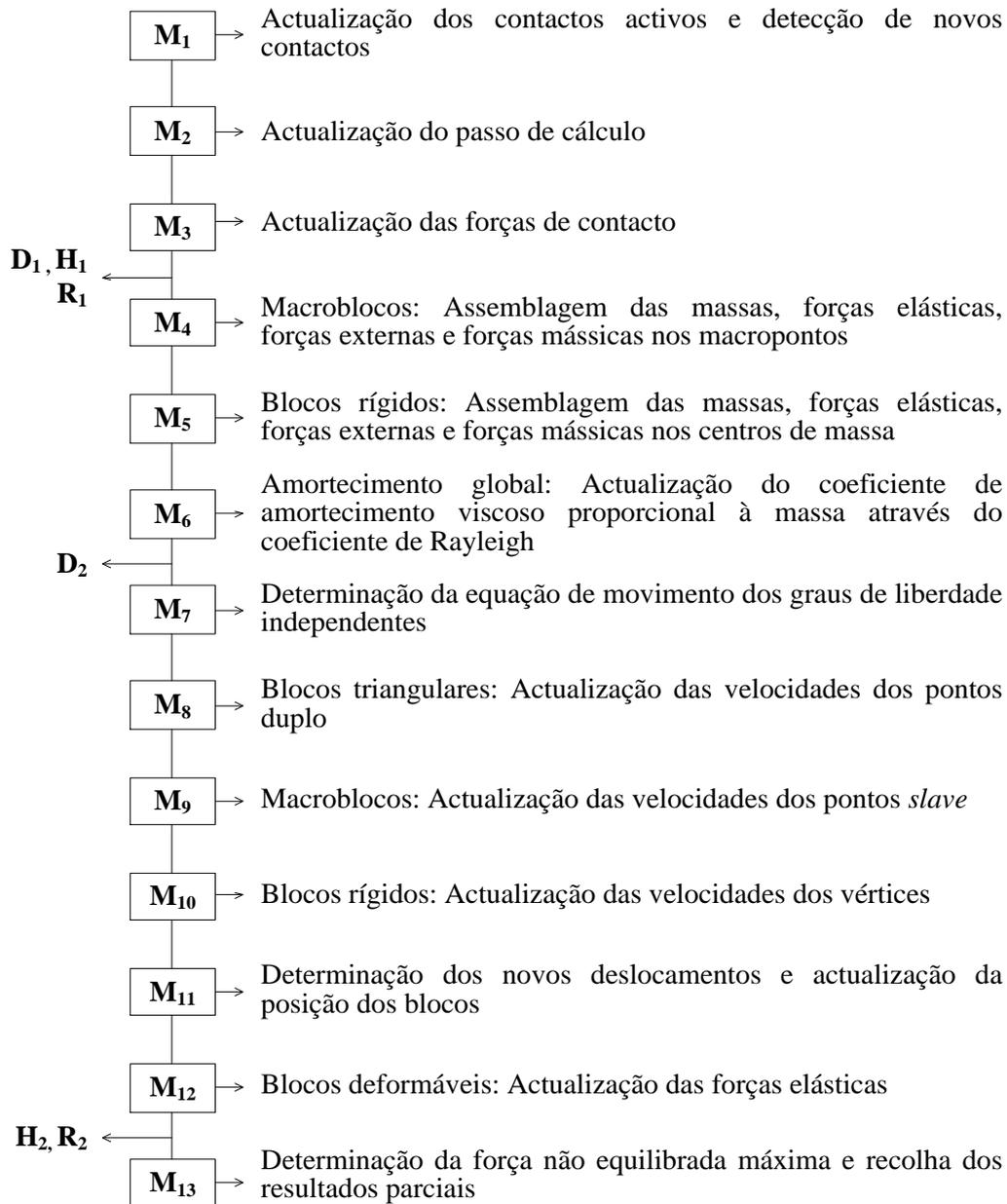
4.1. Introdução

A análise de estruturas deve recorrer a métodos adequados à obra em estudo e aos objectivos pretendidos. Estes métodos de análise deverão ser capazes de (i) modelar as características geométricas e físicas da estrutura, nomeadamente as descontinuidades e ligações, (ii) modelar as acções actuantes de forma integrada, tendo em conta a interacção que possa haver entre os vários fenómenos e (iii) avaliar comportamentos não lineares, nomeadamente os que envolvem os mecanismos de rotura relevantes.

As barragens gravidade em alvenaria devem ser entendidas como um sistema composto pela própria barragem, pela albufera, pelo plano de fundação e pelo maciço de fundação. Para além do plano de fundação que, por definição, constitui uma descontinuidade, a barragem e o maciço de fundação são meios heterógenos e descontínuos. As descontinuidades controlam o comportamento destas barragens, pois constituem planos de fragilidade que condicionam os principais mecanismos de rotura. Para além disto, estas barragens estão sujeitas a uma grande diversidade de acções que necessitam de tratamento integrado, pois muitas vezes estão correlacionadas.

Estas particularidades fazem com que a generalidade das aplicações numéricas disponíveis, tanto comerciais como científicas, não seja adequada para a modelação de barragens gravidade em alvenaria, havendo a necessidade do desenvolvimento de novas ferramentas de análise. Neste contexto, descreve-se a seguir uma implementação numérica do Método dos Elementos Discretos (MED) para análise estática, complementada pela análise dinâmica (Capítulo 5) e hidromecânica (Capítulo 6), de barragens gravidade em alvenaria, designada por DEC-DAM.

Esta aplicação permite a elaboração de modelos constituídos por blocos. Estes blocos podem ser rígidos ou deformáveis, caso em que são discretizados através de uma malha de elementos finitos. Os blocos interagem por meio de contactos que obedecem a determinada lei constitutiva, linear elástica ou não linear. O movimento relativo dos blocos pode levar à separação de blocos que inicialmente estavam em contacto e à interacção entre blocos que inicialmente estavam separados. O procedimento adoptado recorre a um mecanismo de detecção e actualização de contactos. Quanto às acções, a aplicação permite que, dentro de um mesmo ciclo de cálculo, seja possível considerar as acções estáticas, dinâmicas, hidráulicas e as acções dos reforços estruturais. Todas estas componentes interagem através de uma estrutura de dados compatível. A Figura 4.1 representa o esquema do ciclo de cálculo onde se encontram referidas, de forma resumida, as principais funcionalidades. Estes aspectos serão abordados em detalhe nos próximos capítulos.



- D_1 Actualização das acções transientes e aplicação da fronteira viscosa (*free-field*)
- D_2 Amortecimento de Rayleigh: Actualização dos parâmetros de amortecimento viscoso proporcional à massa e à rigidez através do cociente de Rayleigh
- H_1 Determinação das forças de contacto devido ao escoamento
- H_2 Determinação do caudal não equilibrado nos canais de escoamento e actualização das pressões nos nós hidráulicos
- R_1 Determinação das forças de contacto devido aos elementos estruturais
- R_2 Actualização da geometria dos elementos estruturais

M – Cálculo mecânico; **D** – Cálculo dinâmico; **H** – Cálculo hidromecânico;
R - Cálculo dos reforços estruturais

Figura 4.1 – Vista global do ciclo de cálculo

O método dos elementos discretos (MED) surge como uma alternativa ao Método dos Elementos Finitos (MEF), para tratar de problemas relacionados com a Mecânica das Rochas. A sua evolução é potencializada pelo desenvolvimento dos meios computacionais. O MEF (e.g. Hughes 1987) mostra-se suficiente para realizar análises que não envolvam roturas localizadas e que possam ser desenvolvidas através de modelos contínuos ou contínuos equivalentes ou mesmo com algum grau de descontinuidade, recorrendo a elementos de junta (Goodman et al. 1968). São diversos os exemplos da utilização do MEF na análise de barragens, tanto para problemas estáticos, como dinâmicos, térmicos e hidromecânicos (e.g. Pedro 1977; Wittke 1990).

O MED foi inicialmente desenvolvido por Cundall (1971) e tem por principal objectivo a modelação explícita de descontinuidades, mesmo que de forma idealizada. O modelo proposto consistia na assemblagem de blocos rígidos, que posteriormente passou a admitir blocos deformáveis (Cundall et al. 1978), através da discretização com elementos finitos triangulares. Em 1980, todos os desenvolvimentos foram agrupados numa única aplicação, designada por UDEC (Cundall 1980), para a qual foi implementada um esquema de arredondamento dos cantos dos blocos, permitindo uma transição consistente entre contactos do tipo vértice-lado para vértice-vértice e vice-versa. O UDEC tem sido utilizado em diversos trabalhos que envolvem a análise de barragens (e.g. Barla et al. 2004; Farinha 2010; Gimenes e Fernández 2006).

Seguiram-se diversos desenvolvimentos, como a elaboração de outros modelos bidimensionais (2D), a generalização para análises tridimensionais (3D) com o desenvolvimento do programa 3DEC (Cundall 1988; Hart et al. 1988), e a utilização de elementos circulares (2D) ou esféricos (3D), designados por partículas (Cundall e Strack 1979). Um exemplo de outra formulação do MED para o caso bidimensional, é o modelo designado por “*finite-discrete element method*” (Munjiza 2004) que prevê a hipótese de fractura dos blocos ao longo da análise. A utilização de partículas também se tem verificado no âmbito da análise de barragens, como por exemplo, o trabalho desenvolvido por Azevedo e Lemos (2010).

4.2. Discretização do modelo

O elemento fundamental de discretização da estrutura é designado por bloco e pode ser constituído por três ou quatro lados (Figura 4.2). A versão com 3 lados apresenta uma estrutura de dados idêntica ao elemento de 4 lados, apresentando na mesma 4 vértices, sendo o 3º vértice igual ao 4º vértice.

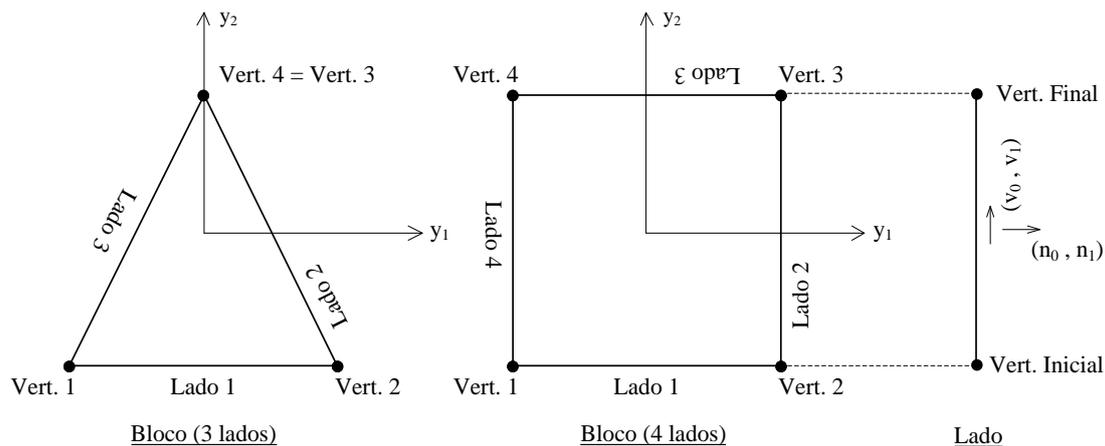


Figura 4.2 – Unidade fundamental de discretização

É possível associar blocos na forma de polígono e macrobloco, para além da possibilidade de estabelecer contactos convencionais entre blocos, polígonos e macroblocos. Quando um bloco é criado, é-lhe atribuída uma identificação e um conjunto de vértices. Os vértices devem ser fornecidos no sentido anti-horário e deverão constituir um elemento convexo. Após a identificação dos vértices, são criados os lados e determinados parâmetros referentes à geometria do elemento: envolvente, área, perímetro, coordenadas do centro de massa e distância dos vértices ao centro de massa. Designa-se por envolvente as coordenadas de um rectângulo imaginário, circunscrito ao bloco, cujos lados são paralelos aos eixos. Os lados são criados (Figura 4.2) com a identificação do ponto inicial e final. Estes dados são posteriormente utilizados para determinação comprimento e da respectiva orientação normal e tangencial.

Os blocos podem ainda ser deformáveis ou rígidos. É possível utilizar ambos os tipos no mesmo modelo. As características da estrutura e os objectivos da análise devem ditar a escolha. Por norma quando o estado de tensão do material não está entre os parâmetros em apreciação, a escolha deve recair sobre blocos rígidos. Nos blocos rígidos a deformabilidade do modelo concentra-se nos contactos entre os blocos, enquanto nos blocos deformáveis a deformabilidade total do modelo é o resultado da deformabilidade dos blocos em conjunto com a deformabilidade dos contactos. A deformabilidade média de um conjunto de blocos rígidos irá depender da discretização utilizada, ou seja, do espaçamento entre as descontinuidades. Em termos de performance, a velocidade de cálculo é superior para os blocos rígidos pois, como se vai ver, a equação de movimento é estabelecida apenas no centro de massa do elemento, reduzindo assim os graus de liberdade do modelo.

No caso dos blocos deformáveis, cada unidade representa um Elemento Finito (EF). Nos blocos constituídos por quatro lados, estes elementos são isoparamétricos quadriláteros constituídos por quatro Pontos Nodais (PN), cuja integração da matriz de rigidez se faz através de quatro pontos de Gauss (Figura 4.3). O Método dos Elementos

Finitos (MEF) é aplicado na resolução das equações diferenciais de Navier, para determinadas condições de fronteira, em que as incógnitas são os deslocamentos nos pontos nodais, sendo o objectivo final a determinação do estado de tensão e das respectivas forças nodais equivalentes. O procedimento é descrito a seguir para o caso plano e nas condições indicadas (Hughes 1987).

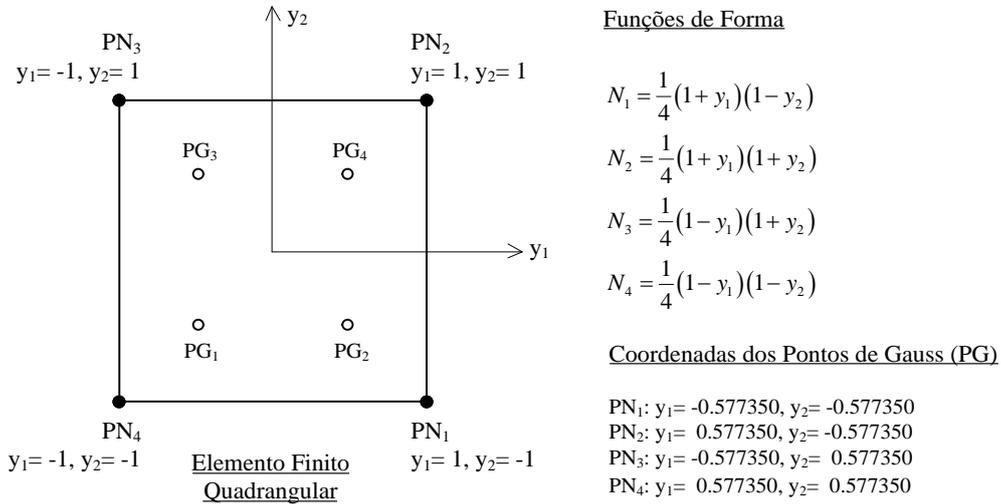


Figura 4.3 – Elemento deformável de quatro lados

A partir dos deslocamentos dos pontos nodais e das Funções de Forma (N_i) definidas em coordenadas locais, apresentadas na Figura 4.3, é possível determinar o deslocamento em qualquer ponto no interior do elemento (4.1). Como o elemento é isoparamétrico, as mesmas funções N_i são utilizadas para a definição da geometria do elemento (4.2).

A relação deformação-deslocamento é definida pela expressão (4.3), através da Matriz de Deformação (\underline{B}) formada pelas derivadas das funções N_i , em relação as coordenadas globais. Porém, como mencionado anteriormente, as funções N_i são definidas em coordenadas locais, assim surge um termo equivalente à inversa da Matriz Jacobiana (\underline{J}) (4.4). Tendo em conta (4.2) obtêm-se \underline{J} conforme (4.5).

$$\underline{u} = \underline{N}\underline{u}^e \tag{4.1}$$

$$\underline{x} = \underline{N}\underline{x}^e \tag{4.2}$$

$$\underline{\varepsilon} = \underline{B}\underline{u}^e \tag{4.3}$$

$$\underline{B} = \underline{B}_y \underline{J}^{-1} \tag{4.4}$$

$$\underline{J} = \underline{x}^e \underline{B}_y \quad (4.5)$$

Por fim, a equação constitutiva da elasticidade (Lei de Hooke) estabelece a relação entre deformações e tensões (4.6). Através de (4.3), é possível estender o campo de tensões para qualquer ponto do EF e assim (4.7) corresponde ao caso geral com deformações impostas e tensões iniciais.

$$\underline{\sigma} = \underline{D}\underline{\varepsilon} \quad (4.6)$$

$$\underline{\sigma} = \underline{D}\underline{B}\underline{u}^e - \underline{D}\underline{\varepsilon}^0 + \underline{\sigma}^0 \quad (4.7)$$

O equilíbrio de forças no EF (4.8) pode ser determinado pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais, que estabelece a relação entre os deslocamentos e as forças exteriores volúmicas e de superfície (4.9), onde intervém a Matriz de Rigidez (4.10). Este integral (4.10) é resolvido numericamente pelo Método de Gauss, através de quatro pontos, que o transforma numa soma de quatro parcelas (4.11), havendo a necessidade de se proceder a uma mudança de variáveis, onde intervém o Jacobiano ($|\underline{J}|$), pois a função a integrar está definida em coordenadas locais. Segundo o mesmo procedimento determinam-se as forças nodais equivalentes ao estado de tensão (4.12).

$$\underline{K}^e \underline{u}^e = \underline{F}^e \quad (4.8)$$

$$\underline{F}^e = \int_A \underline{N}^T \underline{X} dA + \int_L \underline{N}^T \underline{S} dL \quad (4.9)$$

$$\underline{K}^e = \int_A \underline{B}^T \underline{D}\underline{B} dA \quad (4.10)$$

$$\underline{K}^e = \sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 H_i H_j \underline{B}^T \underline{D}\underline{B} |\underline{J}| \quad (4.11)$$

$$\underline{f}^e = \int_A \underline{B}^T \underline{\sigma} dA \quad (4.12)$$

Os blocos de 3 lados são tratados como elementos finitos triangulares, como representado na Figura 4.4, em conjunto com as respectivas funções de forma. A aplicação do método dos elementos finitos processa-se da mesma forma, excepto pelo facto da Matriz de Deformação (\underline{B}) ser constante (elemento de tensão uniforme), podendo ser integrada em função das coordenadas globais sem recurso ao Método de Gauss.

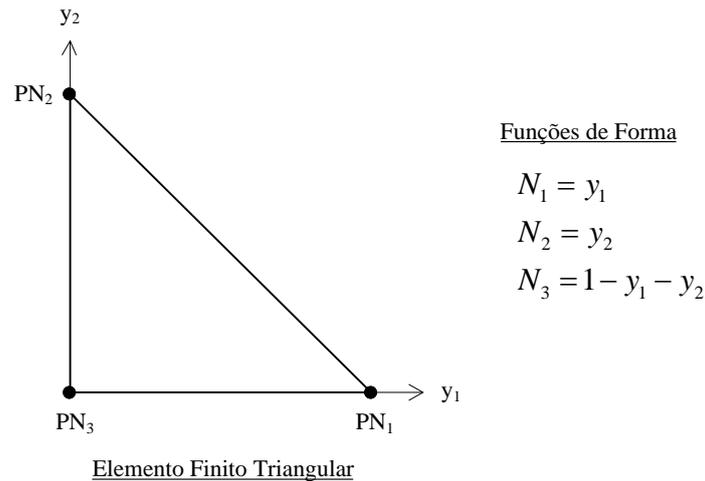


Figura 4.4 – Elemento deformável de três lados

Estas operações só podem ser concretizadas após atribuição do material. Para os blocos deformáveis deve ser atribuído necessariamente a Densidade (ρ), o Módulo de Elasticidade (E) e o Coeficiente de Poisson (ν). No caso dos blocos rígidos apenas é necessário definir a Densidade. A Matriz de Elasticidade (\underline{D}) é definida consoante se trata de um caso de deformação plana ou de tensão plana.

4.3. Contacto entre blocos

Define-se por contacto a interacção mecânica entre dois blocos. Nesta aplicação, apenas são estabelecidos contactos do tipo face-face, que podem degenerar para contactos do tipo vértice-face. A utilização do contacto face-face permite que se adoptem diversos esquemas de integração das tensões em forças de contacto, nomeadamente o que considera uma distribuição linear de tensões. O UDEC admite apenas contactos do tipo vértice-face ou vértice-vértice, pelo que recorre a um processo de integração pontual das tensões em forças de contacto, cuja distribuição pelos vértices não é estaticamente compatível com os diagramas. O contacto face-face, para o qual se admite a distribuição linear de tensões, permite a adequada aplicação do modelo constitutivo de junta, para além da distribuição de forças de contacto pelos vértices ser, neste caso, estaticamente compatível com o diagrama. Este aspecto faz com que a rigidez de flexão esteja teoricamente correcta (Lemos 2007).

Nos contactos face-face, a face de um bloco pode estar totalmente em contacto com a face do outro bloco, contacto Face-Face Tipo 1 (FF₁), ou a face de um bloco está parcialmente em contacto com a face do outro bloco, contacto Face-Face Tipo 2 (FF₂) (Figura 4.5).

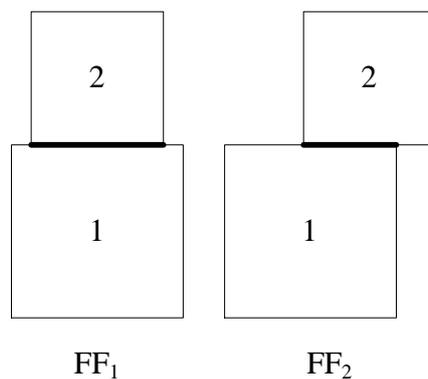


Figura 4.5 – Contactos face-face do tipo 1 (FF₁) e face-face do tipo 2 (FF₂)

Em termos de detecção e actualização, o contacto passa por três fases. A primeira fase corresponde à detecção, em que o contacto é criado e tornado activo. A segunda fase corresponde a actualização de acordo com o movimento relativo dos blocos ao longo da análise. A terceira fase é a de verificação do contacto conforme os pressupostos geométricos idênticos aos utilizados para a sua criação. Este procedimento segue uma lógica de racionalidade dos recursos computacionais, pois são operações que exigem algum esforço, função do número de graus de liberdade do modelo.

As análises podem ser realizadas para os cenários de “pequenos deslocamentos” ou “grandes deslocamentos”. Na hipótese designada por “pequenos deslocamentos” as coordenadas dos blocos são actualizadas no final de cada ciclo, bem como a orientação dos lados nos quais se estabelecem os contactos. Porém os contactos são criados apenas no primeiro ciclo do cálculo mecânico e irão manter-se ao longo de toda a análise com a mesma tipologia inicial, período no qual irão apresentar comportamento compatível com o modelo constitutivo adoptado. Na hipótese dos “grandes deslocamentos”, as coordenadas dos vértices e a orientação dos lados em contacto são actualizados em cada passo de cálculo. Para além disto, sempre que o deslocamento máximo acumulado ultrapassar determinada tolerância (por defeito igual à 75% de 0.005m), são desencadeadas três operações suplementares, que incluem a actualização completa da geometria dos blocos, a verificação dos contactos existentes e a procura de novos contactos. A verificação inclui a confirmação dos contactos existentes e respectiva tipologia, sendo de prever a manutenção, eliminação ou reclassificação de contactos. Os parâmetros indicados podem ser alterados através de variáveis de comportamento, de acordo as características do problema em análise.

4.3.1. 1ª Fase – Detecção e activação de contactos

A detecção de contactos envolve um conjunto de operações relativamente convencionais, porém o número de blocos existentes no modelo podem tornar o processo inexequível. De forma a contornar este problema, é necessário adoptar uma estratégia de detecção faseada. O esquema implementado baseia-se na solução proposta

por Cundall (1988), apesar de existirem outras alternativas mais sofisticadas, como a solução proposta por Williams e O'Connor (1999), que admite blocos côncavos e convexos.

A procura e detecção de contactos é um processo que apresenta três etapas sucessivas de refinamento. Numa primeira etapa, que incide sobre a totalidade do modelo, é criada uma malha de células (por defeito 9x9 células no total de 81 células), cuja área total abrange o conjunto dos blocos e é majorada por um dado factor (por defeito é majorada em 50%). Os blocos são distribuídos pelas células com base na sua envolvente, sempre que existir intersecção entre a área da envolvente e a área da célula, o bloco é mapeado na célula em análise. Por exemplo, com base na Figura 4.6, o bloco 1 é mapeado na célula BC, enquanto o bloco 2 é mapeado nas células BB, BC, CB e CC.

O número de células deverá ser ajustado de acordo com o problema em análise pois, havendo muitos blocos e poucas células, algumas células apresentarão um número excessivo de blocos, muitos dos quais não corresponderão de facto a contactos. Por outro lado, no caso de haver muitas células e poucos blocos, para além do tempo de varrimento e preenchimento das células ser mais longo, o mesmo par de blocos poderá constar em várias células. O factor de majoração também poderá ser calibrado de acordo com o problema em estudo, pois deverá ser função do deslocamento total previsível dos blocos.

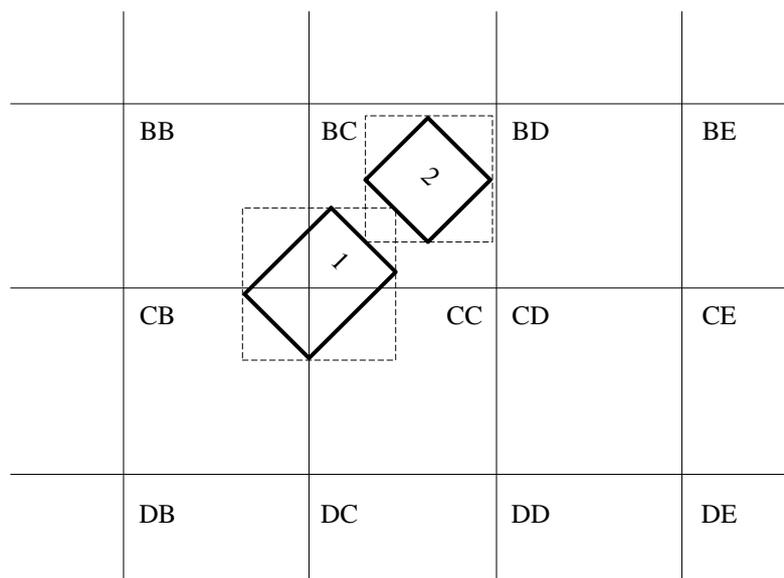


Figura 4.6 – Mapeamento dos blocos na malha de células

Na segunda etapa de refinamento, a análise de proximidade passa a ser verificada ao nível de cada célula. Estando dois blocos numa mesma célula e havendo sobreposição entre as respectivas envolventes, então é criado um contacto com a classificação de “potencial”. A vantagem deste procedimento é que a sobreposição das envolventes só é verificada entre blocos que partilham uma célula e não entre todos os blocos do modelo.

Os blocos 1 e 2 (Figura 4.6) partilham a célula BC, e as respectivas envolventes apresentam sobreposição parcial, pelo que estão reunidas as condições para que seja estabelecido um contacto com a classificação de “potencial”.

Na terceira etapa são analisados os contactos identificados com a classificação de “potencial”. A pesquisa decorre agora entre os pares de blocos previamente seleccionados. Com este objectivo é necessário aprofundar o critério de classificação dos contactos. O contacto do tipo FF_1 pode ser ainda classificado como do tipo 21 , em que o bloco 2 se encontra totalmente apoiado no bloco 1, e no tipo 12 , em que o bloco 1 se encontra totalmente apoiado no bloco 2 (Figura 4.7). Já os contactos do tipo FF_2 podem ser classificados como do tipo i , onde intervém o ponto inicial de cada lado e do tipo f , onde intervém o ponto final de cada lado (Figura 4.8).

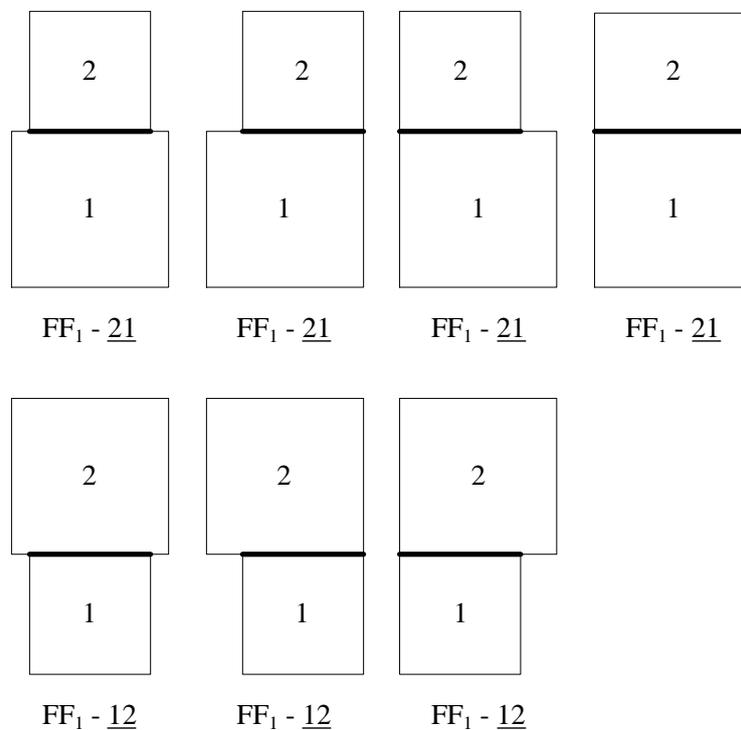


Figura 4.7 – Contactos FF_1 , do tipo 21 e 12

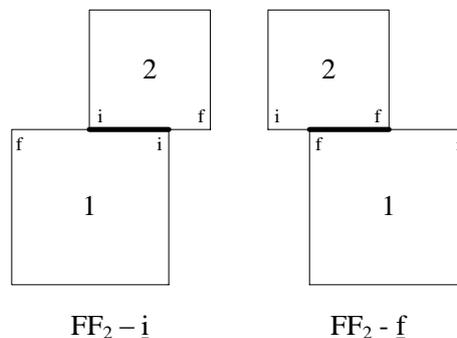


Figura 4.8 – Contactos FF_2 , do tipo i e f

A diferença referida é necessária uma vez que a implementação numérica do contacto face-face se faz através de dois subcontactos (sct_1 e sct_2), cujos pontos de origem se localizam nos vértices dos blocos. Assim, no contacto do tipo FF_1 , apenas um bloco é portador dos dois subcontactos, pelo que o comprimento de influência do contacto ($L_{i,sct1}+L_{i,sct2}$) é precisamente o comprimento deste lado. No contacto do tipo FF_2 , cada bloco possui um subcontacto, e para determinação do comprimento de influência do contacto é necessário ter em conta a posição relativa dos dois blocos (Figura 4.9).

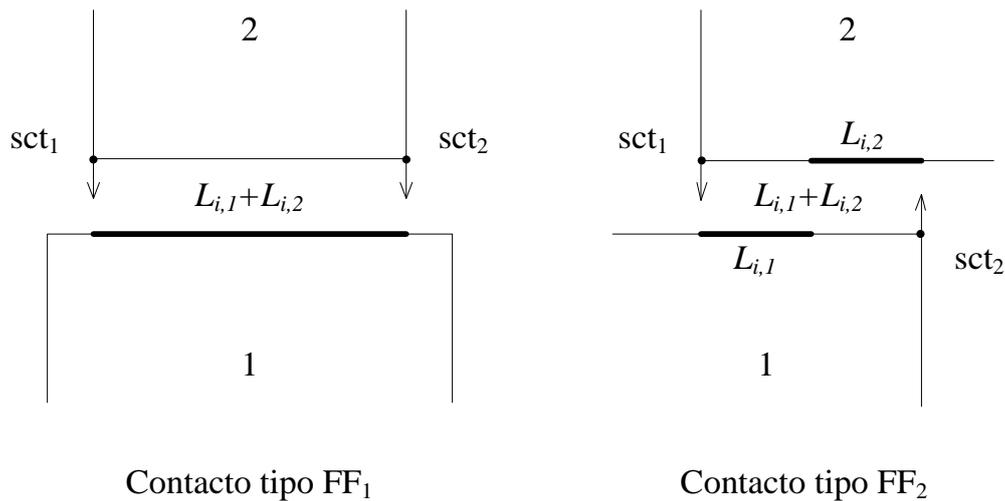


Figura 4.9 – Implementação dos subcontactos para os contactos do tipo FF_1 e FF_2

Por convenção, diz-se que o subcontacto tem como origem, ou que está instalado ou estabelecido em determinado vértice e que actua ou se encontra aplicado no lado do bloco oposto que não aquele onde se encontra instalado. Na Figura 4.9, para o contacto do tipo FF_1 , entre um lado do bloco 1 e um lado do bloco 2, os subcontactos estão instalados nos vértices do lado do bloco 2 e actuam no lado do bloco 1. Em relação ao contacto do tipo FF_2 , no vértice de cada lado encontra-se instalado um subcontacto, que actua no lado oposto. Neste caso, ambos os lados apresentam um subcontacto instalado e outro actuante.

O critério para a activação dos contactos baseia-se na abertura dos subcontactos sct_1 e sct_2 . Se a abertura de ambos os subcontactos for igual ou inferior a uma tolerância (tol) (por defeito igual 0.005m), o contacto passa para activo e os subcontactos numéricos são estabelecidos consoante o tipo de contacto, FF_1 ou FF_2 . Este parâmetro pode ser alterado através de variáveis de comportamento, de acordo as características do problema em análise. A activação do contacto e a sua classificação dependem de um conjunto de parâmetros geométricos determinados em relação cada par de blocos. A Figura 4.10 representa os parâmetros medidos em relação ao lado do bloco 1, determinados a partir das equações (4.13) a (4.18). Os parâmetros d_1 e d_2 correspondem à abertura dos subcontactos, enquanto aux_1 , aux_2 , aux_3 e aux_4 , permitem identificar a posição relativa dos blocos.

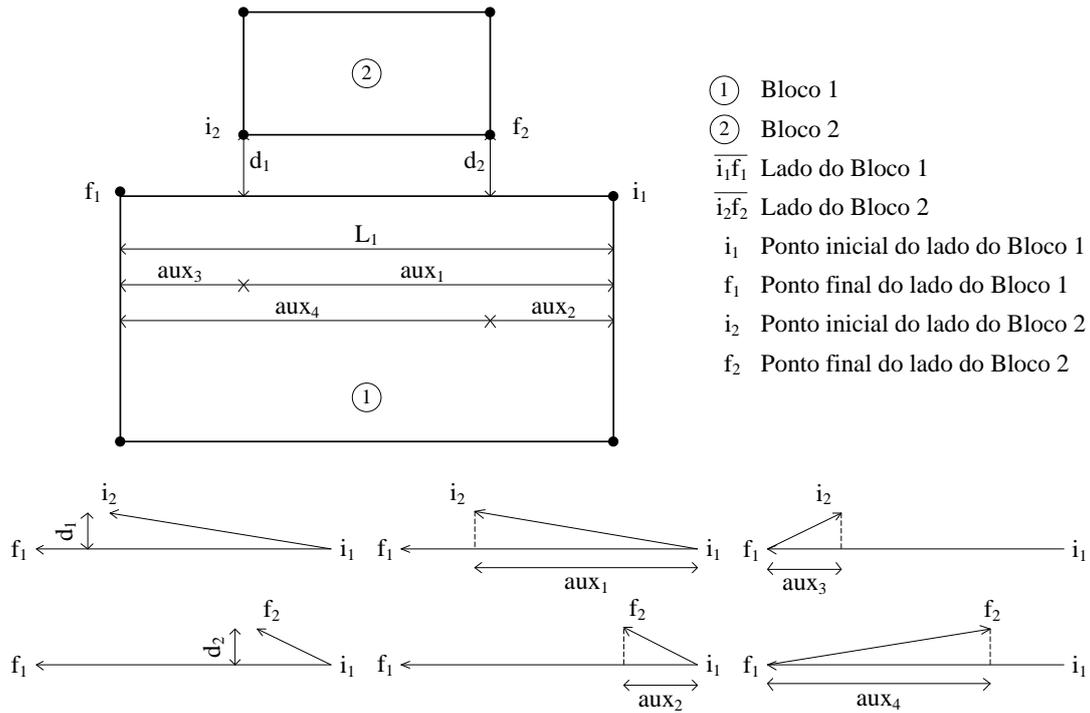


Figura 4.10 – Parâmetros geométricos relativos ao lado do bloco 1

$$d_1 = \frac{\vec{i_1 f_1} \times \vec{i_1 i_2}}{\left| \vec{i_1 f_1} \right|} \quad (4.13)$$

$$d_2 = \frac{\vec{i_1 f_1} \times \vec{i_1 f_2}}{\left| \vec{i_1 f_1} \right|} \quad (4.14)$$

$$aux_1 = \frac{\vec{i_1 f_1} \cdot \vec{i_1 i_2}}{\left| \vec{i_1 f_1} \right|} \quad (4.15)$$

$$aux_2 = \frac{\vec{i_1 f_1} \cdot \vec{i_1 f_2}}{\left| \vec{i_1 f_1} \right|} \quad (4.16)$$

$$aux_3 = \frac{\vec{i_1 f_1} \cdot \vec{f_1 i_2}}{\left| \vec{i_1 f_1} \right|} \quad (4.17)$$

$$aux_4 = \frac{\vec{i_1 f_1} \cdot \vec{f_1 f_2}}{\left| \vec{i_1 f_1} \right|} \quad (4.18)$$

Com base na Figura 4.10 é possível verificar que os parâmetros aux_1 e aux_3 , bem como os parâmetros aux_2 e aux_4 , não são independentes e relacionam-se através das seguintes equações

$$aux_3 = aux_1 - L_1 \quad (4.19)$$

$$aux_4 = aux_2 - L_1 \quad (4.20)$$

A Figura 4.11 representa os parâmetros medidos em relação ao lado do bloco 2, determinados a partir das equações (4.21) a (4.26). Os parâmetros identificados por d_3 e d_4 correspondem à abertura dos subcontactos, e os parâmetros identificados por aux_5 , aux_6 , aux_7 e aux_8 , permitem identificar a posição relativa dos blocos.

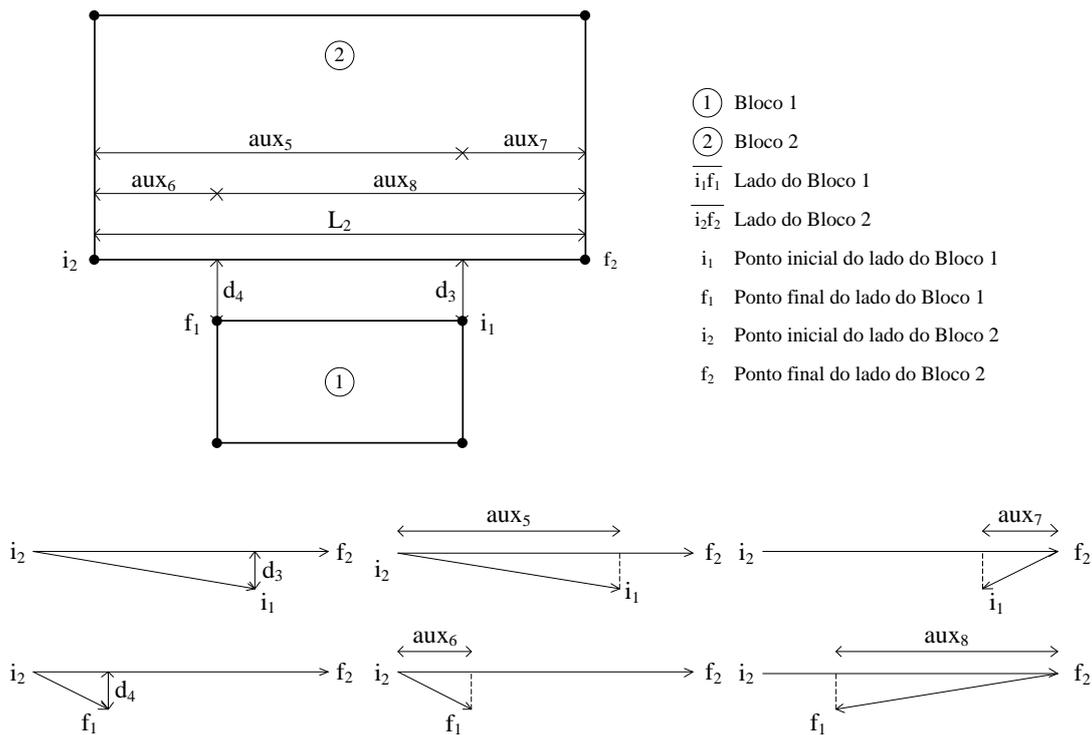


Figura 4.11 – Parâmetros geométricos relativos ao lado do bloco 2

$$d_3 = \frac{\vec{i_2 f_2} \times \vec{i_2 i_1}}{\left| \vec{i_2 f_2} \right|} \quad (4.21)$$

$$d_4 = \frac{\vec{i}_2 f_2 \times \vec{i}_2 f_1}{\left| \vec{i}_2 f_2 \right|} \quad (4.22)$$

$$aux_5 = \frac{\vec{i}_2 f_2 \cdot \vec{i}_2 \dot{i}_1}{\left| \vec{i}_2 f_2 \right|} \quad (4.23)$$

$$aux_6 = \frac{\vec{i}_2 f_2 \cdot \vec{i}_2 f_1}{\left| \vec{i}_2 f_2 \right|} \quad (4.24)$$

$$aux_7 = \frac{\vec{i}_2 f_2 \cdot f_2 \dot{i}_1}{\left| \vec{i}_2 f_2 \right|} \quad (4.25)$$

$$aux_8 = \frac{\vec{i}_2 f_2 \cdot f_2 f_1}{\left| \vec{i}_2 f_2 \right|} \quad (4.26)$$

A semelhança do que ocorre em relação aos parâmetros medidos sobre o lado do bloco 2, os parâmetros aux_5 e aux_7 , bem como os parâmetros aux_6 e aux_8 , não são independentes e relacionam-se através das seguintes equações

$$aux_7 = aux_5 - L_2 \quad (4.27)$$

$$aux_8 = aux_6 - L_2 \quad (4.28)$$

Com base nestes parâmetros, são definidos um conjunto de pressupostos (Tabela 4.1) necessários para a constituição do contacto, de acordo com a tipologia a adoptar. A necessidade de determinar parâmetros distintos para cada um dos lados que compõem o contacto, deve-se ao facto destes lados não apresentarem, por vezes, a mesma orientação, havendo que testar os vários cenários possíveis. Conforme o tipo de contacto, cada subcontacto irá actuar de acordo com a orientação do lado oposto, apresentando uma componente normal e outra de corte. Assim nos contactos do tipo FF₁-21, o lado do bloco 1 controla a orientação dos subcontactos. Nos contactos do tipo FF₁-12, o lado do bloco 2 determina a orientação dos subcontactos. Por fim, nos contactos do tipo FF₂-i e FF₂-f, ambos os lados são determinantes, pois cada subcontacto irá actuar num dos lados.

A estrutura de dados fundamental para a constituição do subcontacto compreende a referência ao lado de origem, referência ao lado de destino, referência ao ponto a partir do qual o subcontacto é estabelecido, a abertura do subcontacto (L_{sct}), o comprimento de influência do subcontacto (L_i) e, por fim, o comprimento de distribuição (L_d) do subcontacto, que corresponde à distância entre o ponto de instalação do subcontacto, projectado sobre o lado oposto, até ao ponto inicial deste lado. A designação de comprimento de distribuição justifica-se pois a distribuição das forças de contacto pelos vértices dos blocos terá por base este parâmetro. A Tabela 4.2 apresenta a definição da estrutura de dados para os contactos do tipo FF₁-12 e FF₁-21, enquanto a Tabela 4.3 apresenta a estrutura de dados para os contactos do tipo FF₂-i e FF₂-f. A Figura 4.12 apresenta graficamente a estrutura de dados para os contactos do tipo FF₁-21 e FF₂-i.

Tabela 4.1 – Pressupostos geométricos para definição e classificação do contacto

	FF ₁ – 21	FF ₁ – 12	FF ₂ – i	FF ₂ – f
d_1	$ d_1 < tol$	-	$ d_1 < tol$	-
d_2	$ d_2 < tol$	-	-	$ d_2 < tol$
d_3	-	$ d_3 < tol$	$ d_3 < tol$	-
d_4	-	$ d_4 < tol$	-	$ d_4 < tol$
aux_1	$> tol$ $< L_1 + L_2 - tol$	$> tol$ $< L_1 + L_2 - tol$	$> 2tol$ $< L_1 + L_2 - tol$	$> tol$ $< L_1 + L_2 - tol$
aux_2	$> -tol$	-	-	$> tol$
aux_3	$< tol$	-	$< -tol$	-
aux_4	-	-	-	$> 2tol$
aux_5	$> tol$ $< L_1 + L_2 - tol$	$> tol$ $< L_1 + L_2 - tol$	$> 2tol$ $< L_1 + L_2 - tol$	$> tol$ $< L_1 + L_2 - tol$
aux_6	-	$> -tol$	-	$> tol$
aux_7	-	$< tol$	$< -tol$	-
aux_8	-	-	-	$> 2tol$

Tabela 4.2 – Estrutura de dados dos subcontactos do tipo FF₁

	FF ₁ – 21		FF ₁ – 12	
	sct ₁	sct ₂	sct ₁	sct ₂
Lado origem	Bloco 2	Bloco 2	Bloco 1	Bloco 1
Lado destino	Bloco 1	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 2
Ponto	Ponto inicial	Ponto final	Ponto inicial	Ponto final
L_{sct}	$-d_1$	$-d_2$	$-d_3$	$-d_4$
L_i	$L_2/2$	$L_2/2$	$L_1/2$	$L_1/2$
L_d	aux_1	$ aux_2 $	aux_5	$ aux_6 $

Tabela 4.3 – Estrutura de dados dos subcontactos do tipo FF₂

	FF ₂ – i		FF ₂ – f	
	sct ₁	sct ₂	sct ₁	sct ₂
Lado origem	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 1	Bloco 2
Lado destino	Bloco 2	Bloco 1	Bloco 2	Bloco 1
Ponto	Ponto inicial	Ponto inicial	Ponto final	Ponto final
L_{sct}	$-d_3$	$-d_1$	$-d_4$	$-d_2$
L_i	$aux_5/2$	$aux_1/2$	$ aux_8 /2$	$ aux_4 /2$
L_d	aux_5	aux_1	$ aux_6 $	aux_2

4.3.2. 2^a Fase – Actualização dos contactos

A actualização dos contactos é feita em todos os passos, tanto na hipótese dos “pequenos deslocamentos” como na hipótese dos “grandes deslocamentos”. Esta

actualização baseia-se no movimento relativo dos blocos. Numa primeira fase é actualizada a orientação dos lados, apenas nos lados em que os subcontactos estão a ser aplicados e que irão condicionar a orientação dos mesmos. Esta actualização não inclui a actualização do comprimento dos lados. No caso dos contactos do tipo FF₁-21, o lado do bloco 1 é actualizado. Para os contactos do tipo FF₁-12, é o lado do bloco 2 que é actualizado. Para os contactos dos tipos FF₂-i e FF₂-f, ambos os lados são actualizados.

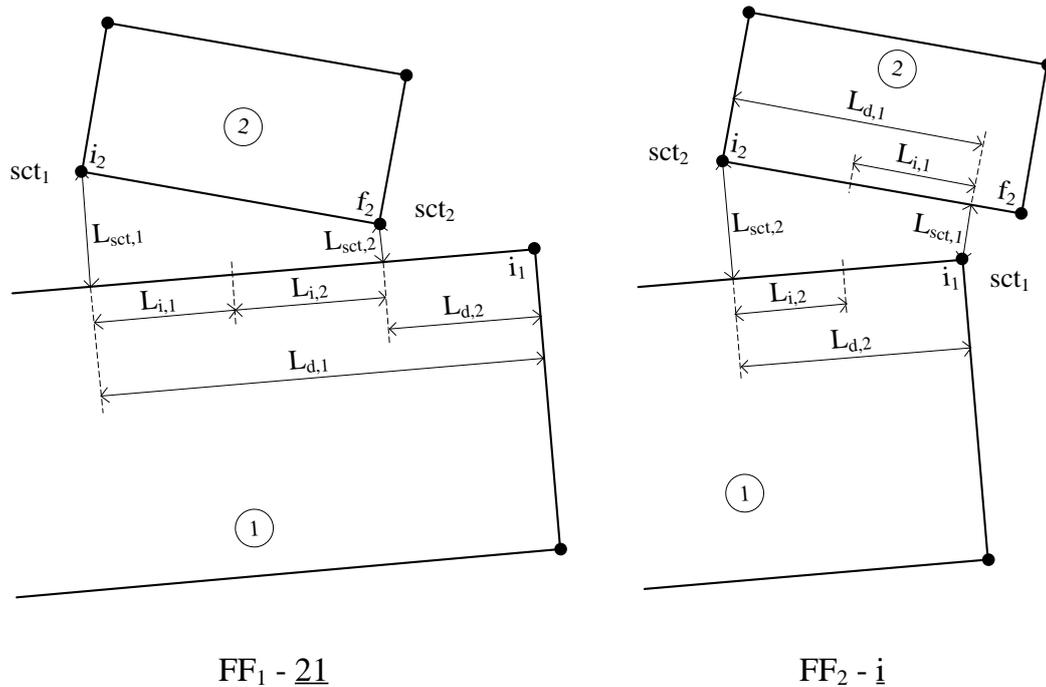


Figura 4.12 – Estrutura de dados dos subcontactos do tipo FF₁ e FF₂

A partir destes dados, em cada ciclo e para cada contacto, a actualização é feita com base no movimento relativo dos blocos. À partida é conhecida a velocidade do vértice onde o subcontacto está instalado, havendo a necessidade de determinar a velocidade do ponto equivalente a este, porém projectado no lado onde o subcontacto actua. Com base na Figura 4.13, que representa o contacto do tipo FF₂-i, a velocidade relativa entre o ponto inicial e final do subcontacto, para as direcções vertical e horizontal, é dada por

$$v_{rel,x} = v_{sct,x} - v_{sctP,x} \quad (4.29)$$

$$v_{rel,y} = v_{sct,y} - v_{sctP,y} \quad (4.30)$$

$v_{rel,x}$, $v_{rel,y}$ Velocidade relativa dos blocos junto à zona do subcontacto, componentes x e y;

$v_{sct,x}$, $v_{sct,y}$ Velocidade do ponto de instalação do subcontacto, componentes x e y;

$v_{sctP,x}$, $v_{sctP,y}$ Velocidade do ponto de projecção do subcontacto, componentes x e y.

A velocidade do ponto de projecção deve ser determinada através da velocidade dos pontos inicial e final do lado onde o subcontacto é aplicado, tendo em conta o parâmetro atrás designado por comprimento de distribuição (L_d),

$$v_{sctP,x} = v_{i,x} \frac{(L_1 - L_{d,1})}{L_1} + v_{f,x} \frac{L_{d,1}}{L_1} \quad (4.31)$$

$$v_{sctP,y} = v_{i,y} \frac{(L_1 - L_{d,1})}{L_1} + v_{f,y} \frac{L_{d,1}}{L_1} \quad (4.32)$$

- $v_{i,x}, v_{i,y}$ Velocidade do ponto inicial do lado do Bloco 1, componentes x e y;
 $v_{f,x}, v_{f,y}$ Velocidade do ponto final do lado do Bloco 1, componentes x e y;
 L_1 Comprimento do lado do Bloco 1;
 $L_{d,1}$ Comprimento de distribuição do Subcontacto 1.

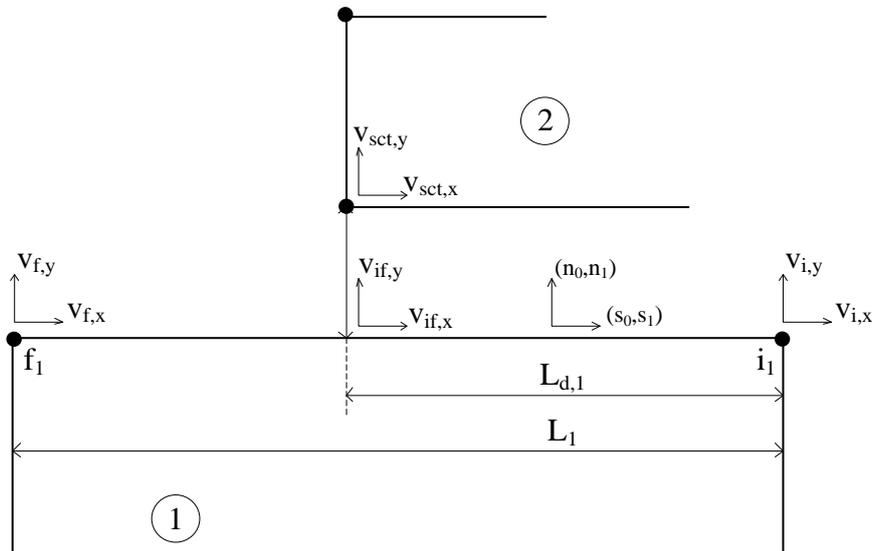


Figura 4.13 – Determinação da velocidade relativa dos blocos junto ao ponto de aplicação do subcontacto

A variação da abertura do subcontacto é incremental e função do passo de cálculo,

$$\Delta L_{sct,x} = v_{rel,x} \Delta t \quad (4.33)$$

$$\Delta L_{sct,y} = v_{rel,y} \Delta t \quad (4.34)$$

$\Delta L_{sct,x}, \Delta L_{sct,y}$ Variação incremental da abertura do contacto, componentes x e y;

Δt Passo de cálculo.

As componentes normal e de corte são determinadas de acordo com a orientação do lado onde o subcontacto actua (Figura 4.13),

$$\Delta L_{sct,n} = \Delta L_{sct,x} n_0 + \Delta L_{sct,y} n_1 \quad (4.35)$$

$$\Delta L_{sct,s} = \Delta L_{sct,x} s_0 + \Delta L_{sct,y} s_1 \quad (4.36)$$

$\Delta L_{sct,n}$ $\Delta L_{sct,s}$ Variação incremental da abertura e do comprimento tangencial do contacto;
 (n_0, n_1) Direcção normal;
 (s_0, s_1) Direcção de corte.

4.3.3. 3ª Fase – Verificação de contactos

A fase de verificação envolve três acções distintas e inclui a actualização da envolvente dos blocos e da orientação dos lados, a verificação dos contactos activos e a tentativa de detecção de novos contactos.

A actualização da orientação dos lados é mais completa do que a promovida em cada ciclo de cálculo pois abrange a totalidade dos blocos existente no modelo e ocorre em simultâneo com a actualização do comprimento dos lados.

A verificação dos contactos activos pode desencadear a manutenção, a manutenção com reclassificação ou a eliminação de contactos. O critério de decisão baseia-se num processo semelhante ao utilizado para detecção do contacto e estabelecimento dos subcontactos originais. Portanto há lugar à determinação de novos parâmetros d_1 a d_4 e de aux_1 a aux_8 , segundo as coordenadas actuais dos blocos em análise. Cada contacto é então verificado segundo os pressupostos indicados na Tabela 4.1. Caso se confirme que o contacto existente cumpre os critérios exigidos para a manutenção da classificação actual, apenas são actualizados os parâmetros L_i (comprimento de influência) e L_d (comprimento de distribuição), segundo a Tabela 4.2 e Tabela 4.3. Existe ainda a possibilidade do contacto continuar a existir, porém não cumprir os critérios exigidos para manter a mesma classificação. Neste caso o contacto é reclassificado segundo os critérios definidos na Tabela 4.1. As reclassificações admitidas, consoante a classificação actual, estão indicadas na Figura 4.14. Por exemplo, o contacto do tipo FF₁-12 só pode ser reclassificado como FF₂-i ou FF₂-f, não sendo possível a transição directa para o tipo FF₁-21. O processo de reclassificação compreende a determinação de novos subcontactos (sct_1 e sct_2), que entretanto deverão herdar os parâmetros $L_{sct,n}$ e $L_{sct,s}$, dos subcontactos existentes (sct_1' e sct_2') que posteriormente serão eliminados. Conforme a Figura 4.14, nas transições representadas pelas setas horizontais, o novo subcontacto sct_1 herda os parâmetros $L_{sct,n}$ e $L_{sct,s}$ do antigo subcontacto sct_1' e o novo subcontacto sct_2 herda os parâmetros $L_{sct,n}$ e $L_{sct,s}$ do antigo subcontacto sct_2' . Já nas reclassificações representadas pelas setas verticais, ocorre a alteração da ordem dos subcontactos, assim o subcontacto sct_1 herda os parâmetros do subcontacto sct_2' , enquanto o subcontacto sct_2 herda os parâmetros do subcontacto sct_1' .

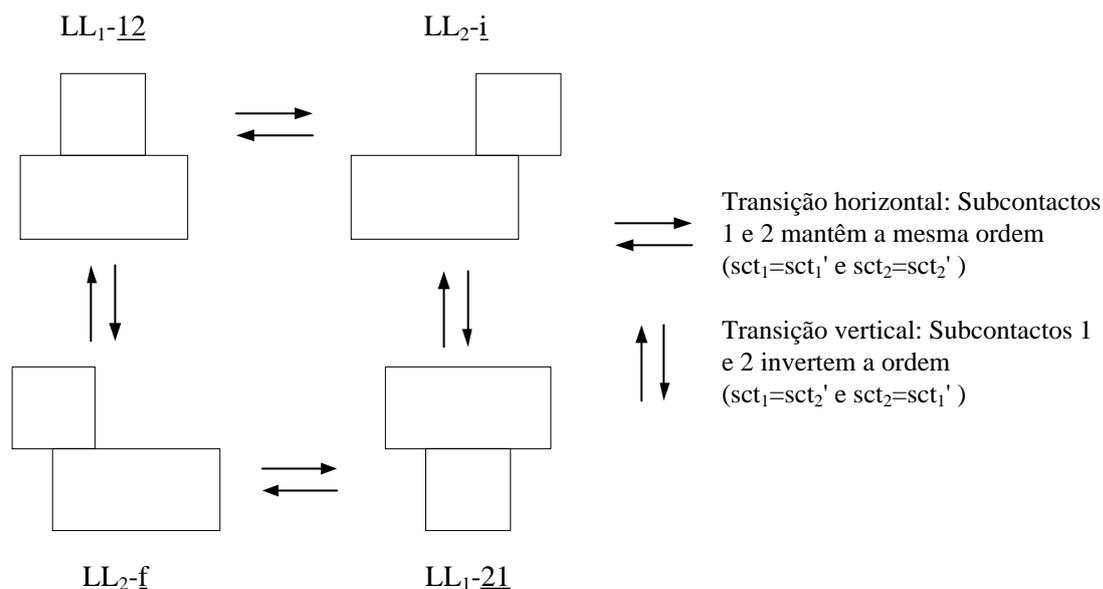


Figura 4.14 – Reclassificação de contactos

A verificação não é efectuada para todos os contactos, para que tal ocorra é necessário que um dos blocos envolvidos no contacto esteja assinalado como “actualizável”. Esta indicação poderá ser atribuída de acordo com os objectivos do estudo, ou com base no deslocamento acumulado do bloco. Simultaneamente é necessário que o material associado às propriedades do contacto também apresente a condição de “actualizável”. Estes critérios devem ser observados tanto para verificação de contactos existentes como para tentativa de detecção de novos contactos.

Até aqui tem-se abordado apenas o contacto do tipo face-face. De facto, os contactos apenas são criados, ou no primeiro ciclo ou em fase posterior, se cumprirem os critérios estabelecidos para constituição de um contacto do tipo face-face. Porém, quando do processo de verificação, é possível que o contacto face-face degenera para um contacto do tipo face-vértice, pois admite-se que um dos subcontactos possa apresentar abertura (d_1 , d_2 , d_3 ou d_4) superior à tolerância desde que o outro subcontacto se mantenha com a abertura inferior à tolerância. Este processo designa-se por degeneração, pois a estrutura de dados mantém-se exactamente a mesma, alterando apenas a forma como as forças de contacto são integradas, aspecto que será abordado no ponto 4.5.

Conforme Figura 4.15, para o contacto do tipo FF_1-12 , caso a abertura d_4 seja superior à tolerância e d_3 inferior, o contacto pode degenerar para o tipo (a) e caso d_4 for inferior à tolerância e d_3 superior, então o contacto pode degenerar para um contacto face-vértice do tipo (b). Os restantes casos de degeneração estão representados na Figura 4.15.

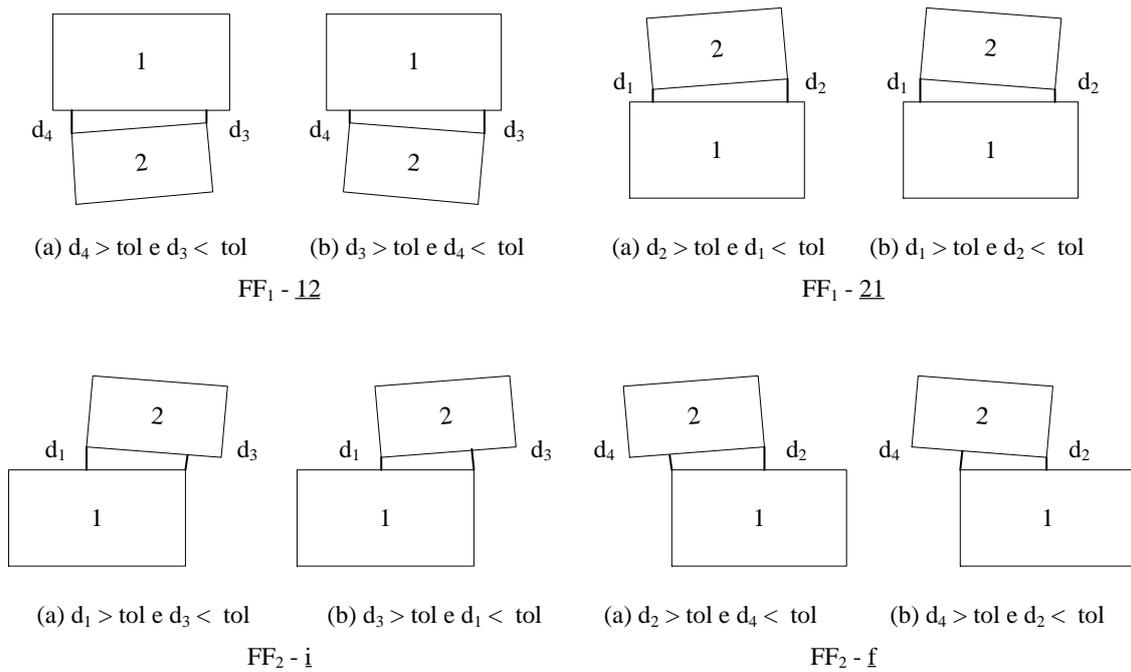


Figura 4.15 – Degeneração de contacto face-face para contacto face-vértice

4.4. Macroblocos

Neste programa, optou-se por utilizar apenas blocos da forma geométrica simples, triangular ou quadrilátera. Para obter formas mais complexas, é possível associar blocos de modo a formar macroblocos. O macrobloco consiste numa associação de blocos, que passam a formar uma malha contínua, em que os vértices são coincidentes. Entre os blocos de um mesmo macrobloco não se estabelecem contactos, não sendo permitido o movimento relativos entre blocos, pelo que não há forças de contacto. Assemelha-se a uma malha de elementos finitos, com solução explícita, pois não há lugar à montagem da matriz de rigidez global.

O macrobloco apresenta uma estrutura de dados composta por uma lista de blocos, uma lista de macropontos, que por sua vez apresenta um ponto *master* e uma lista de pontos *slave* (Figura 4.16).

Os blocos são seleccionados e faz-se a detecção dos macropontos. Cada macroponto corresponde a um conjunto de pontos com coordenadas iguais. Um destes pontos, cujo critério de selecção é irrelevante, é designado de ponto *master* e os restantes de pontos *slave*. O macroponto corresponde aos mesmos graus de liberdade que um ponto individual, e todas as operações numéricas irão incidir apenas sobre o ponto *master*. Ao longo do ciclo de cálculo, numa primeira fase, a partir dos pontos *slave*, todas as forças deverão ser concentradas no ponto *master*. Após a determinação das novas coordenadas, os pontos *slave* são actualizados a partir do respectivo ponto *master*.

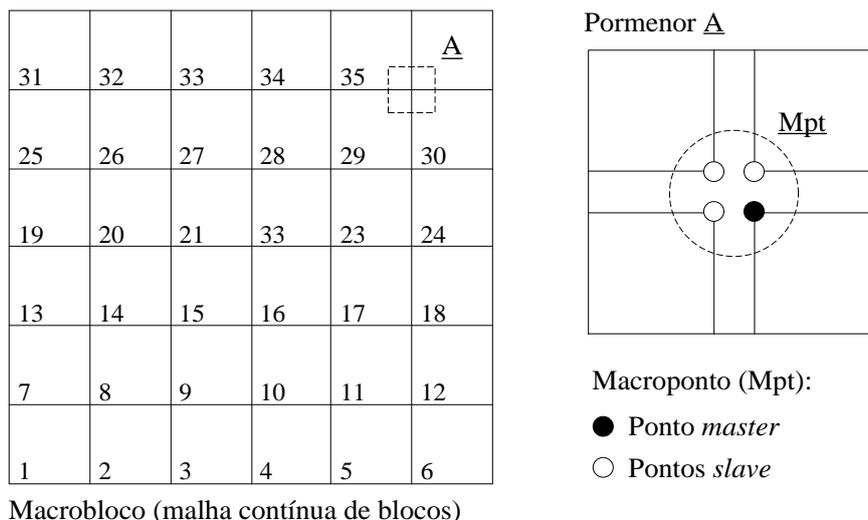


Figura 4.16 – Modelo de dados do macrobloco e do macroponto

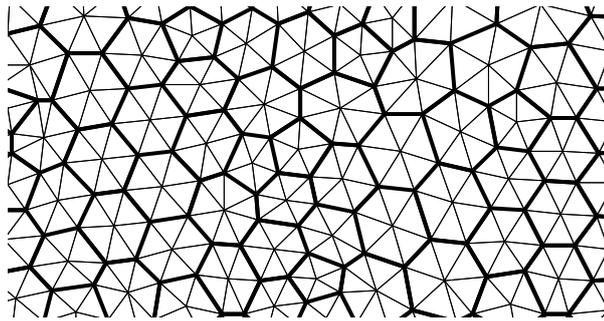
Apesar destes procedimentos adicionais, a utilização de macroblocos tem a vantagem de reduzir o número de contactos e de graus de liberdade. Um mesmo modelo pode apresentar vários macroblocos e cada macrobloco pode ter blocos com materiais distintos. As opções deverão basear-se nas características do estudo em causa e nos seus objectivos.

O modelo de blocos e contactos anteriormente descrito também pode apresentar comportamento semelhante ao de um macrobloco, porém os contactos deverão apresentar rigidez elevada, o que penaliza a performance numérica da solução.

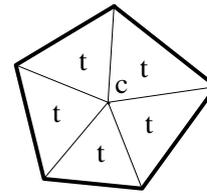
Uma aplicação específica dos macroblocos é a criação de polígonos, entidades semelhantes a partículas, que permitem a discretização de modelos como se tratasse de uma malha de elementos Voronoi. Os polígonos interagem entre si através dos contactos face-face descritos anteriormente. O polígono deve apresentar pelo menos quatro lados, cuja discretização interna é feita com triângulos, a partir da determinação do centro de massa do polígono, que servirá de ponto comum a todos os triângulos. O processo inicia-se com a definição do polígono exterior, para o qual é determinado a área e respectivo centro de massa e posteriormente são criados os elementos triangulares e agrupados num único macrobloco.

Este tipo de elemento pode ser útil para o desenvolvimento de modelos com o objectivo de se proceder ao estudo da formação e propagação de fissuras, onde a utilização de blocos quadriláteros pode influenciar a definição geométrica da fissura.

Malha de polígonos



Polígono



t – Elemento triangular
c - Centro de massa

Figura 4.17 – Malha de polígonos

4.5. Determinação das forças de contacto

A integração do diagrama de tensões que se estabelece no contacto está na origem da determinação das forças de contacto. As tensões são determinadas com base na abertura e comprimento tangencial dos subcontactos, actualizados em cada passo, e nas propriedades do material de junta, nomeadamente as rigidezes normal (k_n) e tangencial (k_s),

$$\dot{t}_{n,1} = t_{n,1} + k_n \Delta L_{sct,n,1} \quad (4.37)$$

$$\dot{t}_{n,2} = t_{n,2} + k_n \Delta L_{sct,n,2} \quad (4.38)$$

$$\dot{t}_{s,1} = t_{s,1} + k_s \Delta L_{sct,s,1} \quad (4.39)$$

$$\dot{t}_{s,2} = t_{s,2} + k_s \Delta L_{sct,s,2} \quad (4.40)$$

$\dot{t}_{n,1}$, $\dot{t}_{n,2}$ Tensão normal nos subcontactos 1 e 2;

$\dot{t}_{s,1}$, $\dot{t}_{s,2}$ Tensão tangencial nos subcontactos 1 e 2.

Após a determinação das tensões, segue-se a verificação em relação ao modelo constitutivo descrito no Capítulo 3. Os modelos de contacto correspondem a diferentes processos de integração do diagrama de tensões. Foram implementadas seis soluções distintas: modelo pontual (pt), modelo rectangular com dois pontos de controlo (r2pt), modelo rectangular com três pontos de controlo (r3pt), modelo trapezoidal com dois de controlo (t2pt), modelo trapezoidal com três pontos de controlo (t3pt) e o modelo trapezoidal com pontos de controlo móveis (tptm). Designam-se por pontos de controlo os pontos para os quais as tensões são verificadas em relação ao modelo constitutivo. Nos modelos com dois pontos de controlo, estes pontos correspondem aos subcontactos 1 e 2, cujas tensões são determinadas através das equações (4.37) a (4.40). Nos modelos com 3 pontos, o terceiro ponto corresponde ao ponto médio do contacto, cujas tensões são determinadas por,

$$t_{n,3} = \frac{(t_{n,1} + t_{n,2})}{2} \quad (4.41)$$

$$t_{s,3} = \frac{(t_{s,1} + t_{s,2})}{2} \quad (4.42)$$

$t_{n,3}, t_{n,2}$ Tensão normal no ponto médio do contacto;

$t_{s,3}, t_{s,2}$ Tensão normal no ponto médio do contacto.

Já no modelo de pontos móveis, os pontos são introduzidos nos locais onde se verificam violações do modelo constitutivo. Neste modelo não existe um número pré-definido de pontos de controlo, sendo introduzidos os necessários para a correcta definição do diagrama final.

Os modelos de contacto com diagramas de tensões rectangulares estão representados na Figura 4.18. No modelo de contacto pontual, após integração, as forças são distribuídas directamente nos pontos de aplicação dos subcontactos, pelo que não são estaticamente compatíveis com o diagrama que lhes deu origem. Este é o modelo habitualmente utilizado no Método do Elementos Discretos, como ocorre, por exemplo, com o UDEC. Já o modelo de contacto rectangular com dois pontos de controlo, a integração ocorre da mesma forma, porém as forças resultantes são aplicadas a meio da área de influência de cada subcontacto e a partir destes pontos são distribuídas para os pontos de aplicação dos subcontactos, dando origem a um conjunto de forças estaticamente coerente com o diagrama de tensões. O mesmo ocorre em relação ao modelo de contacto rectangular com três pontos de controlo. Porém, neste caso, o diagrama é discretizado através de três rectângulos, ao contrário dos modelos anteriores, que utilizam apenas dois rectângulos.

Os modelos que utilizam diagramas de integração trapezoidais estão representados na Figura 4.19. Nestes modelos, a integração dá origem a forças cuja distribuição pelos pontos de aplicação dos subcontactos é estaticamente compatível com o digrama de tensões. No caso do modelo com três pontos de controlo, o diagrama de tensões é aproximado através de dois trapézios, que partilham um dos lados. Já no modelo de pontos móveis, o diagrama de tensões é decomposto através de vários trapézios, tantos quantos os necessários para a definição do diagrama e, posteriormente, as forças são distribuídas pelos pontos de aplicação dos subcontactos.

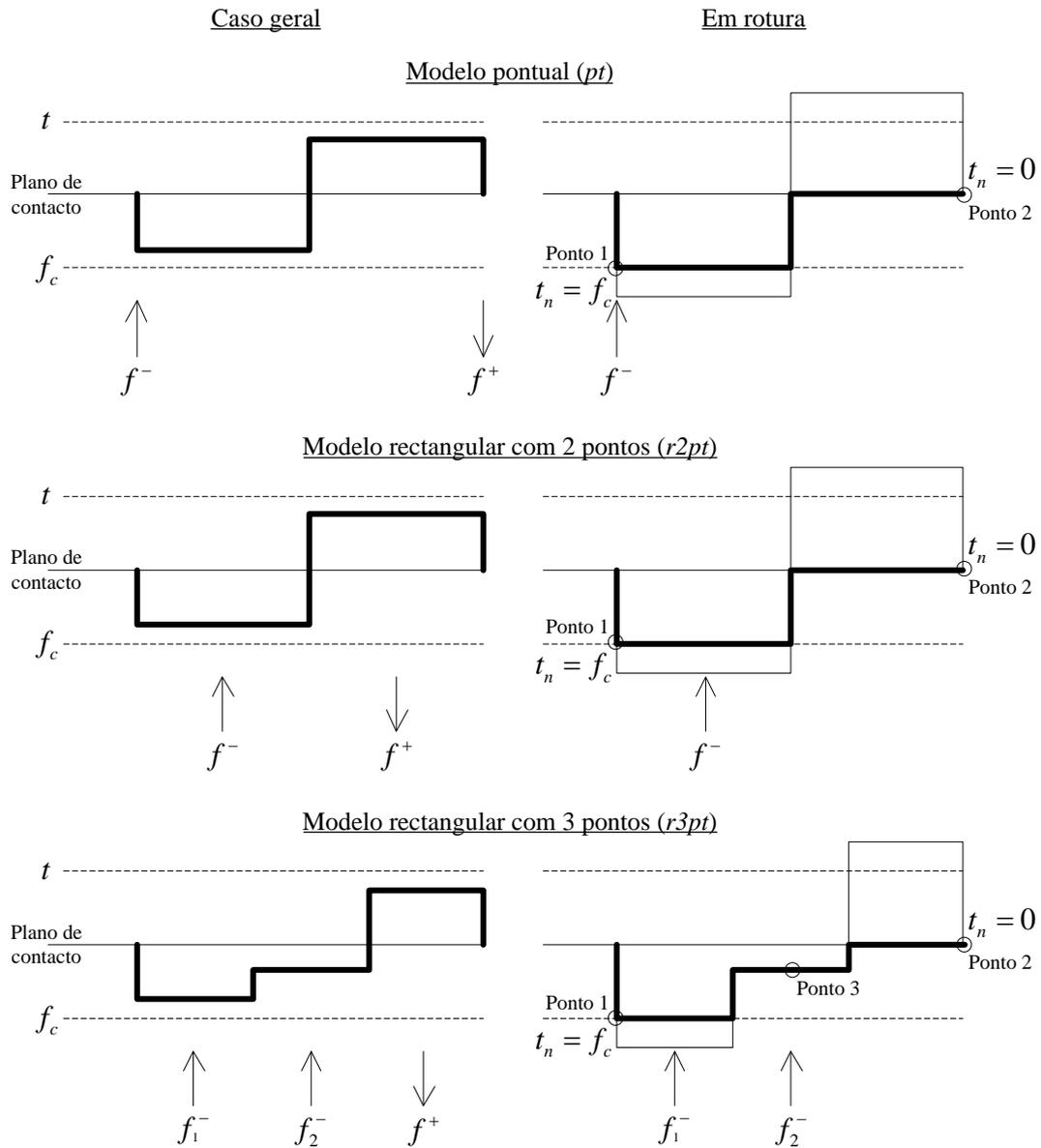


Figura 4.18 – Modelos de contacto com digramas de tensões rectangulares

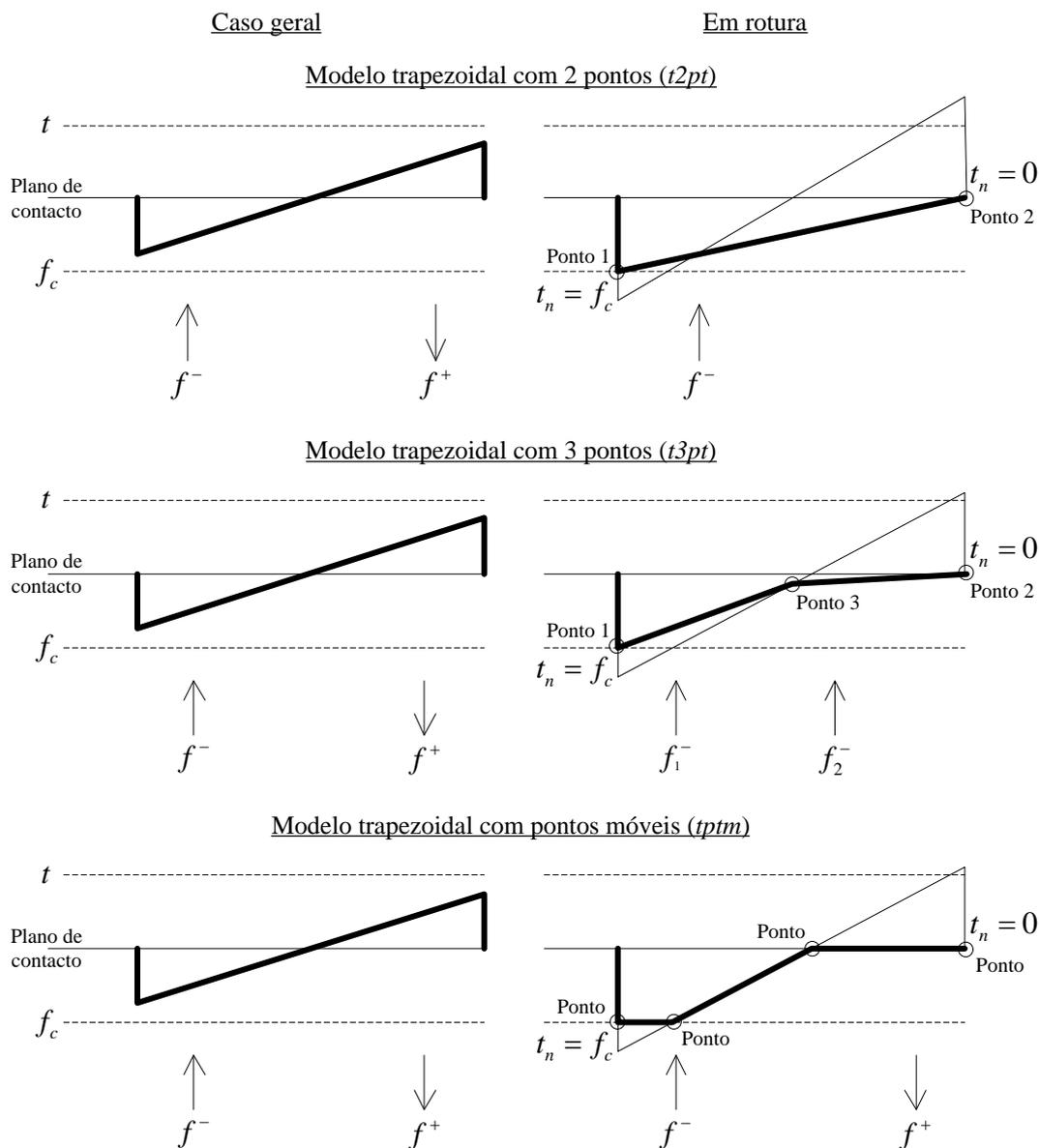


Figura 4.19 – Modelos de contacto com digramas de tensões trapezoidais

A Figura 4.20 representa um modelo constituído por dois blocos, cuja solicitação actuante corresponde a uma força vertical aplicada no ponto A. A junta CD apresenta comportamento elástico, com limite à tracção infinito. Consta da mesma figura a única solução estática admissível, válida para qualquer dos modelos de contacto utilizado, apesar dos métodos de integração serem distintos, bem como os diagramas de tensão adoptados. Conforme a Figura 4.20 é possível observar que o contacto pontual não é capaz de representar a tensão de tracção expectável no ponto D. Os modelos que adoptam um diagrama de tensões trapezoidal, t2pt, t3pt e tptm, apresentam o mesmo diagrama de tensões, pois a junta tem comportamento elástico. Nos contactos trapezoidais, as tensões na junta CD são superiores às tensões obtidas através do modelo rpt3, que por sua vez são superiores às obtidas através do modelo rpt2. Como as

propriedades da junta são as mesmas, é possível concluir que o método de integração controla a rigidez de rotação do contacto.

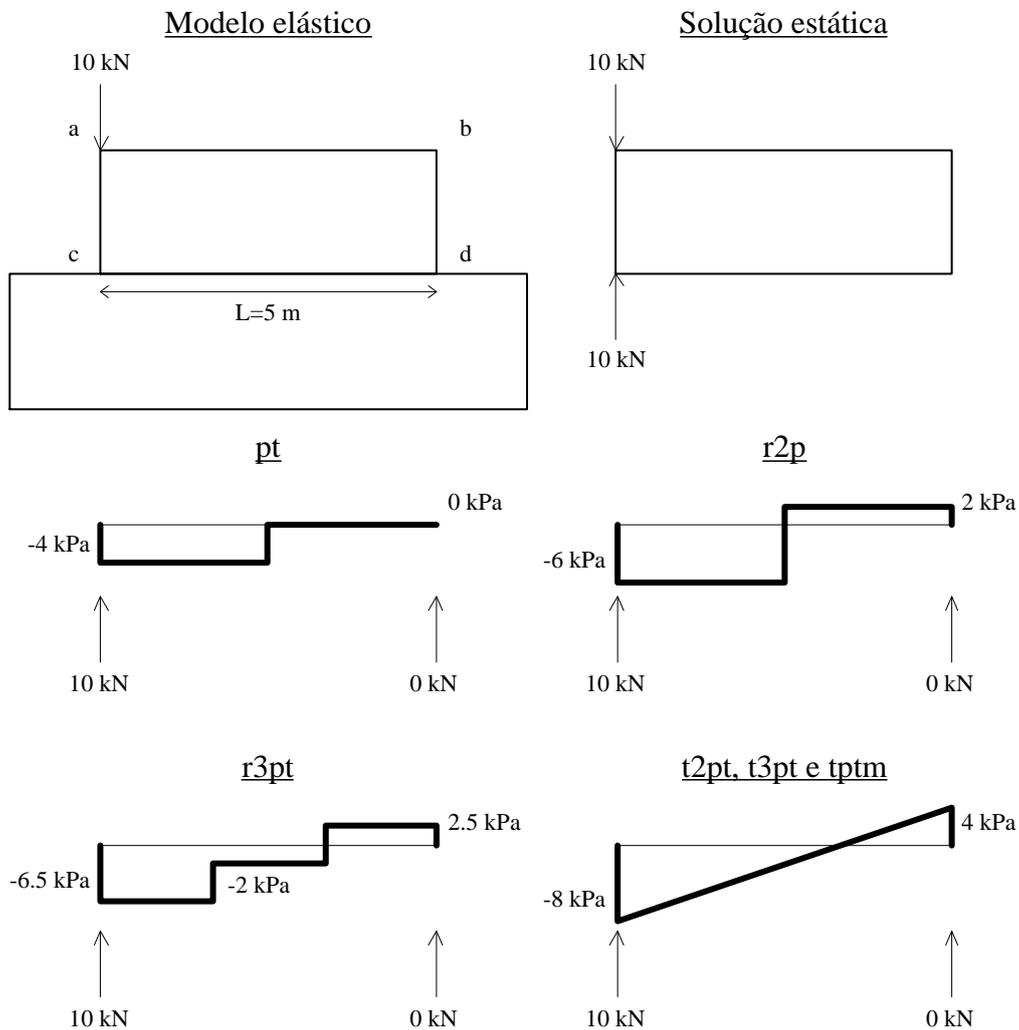


Figura 4.20 – Exemplo de integração de forças para um modelo elástico

A rigidez de rotação pode ser determinada através de

$$K_{\theta} = \frac{M}{\theta} \quad (4.43)$$

$$\theta = \frac{L_{sct1,n} + L_{sct2,n}}{L_{i,sct1} + L_{i,sct2}} \quad (4.44)$$

K_{θ} Rigidez de rotação;

M Momento;

θ Ângulo de rotação;

A Tabela 4.4 apresenta os valores para a rigidez de rotação dos vários modelos de contacto, determinados a partir dos resultados obtidos para o modelo de dois blocos da Figura 4.20. O contacto mais rígido é o contacto pontual e os mais flexíveis são os contactos trapezoidais que, para este modelo elástico, apresentam a mesma rigidez de rotação.

Tabela 4.4 – Rigidez de rotação dos modelos de contacto

Modelo de contacto	Rigidez de rotação (K_{θ})
Contacto pontual (pt)	K
Rectangular com dois pontos de controlo (r2pt)	K/2
Rectangular com três pontos de controlo (r3pt)	K/2.25
Trapezoidal com dois pontos de controlo (t2pt)	K/3
Trapezoidal com três pontos de controlo (t3pt)	K/3
Trapezoidal com pontos móveis (tptm)	K/3

A Figura 4.21 representa o modelo anterior (Figura 4.20), porém a junta CD apresenta comportamento não linear, com resistência a tracção nula. Para o caso de carga agora apresentado, que corresponde a uma força vertical de 10kN no ponto A e de 1kN no ponto B, apenas através de dois dos modelos de contacto é possível obter uma solução estável, nomeadamente o modelo pontual e o modelo trapezoidal tptm. Caso a solicitação no ponto B fosse nula, só o modelo de contacto pontual seria capaz de convergir. Neste caso, apesar de a solução ser numericamente estável, o diagrama de tensões não estaria de acordo com diagrama teórico, que junto ao ponto C é infinito.

Conforme já referido, o modelo tptm adopta um diagrama trapezoidal com múltiplos pontos de controlo móveis, de forma a dar origem a um digrama final consistente com o digrama teórico, após aplicação do modelo constitutivo. O modelo de pontos móveis é o que apresenta o esquema de integração mais correcto e deve ser adoptado em planos onde a análise de tensões é um aspecto preponderante. Em outras zonas do modelo, não directamente envolvidos no mecanismo de rotura em análise, pode ser utilizado o modelo pontual, que para além de ser mais robusto, é o que envolve menor tempo de cálculo.

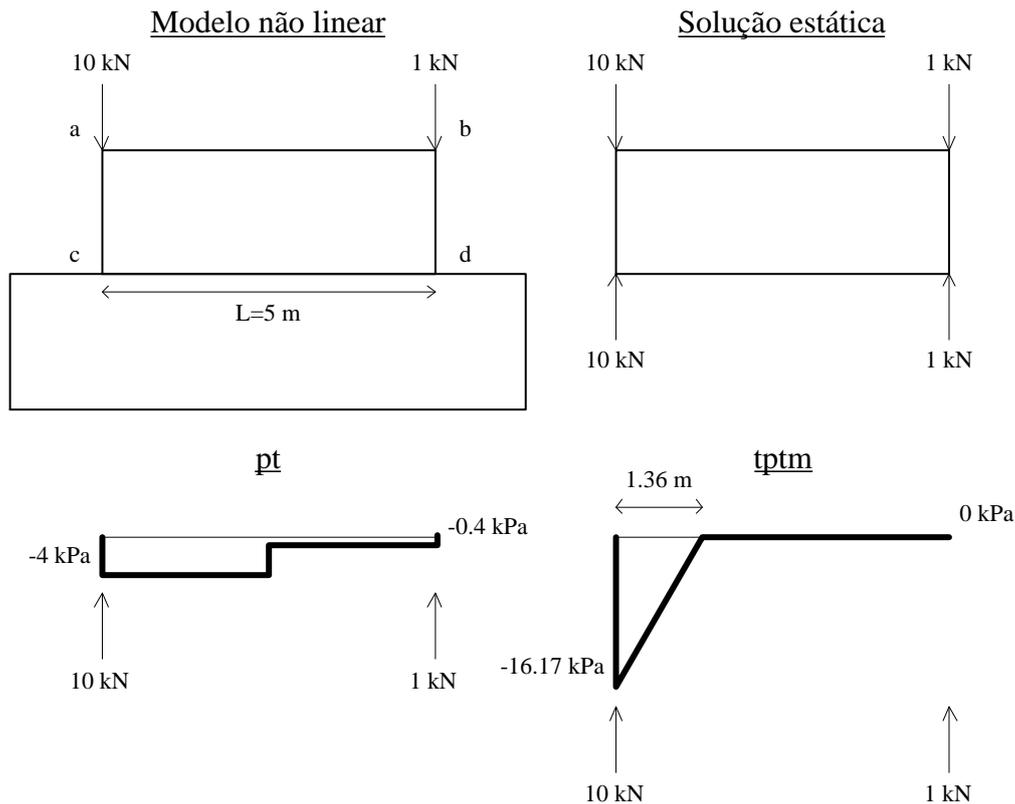


Figura 4.21 – Exemplo de integração de forças para um modelo não linear

A descrição do processo de integração do diagrama de tensões normais, também é válido genericamente para as tensões tangenciais. No modelo de cálculo pontual, a tensão nos dois pontos de controlo são verificadas em relação ao modelo constitutivo e o esquema de integração segue o procedimento descrito para as tensões normais. O mesmo ocorre com os modelos r2pt, r3pt, t2pt e t3pt, para os quais a integração das forças também ocorre de forma idêntica à componente normal.

Em relação ao modelo de pontos móveis, o diagrama adoptado para as tensões normais não pode ser aproveitado para a integração das tensões tangenciais, nem sequer os pontos de controlo, pois os pontos de singularidade do diagrama de tensões normais não são necessariamente pontos de singularidade do diagrama de tensões tangenciais. De forma a evitar a determinação de um novo diagrama de tensões, para os quais seria necessário calcular as respectivas tensões normais, optou-se por aplicar o esquema de integração do modelo trapezoidal com dois pontos de controlo ou, em alternativa, o modelo de contacto rectangular com dois pontos de controlo.

4.6. Integração da equação de movimento

Em termos numéricos, o passo de cálculo efectiva-se quando do estabelecimento e integração das equações de movimento de todos os graus de liberdade independentes do modelo,

$$ku + c\dot{u} + m\ddot{u} = f \quad (4.45)$$

- u Deslocamento;
 \dot{u} Velocidade;
 \ddot{u} Aceleração;
 k Rigidez;
 c Coeficiente de amortecimento viscoso;
 m Massa;
 f Forças a considerar no grau de liberdade.

As forças internas (ku), equivalentes ao estado de tensão que se estabelece nos blocos deformáveis, podem ser adicionadas às restantes forças, dando origem à força total,

$$f_{TOT} = f_{EXT} + f_{INT} + f_{CTO} + f_M \quad (4.46)$$

- f_{TOT} Força total;
 f_{EXT} Forças externas;
 f_{INT} Forças equivalentes ao estado de tensão do elemento (somente para blocos deformáveis);
 f_{CTO} Forças de contacto;
 f_M Forças mássicas.

O amortecimento (c) corresponde apenas à parcela proporcional à massa,

$$c = \alpha m \quad (4.47)$$

- α Coeficiente de amortecimento viscoso proporcional à massa.

A integração da equação geral do movimento, que corresponde a uma equação diferencial do 2º grau, é feita passo-a-passo de forma explícita, com base no método das diferenças centrais, em que a velocidade e a aceleração do instante t são obtidas através das velocidades nos instantes intermédios $t + \Delta t/2$ e $t - \Delta t/2$,

$$\dot{u}_t = \frac{\dot{u}_{t+\Delta t/2} + \dot{u}_{t-\Delta t/2}}{2} \quad (4.48)$$

$$\ddot{u}_t = \frac{\dot{u}_{t+\Delta t/2} - \dot{u}_{t-\Delta t/2}}{\Delta t} \quad (4.49)$$

- \dot{u}_t Velocidade no instante t ;
 \ddot{u}_t Aceleração no instante t ;
 $\dot{u}_{t+\Delta t/2}$ Velocidade no instante intermédio $t + \Delta t/2$;
 $\dot{u}_{t-\Delta t/2}$ Velocidade no instante intermédio $t - \Delta t/2$.

Nesta solução, considera-se que a velocidade é constante durante o intervalo de tempo Δt . Feitas as substituições na equação (4.45), obtêm-se uma nova equação que permite

a determinação da velocidade no instante intermédio $t + \Delta t/2$ a partir da velocidade no instante intermédio $t - \Delta t/2$,

$$\dot{u}_{t+\Delta t/2} = \left(\dot{u}_{t-\Delta t/2} d_1 + \frac{f_{TOT}}{m} \Delta t \right) d_2 \quad (4.50)$$

$$d_1 = 1 - \frac{\alpha \Delta t}{2} \quad (4.51)$$

$$d_2 = \frac{1}{1 + \frac{\alpha \Delta t}{2}} \quad (4.52)$$

Nos blocos deformáveis, constituídos por quatro vértices, existem no total oito graus de liberdade, que correspondem a duas translações em cada vértice, uma na direcção horizontal (x) e a outra na direcção vertical (y). Pelos mesmos motivos, os blocos deformáveis com três vértices apresentam seis graus de liberdade. A equação (4.50) representa estas duas translações,

$$\dot{u}_{x,t+\Delta t/2} = \left(\dot{u}_{x,t-\Delta t/2} d_1 + \frac{f_{x,TOT}}{m_x} \Delta t \right) d_2 \quad (4.53)$$

$$\dot{u}_{y,t+\Delta t/2} = \left(\dot{u}_{y,t-\Delta t/2} d_1 + \frac{f_{y,TOT}}{m_y} \Delta t \right) d_2 \quad (4.54)$$

Os blocos rígidos apresentam apenas três graus de liberdade, independentemente do número de vértices do bloco. Estes três graus de liberdade referem-se ao centro de massa do bloco e correspondem às duas translações, equações (4.53) e (4.54), e uma rotação. A rotação é obtida a partir da velocidade de rotação do bloco, determinada através da seguinte equação diferencial do primeiro grau,

$$\alpha I \omega + I \dot{\omega} = M_{TOT} \quad (4.55)$$

ω Velocidade angular;

$\dot{\omega}$ Aceleração angular;

M_{TOT} Momento total em relação ao centro de massa;

I Momento de inércia.

O momento total engloba apenas duas parcelas, que se referem aos contactos e às forças externas pois as forças internas são auto-equilibradas e as forças mássicas estão aplicadas no próprio centro de massa, ponto em relação ao qual os momentos são determinados

$$M_{TOT} = M_{EXT} + M_{CTO} \quad (4.56)$$

M_{EXT} Momento em relação ao centro de massa, devido às forças externas;

M_{CTO} Momento em relação ao centro de massa, devido às forças de contacto.

A integração da equação (4.55) segue os procedimentos descritos em relação à integração da equação (4.45). A velocidade e a aceleração no instante t são definidas através das velocidades angulares nos instantes intermédios $t + \Delta t/2$ e $t - \Delta t/2$,

$$\omega_t = \frac{\omega_{t+\Delta t/2} + \omega_{t-\Delta t/2}}{2} \quad (4.57)$$

$$\dot{\omega}_t = \frac{\omega_{t+\Delta t/2} - \omega_{t-\Delta t/2}}{\Delta t} \quad (4.58)$$

ω_t Velocidade angular no instante t ;

$\dot{\omega}_t$ Aceleração angular no instante t ;

$\omega_{t+\Delta t/2}$ Velocidade angular no instante intermédio $t + \Delta t/2$;

$\omega_{t-\Delta t/2}$ Velocidade angular no instante intermédio $t - \Delta t/2$.

Feitas as substituições na equação (4.55), a velocidade no instante intermédio $t + \Delta t/2$ é dada por,

$$\omega_{t+\Delta t/2} = \left(\omega_{t-\Delta t/2} d_1 + \frac{M_{TOT}}{I} \Delta t \right) d_2 \quad (4.59)$$

Os deslocamentos são obtidos de forma incremental através das seguintes relações

$$u_x = u_x + \dot{u}_{x,t+\Delta t/2} \Delta t \quad (4.60)$$

$$u_y = u_y + \dot{u}_{y,t+\Delta t/2} \Delta t \quad (4.61)$$

u_x Deslocamento total em x ;

u_y Deslocamento total em y .

E, em cada instante, a posição do vértice de um bloco é dada por

$$x = x + u_x \quad (4.62)$$

$$y = y + u_y \quad (4.63)$$

x , y Coordenadas do ponto.

Para os vértices de blocos deformáveis as velocidades de translação são obtidas directamente através das equações (4.53) e (4.54). Para os blocos rígidos as velocidades

de translação dos vértices são determinadas por meio da velocidade de translação do centro de massa do bloco e da velocidade de rotação do bloco. Para determinado vértice, as velocidades são dadas por,

$$\dot{u}_x = \dot{u}_{x,CM} + (y - y_{CM})\omega \quad (4.64)$$

$$\dot{u}_y = \dot{u}_{y,CM} + (x - x_{CM})\omega \quad (4.65)$$

x_{CM} , y_{CM} Coordenadas do centro de massa do bloco o qual pertence o vértice.

A última parcela das equações (4.64) e (4.65) corresponde ao produto vectorial entre o vector que une o vértice ao centro de massa e a velocidade angular, na sua forma vectorial ($\vec{\omega}$).

4.7. Determinação do passo de cálculo

O processo de integração explícita da equação de movimento, em que se utiliza o método das diferenças centrais, apresenta uma restrição numérica relativa ao valor do passo de cálculo. O passo de cálculo deverá ser inferior ao tempo necessário para que uma onda de corte percorra o menor elemento elástico no modelo, que segundo o critério de Courant, resume-se à observação da seguinte equação,

$$\Delta t \leq \frac{L_{min}}{C_p} \quad (4.66)$$

Δt Passo de cálculo;

C_p Velocidade de propagação da onda P ;

L_{min} Distância mínima entre dois vértices ou entre um vértice e um lado.

Num sistema com frequência próprias (Belytschko 1983), isto equivale a,

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega} \quad (4.67)$$

ω Frequência própria máxima.

Ocorre que para a determinação da frequência própria da estrutura é necessário efectuar, a montagem da matriz de rigidez e da matriz de massa. Esta operação envolve alguma complexidade numérica, o que penaliza a performance de cálculo, sendo portanto de evitar. Para além disto, ao longo da análise, é natural que ocorram alterações na rigidez do modelo, nomeadamente em análises não lineares, não sendo razoável que nestes casos se proceda a determinação da nova frequência máxima da estrutura.

Em alternativa, o valor da frequência pode ser estimado a partir da massa e rigidez de cada grau de liberdade do modelo, sendo condicionante o que apresentar o menor passo de cálculo segundo a seguinte equação,

$$\Delta t \leq \min \left(2 \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \right) \quad (4.68)$$

m_i Massa associada ao grau de liberdade i ;
 k_i Rigidez associada ao grau de liberdade i .

Quanto menor o passo de cálculo, maior o número de ciclos necessários até se obter a convergência do modelo. Conclui-se assim, a partir da equação (4.68), que se deve evitar a utilização de blocos de dimensões reduzidas, blocos cujo material apresente módulo de deformabilidade e módulo de distorção elevados, bem como contactos com rigidezes, normal ou tangencial, elevadas. Os blocos deformáveis com quatro vértices possuem oito graus de liberdade, sendo dois graus de liberdade por vértice, que correspondem às translações na direcção x e y . Já os blocos deformáveis com três vértices apresentam seis graus de liberdade. Considera-se que, para cada vértice, as massas em x e y são equivalentes, sendo determinada a partir da matriz de massa

$$M = \int_A (N^T \rho N) dA \quad (4.69)$$

M Matriz de massa (8x8 ou 6x6);
 N Funções de forma;
 ρ Densidade.

O integral da equação (4.69) é resolvido pelo método de Gauss. No método explícito é necessário diagonalizar a matriz de massa. Para o grau de liberdade i , a massa é a soma da linha correspondente da matriz de massa

$$m_i = \sum_j M_{i,j} \quad (4.70)$$

De modo a ter a massa total exacta, poderá haver a necessidade de se proceder a sua correcção, com base na área do bloco. Assim, após a determinação da massa de todos os graus de liberdade do bloco, a massa deve ser revista através de

$$m'_i = m_i \frac{\sum_j m_j}{A \rho} \quad (4.71)$$

m'_i Massa associada ao grau de liberdade i , corrigida;
 A Área total do bloco.

A rigidez de cada grau de liberdade do bloco deformável apresenta uma componente devida à rigidez do bloco ($k_{BL,i}$) e outra devida a rigidez dos contactos ($k_{CT,i}$). A parcela da rigidez do bloco é determinada através da matriz de rigidez, de forma semelhante à massa, a partir do somatório dos elementos da linha equivalente ao grau de liberdade em questão (Teorema de Gershgorin),

$$k_{BL,i} = \sum_j |K_{i,j}| \quad (4.72)$$

K Matriz de rigidez (8x8 ou 6x6).

O contacto entre blocos estabelece-se entre os lados dos blocos, que ligam dois vértices. Para os graus de liberdade associados a estes vértices, é estimada a rigidez da seguinte forma,

$$k_{CT,i} = \sum (k_n + k_s) L_i \quad (4.73)$$

k_n Rigidez normal;

k_s Rigidez tangencial.

Para os blocos deformáveis, o passo de cálculo é dado por,

$$\Delta t = \min \left(2 \sqrt{\frac{m_i}{k_{BL,i} + k_{CT,i}}} \right) \quad (4.74)$$

Os blocos rígidos, seja qual for o número de vértices, possuem três graus de liberdade, as duas translações em x e y , e a rotação em torno do centro de massa. Neste caso, o passo de cálculo pode estar condicionado pela rigidez de rotação, pelo que é necessário determinar o momento de inércia, para além da massa segundo a direcção x e y ,

$$I_{CM} = \sum_i m_i D_i^2 \quad (4.75)$$

I_{CM} Momento de inércia, determinado no centro de massa;

D_i Distância perpendicular ao grau de liberdade i , entre o centro de massa e o ponto de aplicação da massa relativa ao grau de liberdade k .

A massa, por grau de liberdade, mesmo para o bloco rígido, é calculada a partir das funções de forma, conforme as equações (4.69), (4.70) e (4.71). Porém a massa é concentrada no centro de massa do bloco, bem como as rigidezes na direcção x e y , estabelecidas a partir dos vértices,

$$m_{CM} = \sum_i m_i \quad (4.76)$$

$$k_{CM,i} = \sum_n k_{CT,i} \quad (4.77)$$

m_{CM} Massa total do bloco concentrada no centro de massa;

$k_{CM,i}$ Rigidez relativa ao grau de liberdade, obtida pelo somatório dos n vértices do bloco.

A rigidez de rotação ($k_{CM,rot}$) é obtida por analogia com o momento de inércia,

$$k_{CM,rot} = \sum_n \sum_i k_{CT,i} D_i^2 \quad (4.78)$$

O passo de cálculo deverá ser o menor entre os passos de cálculo estabelecidos para os graus de liberdade de translação e o passo de cálculo determinado a partir grau de liberdade de rotação,

$$\Delta t = \min \left(2 \left(\frac{m_{CM}}{\max(k_{CT,i})} \right), 2 \left(\frac{I_{CM}}{k_{CM,rot}} \right) \right) \quad (4.79)$$

A presença de macroblocos não altera a determinação do passo de cálculo, pois consegue-se provar que o passo de cálculo do ponto *master* seria sempre maior que o passo de cálculo dos respectivos pontos *slave*.

4.8. Massa escalada

O passo de cálculo condicionante será o passo de cálculo mínimo entre os determinados para a globalidade dos graus de liberdade do modelo. No caso de análises dinâmicas, as acções que variam no tempo deverão ser discretizadas segundo este passo de cálculo, que deverá ser adoptado para todos os graus de liberdade em simultâneo. Neste tipo de análise interessa perceber a relação entre os graus de liberdade ao longo do cálculo, para além do estado final.

Para os cálculos estáticos, o objectivo é a análise das condições em que se atinge ou não o estado de equilíbrio final, pelo que pode ser desprezada a fase transiente do cálculo, que corresponde apenas ao processo de convergência numérica do modelo. Nestas condições, é possível adoptar passos de cálculo individuais para cada grau de liberdade, de forma a se obter o máximo de eficiência computacional. Este processo, sendo numericamente válido, traz uma série de inconvenientes em termos de programação, sendo preferível que se adopte uma unidade de cálculo comum.

Com este objectivo, recorre-se à técnica de escalar a massa com base no passo de cálculo seleccionado, de forma a respeitar a equação (4.67), e assim se obter o máximo de eficiência computacional. O passo de cálculo seleccionado poderá ser o passo de cálculo mínimo condicionante, o passo de cálculo médio ou um passo de cálculo unitário. Em termos numéricos a escolha parece ser irrelevante, mas em termos práticos

poderá haver interesse em utilizar o passo de cálculo mínimo, nomeadamente nos casos em que o estudo envolva uma fase estática e outra dinâmica. Neste último caso, o passo de cálculo da fase dinâmica deverá ser o mesmo da fase estática, porém as massas deverão ser as reais, caso contrário o comportamento inercial do modelo não estaria correcto.

Para os blocos deformáveis, a nova massa escalada, para o grau de liberdade i , é dada por,

$$m_{SC,i} = \frac{\Delta t^2}{4} (k_{BL,i} + k_{CT,i}) \quad (4.80)$$

m_{CM} Massa total do bloco concentrada no centro de massa;

$k_{CM,i}$ Rigidez relativa ao grau de liberdade, obtida pelo somatório dos n vértices do bloco.

Nos blocos rígidos só é necessário escalar a massa dos graus de liberdade relacionados com o centro de massa, nomeadamente as traslações segundo x e y , através da equação (4.80), bem como o momento de inércia

$$I_{CM} = \frac{\Delta t^2}{4} k_{CM,rot} \quad (4.81)$$

Para os macroblocos é necessário escalar a massa apenas dos pontos *master*, para os quais irá ser determinada a equação de movimento, não sendo necessário escalar a massa dos pontos *slave*. Para escalar a massa dos pontos *master* torna-se necessário ter em conta as rigidezes dos respectivos pontos *slave*, que deverão ser adicionadas aos graus de liberdade do ponto *master*. Sendo n o número de pontos *slave*,

$$m_{SC,i} = \frac{\Delta t^2}{4} \left(k_{BL,i} + k_{CT,i} + \sum_n (k_{BL,i} + k_{CT,i}) \right) \quad (4.82)$$

4.9. Relaxação dinâmica

Uma importante vantagem das soluções explícitas é permitir o cálculo da análise dinâmica e estática segundo o mesmo esquema. Nestes programas, tradicionalmente, as soluções estáticas são obtidas através de um processo de relaxação dinâmica. A relaxação dinâmica tem por princípio a aplicação do amortecimento crítico de acordo com o modo de vibração dominante associado às cargas exteriores aplicadas sobre o modelo.

Diz-se que a relaxação dinâmica é adaptativa, ou servo-assistida, quando o coeficiente de amortecimento viscoso proporcional à massa é actualizado passo-a-passo, com base na avaliação da frequência dominante da estrutura a partir do quociente de Rayleigh

(Sauvé e Metzger 1995). No âmbito deste trabalho, esta solução é designada por amortecimento global.

Para a determinação do quociente de Rayleigh, é necessário numa primeira fase determinar a rigidez tangente para cada grau de liberdade,

$$k_{x,TAN} = \sum \left[\frac{\left(f_{x,INT,t+\frac{\Delta t}{2}} - f_{x,SCT,t+\frac{\Delta t}{2}} \right) - \left(f_{x,INT,t-\frac{\Delta t}{2}} - f_{x,SCT,t-\frac{\Delta t}{2}} \right)}{\dot{u}_{x,t-\frac{\Delta t}{2}} \Delta t} \right] \quad (4.83)$$

$$k_{y,TAN} = \sum \left[\frac{\left(f_{y,INT,t+\frac{\Delta t}{2}} - f_{y,SCT,t+\frac{\Delta t}{2}} \right) - \left(f_{y,INT,t-\frac{\Delta t}{2}} - f_{y,SCT,t-\frac{\Delta t}{2}} \right)}{\dot{u}_{y,t-\frac{\Delta t}{2}} \Delta t} \right] \quad (4.84)$$

$k_{x,TAN}$ Rigidez tangente, parcela em x;

$k_{y,TAN}$ Rigidez tangente, parcela em y.

Posteriormente é calculado o quociente de Rayleigh para o modelo,

$$Q_{RAY} = \frac{\sum_n \left[k_{x,TAN} (\Delta u_x)^2 + k_{y,TAN} (\Delta u_y)^2 \right]}{\sum_n \left[m_x (\Delta u_x)^2 + m_y (\Delta u_y)^2 \right]} \quad (4.85)$$

Q_{RAY} Quociente de Rayleigh;

Assim, o valor estimado do coeficiente proporcional à massa é dado por,

$$\alpha = 2\sqrt{Q_{RAY}} \quad (4.86)$$

Os modelos numéricos de barragens por vezes apresentam zonas com comportamento dinâmico distintos, como se verifica quando são comparados o comportamento da barragem e da fundação. Por este motivo é possível seleccionar, a partir das propriedades do material, os blocos que vão contribuir para a determinação do coeficiente global. Este esquema de cálculo possibilita ainda uma redução no tempo de processamento. Resta ainda referir que o valor do coeficiente de amortecimento proporcional à massa pode ser determinado previamente através de outros métodos e atribuído directamente ao modelo, mantendo-se constante durante toda a análise.

Outra forma de implementar a relaxação dinâmica é através do amortecimento local (Cundall 1987). O amortecimento local corresponde à aplicação de uma força de

amortecimento proporcional à força total desequilibrada, determinada no passo actual, porém com sentido oposto ao movimento que se verifica no passo anterior,

$$f_{x,DAMP} = \lambda \left| f_{x,TOT} \right| \frac{\dot{u}_{x,t-\frac{\Delta t}{2}}}{\left| \dot{u}_{x,t-\frac{\Delta t}{2}} \right|} \quad (4.87)$$

$$f_{y,DAMP} = \lambda \left| f_{y,TOT} \right| \frac{\dot{u}_{y,t-\frac{\Delta t}{2}}}{\left| \dot{u}_{y,t-\frac{\Delta t}{2}} \right|} \quad (4.88)$$

- $f_{x,DAMP}$ Força de amortecimento, parcela em x ;
 $f_{y,DAMP}$ Força de amortecimento, parcela em y ;
 λ Factor de proporcionalidade em relação a força total não equilibrada, por defeito igual a 0.8.

No âmbito desta tese, as análises estáticas recorrem normalmente ao amortecimento global, que se mostrou mais eficiente. Na maioria dos casos, as soluções obtidas através do amortecimento global, exigem um menor número de ciclos. Para além disto, a convergência através do amortecimento global é monótona, o que não se verifica quando da utilização do amortecimento local, em que a força de amortecimento pode variar de forma significativa, principalmente na fase inicial da convergência. Esta variação brusca pode induzir a rotura precipitada da estrutura, o que é preciso ter em conta quando se está a procura de um parâmetro crítico que conduz ao colapso da estrutura.

Por outro lado, o amortecimento local é menos exigente a nível dos recursos computacionais, pois não é necessário determinar o valor do coeficiente de amortecimento a cada passo de cálculo. Outra vantagem do amortecimento local é que se adapta às condições do grau de liberdade em análise, pois a força de amortecimento é proporcional à força não equilibrada neste ponto.

4.10. Determinação das novas velocidades

Conforme descrito, o ciclo de cálculo apresenta uma fase inicial de preparação com a determinação e assemblagem das forças e massa nos graus de liberdade independentes. Segue-se a integração das equações de movimento, que corresponde a actualização das novas velocidades destes graus de liberdade. Posteriormente estas velocidades são distribuídas a todos os pontos associados aos graus de liberdade independentes. A geometria do modelo é então actualizada. O cálculo encerra-se quando as novas velocidades alcançam um valor reduzido, o que indica que as forças não equilibradas também são praticamente nulas e o modelo se encontra em equilíbrio.

O procedimento para determinação das novas velocidades, numa análise estática, depende do tipo de bloco, se deformável ou rígido, da utilização do esquema da massa escalada e, por fim, do tipo de amortecimento, global ou local.

Para os blocos rígidos, só são determinadas as velocidades referentes aos três graus de liberdade do centro de massa do bloco. No caso dos blocos deformáveis, a determinação das novas velocidades incide sobre os dois graus de liberdade da totalidade dos vértices do bloco, caso nenhum destes vértices seja *slave* de outro ponto *master*.

Caso se esteja na presença de blocos com massa escalada, são estas as massas utilizadas na determinação das novas velocidades, caso contrário são utilizadas as massas não escaladas.

Para o amortecimento global os parâmetros d_1 e d_2 , equações (4.51) e (4.52), são determinados em todos os passos de cálculo, de acordo com o valor do coeficiente de amortecimento viscoso actual. Na hipótese do valor do coeficiente de amortecimento não ser constante, mas sim adaptativo, a determinação de d_1 e d_2 deve ser antecedida pela actualização do coeficiente de amortecimento através da equação (4.86). A actualização do coeficiente de amortecimento deve utilizar as massas escaladas, caso for este o esquema de cálculo adoptado.

Caso se esteja a utilizar o amortecimento local, a determinação da força de amortecimento deve anteceder a determinação das novas velocidades, pois as forças de amortecimento são adicionadas às forças totais.

4.11. Exemplo de aplicação

A Barragem de Guilhofrei (Figura 4.22) localiza-se no Rio Ave, Distrito de Braga, Concelho de Vieira do Minho. Trata-se de uma barragem gravidade em alvenaria, projectada por A. Stucky, concluída em 1938. Apresenta uma altura máxima de 49m, acima da fundação. Em planta apresenta uma pequena curvatura, com um comprimento total de 190m, medido ao nível do coroamento, à cota 337m. O volume total de alvenaria é de 55000m². A central hidroeléctrica localiza-se junto ao pé da barragem, com uma potência instalada de 4.6MW. A bacia hidrográfica é de cerca de 122km², com uma área inundável de 1.63km², à cota do nível de pleno armazenamento (333.3m). A barragem apresenta um descarregador controlado de cheias, com duas comportas, localizado sobre a barragem, com desenvolvimento de 18m e capacidade de vazão de 445m³/s, para além de uma descarga de fundo com 2m de diâmetro (LNEC 2010). A barragem apresenta um conjunto de 6 juntas verticais, que dividem a estrutura em 7 blocos, sendo que o bloco localizado entre as juntas D e E, bloco DE (Figura 4.23), o terceiro a contar da margem esquerda, parece ser o mais condicionante em termos da segurança estrutural, pois possui a altura média mais elevada, com cerca de 30.6m



Figura 4.22 – Barragem de Guilhofrei

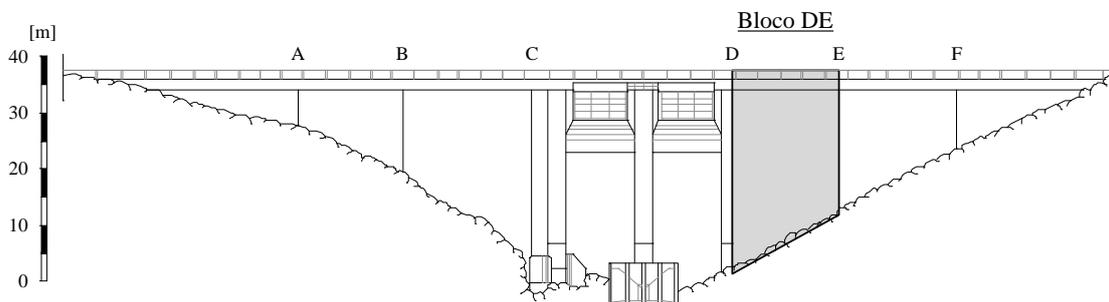


Figura 4.23 – Alçado do paramento de jusante da Barragem de Guilhofrei

Foram efectuadas as seguintes análises:

A₁ – Análise das tensões na barragem e no plano de contacto barragem-fundação para a acção isolada do peso próprio (PP), para a acção isolada da pressão hidrostática (PH) e para acção conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática (PP+PH);

A₂ – Análise da segurança relativamente a rotura local do material para a acção conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática (PP+PH);

A₃ – Verificação da segurança ao deslizamento pelo plano de rotura PR₁, que coincide parcialmente com o plano de contacto barragem-fundação, para a acção conjunta do peso próprio, da pressão hidrostática e da subpressão (PP+PH+U);

A₄ – Verificação da segurança ao deslizamento pelo plano de rotura PR₂, que envolve a barragem e parte da fundação, para a acção do peso próprio, da pressão hidrostática e da subpressão (PP+PH+U);

A₅ – Verificação da segurança ao deslizamento pelo plano de rotura PR₁, tendo em conta a acção da *shear-key*, para a acção conjunta do peso próprio, da pressão hidrostática e da subpressão (PP+PH+U);

A₆ – Verificação da segurança ao deslizamento pelo plano de rotura PR₁, para a acção do peso próprio, da pressão hidrostática e da subpressão (PP+PH+U) em associação ao cenário de cheia.

Os ficheiros de dados dos modelos A₃, A₅ e A₆ encontram-se no Anexo 3. Foi ainda realizado um exemplo de validação que consta do Anexo 2.

4.11.1. Análise das tensões na barragem e no plano de contacto barragem-fundação (Análise A₁)

O modelo utilizado está representado na Figura 4.24. O plano de inserção, cujo pormenor está representado na Figura 4.25, apresenta uma inclinação de 10% e, junto ao pé de montante, existe uma *shear-key* com um comprimento de 3m. O plano de contacto em análise corresponde a um possível plano de rotura, identificado na Figura 4.25 por Plano de Rotura 1 (PR₁). O modelo de contacto utilizado para a direcção normal é o contacto trapezoidal com pontos móveis (tptm), enquanto para a direcção tangencial é o modelo de contacto do tipo trapezoidal com dois pontos de controlo (t2pt). Foi implementada a solução numérica que envolve a utilização de massas escaladas, determinadas a partir do passo de cálculo mínimo. O amortecimento é do tipo global, com actualização passo-a-passo do coeficiente de amortecimento proporcional à massa, em que os blocos da fundação não contribuem para a determinação deste parâmetro.

O conjunto de blocos da barragem e o conjunto de blocos da fundação constituem macroblocos individuais. Assim, a única junta existente no modelo localiza-se no interface entre a barragem e a fundação. As propriedades dos materiais que constituem a barragem e a fundação e estão referidas na Tabela 4.5. As propriedades do modelo da junta barragem-fundação estão referidas na Tabela 4.6. Estas propriedades referem-se a fase elástica, utilizada nos modelos A₁ e A₂. As propriedades utilizadas nos restantes modelos são indicadas em cada caso. O peso próprio do bloco DE é de aproximadamente 9700kN/m. No modelo, a fundação não apresenta peso próprio, pois não foi aplicada a gravidade nesta zona. A componente horizontal da pressão hidrostática, sentido montante-jusante, é de cerca de 5000kN/m, enquanto a componente vertical, sentido coroamento-fundação, corresponde a aproximadamente 5% da componente horizontal. As condições de apoio foram impostas ao bloco de fundação e impedem a sua translação em ambos os sentidos, sendo a restrição horizontal imposta às faces verticais exteriores e a restrição vertical imposta à base do modelo.

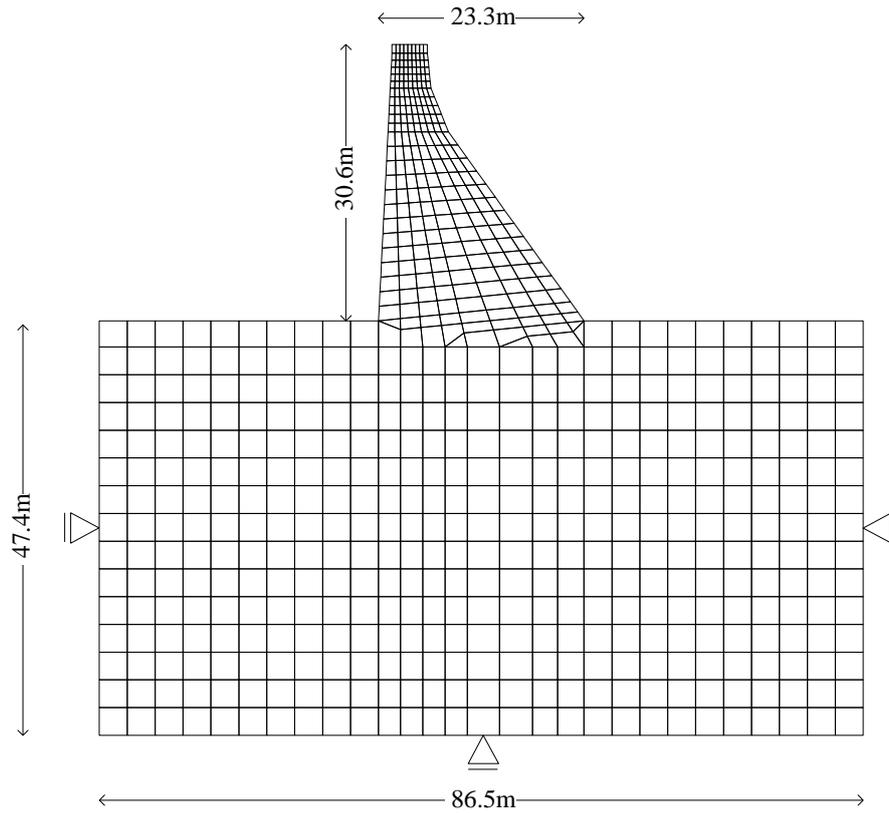


Figura 4.24 – Geometria geral, discretização e condições de apoio do modelo

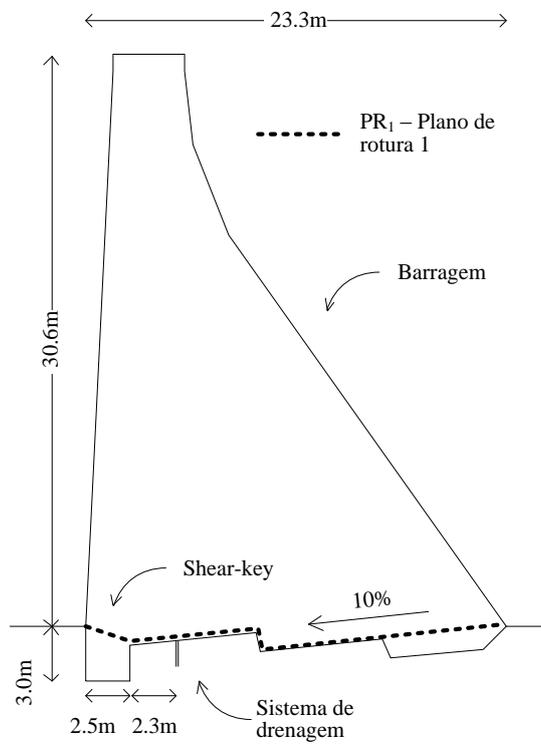


Figura 4.25 – Pormenor do plano de inserção e do plano de rotura 1 (PR₁)

Tabela 4.5 – Propriedades dos materiais que constituem a barragem e a fundação

Identificação	Propriedade da barragem	Propriedade da fundação
Densidade [kg/m ³]	2400	2500
Módulo de elasticidade [GPa]	10.0	10.0
Coefficiente de Poisson [-]	0.2	0.2

Tabela 4.6 – Propriedades do modelo da junta barragem-fundação

Identificação	Propriedade
Rigidez normal [GPa/m]	10.0
Rigidez tangencial [GPa/m]	3.0
Coesão [MPa]	J. Elástica
Ângulo de atrito [°]	J. Elástica
Limite máximo à tracção [GPa]	J. Elástica
Limite máximo à compressão [GPa]	J. Elástica

A Figura 4.26a representa o campo de tensões principais devido a acção do peso próprio. Não se verificam tracções, sendo a compressão máxima de 0.94MPa, valor que se verifica junto ao pé de montante. A acção do peso próprio dá origem a um campo de deslocamentos (Figura 4.26b), cujo deslocamento máximo horizontal ocorre no coroamento, sentido jusante-montante, e apresenta um valor de 2.5mm. Este deslocamento não é real, na medida em que a barragem é construída for fases e segue a geometria prevista em projecto.

A Figura 4.27a representa o campo de tensões devido a acção da pressão hidrostática. As tracções máximas localizam-se junto ao pé de montante, com um valor máximo de 0.84MPa. Já as compressões máximas ocorrem junto ao pé de jusante, e atingem um valor cerca de 0.77MPa. Os deslocamentos máximos (Figura 4.27b) ocorrem junto ao coroamento, direcção montante-jusante, com um valor máximo de 6.5mm. A componente de flexão poderá ser na realidade inferior, pois a análise não tem em conta o efeito 3D da barragem.

A Figura 4.28a representa o campo de tensões gerado pela acção do peso próprio e da pressão hidrostática. Não se verificam tracções e as compressões máximas localizam-se junto ao pé de jusante, com um valor máximo de 0.96MPa. O campo de deslocamentos (Figura 4.28b) apresenta um deslocamento horizontal máximo, sentido montante-jusante, no valor de 4mm.

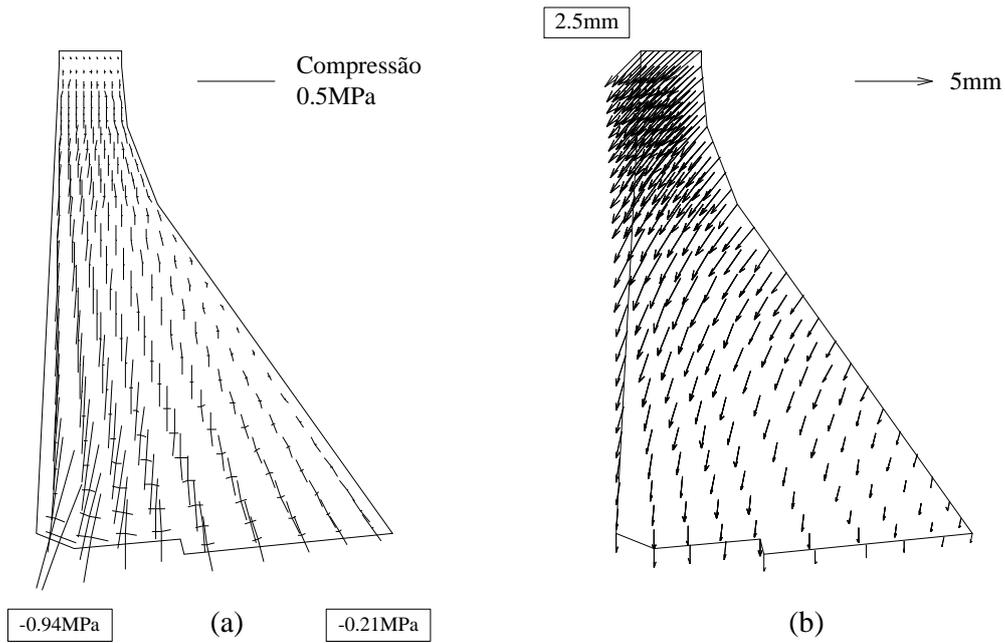


Figura 4.26 – Campo de tensões (a) e de deslocamentos (b) devido à acção do peso próprio

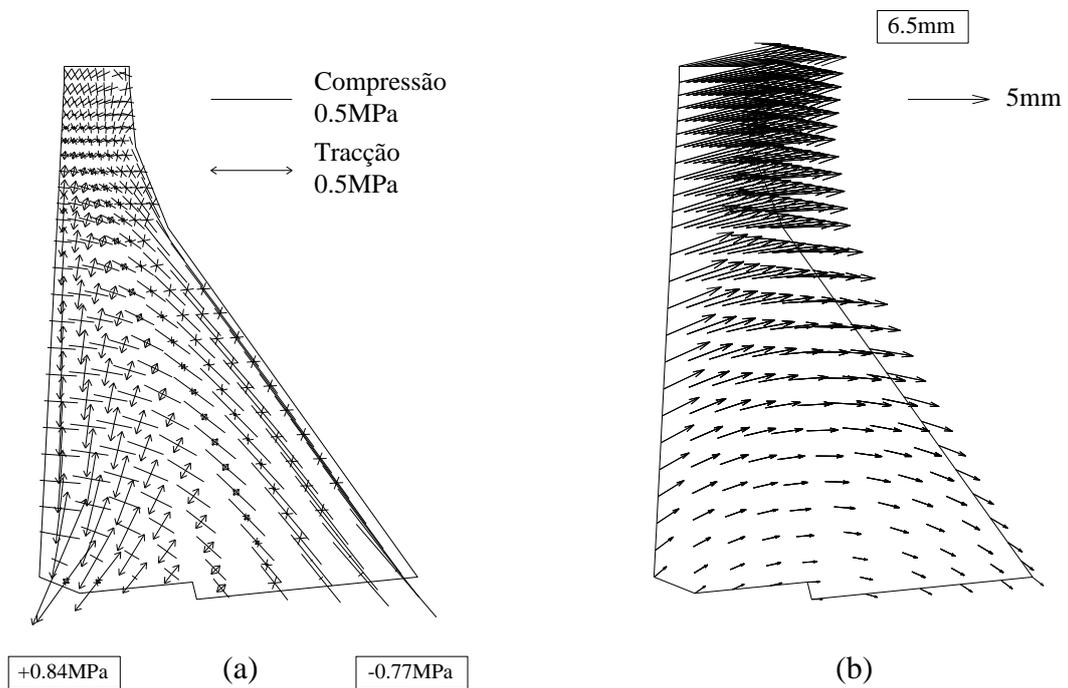


Figura 4.27 – Campo de tensões (a) e de deslocamentos (b) devido à acção da pressão hidrostática

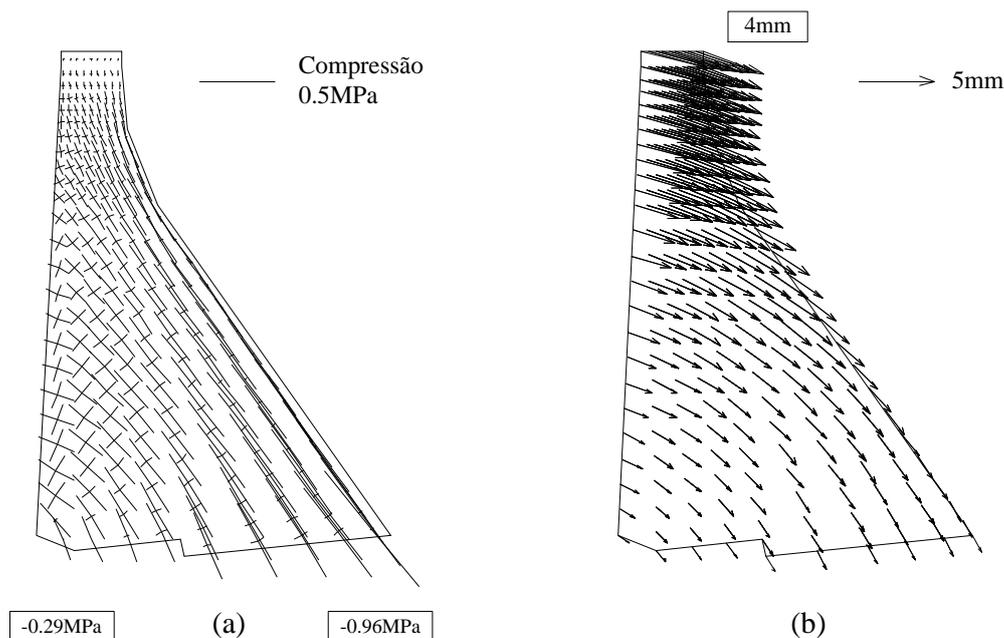


Figura 4.28 – Campo de tensões (a) e de deslocamentos (b) devido à acção do peso próprio e da pressão hidrostática

Fez-se a análise de tensões verticais (Figura 4.29) no plano de rotura 1 (PR_1), entre a barragem e fundação. São tensões retiradas dos contactos numéricos que constituem a junta barragem-fundação, ao contrário do que ocorre nas análises anteriores, cujas tensões foram determinadas nos blocos. Encontram-se também representados os digramas de tensões obtidos através da análise do modelo de corpo rígido (MCR), conforme descrito no Capítulo 3. A Figura 4.29a representa as tensões verticais devido a acção do peso próprio. Não se verificam tracções, sendo as compressões máximas localizadas junto ao pé de montante e apresentam valores de 0.74MPa para o MCR e de 1.57MPa para o modelo A_1 . As tensões verticais devido à acção da pressão hidrostática estão representadas na Figura 4.29b. As tracções máximas localizam-se a montante, sendo de 0.56MPa para o MCR e de 1.73MPa para o modelo A_1 . As compressões máximas localizam-se a jusante, sendo de 0.58MPa para o MCR e de 0.74MPa para o modelo A_1 . Por fim, as tensões verticais devido à acção do peso próprio e da pressão hidrostática estão representadas na Figura 4.29c. O MCR não apresenta tracções, sendo as compressões de 0.20MPa a montante e de 0.60MPa a jusante. O modelo A_1 apresenta tracções a montante, com um máximo de 0.16MPa, e compressões a jusante, com um máximo de 0.91MPa. Para os casos analisados, as diferenças encontradas entre os modelos A_1 e o MCR ocorrem em consequência das concentrações de tensões que se verificam no modelo A_1 , devido a singularidade da malha nestas zonas. Os valores obtidos são função da rigidez relativa entre o material da barragem e da fundação, em que a rigidez do contacto tem uma influência reduzida. Quando o modelo se encontra sob acção do peso próprio e da pressão hidrostática, este fenómeno atenua-se, pois o pico devido ao peso próprio e o pico devido à acção da pressão hidrostática, praticamente se anulam, pelo menos a montante.

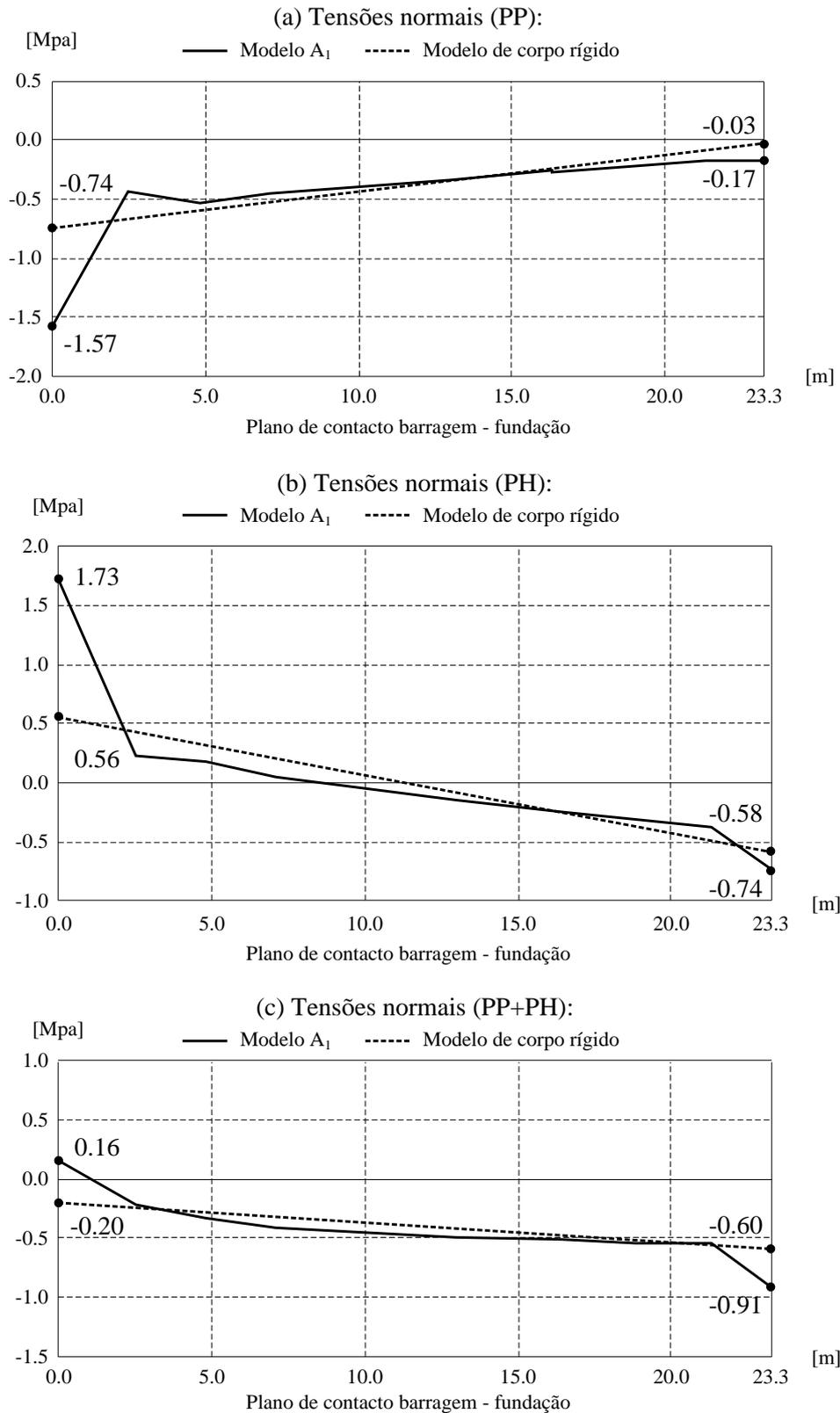


Figura 4.29 – Tensões verticais obtidas a partir do modelo A₁ e a partir do modelo de corpo rígido (MCR)

4.11.2. Análise da segurança relativamente à rotura localizada do material (Análise A₂)

A análise à rotura local do material é feita de forma aproximada com base no critério de Mohr-Coulomb, conforme os três modelos apresentados Capítulo 3, modelo A, B e C. Recorda-se que o modelo A corresponde ao caso em que o círculo crítico é obtido por aumento de ambas as tensões, mantendo constante a tensão média; o modelo B é obtido por aumento da tensão máxima de compressão, mantendo constante a tensão de confinamento; e o modelo C corresponde ao caso em que o círculo crítico é obtido por aumento proporcional das tensões máxima e mínima. Este estudo baseia-se nos resultados obtidos para a análise A₁, nomeadamente em relação ao estado de tensão devido à acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática.

Em relação às propriedades dos materiais, a secção em estudo foi analisada segundo três hipóteses distintas. Para estas três hipóteses adoptou-se um ângulo de atrito de 55° e uma resistência limite à compressão de 10MPa. Para a primeira hipótese, a resistência à tracção é de 1.00MPa e a coesão de 1.58MPa. Na segunda hipótese a resistência à tracção é de 0.50MPa e a coesão é de 1.12MPa. Na terceira hipótese, a menos favorável, apresenta uma resistência à tracção de 0.25MPa e uma coesão de 0.79MPa. De acordo com a Figura 4.30, o modelo A é o que apresenta os menores factores de segurança. O critério de rotura por corte é o mais condicionante para a quase totalidade da secção. O modelo B (Figura 4.31) apresenta factores de segurança intermédios, sendo a rotura por compressão o critério mais condicionante, porém, para propriedades reduzidas, a rotura por corte passa a ser dominante para uma área considerável da secção. Já o modelo C (Figura 4.32) apresenta factores de segurança elevados para a rotura ao corte, o que faz com que o critério de rotura por compressão seja o mais condicionante para a quase totalidade da secção. Conforme esperado o modelo A é o mais condicionante e parece ser adequado para avaliar as barragens gravidade, onde o corte é normalmente a solicitação mais importante.

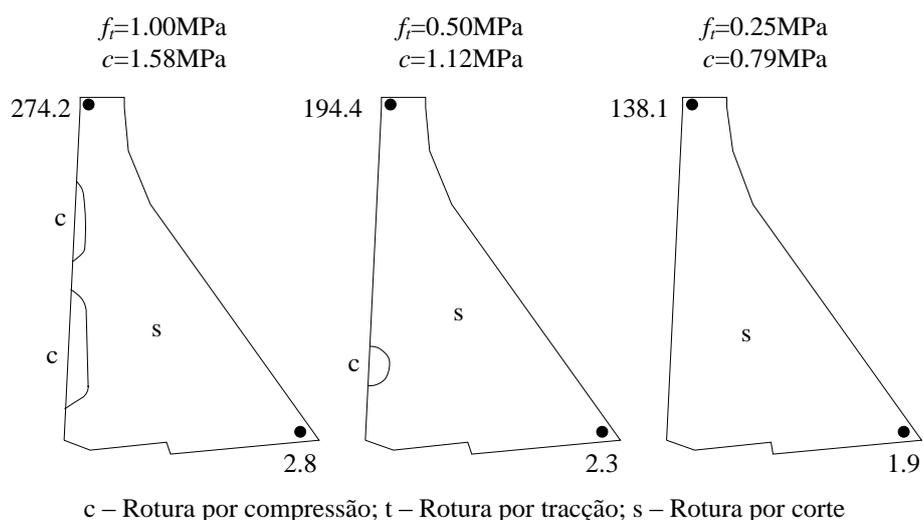


Figura 4.30 – Factor de segurança à rotura local, critério de Mohr-Coulomb para o modelo A

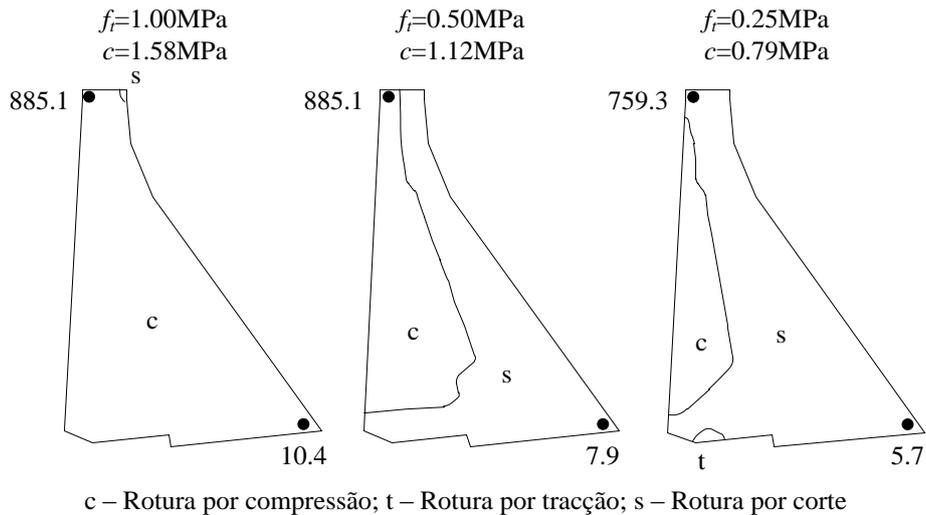


Figura 4.31 – Factor de segurança à rotura local, critério de Mohr-Coulomb para o modelo B

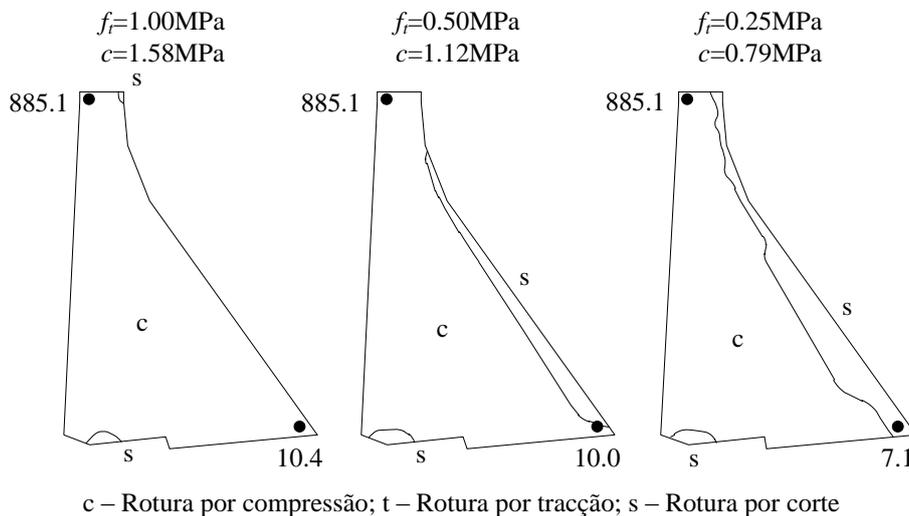


Figura 4.32 – Factor de segurança à rotura local, critério de Mohr-Coulomb para o modelo C

4.11.3. Verificação da segurança ao deslizamento pelo plano de rotura PR₁ e PR₂ (Análises A₃, A₄, A₅ e A₆)

Foram feitas as análises ao deslizamento da barragem pelo plano de rotura PR₁ (A₃), representado na Figura 4.25, e pelo plano de rotura PR₂ (A₄) (Figura 4.33) para a combinação de acções PP+PH+U. O plano de rotura PR₁ corresponde ao caso em que a rotura ocorre pela *shear-key* junto ao pé de jusante, enquanto o plano de rotura PR₂ a rotura envolve ainda parte da fundação a jusante. Para ambos os casos, após a aplicação da pressão hidrostática e a obtenção do respectivo estado de equilíbrio, as propriedades da junta barragem-fundação são alteradas e a junta passa a apresentar um comportamento não elástico, hipótese em que a resistência à tracção e a coesão apresentam valor nulo. Posteriormente é aplicada a subpressão, com uma redução de 2/3

junto ao sistema de drenagem, localizado na galeria, a cerca de 5m do paramento de montante. Do pé de montante à galeria de drenagem, a componente vertical da subpressão é de 1015kN. Da galeria de drenagem ao pé de jusante a componente vertical da subpressão é de 975kN. Em ambos os troços, a componente horizontal não é considerada pois a sua acção iria contribuir para a segurança da barragem. Nestas primeiras análises, A_3 e A_4 , não foi tida em conta a existência da *shear-key*.

O cenário de deslizamento é avaliado através da análise paramétrica do ângulo de atrito da junta barragem-fundação. O valor do ângulo de atrito é reduzido sucessivamente até se verificar o deslizamento. Os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais do coroamento em função do ângulo de atrito adoptado, estão representados na Figura 4.34. Os mecanismos de rotura relativos às análises A_3 e A_4 estão representados, respectivamente, na Figura 4.35 e Figura 4.36.

O modelo A_4 apresenta deslocamentos elásticos superiores ao modelo A_3 , pois a inclinação média do plano de fundação é menor. Apesar disto, a rotura só ocorre para um ângulo de atrito um pouco inferior. Provavelmente isto ocorre porque, no modelo A_4 , a área de atrito da superfície de deslizamento é superior ao do modelo A_3 . O factor de segurança ao deslizamento, para um ângulo nominal de 45° , é igual a 2.0 para o modelo A_3 e igual a 2.1 para o modelo A_4 .

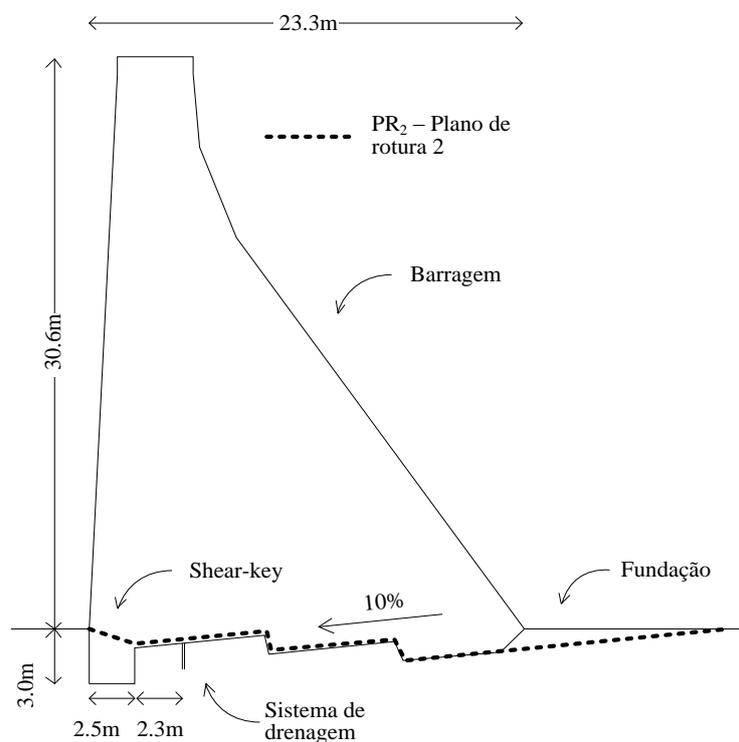


Figura 4.33 – Pormenor do plano de inserção e do plano de rotura 2 (PR₂)

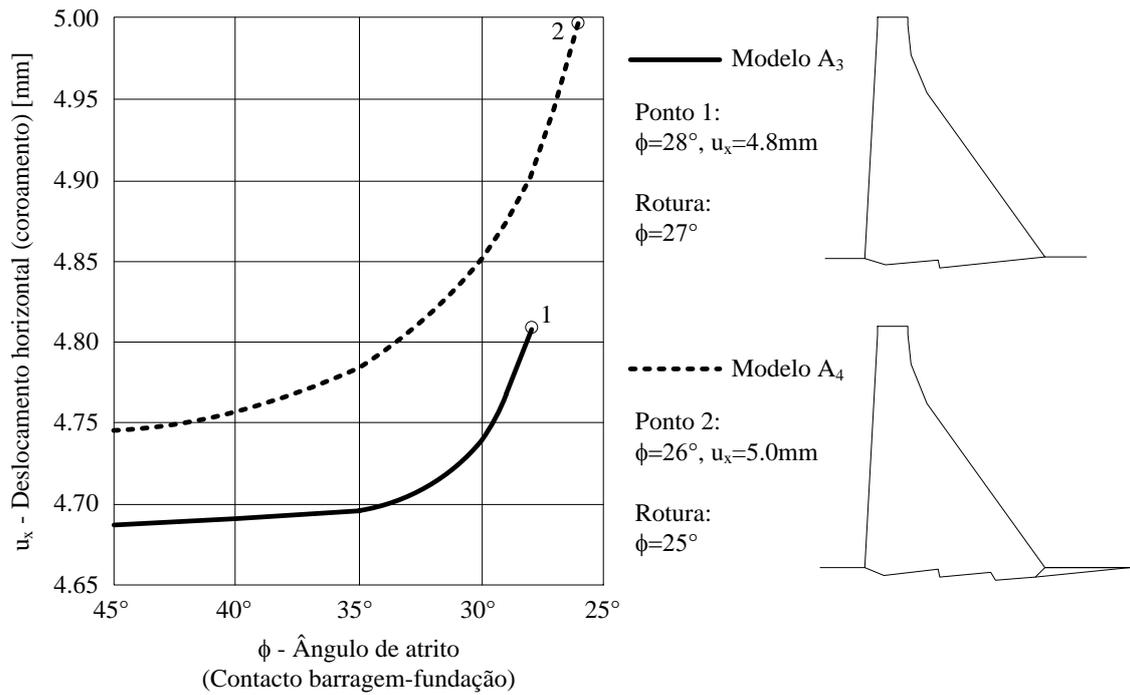


Figura 4.34 – Análise ao deslizamento da barragem segundo os planos PR₁ (A₃) e PR₂ (A₄)

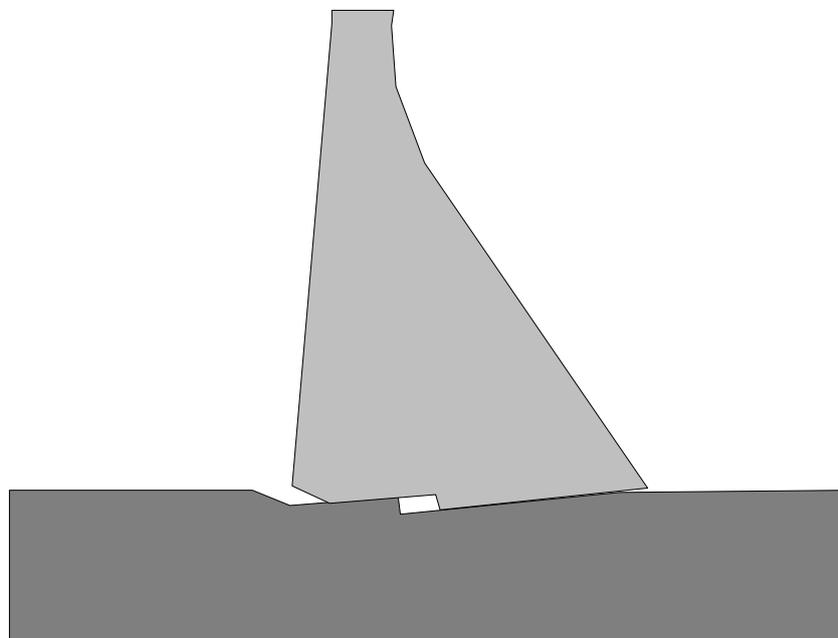


Figura 4.35 – Mecanismo de rotura associado à análise A₃

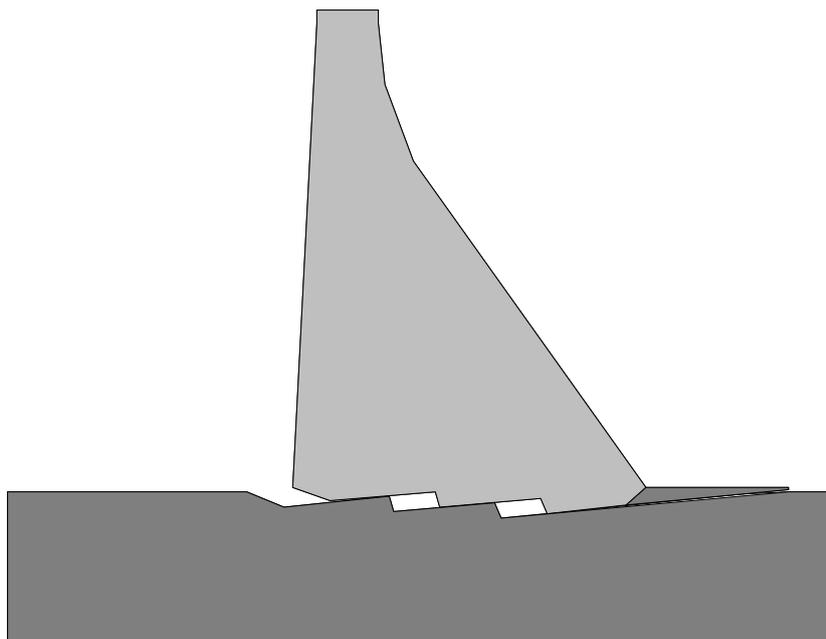


Figura 4.36 – Mecanismo de rotura associado à análise A_4

Fez-se a análise da rotura por deslizamento segundo o plano PR_1 , tendo em conta a existência da *shear-key* (A_5). Para o plano de rotura, excepto junto a *shear-key*, foi adoptado um valor nulo tanto para a resistência à tracção como para coesão e um ângulo de atrito de 45° , semelhante ao modelo A_3 . No restante plano de rotura, ou seja, para a *shear-key*, foi adoptado o valor 1MPa para a resistência à tracção e para a coesão, e um ângulo de atrito de 45° . Estas propriedades foram sendo reduzidas, cerca de 15% em caso passo iterativo, até alcançar a rotura. O factor de redução foi aplicado à totalidade do plano de rotura e simultaneamente a todas as propriedades. Os resultados encontram-se representados na Figura 4.37.

Conforme esperado o modelo com *shear-key* (A_5) apresenta menor deslizamento elástico, quando comparado com o modelo A_3 , para além de a rotura ocorrer com um ângulo de atrito inferior. O modelo A_5 apresenta um factor de segurança de 2.4 enquanto o factor de segurança do modelo A_3 é de 2.0. O acréscimo de segurança devido a presença da *shear-key* traduz-se num aumento de 20% no factor de segurança.

Foi ainda realizada a análise ao deslizamento pelo plano de rotura PR_1 , para a combinação de acções PP+PH+U em associação ao cenário de cheia (A_6). A acção devida a cheia é aplicada de forma iterativa. Em cada passo o nível da albufeira aumenta 1m, o que faz aumentar a pressão hidrostática, bem como a subpressão, em parcelas equivalentes. Optou-se por considerar o aumento da subpressão apenas no troço que começa junto ao pé de montante e termina junto à galeria de drenagem. O mecanismo de rotura (Figura 4.38) apresenta uma componente significativa de derrubamento. Os resultados obtidos estão representados na Figura 4.39. Para cada aumento do nível da albufeira, fez-se o registo da zona do plano de fundação que se encontra em rotura por

tração, bem como o valor da tensão de compressão a montante. A secção é estável para cheias até 5m acima do nível do coroamento.

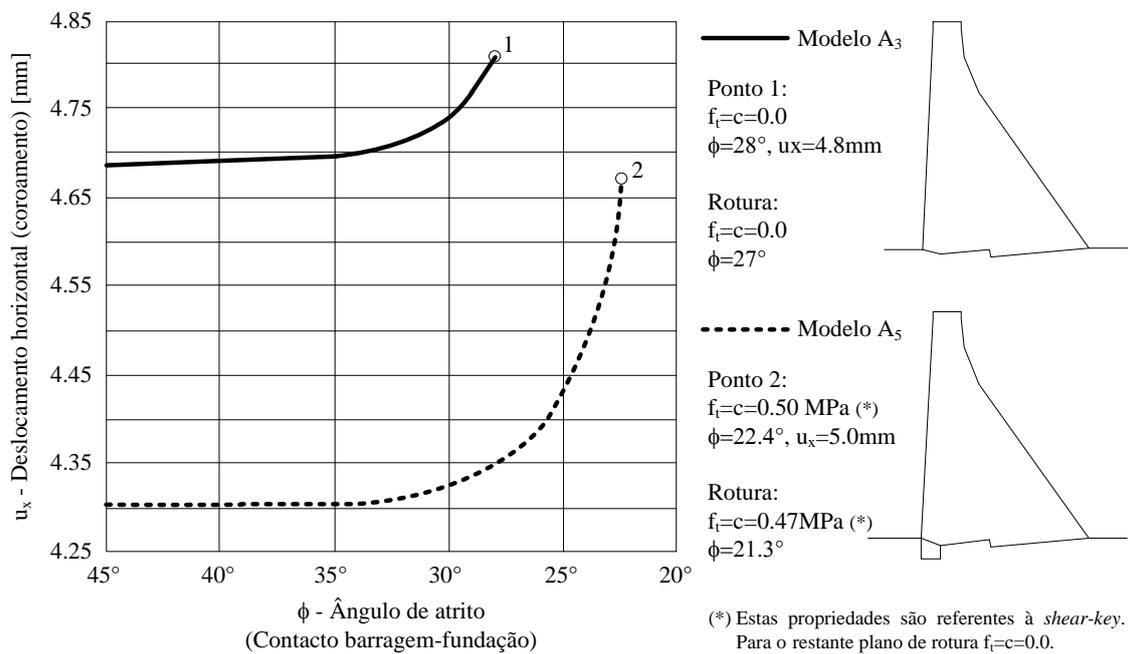


Figura 4.37 – Análise ao deslizamento da barragem segundo o plano PR₁, não tendo em conta a *shear-key* (A₃) e tendo em conta a *shear-key* (A₅)

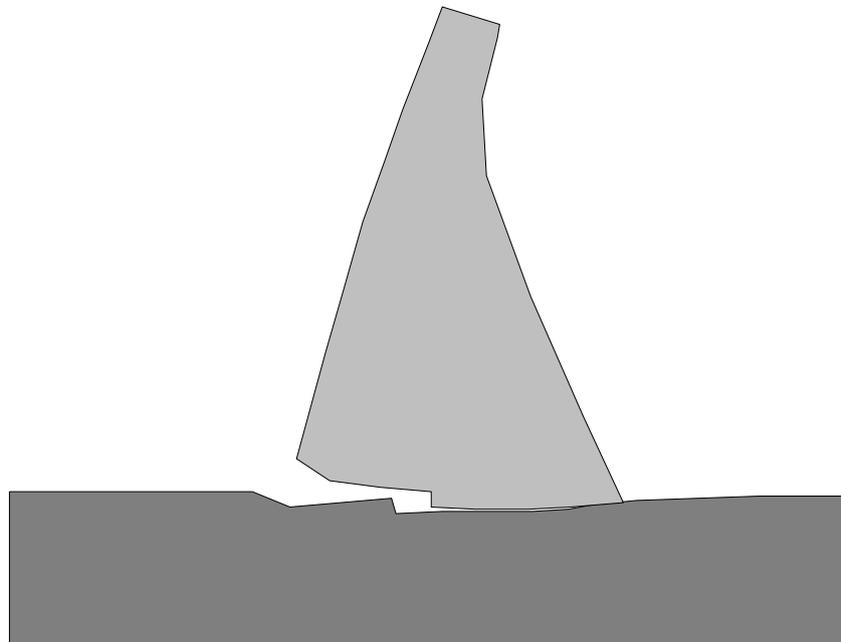


Figura 4.38 – Mecanismo de rotura associado à análise A₆

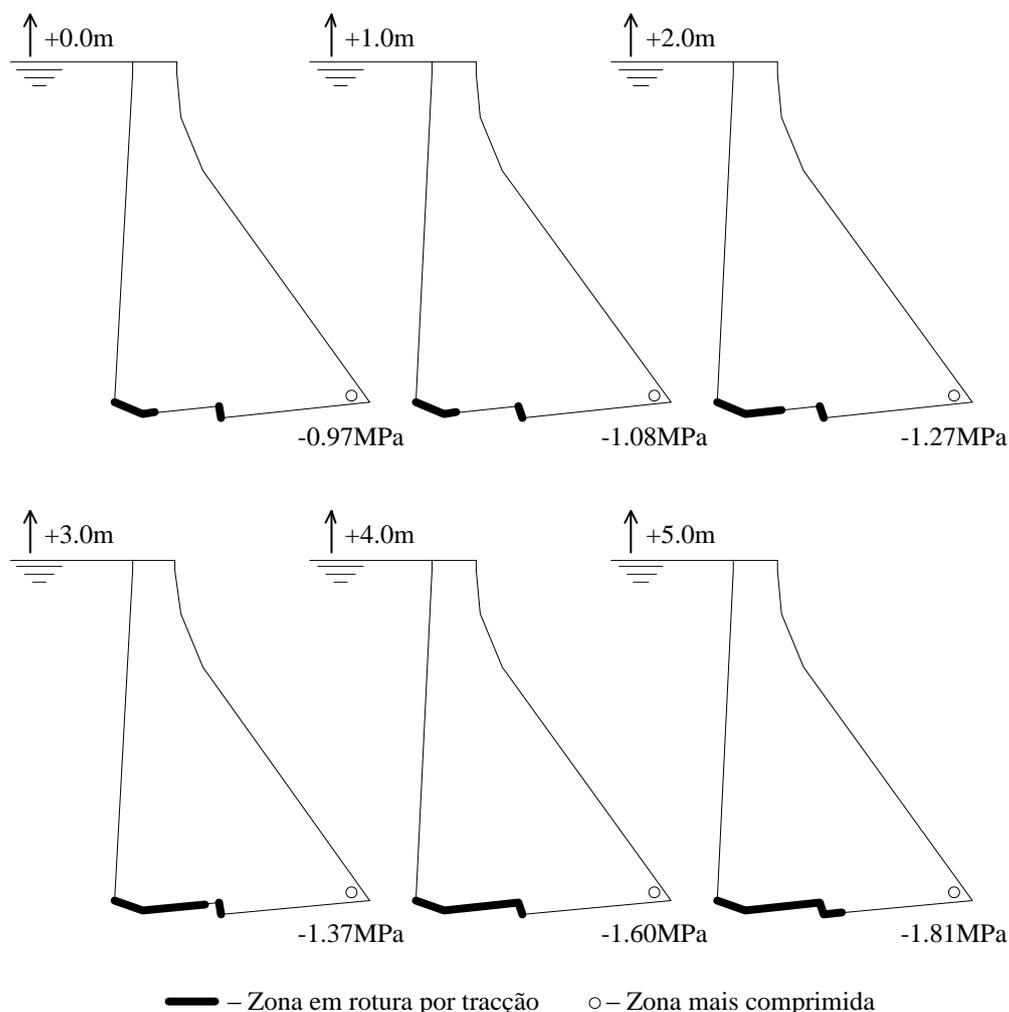


Figura 4.39 – Análise ao deslizamento da barragem segundo o plano PR₁, para as acções PP+PH+U em associação ao cenário de cheia (A₆)

4.11.4. Análise dos resultados

Foi efectuada a análise da Barragem de Guilhofrei, localizada no Rio Ave, Concelho de Vieira do Minho. O estado de tensão que se verifica na barragem e no plano de fundação, associado ao cenário corrente (Capítulo 3), não apresenta tracções e as compressões são inferiores a 1MPa. Segundo o critério de rotura local, os factores de segurança (FS) obtidos são inferiores ao preconizado pelo regulamento português (NPB 1993) (FS>2.5). A excepção ocorre para um dos modelos de rotura ensaiados (Modelo A) e para propriedades reduzidas, o que deu origem a um factor de segurança, junto ao pé de jusante, de 1.9. A análise ao deslizamento pelo plano de fundação, para os dois mecanismos de rotura idealizados, apresentam factores de segurança superiores ao sugerido pelo regulamento português (FS>1.5). Quanto à análise ao deslizamento do modelo com *shear-key*, os resultados indicam que a *shear-key* contribui para a segurança da estrutura em relação ao deslizamento, pois aumenta o factor de segurança em 20%. Foi também analisado o deslizamento em relação ao cenário de cheia. A partir

dos resultados conclui-se que a rotura ocorre apenas para os casos em que o nível da albufeira alcance um nível superior ao equivalente a 5m acima da cota do coroamento. Esta hipótese é pouco credível, pois em caso de cheia é feita a abertura preventiva das comportas e, se necessário, da descarga de fundo. Para além disto, habitualmente, as condutas do sistema de produção podem ser utilizadas para aumentar a capacidade de vazão.

4.12. Conclusões

A aplicação desenvolvida, designada por DEC-DAM, tem por base o Método dos Elementos Descritos (MED) e permite a análise plana de barragens gravidade em alvenaria. As soluções adoptadas foram desenvolvidas tendo em vista a sua aplicação a este género de estrutura. Estas ferramentas específicas referem-se à entrada dos dados e acções, à produção e recolha dos resultados e a outras questões relacionadas com a modelação, como os modelos de contacto.

O modelo é discretizado em blocos. Os blocos podem ser rígidos ou deformáveis. A associação entre blocos é feita através de contactos. Foi desenvolvida uma metodologia de procura de novos contactos e de actualização dos contactos existentes ao longo da análise. Para além disto os blocos podem ser agrupados em macroblocos ou polígonos. Foi desenvolvida uma formulação de contacto face-face, mais rigorosa que o contacto pontual habitual no Método dos Elementos Discretos. As forças de contacto podem ser determinadas através de seis diferentes modelos de contacto. A integração numérica da equação de movimento de cada grau de liberdade recorre ao método das diferenças centrais. Todos os aspectos numéricos acessórios foram implementados de forma integrada, como a determinação do passo de cálculo, a solução com massas escaladas e o controlo do amortecimento na relaxação dinâmica.

A aplicação numérica desenvolvida cumpre os objectivos propostos, pois permite a análise dos principais mecanismos de rotura associados às barragens gravidade em alvenaria, bem como a avaliação das condições de segurança estrutural. Nos próximos capítulos serão abordadas questões complementares, como a análise sísmica (Capítulo 5), a análise hidromecânica (Capítulo 6) e a análise de reforços estruturais e da injeção de calda (Capítulo 7 e Capítulo 8).

5. Extensão do método dos elementos discretos para análise sísmica

5.1. Introdução

A acção sísmica é muito relevante no dimensionamento de novas barragens e na avaliação da segurança de barragens existentes. Se a ocorrência de um sismo não for devidamente considerada, podem-se verificar danos imediatos que ponham em causa a segurança estrutural, ou que podem ser indutores de fragilidades que potenciem incidentes posteriores.

As combinações de acções, os mecanismos de rotura e os critérios de avaliação de segurança dependem do regulamento a aplicar. Normalmente é analisado pelo menos uma combinação com um sismo de média probabilidade de ocorrência e outro de baixa probabilidade. Em termos de resposta, no primeiro caso a estrutura deve apresentar um comportamento elástico enquanto, no segundo caso, se admite a ocorrência de danos pontuais, desde que não provoquem o colapso global da estrutura.

Para barragens gravidade, apesar dos mecanismos de rotura a verificar dependerem das características e particularidades de cada obra, estes quase sempre envolvem a hipótese de deslizamento pela base, na zona de contacto barragem-fundação, bem como o estado de tensão, nomeadamente os máximos das tensões de tracção e de compressão, responsáveis respectivamente, pela ocorrência de fissuras e esmagamentos do material.

No caso do regulamento português (NPB 1993), conforme já referido no Capítulo 3, a verificação da segurança faz-se de acordo com os cenários correntes e cenários de rotura, sendo habitual adoptar os seguintes princípios gerais:

- Para os cenários correntes, onde se enquadra uma acção dinâmica equivalente a um Sismo Base de Projecto (SBP), a estrutura deve apresentar comportamento elástico;
- Para os cenários de rotura, como no caso da ocorrência de um Sismo Máximo de Projecto (SMP), as tensões de tracção e de compressão podem ultrapassar o limite de resistência do material, admitindo-se ocorrência de fissuras e esmagamentos localizados, desde que estes não coloquem em causa a segurança global da estrutura;
- Também para o SMP se admite a ocorrência de deslizamento da barragem em relação à fundação. Porém, o deslizamento total deverá ser inferior ao limite máximo definido de acordo com a obra em causa e para o qual a estrutura mantenha uma segurança global adequada.

Um caso particular é o que se refere às barragens em BCC (betão compactado por cilindro), pois há que ter conta o cenário de deslizamento pelas juntas horizontais de betonagem, que são reconhecidos pontos de fragilidade destas estruturas, como também ocorre nas barragens em betão convencional, porém com menor ênfase. Em outros

casos, junto a pontos de descontinuidade, nomeadamente em zonas de mudança de geometria, podem verificar-se deslizamentos e *rocking* de parte da secção.

O regulamento produzido pela USACE (1995) partilha desta mesma lógica e identifica três cenários, de um total de sete, onde a acção sísmica é preponderante, sendo que em dois deles intervêm o *Operating Base Earthquake* (OBE), equivalente ao SBP e no terceiro intervêm o *Maximum Credible Earthquake* (MCE), equivalente ao SMP. Interessa referir que um destes cenários prevê a hipótese da barragem estar em construção, com a albufeira vazia, sob acção de um OBE.

Já o regulamento da FERC (2002) propõe apenas um cenário com acção sísmica (MCE), em associação com outras acções decorrentes das condições normais de exploração. Este regulamento preconiza que avaliação de segurança estrutural seja feita de forma indirecta através da avaliação da estabilidade da barragem em condições de pós-sismo, tendo em conta os danos entretanto sofridos. Esta avaliação é então efectuada para as condições normais de exploração.

Os métodos utilizados para a análise dinâmica de barragens gravidade variam consoante o grau de sofisticação e forma de modelação da acção sísmica. Entre os métodos mais expeditos encontram-se aqueles que efectuam a análise estática limite dos mecanismos de rotura. Como exemplo, o Método Pseudo-estático determina as forças de inércia induzidas pelo sismo através do produto entre a massa e a aceleração horizontal, às quais acresce a pressão hidrodinâmica da albufeira. Este procedimento despreza o efeito de amplificação devido a flexibilidade da barragem, bem como a natureza oscilatória da acção sísmica. Outro método simplificado designado por Pseudo-dinâmico, desenvolvido por Chopra (1988), tem por base o espectro de resposta do sismo a aplicar, pelo que tem em conta o efeito de amplificação das forças de inércia, através de um ou mais modos de vibração.

Entre os métodos mais sofisticados, destacam-se aqueles que têm por base o Método dos Elementos Finitos e a análise modal da estrutura. Este procedimento parte do princípio que a resposta da estrutura pode ser avaliada a partir da combinação das respostas dos modos de vibração mais relevantes para o cenário em análise. Este procedimento pode ser implementado com base no espectro de resposta ou do cálculo da resposta em cada instante a partir de uma história de acelerações, utilizando o integral de Duhamel.

No âmbito desta tese, a análise dinâmica é efectuada segundo o mesmo esquema de cálculo adoptado para a análise estática, ou seja, através de integração directa da equação de movimento de cada grau de liberdade, ao longo do tempo, com base no método das diferenças centrais, porém as condições de fronteira são alteradas de forma a impor a acção dinâmica através de uma história de velocidades. A modelação envolve ainda outras particularidades que é necessário ter em conta e que serão a seguir discutidas em pormenor, como a influência da albufeira no comportamento dinâmico da estrutura, o nível de refinamento de discretização do modelo de acordo com a

frequência máxima de onda que se pretende propagar no meio, a selecção das condições de fronteira do modelo de acordo com o modo de aplicação da solicitação dinâmica e, por fim, o tipo de amortecimento a adoptar e as suas implicações a nível numérico.

5.2. Pressão hidrodinâmica

Durante a ocorrência de um sismo a barragem fica sujeita a variação da pressão da água junto ao paramento de montante. Não sendo este um efeito desprezável, Westergaard (1933) propôs uma solução para a determinação deste diagrama de pressões através de uma série de senos, função da aceleração imposta pelo sismo, densidade da água, altura da albufeira, módulo de elasticidade da água e frequência fundamental de vibração da estrutura. Este autor propôs também uma solução simplificada que assemelha este efeito ao produzido por um volume de água que se movimenta solidariamente à barragem durante o sismo, dando origem a forças de inércia. Este volume (Figura 5.1) apresenta a forma de uma parábola, semelhante ao diagrama de pressões original, dado por,

$$m_{h,i} = \frac{7}{8} \rho_a \sqrt{Hy_i} A_i \quad (5.1)$$

$m_{h,i}$ Massa associada horizontal no ponto i ;

ρ_a Densidade da água;

H Altura da albufeira;

y_i Cota vertical, medido a partir da superfície da albufeira, no ponto i ;

A_i Área de influência do ponto i .

Esta formulação foi desenvolvida para uma barragem com paramento vertical e sismo horizontal, ou seja, pressões perpendiculares ao paramento. Para a sua generalização a paramentos inclinados, a fórmula apresentada deve ser corrigida por meio de um parâmetro equivalente ao quadrado do co-seno director (Priscu et al. 1985), tanto na direcção horizontal como na direcção vertical, resultado da projecção da aceleração e da área de influência, da seguinte forma,

$$m_{h,i} = \frac{7}{8} \rho_a \sqrt{Hy_i} A_i \cos^2 \theta \quad (5.2)$$

$$m_{v,i} = \frac{7}{8} \rho_a \sqrt{Hy_i} A_i \cos^2 (90 - \theta) \quad (5.3)$$

$m_{v,i}$ Massa associada vertical no ponto i ;

θ Inclinação do paramento de montante (Figura 5.1).

Em regra os paramentos de montante apresentam inclinação suave, pelo que a componente horizontal é pouco afectada e a componente vertical é reduzida e sem expressão no comportamento dinâmico da estrutura. A massa adicional assim obtida é

somada à massa dos pontos que definem o paramento de montante e, no âmbito de uma análise transiente, não deve ser escalada.

Existem formulações mais rigorosas para a representação da interacção hidromecânica fluido-estrutura com a utilização do fluido, que têm sido aplicada principalmente a barragens abóboda onde este efeito é mais importante (Câmara 1992).

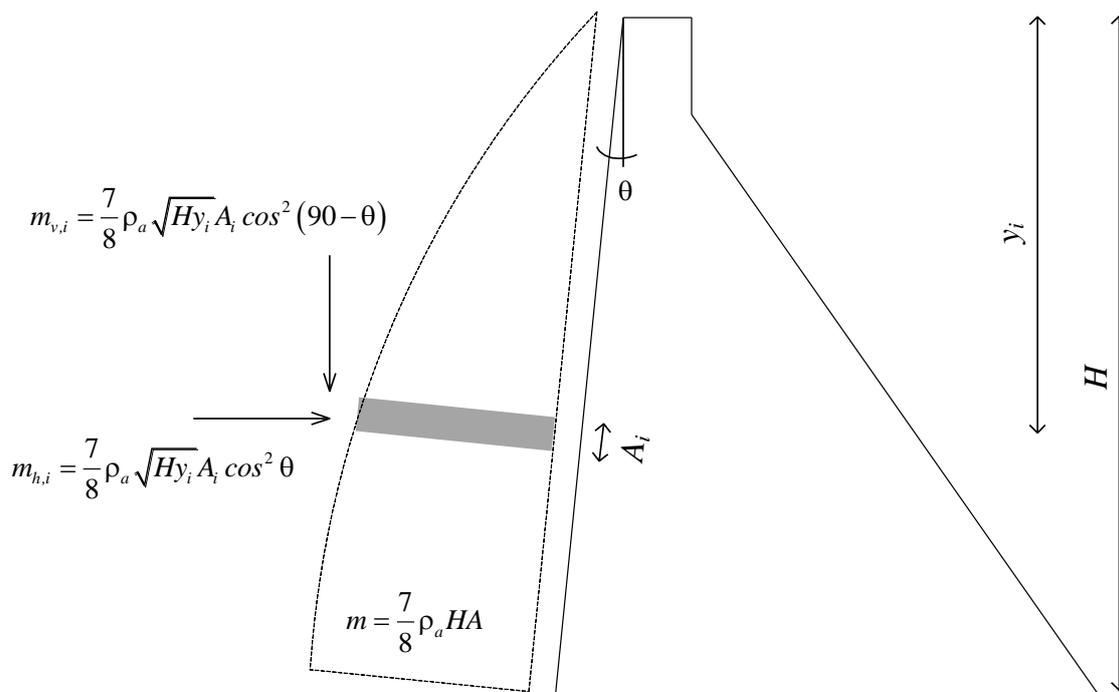


Figura 5.1 – Massas associadas – Solução simplificada de Westergaard (1933)

5.3. Aplicação do sismo e condições de fronteira

Foram implementadas três formas distintas para aplicação do sismo e, conseqüentemente, para definição das condições de fronteira, que se descrevem em seguida. Na primeira forma, para fundações rígidas, a acção sísmica é aplicada através de uma história de velocidades. Na segunda forma, para fundações deformáveis, impõe-se uma história de tensões segundo uma das direcções, para além da fronteira viscosa para absorver as ondas reflectidas pela superfície livre e pela estrutura. A terceira forma, também para fundações deformáveis, admite a introdução da acção dinâmica nas duas direcções, horizontal e vertical, com recurso a fronteira do tipo *free-field*.

Os procedimentos descritos podem ser complementares, pois uma análise inicial com fundação rígida requer menor número de parâmetros e recursos. Os resultados normalmente são conservadores e podem constituir um limite superior, enquadrando-se num estudo preliminar. A utilização de uma fundação deformável requer mais informação a respeito das características da obra, mas permite obter resultados mais

realistas, numa fase da análise em que já se compreende melhor o comportamento estrutural da barragem.

A análise da barragem sob acção das forças estáticas antecede à análise sísmica. Para o cenário corrente, as acções envolvidas naquela análise incluem o peso próprio, a pressão hidrostática e a subpressão. Assim, antes da alteração das condições de fronteira e aplicação da acção dinâmica, é necessário libertar os graus de liberdade onde foram aplicadas as restrições iniciais, decorrentes da análise estática, e adicionar as forças resultantes, com sinal contrário, como se tratassem de forças externas,

$$f_{RES} = f_{EXT} - f_{INT} + f_{CTO} + W \quad (5.4)$$

$$\tilde{f}_{EXT} = f_{EXT} - f_{RES} \quad (5.5)$$

f_{RES} Força total resultante;

f_{EXT} Somatório das forças exteriores;

f_{INT} Força de restituição elástica;

f_{CTO} Somatório das forças de contacto;

W Peso próprio;

\tilde{f}_{EXT} Novo somatório das forças exteriores.

5.3.1. Maciço de fundação rígido e aplicação da acção sísmica através de uma história de velocidades

Neste procedimento a acção sísmica é aplicada através de uma história de velocidades. O procedimento pode ser adoptado no caso em que o sismo apresenta apenas a componente de corte, pelo que à direcção horizontal (x) é associada uma história de velocidades enquanto na direcção vertical (y) a velocidade é nula (Figura 5.2a) O procedimento também pode ser aplicado no caso que o sismo apresenta apenas componente vertical e, neste caso, a velocidade nula é imposta na direcção horizontal e a história de velocidades é aplicada na direcção vertical (Figura 5.2b). No caso geral o sismo apresenta componentes de corte e de compressão, pelo que em ambas as direcções são aplicadas histórias de velocidades, que poderão ser distintas (Figura 5.2c). Aos graus de liberdade nos quais é aplicada a história de velocidades é inicialmente imposta uma velocidade de referência (v_{ref}). Se v_{ref} for igual 1m/s, então a história de velocidades já deverá estar escalada para a velocidade de pico pretendida, caso contrário, v_{ref} poderá representar este factor de escala, dado por,

$$v = v_{ref} v_{hist} \quad (5.6)$$

v Velocidade imposta segundo a direcção x ou y ;

v_{ref} Velocidade inicial de referência;

v_{hist} Valor da história de velocidades para o instante actual.

O valor de v_{hist} é actualizado por interpolação em cada passo a partir da história de velocidades, pois o intervalo da história normalmente não coincide com o passo de cálculo.

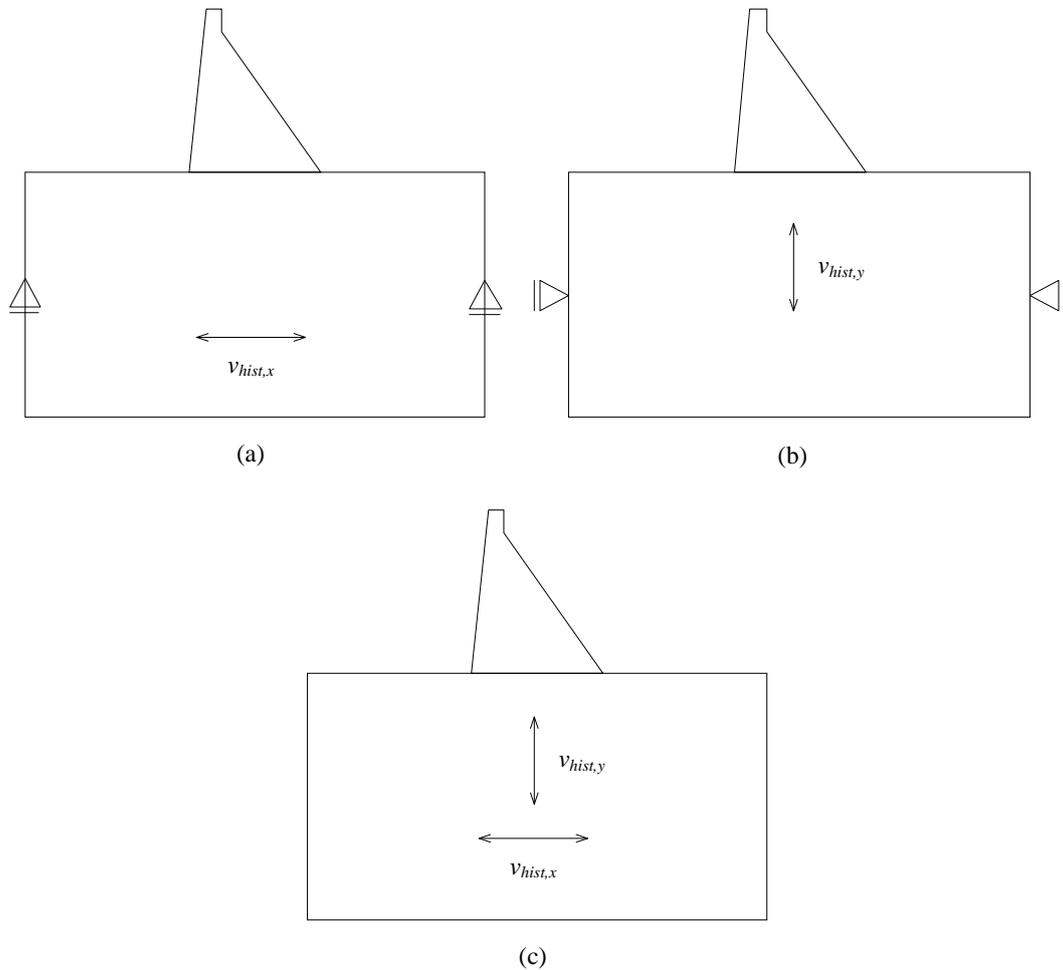


Figura 5.2 – Maciço de fundação rígido e aplicação da acção sísmica através de uma história de velocidades

5.3.2. Maciço de fundação deformável e aplicação da acção sísmica através de uma história de tensões

Para uma fundação deformável torna-se inviável introduzir a acção sísmica na base através de uma história de velocidades, pois é necessário aplicar no mesmo plano a fronteira viscosa de forma a absorver as ondas reflectidas pela superfície livre e pela estrutura. Assim a acção sísmica é aplicada através de uma história de tensões de corte (τ) ou de compressão (σ), determinada a partir da história de velocidades,

$$\tau = \rho_f C_S v_s \quad (5.7)$$

$$C_S = \sqrt{\frac{G}{\rho_f}} \quad (5.8)$$

$$\sigma = \rho_f C_P v_p \quad (5.9)$$

$$C_P = \sqrt{\frac{K + (4/3)G}{\rho_f}} \quad (5.10)$$

- τ Tensão de corte;
 σ Tensão de compressão;
 ρ_f Densidade (fundação);
 v_s Velocidade da onda de corte (ou transversal);
 v_p Velocidade da onda de compressão (ou longitudinal);
 C_S Velocidade de propagação de uma onda de corte no meio contínuo;
 C_P Velocidade de propagação de uma onda de compressão no meio contínuo;
 G Módulo de distorção (fundação);
 K Módulo de deformabilidade volumétrica (fundação).

Com este esquema de cálculo só é possível aplicar uma das componentes da acção dinâmica. Se a onda for de corte, imposta na direcção horizontal (x), então as extremidades laterais da fundação são fixas na direcção vertical (y), para garantir que o sinal imposto seja fundamentalmente de corte. Na base da fundação é aplicada a fronteira viscosa na direcção horizontal (Figura 5.3a). Se a onda for de compressão, então as extremidades laterais da fundação são fixas na direcção horizontal para garantir que o sinal imposto seja fundamentalmente vertical. Na base da fundação é aplicada a fronteira viscosa na direcção vertical (Figura 5.3b).

Na base da fundação, na direcção distinta da acção dinâmica, pode ser imposta uma restrição total ao movimento ou aplicada a fronteira viscosa também nesta direcção. Nesta última hipótese, representada na Figura 5.3, será de prever a ocorrência de pequenos deslocamentos na base, segundo esta direcção, porém sem influência na análise.

Em termos de implementação numérica, para o caso da onda de corte, inicialmente é aplicada uma tensão de corte de referência (τ_{ref}), com base numa velocidade inicial de referência (v_{ref}),

$$\tau_{ref} = \rho_f C_S v_{s,ref} \quad (5.11)$$

- τ_{ref} Tensão de corte inicial de referência;

$v_{s,ref}$ Velocidade de corte inicial de referência.

A equação de movimento em cada um destes pontos estabelece-se normalmente e tem em conta a força resultante da tensão de corte segundo este grau de liberdade, actualizada em cada passo de cálculo com base na história de velocidades,

$$\tau = \tau_{ref} v_{hist} \quad (5.12)$$

Também neste caso o valor de v_{hist} é actualizado por interpolação em cada passo a partir da história de velocidades, pois o intervalo da história normalmente não coincide com o passo de cálculo. Se $v_{s,ref}$ for igual 1m/s, então a história de velocidades já deverá estar escalada para a velocidade de pico pretendida, caso contrário, $v_{s,ref}$ deverá representar este factor de escala.

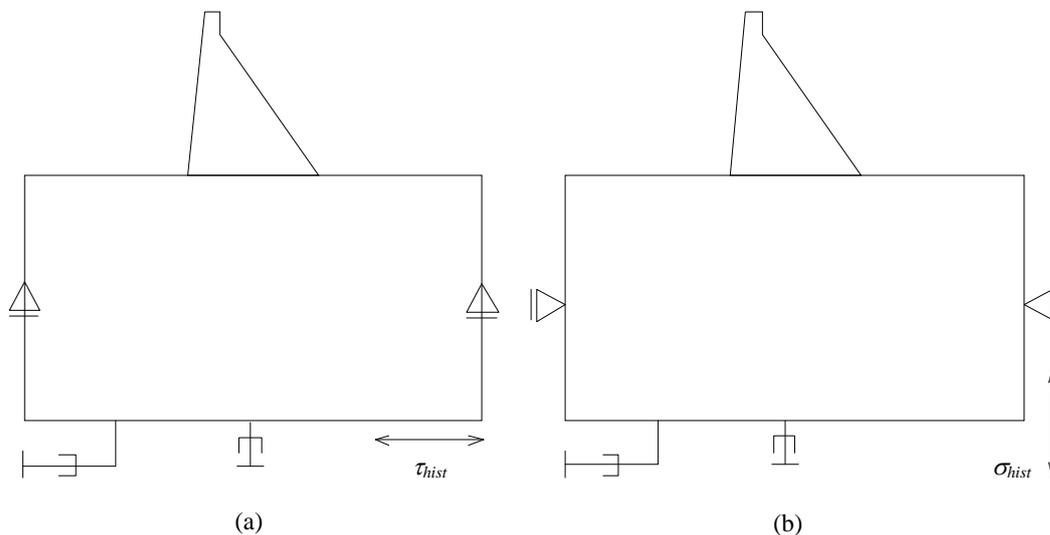


Figura 5.3 – Maciço de fundação deformável e aplicação da acção sísmica através de uma história de tensões

Esta solução pressupõe a utilização de fronteiras viscosas de forma a absorver as ondas reflectidas pela superfície livre e pela estrutura (Lysmer e Kuhlemeyer 1969). Numericamente a fronteira viscosa pode ser imposta na direcção normal ou tangencial à superfície e as restrições são decompostas e estabelecidas segundo as direcções x e y ,

$$\alpha_{fr,n} = \frac{\rho_f C_p L}{m} \quad (5.13)$$

$$\alpha_{fr,s} = \frac{\rho_f C_s L}{m} \quad (5.14)$$

- $\alpha_{fr,n}$ Coeficiente de amortecimento devida à fronteira viscosa, direcção normal;
 $\alpha_{fr,s}$ Coeficiente de amortecimento devida à fronteira viscosa, direcção tangencial;
 L Área de influência do ponto;
 m Massa (inclui massas associadas).

Na equação de movimento, estes valores podem ser adicionados directamente ao coeficiente de amortecimento viscoso proporcional à massa,

$$\ddot{u}m + \dot{u}(\alpha + \alpha_{fr})m + uk = f \quad (5.15)$$

- \ddot{u} Aceleração;
 \dot{u} Velocidade;
 u Deslocamento;
 α Coeficiente de amortecimento proporcional à massa;
 α_{fr} Coeficiente de amortecimento devida à fronteira viscosa;
 k Rigidez;
 f Forças exteriores.

Em alternativa, ao valores podem se adicionados pelo lado das forças, através de uma força de amortecimento,

$$\ddot{u}m + \dot{u}\alpha m + uk = f - f_{fr} \quad (5.16)$$

$$f_{fr} = \dot{u}\alpha_{fr}m \quad (5.17)$$

f_{fr} Força de amortecimento devida à fronteira viscosa.

Ambas as formas de implementação da fronteira viscosa apresentam resultados idênticos. A velocidade utilizada para determinação da força viscosa corresponde à velocidade do passo de cálculo imediatamente anterior, porém este facto não altera o valor do passo de cálculo. Se a fronteira viscosa for estabelecida na face de um macrobloco, é necessário ter em conta a contribuição de cada ponto *slave* quando da integração da equação de movimento do respectivo ponto *master*. Para o caso de existir apenas um ponto *slave* (B) para um ponto *master* (A), a força de amortecimento viscoso é determinada por,

$$\alpha_{fr,n} = \frac{\rho_f C_p (L_A + L_B)}{m_A + m_B} \quad (5.18)$$

$$\alpha_{fr,s} = \frac{\rho_f C_s (L_A + L_B)}{m_A + m_B} \quad (5.19)$$

O estabelecimento da fronteira viscosa e a aplicação da tensão podem ocorrer em simultâneo, numa só operação, em que é absorvida apenas a diferença entre a velocidade da onda reflectida e a velocidade imposta,

$$f_x = -\rho_f C_S (v_{s,refl} - v_{s,hist}) L \quad (5.20)$$

$$f_y = -\rho_f C_P (v_{p,refl} - v_{p,hist}) L \quad (5.21)$$

$v_{s,refl}$ Velocidade da onda reflectida.

Trata-se de um procedimento cuja implementação é mais simples se bem que formalmente poderá não ser tão explícita como a solução anterior, em que existe uma distinção clara entre a aplicação da acção dinâmica e a absorção pela fronteira viscosa da onda reflectida. Este mesmo princípio é utilizado na implementação do *free-field*, porém nas fronteiras laterais, como se verá a seguir.

5.3.3. Maciço de fundação deformável e aplicação da acção sísmica através das condições de fronteira do tipo free-field

A terceira alternativa de modelação corresponde a utilização de uma técnica designada por *free-field*, em que junto às laterais do modelo se impõe uma fronteira artificial que simula a existência do meio infinito, tanto no aspecto de absorção das ondas reflectidas pela superfície livre e pela estrutura, como no aspecto de aplicação das tensões equivalentes (Lemos e Cundall 1999). Na prática corresponde a um modelo complementar que é calculado em paralelo com o modelo principal, constituído por duas colunas, uma em cada lateral da fundação, com largura unitária, cujos elementos possuem altura coincidente com a discretização da fundação e nas quais são aplicadas as mesmas condições de fronteira e acções dinâmicas que na base do modelo principal (Figura 5.4a).

Como as colunas oscilam livremente e sobre elas não incide qualquer fenómeno de reflexão lateral, as colunas servem de referência para o modelo principal (Figura 5.4b). Através delas é possível absorver as ondas reflectidas como se tratasse de uma fronteira viscosa, conforme já descrito e, ao mesmo tempo, estabelecer as condições de tensão (devida a acção dinâmica), presentes se o modelo fosse infinito. As colunas são compostas por elementos de 4 lados e 4 pontos nodais, com integração da matriz de rigidez feita à custa de 4 pontos de Gauss. Cada elemento do *free-field* fica associado ao lado do elemento da fundação que lhe deu origem, do qual herda o material e suas propriedades, de forma que os pontos 1 e 2 do *free-field* ficam associados aos pontos *ptf* e *pti* que definem o lado do elemento da fundação (Figura 5.5). Em relação aos elementos do *free-field*, os pontos 1 e 4 e os pontos 2 e 3 são tratados como um único ponto e em cada passo apresentam os mesmos deslocamentos. Este procedimento garante que tanto as ondas de corte como as ondas de compressão são representadas correctamente, como se tratasse de um meio infinito na direcção horizontal.

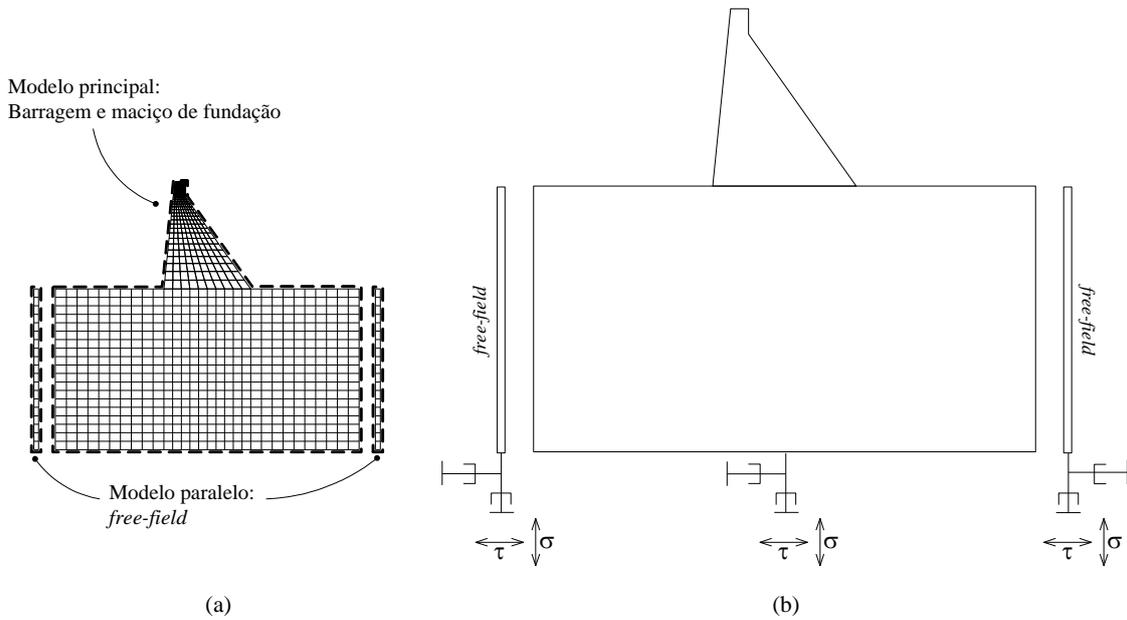


Figura 5.4 – Maciço de fundação deformável, condições de fronteira do tipo *free-field*

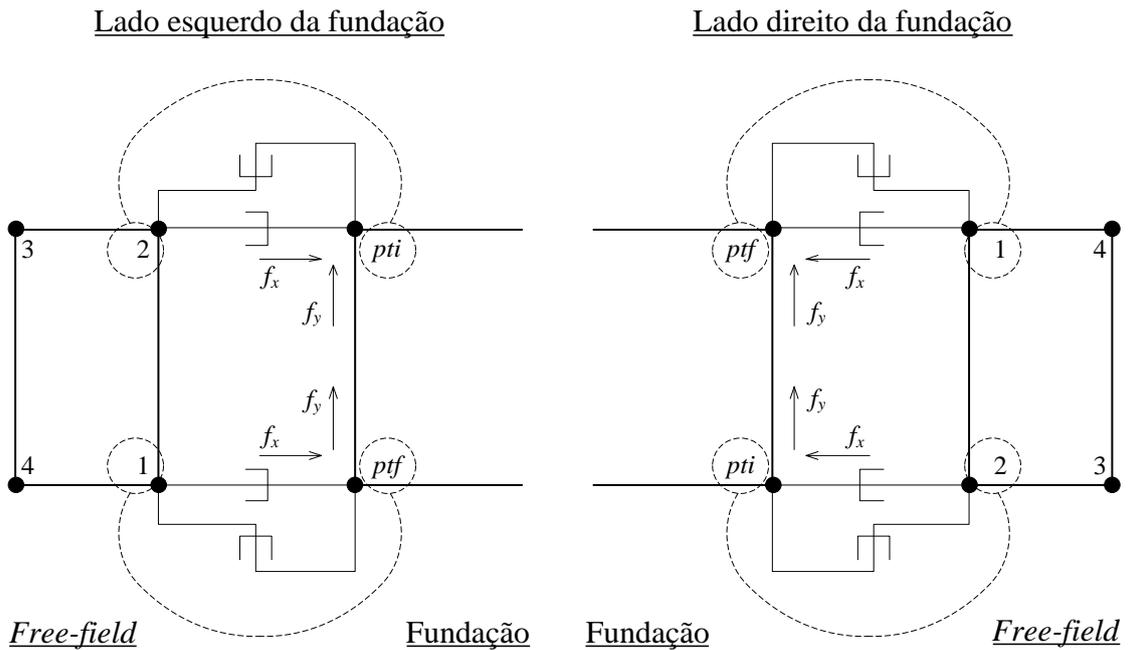


Figura 5.5 – Esquema de associação do *free-field* ao elemento do maciço de fundação

Ao longo do cálculo, em cada passo, são conhecidas as velocidades em todos os pontos do *free-field*, que são utilizadas para correcção da velocidade dos pontos laterais da fundação, assim o ponto 1 do *free-field* serve de referência para o ponto ptf da fundação e o mesmo quanto ao ponto 2 do *free-field* em relação ao ponto pti da fundação. Esta correcção é efectuada em conjunto com a aplicação da tensão equivalente do meio infinito, dada por,

$$f_x = (\sigma_{xx}n - \rho C_p (v_{x,refl} - v_{x,ff}))L \quad (5.22)$$

$$f_y = (\sigma_{xy}n - \rho C_s (v_{y,refl} - v_{y,ff}))L \quad (5.23)$$

σ_{xx} Tensão horizontal do elemento *free-field*;

σ_{xy} Tensão de corte do elemento *free-field*;

n Versor da faceta lateral da fundação, componente x (igual a -1.0 para a lateral esquerda e igual a $+1.0$ para a lateral direita);

$v_{x,ff}$ Velocidade na direcção x do *free-field*;

$v_{y,ff}$ Velocidade na direcção y do *free-field*.

A parcela referente à tensão do elemento *free-field* corresponde à projecção do tensor das tensões em relação as faces laterais da fundação, cujos versores são $(-1,0)$ e $(1,0)$, respectivamente para o lado esquerdo e direito

$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} n \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx}n \\ \sigma_{xy}n \end{bmatrix} \quad (5.24)$$

Para uma onda de corte, as componentes σ_{xx} e σ_{yy} do tensor das tensões são nulas, enquanto para uma onda de compressão apenas é nula a componente σ_{xy} . O tensor das tensões é determinado para cada elemento, no respectivo centro, a partir da média das tensões nos pontos de Gauss. A parcela que diz respeito a correcção da velocidade, corresponde à absorção da onda reflectida e a imposição velocidade correcta. Neste caso estas duas operações são realizadas em simultâneo, amortecendo apenas a diferença entre a velocidade de referência e a imposta.

A principal vantagem da utilização do *free-field* em relação a hipótese anterior com apoio vertical nas laterais é a possibilidade da aplicação em simultâneo das componentes de compressão e de corte da acção sísmica. Outra vantagem é a possibilidade de absorver as ondas reflectidas incidentes nas laterais do modelo, o que no caso anterior só era possível na base. Como desvantagem, para além do esforço computacional adicional que o *free-field* representa, a imposição da tensão equivalente ao meio infinito é menos eficiente que a restrição total ao movimento vertical nas laterais, para as ondas de corte, e ao movimento horizontal, para as ondas de compressão.

5.4. Critério de discretização dos modelos para análise dinâmica

A propagação da onda sísmica através do modelo está condicionada pelo grau de discretização da barragem e fundação. É conveniente que o comprimento da onda que se pretenda propagar, com uma frequência de referência f , seja equivalente à largura de

pelo menos 8 elementos (Lysmer e Kuhlemeyer 1969). Assim é possível estabelecer a largura máxima que os elementos devem apresentar:

$$\lambda = CT = \frac{C}{f} \quad (5.25)$$

$$L < \frac{\lambda}{8} \quad (5.26)$$

- λ Comprimento da onda;
 C Velocidade de propagação da onda;
 T Período;
 f Frequência de referência;
 L Largura máxima do elemento.

A frequência de referência f deve ser superior à frequência máxima da estrutura que se pretende excitar. Para um meio contínuo, a velocidade C é a velocidade de propagação da onda S (C_s), pois é inferior à velocidade de propagação da onda P (C_p). Já para um meio descontínuo, por exemplo no caso das fundações não homogêneas, o comportamento das discontinuidades deve ser considerado para determinação do módulo de distorção equivalente (\tilde{G}) e posteriormente da velocidade de propagação \tilde{C}_s

$$\frac{1}{\tilde{G}} = \frac{1}{G} + \frac{1}{sk_s} \quad (5.27)$$

$$\tilde{C}_s = \sqrt{\frac{\tilde{G}}{\rho}} \quad (5.28)$$

- \tilde{G} Módulo de distorção equivalente;
 G Módulo de distorção;
 \tilde{C}_s Velocidade de propagação equivalente;
 s Espaçamento entre discontinuidades;
 k_s Rigidez de corte.

5.5. Amortecimento de Rayleigh

Para a análise dinâmica foi adoptado o amortecimento de Rayleigh (Anexo 1). Esta formulação apresenta duas componentes, uma proporcional à massa (α) e outra proporcional à rigidez (β). Quando ambas as parcelas são diferentes de zero, o amortecimento de Rayleigh é praticamente constante para determinada gama de frequências. Normalmente ajusta-se o amortecimento para uma frequência mínima que seja a média das frequências dominantes no problema em análise e que interessa amortecer preferencialmente. Para a determinação das frequências próprias da estrutura

foi adoptado o Método da Iteração Vectorial Inversa em associação com o Método de Ortogonalização de Gram-Schmidt. Este procedimento encontra-se descrito no Anexo 1. Para a implementação numérica do amortecimento de Rayleigh há que considerar que,

$$\ddot{u}m + \dot{u}c + uk = f \quad (5.29)$$

$$\ddot{u}m + \dot{u}(\alpha m + \beta k) + uk = f \quad (5.30)$$

$$\ddot{u}m + \dot{u}\alpha m + uk = f - \dot{u}\beta k \quad (5.31)$$

\ddot{u} Aceleração;

\dot{u} Velocidade;

u Deslocamento;

α Coeficiente de amortecimento viscoso proporcional à massa;

β Coeficiente de amortecimento viscoso proporcional à rigidez;

m Massa (inclui massas associadas);

k Rigidez;

f Forças exteriores.

Assim a implementação numérica da parcela de amortecimento proporcional à massa é idêntica ao procedimento já adoptado para a solução estática:

$$\dot{u}^+ = \left(\dot{u}^+ d_1 + \frac{f}{m} \Delta t \right) d_2 \quad (5.32)$$

$$d_1 = 1 - \frac{\alpha \Delta t}{2} \quad (5.33)$$

$$d_2 = \frac{1}{1 + \frac{\alpha \Delta t}{2}} \quad (5.34)$$

\dot{u}^+ Velocidade no passo seguinte;

\dot{u}^- Velocidade no passo anterior;

d_1 Parâmetro de aplicação do amortecimento viscoso proporcional à massa;

d_2 Parâmetro de aplicação do amortecimento viscoso proporcional à massa;

Δt Passo de cálculo.

Em relação a parcela proporcional à rigidez, o amortecimento actua nas forças de contacto, direcção normal e tangencial, e nas forças de restituição elástica. Nas forças de contacto, o amortecimento de Rayleigh é implementado da seguinte forma:

$$\tilde{f}_{ct,n} = f_{ct,n} + \frac{\hat{n}}{\Delta t} k_n A \beta \quad (5.35)$$

$$\tilde{f}_{ct,s} = f_{ct,s} + \frac{\hat{s}}{\Delta t} k_s A \beta \quad (5.36)$$

- $\tilde{f}_{ct,n}$ Força normal de contacto amortecida;
 $\tilde{f}_{ct,s}$ Força tangencial de contacto amortecida;
 $f_{ct,n}$ Força normal de contacto;
 $f_{ct,s}$ Força tangencial de contacto;
 \hat{n} Deslocamento incremental normal;
 \hat{s} Deslocamento incremental tangencial;
 k_n Rigidez normal;
 k_s Rigidez de corte;
 A Área de contacto.

O amortecimento de Rayleigh proporcional à rigidez só deve ser aplicado nas forças de contacto quando os contactos apresentarem comportamento elástico, pois a correcção devida ao modelo constitutivo é responsável por alguma dissipação de energia. Assim, se o contacto ultrapassar o valor máximo de tracção ou compressão, o amortecimento proporcional à rigidez não é considerado em nenhuma das direcções; se o contacto se mantiver dentro dos limites da tensão normal, sem porém violar o modelo constitutivo na direcção tangencial, o amortecimento proporcional à rigidez só é aplicado na direcção normal.

Já nas forças de restituição elástica, o amortecimento proporcional à rigidez é aplicado da seguinte forma:

$$\tilde{f}_i = \sum_j \left(k_{ij} \left(u_{ij} + \frac{\hat{u}_{ij}}{\Delta t} \beta \right) \right) \quad (5.37)$$

- \tilde{f}_i Força de restituição elástica amortecida;
 k_{ij} Rigidez segundo o grau de liberdade ij ;
 u_{ij} Deslocamento segundo grau de liberdade ij ;
 \hat{u}_{ij} Deslocamento incremental segundo grau de liberdade ij .

Por questões de estabilidade numérica, o passo de cálculo deve ser reduzido quando se utiliza a parcela proporcional à rigidez. Segundo Belytschko (1983), Δt passa a ser dado por,

$$\Delta t_{dyn} = \Delta t_{sta} \left(\sqrt{1 + \lambda^2} - \lambda \right) \quad (5.38)$$

- Δt_{dyn} Passo de cálculo para análise dinâmica com amortecimento proporcional à rigidez;
 Δt_{sta} Passo de cálculo de referência;
 λ Coeficiente de amortecimento relativo para a frequência máxima;

O coeficiente de amortecimento relativo para a frequência máxima, desprezando a parcela proporcional à massa, é dado por,

$$\lambda = \frac{1}{2} \beta \omega_{max} \quad (5.39)$$

ω_{max} Frequência angular máxima.

O valor de ω_{max} pode ser estimado a partir de Δt_{sta} ,

$$\Delta t_{sta} \leq \frac{2}{\omega_{max}} \quad (5.40)$$

$$\omega_{max} \leq \frac{2}{\Delta t_{sta}} \quad (5.41)$$

E, assim, tomando este valor majorado para ω_{max} , λ é dado por,

$$\lambda = \frac{\beta}{\Delta t_{sta}} \quad (5.42)$$

Apesar desta penalização ao nível da performance computacional, pode haver interesse na utilização deste tipo de amortecimento em análises não lineares, nomeadamente na análise de cenários de rotura de barragens gravidade, como na hipótese de deslizamento. Neste caso, ao longo da análise, havendo tendência para uma rotura progressiva e portanto com redução da frequência própria da estrutura, o amortecimento proporcional à rigidez diminui, ao contrário com o que ocorre com o amortecimento proporcional à massa (Hall 2006). Para além disto, do ponto de vista físico, o amortecimento proporcional à rigidez parece ser mais apropriado, pois é aplicado no plano de contacto barragem-fundação, enquanto o amortecimento proporcional à massa é aplicado na totalidade da estrutura. Como se verá no exemplo de aplicação, este aspecto poderá depender da magnitude da acção.

5.6. Exemplo de aplicação

Para além do exemplo de validação que consta do Anexo 2, foi elaborado um exemplo referente a Barragem da Lagoa Comprida. A Barragem da Lagoa Comprida (Figura 5.6) situa-se na Serra da Estrela, distrito da Guarda, tem o seu coroamento à cota 1600m. Trata-se de uma barragem de gravidade em alvenaria, de planta em forma de M, com uma altura máxima acima da fundação de 28m e um desenvolvimento total de 1200m. A construção da Barragem da Lagoa Comprida iniciou-se em 1912, tendo, em 1914, sido atingidos os 6m de altura. Posteriormente, a obra foi alteada por diversas vezes, passando por alturas máximas de 15m em 1934, 22m em 1940, 23m em 1947, 24.5m

em 1948, até à altura de hoje, cerca de 28m, consequência do último alteamento, efectuado durante grandes obras de reabilitação executadas entre 1964 e princípios de 1967.



Figura 5.6 – Vista de montante da Barragem da Lagoa Comprida

As obras de reforço da Lagoa Comprida consistiram na construção de uma cortina de betão, para revestimento do paramento de montante, ancorada a este paramento e convenientemente drenada, e na realização de um tratamento de consolidação e de impermeabilização da fundação, acompanhado pela execução de um sistema de drenagem da fundação e do próprio corpo da barragem (Figura 5.7). A cortina de betão tem uma espessura que varia, nas zonas de maior altura da barragem, entre 0.5m à cota do coroamento e 0.70m próximo da fundação. Acima do antigo coroamento da barragem (1597m) a cortina apoia-se num novo maciço de betão, com uma secção de 2.0m por 3.0m (Silveira e Ramos 1994). A barragem possui um descarregador de cheias de superfície não equipado, com 250m de desenvolvimento, uma descarga de fundo com uma secção circular de 1.0m de diâmetro, situada no corpo central da barragem para além da tomada de água dos circuitos hidráulicos dos grupos geradores que em caso de necessidade pode ajudar no reforço da capacidade de vazão da estrutura (LNEC 2008).

Para a modelação numérica da Barragem da Lagoa Comprida (Figura 5.8) foram considerados apenas dois materiais, um para a barragem e outro para o maciço de

fundação. Para ambos os materiais, a densidade é igual a 2500kg/m^3 e o coeficiente de Poisson é igual a 0.2. Para o material que constitui a barragem foi adoptado um módulo de elasticidade de 11GPa, enquanto para o material do maciço de fundação foi adoptado um módulo de elasticidade de 20GPa, valores obtidos por retro-análise através do sistema de observação.

A barragem e o maciço de fundação constituem dois macroblocos individuais, pelo que a única descontinuidade do modelo corresponde ao plano de fundação. Para esta descontinuidade foi adoptada uma rigidez normal de 20GPa/m e uma rigidez tangencial de 6.66GPa/m. O plano de fundação apresenta comportamento não-linear, com um ângulo de atrito de 45° . As propriedades adoptadas baseiam-se nos valores de referência apresentados no Capítulo 3. O modelo apresenta comportamento semelhante ao observado pelo sistema de observação da barragem. O deslocamento do coroamento, na direcção montante-jusante, devido à pressão hidrostática é compatível com o valor determinado a partir de duas campanhas de leitura geodésicas, cerca de 1.7mm, efectuadas em dias com temperatura ambiente semelhantes e níveis de albufeira distintos.

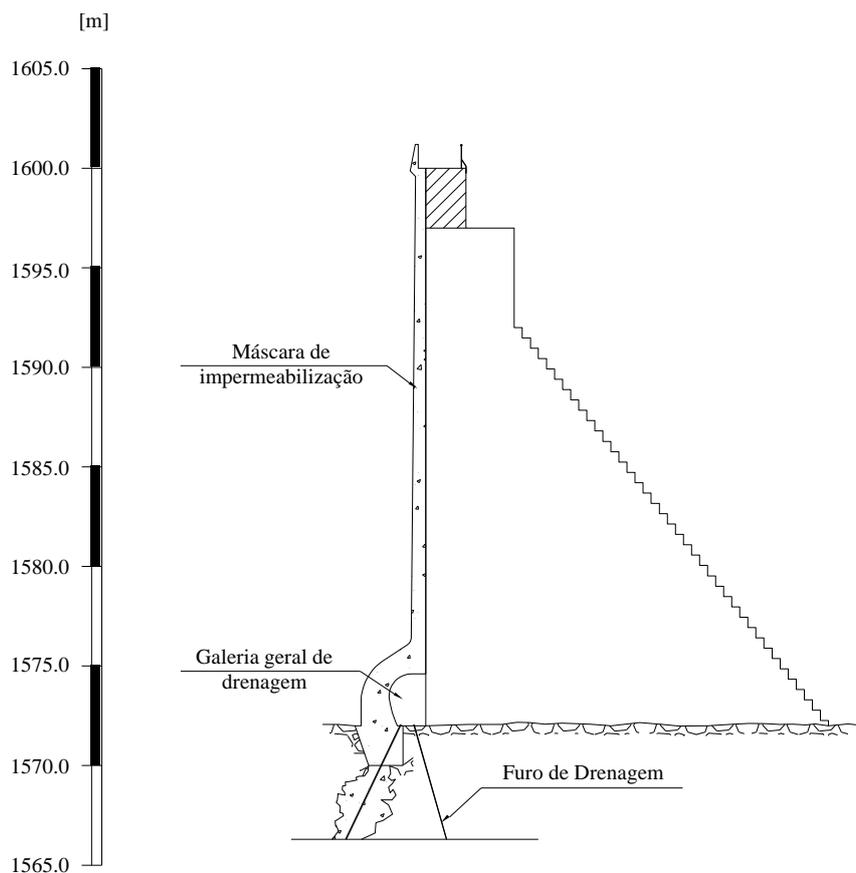


Figura 5.7 – Pormenor das obras de reabilitação da Barragem da Lagoa Comprida

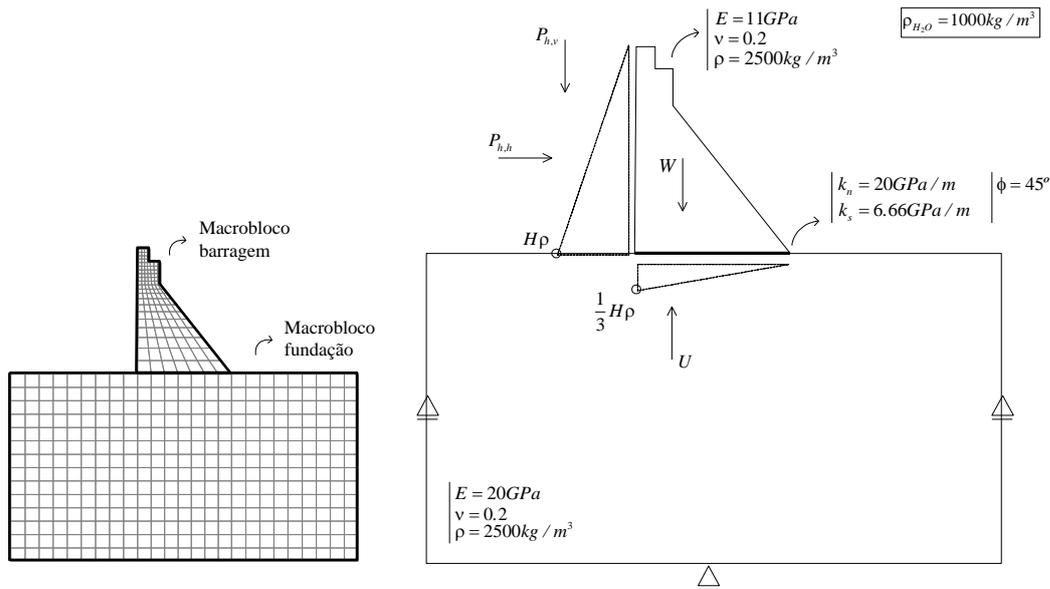


Figura 5.8 – Análise estática - Modelo, propriedades e solicitações

A combinação de solicitações corresponde ao cenário normal de exploração da barragem, em associação com o Sismo Máximo de Projecto definido para a região onde se encontra localizada a barragem. Foram inicialmente aplicadas as acções estáticas, o peso próprio, seguida da pressão hidrostática e, por fim, a subpressão.

A pressão hidrostática foi determinada para uma cota de albufeira coincidente com a do coroamento, ou seja, 28m. A subpressão corresponde ao diagrama triangular convencional, com o valor a montante reduzido em 2/3 pois a galeria de drenagem localiza-se junto ao pé de montante. Considerando um metro linear de barragem, o peso próprio da barragem é de 7235.0kN, a pressão hidrostática horizontal é de 3920.0kN, a pressão hidrostática vertical é de apenas 34.1kN e a subpressão de 965.7kN, o que corresponde a cerca de 13% do peso próprio da barragem. Após a aplicação de cada acção, foi obtido o estado de equilíbrio do modelo. Este procedimento progressivo de análise tem por objectivo evitar qualquer instabilidade de ordem numérica que poderia ocorrer caso se aplicassem todas as solicitações em simultâneo. As condições de fronteira foram estabelecidas com os pontos laterais do maciço de fundação impedidos de se deslocarem na direcção horizontal e os pontos da base impedidos de se deslocarem na direcção vertical.

A análise foi realizada num cenário de pequenos deslocamentos, com blocos deformáveis, associados através de macroblocos, cujo modelo de contacto barragem-fundação é do tipo pontual (pt). A solução numérica, na fase estática, recorre a massas escaladas e amortecimento global, sendo o α actualizado passo-a-passo. Estes aspectos relativos à modelação foram descritos no Capítulo 4. A Figura 5.9 apresenta o estado de tensão normal e tangencial, na zona de contacto barragem-fundação, após a aplicação das acções estáticas, nomeadamente o peso próprio, pressão hidrostática e subpressão. Os resultados apontam para a rotura por esforço transversal nos primeiros 2.5m de

desenvolvimento da base, junto ao pé de montante, pois nesta zona os dois diagramas de tensões estão sobrepostos. Isto indica, com base no critério de Mohr-Coulomb com um ângulo de atrito de 45° , que a tensão tangencial é equivalente à tensão tangencial admissível.

Para efeito de comparação fez-se o mesmo cálculo para um modelo com fundação rígida (Figura 5.10). Neste último caso a rotura por esforço transversal ocorre nos primeiros 5m de desenvolvimento da base, junto ao pé de montante. Também é possível observar nesta mesma zona que o primeiro ponto de contacto está em rotura por tracção, pois nesta zona a tensão é nula.

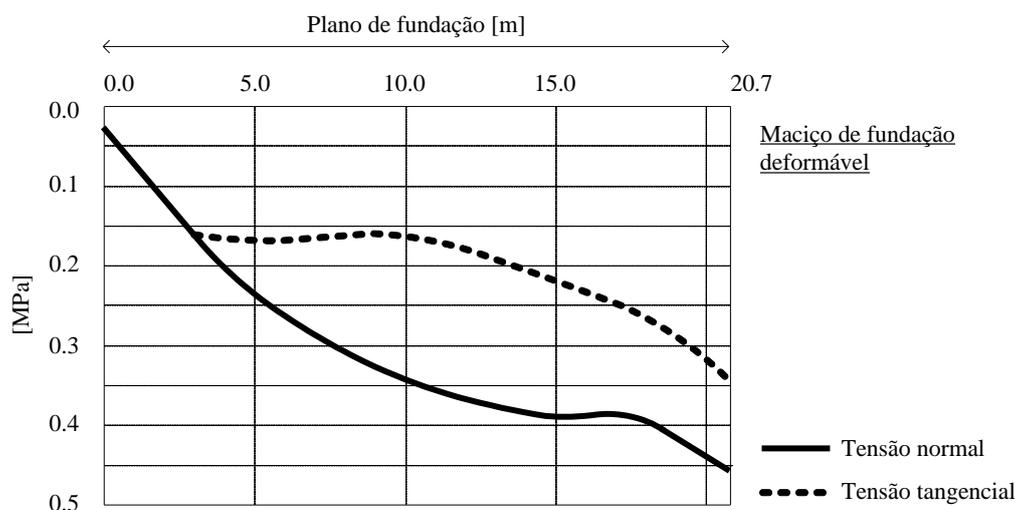


Figura 5.9 – Estado de tensão no plano de contacto barragem-fundação, caso em que maciço de fundação é deformável

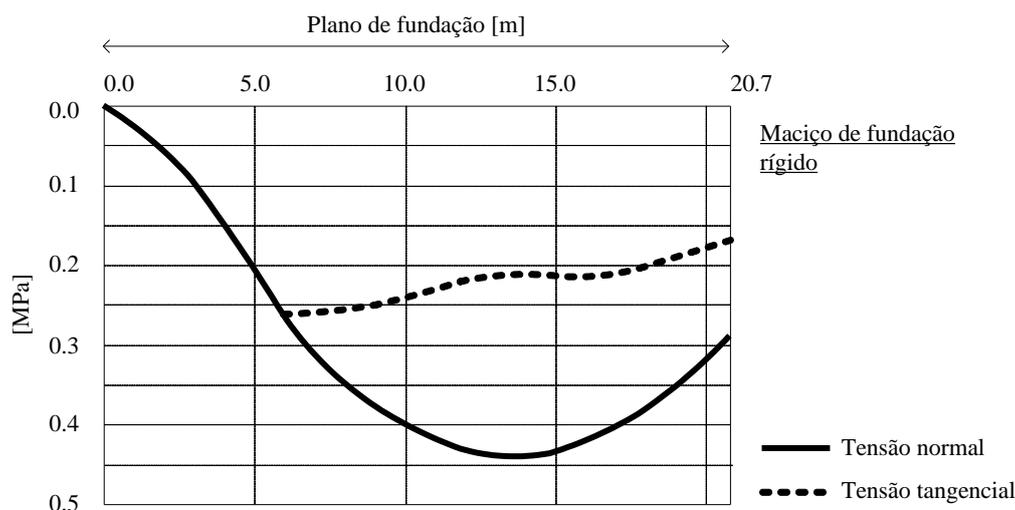


Figura 5.10 – Estado de tensão no plano de contacto barragem-fundação, caso em que maciço de fundação é rígido

5.6.1. Análise sísmica – Dados

A análise sísmica inicia-se a partir do modelo resultante da análise estática. Primeiramente é necessário libertar os pontos fixos da fronteira e acrescentar a massa associada, devida a pressão hidrodinâmica da água. Para o nível da albufera de 28m, correspondente a cota do coroamento, a massa associada na direcção horizontal é de 456.4t, enquanto na direcção vertical o valor da massa associada é de 4.0t.

O modelo base (Figura 5.11) possui o maciço de fundação deformável. Foi utilizado o amortecimento de Rayleigh de 5% proporcional à massa, para uma frequência de 6Hz, que corresponde à frequência fundamental da estrutura. Os quatro primeiros modos de vibração estão representados na Figura 5.12. O ficheiro de dados utilizado para a determinação das frequências próprias é apresentado no Anexo 3. Foram seleccionados cinco sismos com a aceleração de pico de 0.15g e duração de 20s (Figura 5.13 à Figura 5.17), gerados artificialmente a partir dos espectros do EC8. Este valor de pico corresponde ao que tem sido aplicado pelo LNEC (2009) em outros estudos referentes a barragens localizadas na mesma região.

Os primeiros modelos consideram apenas a componente de corte do sismo. Inicialmente foram analisadas as tensões verticais, máximas e mínimas, que se verificam para o modelo com a junta barragem-fundação não-linear e ainda com a junta barragem-fundação elástica. A seguir foi efectuada uma série de análises em relação ao cenário de deslizamento da barragem pelo plano da fundação. O primeiro caso considera o modelo com o maciço de fundação deformável. O segundo caso refere-se à análise do modelo com maciço de fundação rígido.

Apenas em relação ao sismo que induziu maior deslizamento, para o modelo com fundação deformável, foi posteriormente efectuada um estudo paramétrico com a comparação entre os diferentes tipos de amortecimento, ou seja, para além do amortecimento de 5% proporcional à massa, foi também considerado o amortecimento de 5% proporcional à massa e à rigidez e o amortecimento de 5% proporcional apenas à rigidez. Estas análises foram repetidas para a hipótese de subpressão no plano de fundação e ainda para o caso em que a acção sísmica é majorada por um factor de dois. Por fim, foi efectuada a análise do modelo através da aplicação da acção sísmica na direcção longitudinal e transversal em simultâneo. Foram consideradas 6 combinações onde estão envolvidas as duas acções que produziram os maiores deslizamentos. Com base neste último modelo foi ainda efectuada a verificação da estabilidade do bloco de betão localizado no coroamento da barragem, como se discutirá em seguida.

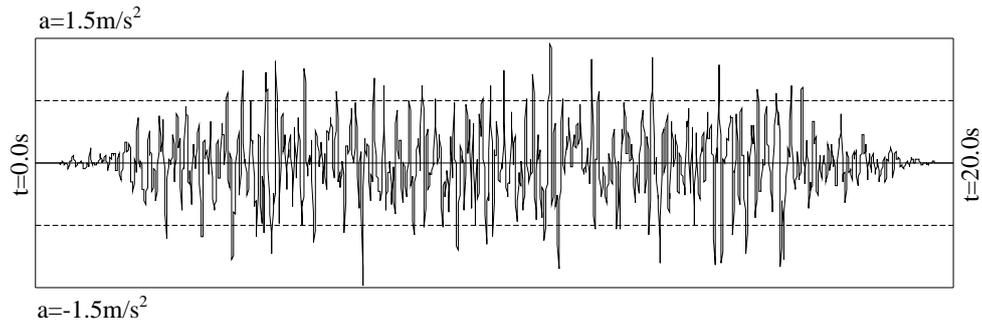


Figura 5.14 - Acelerograma: Sismo 2

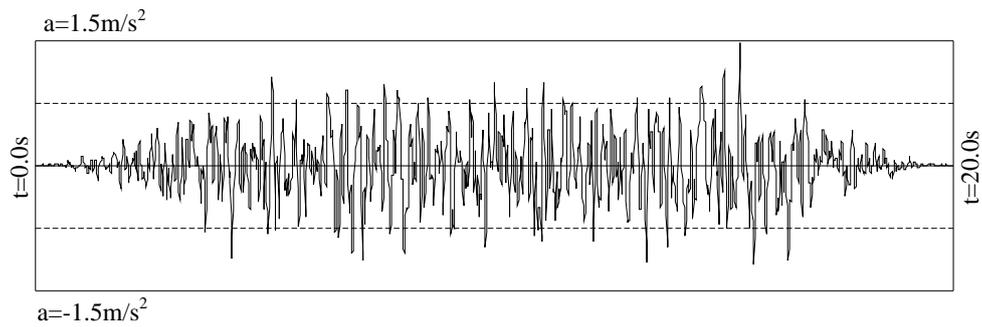


Figura 5.15 - Acelerograma: Sismo 3

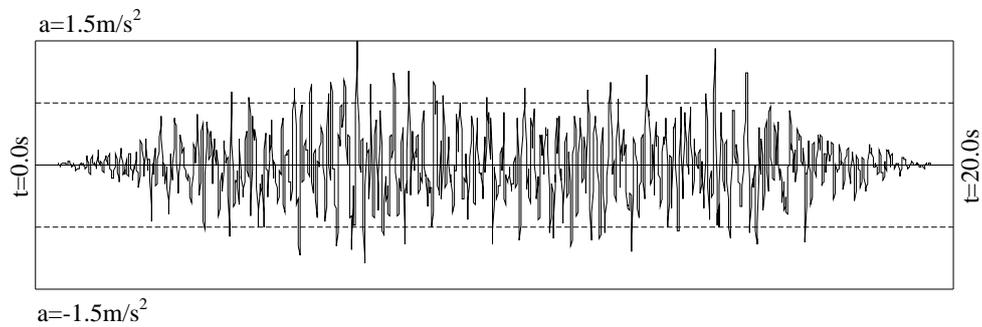


Figura 5.16 - Acelerograma: Sismo 4

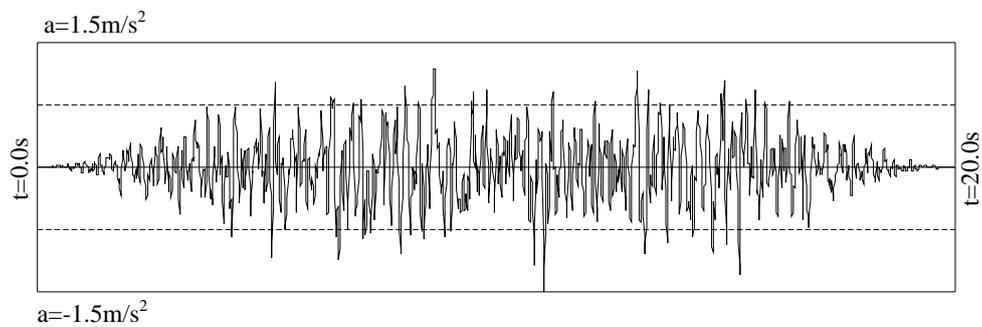


Figura 5.17 - Acelerograma: Sismo 5

5.6.2. Análise sísmica – Resultados

A Tabela 5.1 apresenta as tensões verticais máximas no paramento de montante (modelo com o maciço de fundação deformável) para os 5 sismos em análise. Estes resultados foram determinados para as acções estáticas e dinâmicas. A tensão máxima de compressão é igual a -0.95MPa , que se verifica para uma altura de 16m da fundação, e a tensão máxima de tracção é igual a $+0.45\text{MPa}$, para uma altura a 20m da fundação. Ambos os casos ocorrem para o Sismo 2. Para este mesmo sismo repetiu-se o cálculo, mas agora para a junta da barragem-fundação elástica. Verifica-se uma redução generalizada das tensões de compressão, cujo máximo agora é de -0.72MPa (altura de 4m) e aumento das tensões de tracção, com um máximo de $+0.55\text{MPa}$, para uma altura de 20m.

Tabela 5.1 – Tensões verticais máximas no paramento de montante [MPa]

		Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5
H=4m	Comp.	-0.75	-0.74	-0.64	-0.63	-0.69
	Trac.	+0.07	+0.08	+0.07	+0.07	+0.07
H=9m	Comp.	-0.80	-0.81	-0.66	-0.67	-0.75
	Trac.	+0.18	+0.21	+0.19	+0.17	+0.19
H=13m	Comp.	-0.85	-0.89	-0.70	-0.73	-0.81
	Trac.	+0.26	+0.31	+0.27	+0.23	+0.27
H=16m	Comp.	-0.87	-0.95	-0.72	-0.75	-0.84
	Trac.	+0.31	+0.41	+0.36	+0.30	+0.34
H=20m	Comp.	-0.78	-0.89	-0.68	-0.70	-0.78
	Trac.	+0.36	+0.45	+0.39	+0.31	+0.36
H=22m	Comp.	-0.53	-0.63	-0.48	-0.50	-0.55
	Trac.	+0.19	+0.27	+0.23	+0.17	+0.21
H=25m	Comp.	-0.35	-0.42	-0.31	-0.31	-0.36
	Trac.	+0.12	+0.17	+0.14	+0.10	+0.13

Os deslizamentos são avaliados qualitativamente através da história do deslocamento horizontal do ponto da base da barragem, junto ao pé de montante. O valor do deslizamento é determinado pela diferença entre o deslocamento inicial, proveniente do cálculo estático, e o deslocamento final, após o término do sismo. Os resultados obtidos para os cinco sismos, para o primeiro caso em que o modelo possui fundação deformável, estão representados na Figura 5.18. O ficheiro de dados utilizado para a análise do modelo com fundação deformável é apresentado no Anexo 3. A acção que induz maior deslizamento é o Sismo 5, com 3.6mm. Consta da Figura 5.19 o deslizamento do ponto da base da barragem junto ao pé de jusante, devido ao Sismo 5, bem como do ponto montante já representado na figura anterior. A análise conjunta destes resultados permite concluir que o deslizamento se deve fundamentalmente ao movimento global da barragem e que a parcela devida à deformabilidade horizontal da estrutura é reduzida.

A Figura 5.20 representa o deslizamento da barragem pela fundação, ponto montante da base da barragem, devido ao Sismo 5, para o modelo de fundação deformável e para o modelo de fundação rígida. No modelo de fundação rígida o deslizamento pela fundação é cerca de 3 vezes maior, aproximadamente 10.6mm. Para o modelo de fundação rígida repetiu-se os cálculos para os restantes sismos, Sismos 1, 2, 3 e 4 (Figura 5.21). O ficheiro de dados utilizado para a análise do modelo com fundação rígida é apresentado no Anexo 3. Verifica-se que o maior deslizamento ocorre para o Sismo 4, cerca de 14.4 mm, e não para o Sismo 5, como para o modelo de fundação deformável.

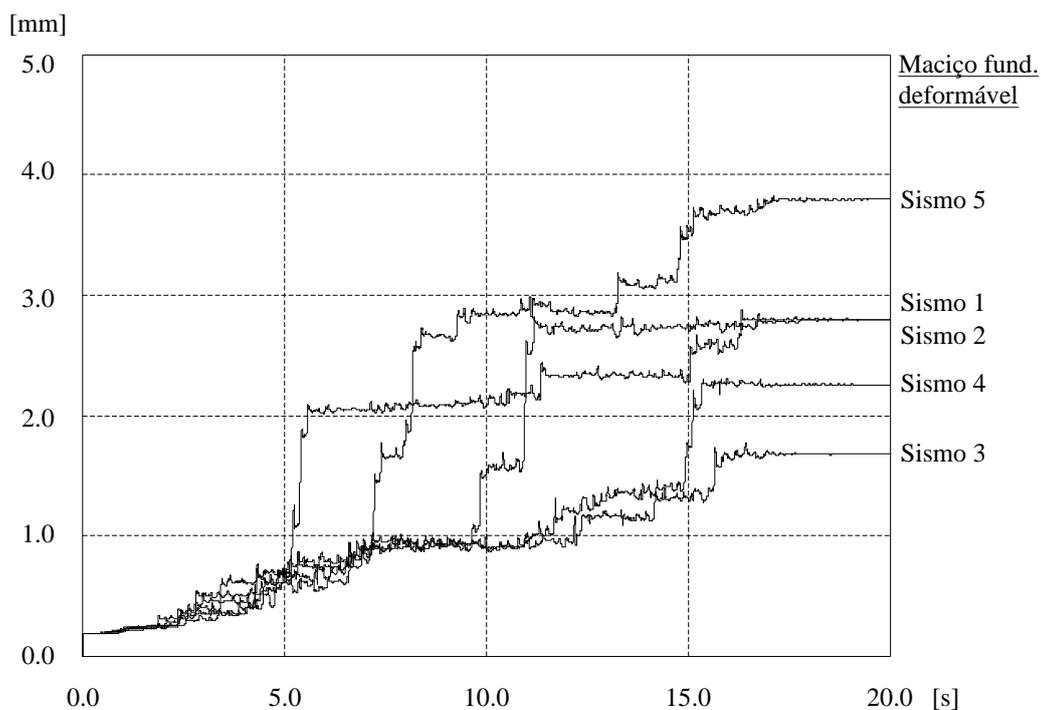


Figura 5.18 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação deformável, sob acção dos sismos 1, 2, 3, 4 e 5

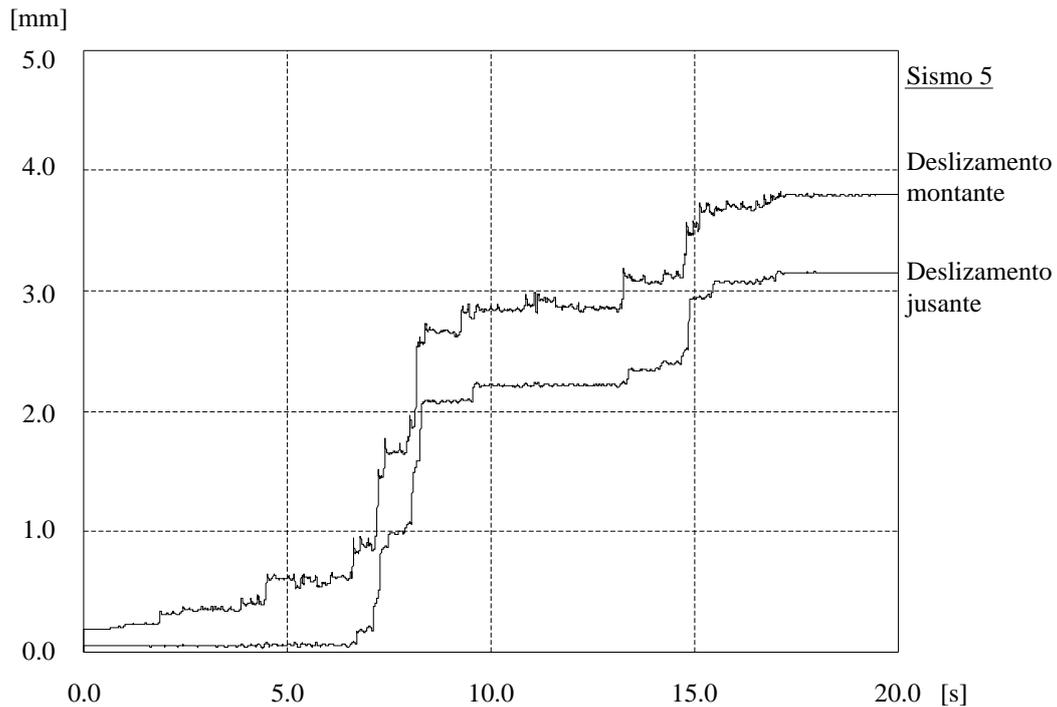


Figura 5.19 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação deformável, sob ação do Sismo 5, medido a montante e a jusante

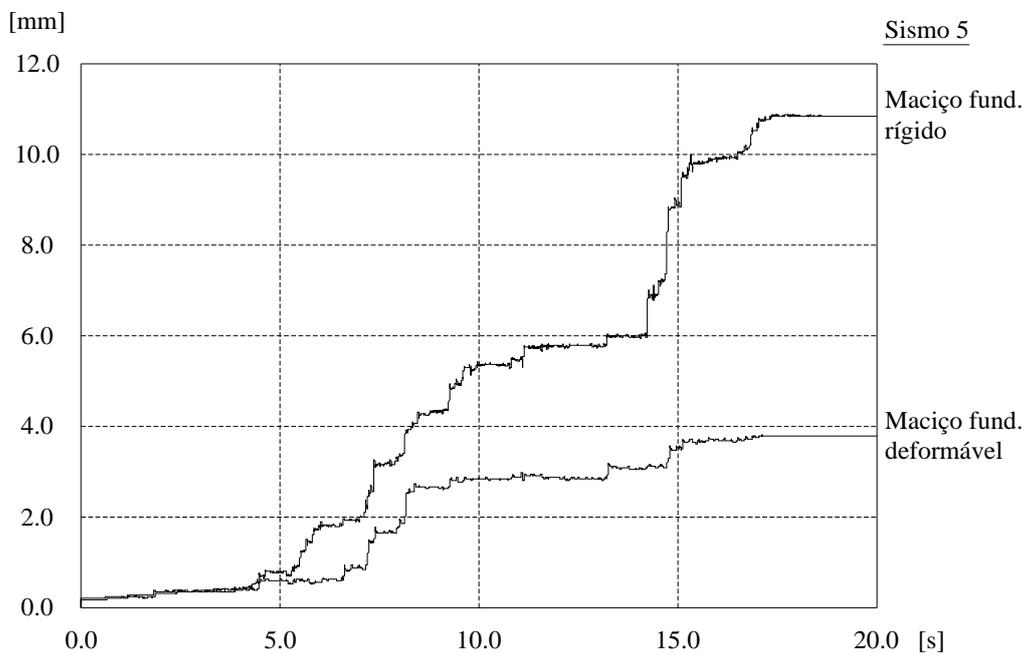


Figura 5.20 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação sob ação do Sismo 5, para o modelo com o maciço de fundação deformável e modelo com o maciço de fundação rígido

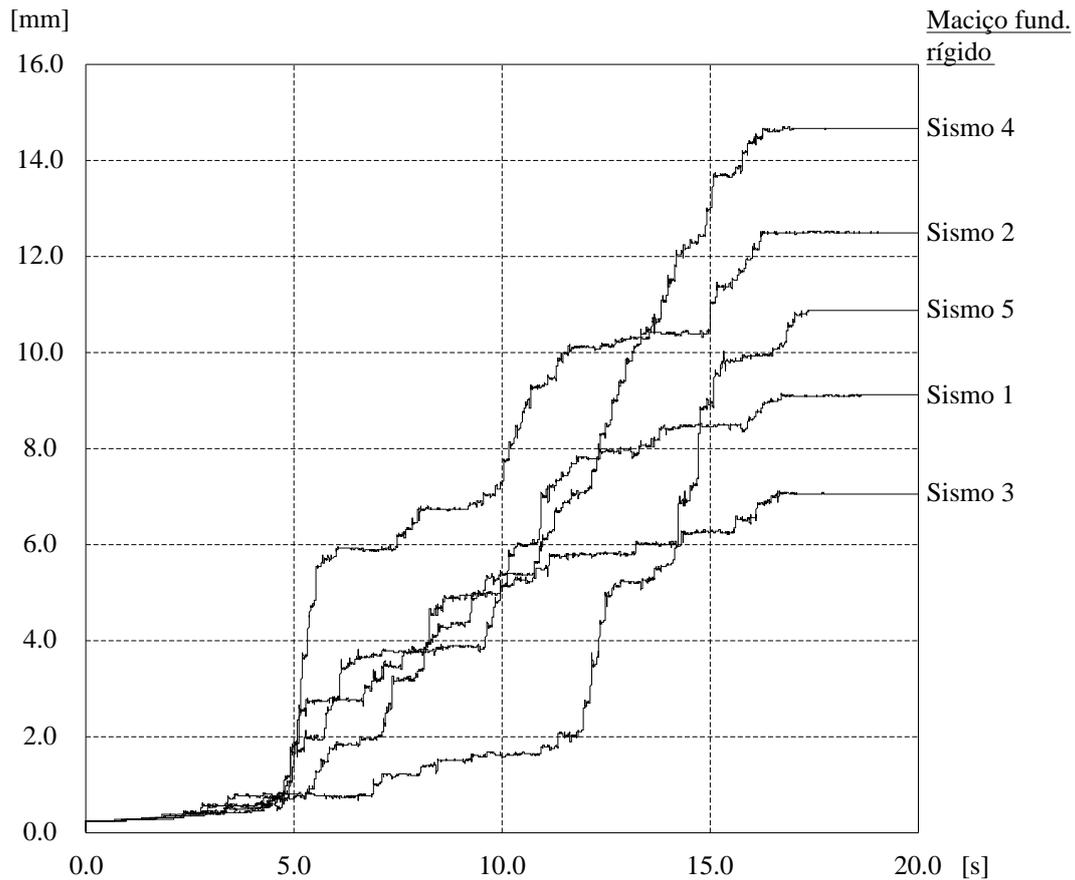


Figura 5.21 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob ação dos sismos 1, 2, 3, 4 e 5

Para o modelo com fundação deformável, sob ação do Sismo 5, a Figura 5.22 representa a história de tensões verticais na base, junto ao pé de montante. São vários os instantes em que a barragem, nesta zona, perde o contacto com a fundação. Nestes instantes, a tensão é nula, pois a junta não resiste à tracção. A tensão máxima de compressão, de 0.92MPa, verifica-se no instante 8.07s. A Figura 5.23 representa a história de tensões verticais na base, junto ao pé de jusante. Nesta zona, a junta permanece em compressão, e a tensão máxima é de 1.03MPa, no instante 8.20s. A Figura 5.24 representa as histórias das velocidades horizontais, medidas na base e no topo da barragem. As histórias estão correlacionadas, porém as velocidades medidas no topo estão amplificadas. A Figura 5.25 representa as histórias dos deslocamentos horizontais, medidas na base e no topo da barragem. As histórias têm um andamento semelhante, sendo a diferença máxima de cerca de 6-7mm (Figura 5.26). Para servir como referência, regista-se que o deslocamento horizontal do topo da barragem, devido à pressão hidrostática, é de aproximadamente 4mm.

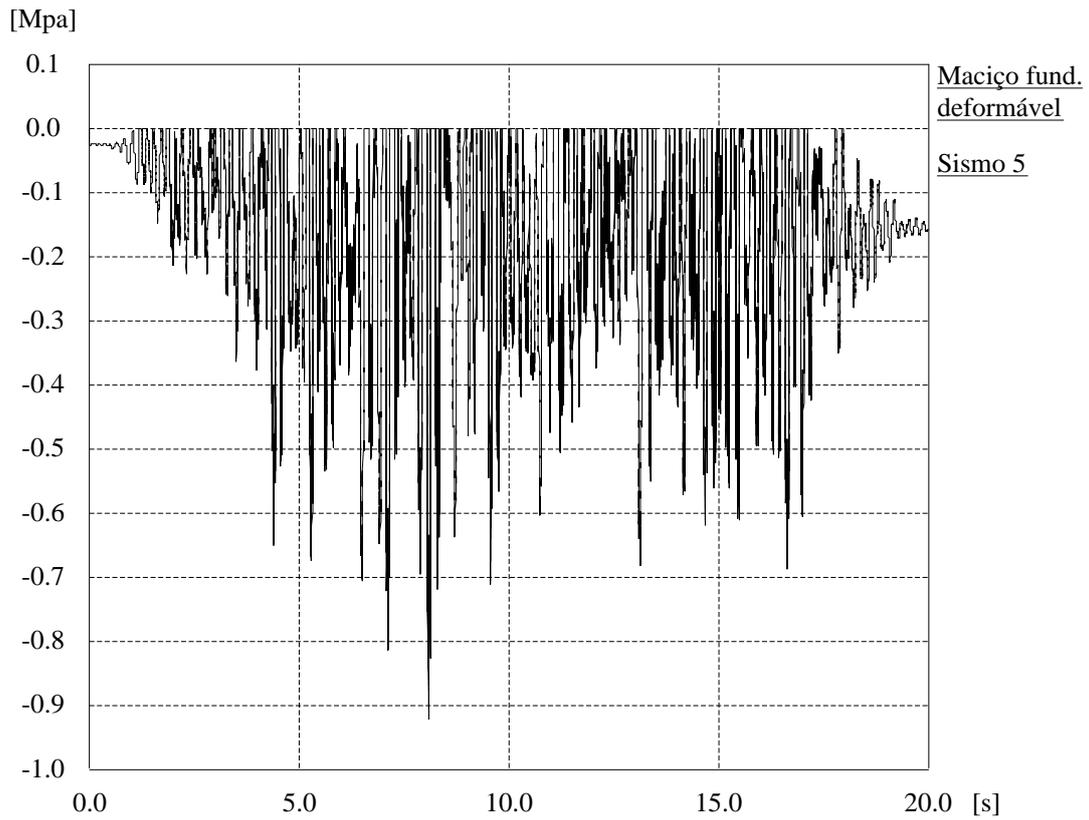


Figura 5.22 – Tensões verticais na base junto ao pé de montante

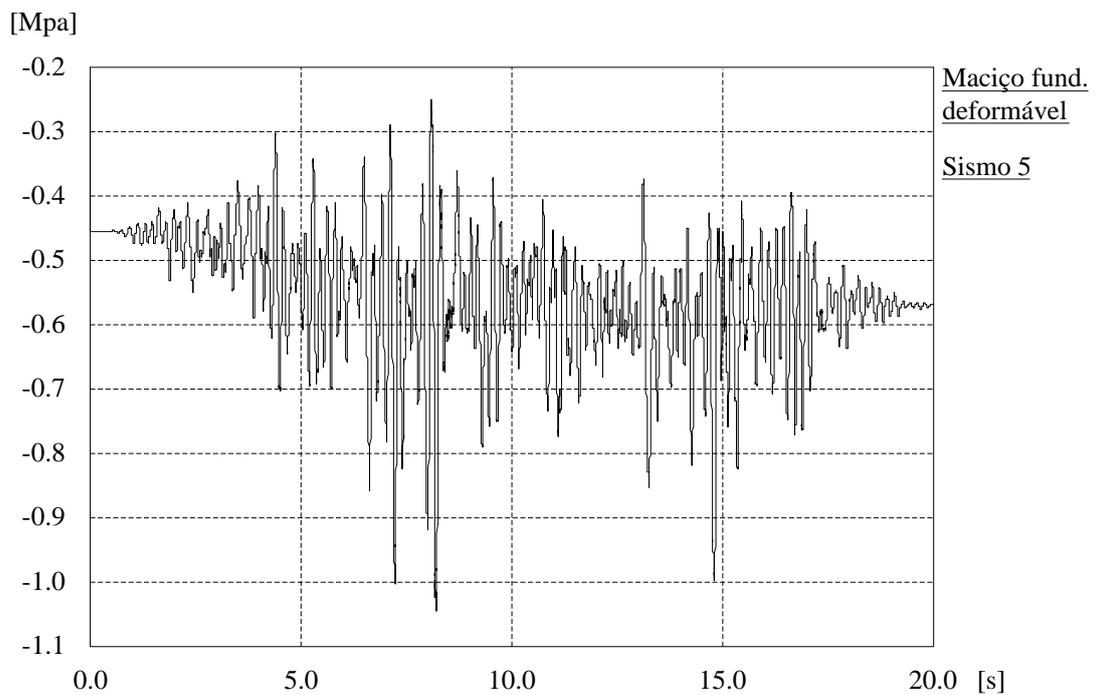


Figura 5.23 – Tensões verticais na base junto ao pé de jusante

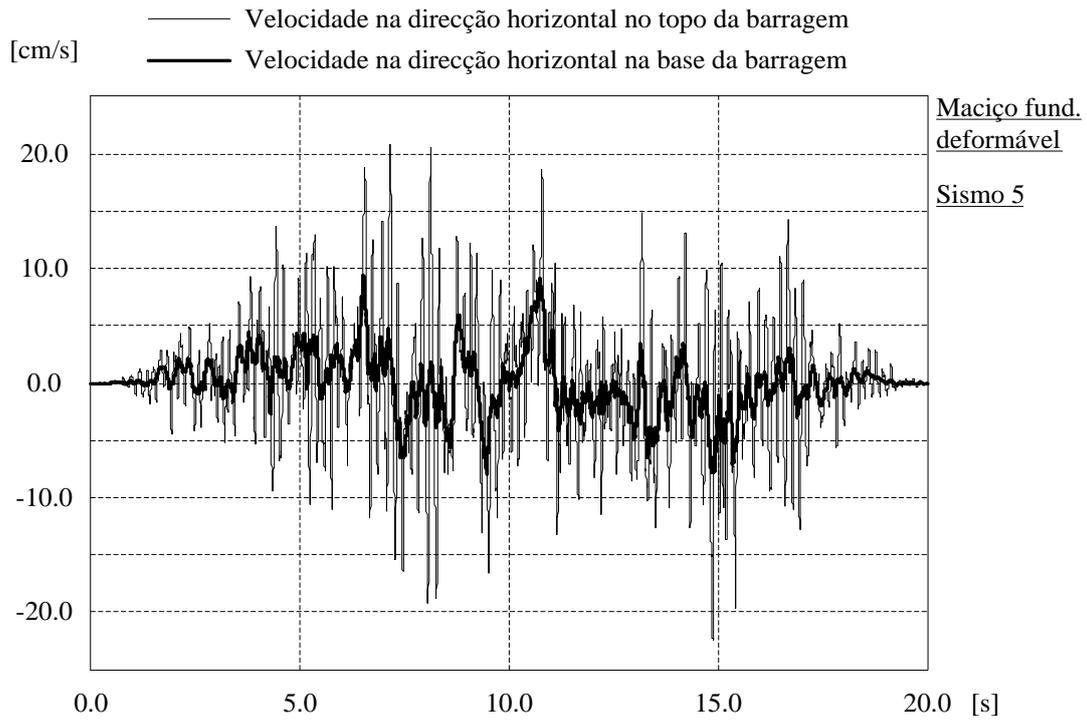


Figura 5.24 – Velocidades horizontais na base e no topo da barragem

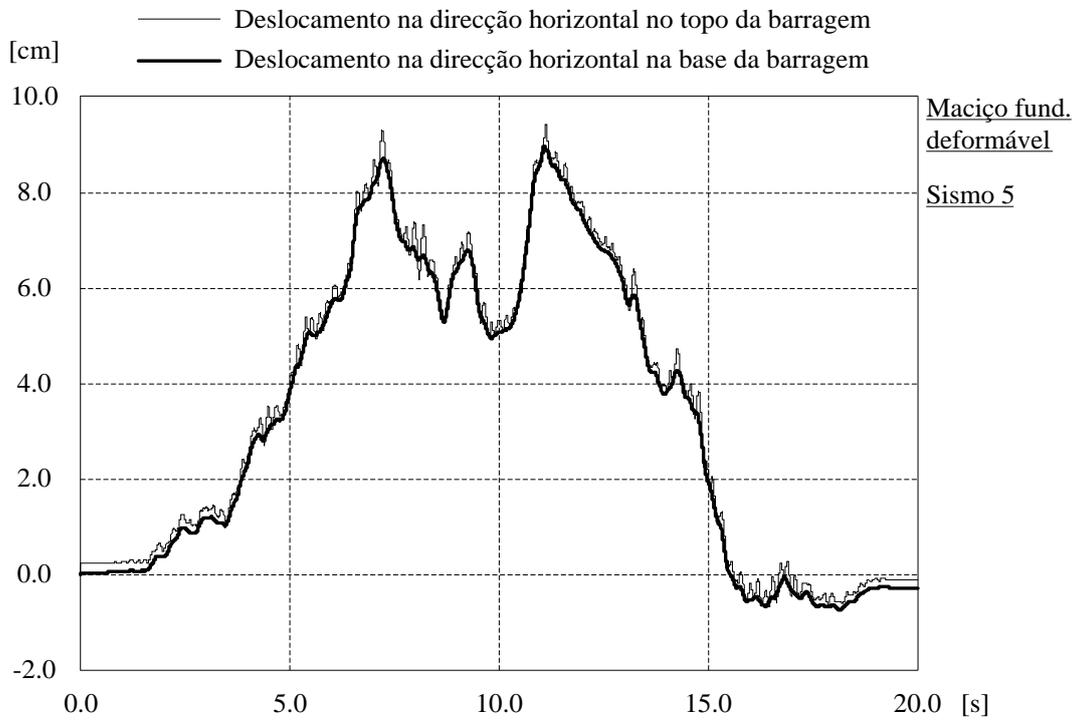


Figura 5.25 – Deslocamentos horizontais na base e no topo da barragem

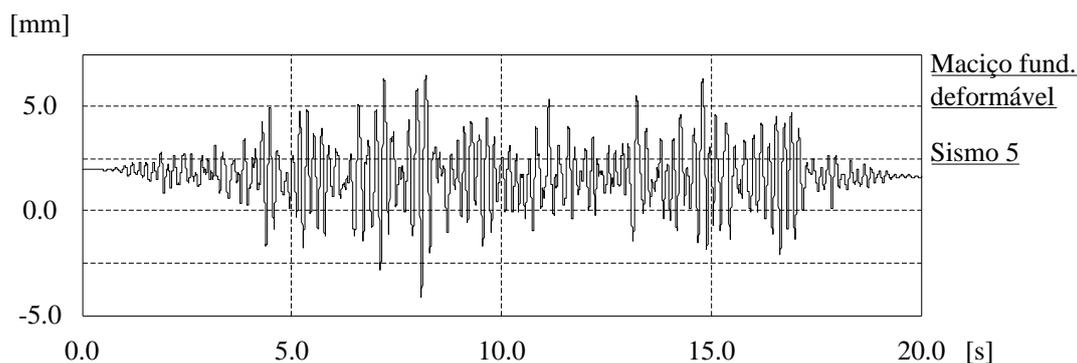


Figura 5.26 – Deslocamentos horizontais relativos, entre a base e o topo da barragem

5.6.3. Análise sísmica – Estudo paramétrico

A Figura 5.27 representa o deslizamento devido ao Sismo 5, para o modelo com fundação deformável, com 5% de amortecimento de Rayleigh, centrado na frequência de 6Hz, em que se compara as hipóteses do amortecimento ser proporcional à massa (AM), proporcional à rigidez (AR) e proporcional à massa e à rigidez (AMR). O maior deslizamento, de 4.4mm, ocorre para o amortecimento de Rayleigh, apenas com a componente proporcional à rigidez, e o menor deslizamento, 3.4mm, para o amortecimento de Rayleigh de 5% com ambas as componentes, massa e rigidez.

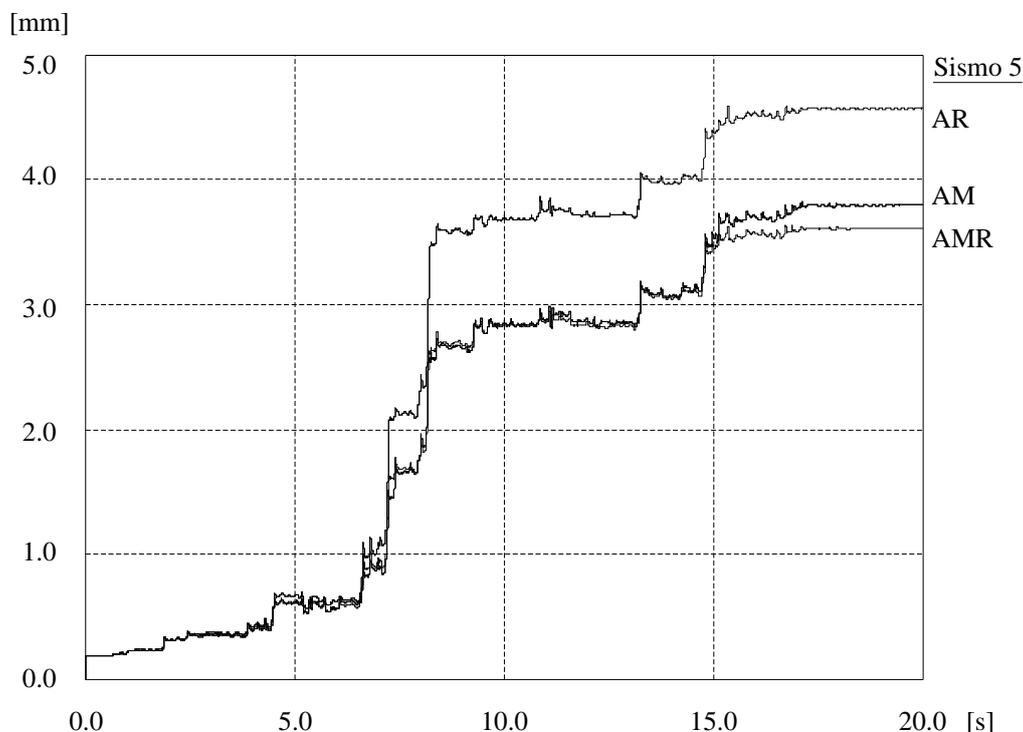


Figura 5.27 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob acção do Sismo 5, com o amortecimento proporcional à rigidez (AR), proporcional à massa (AM) e proporcional à massa e à rigidez (AMR)

Repetiu-se o mesmo cálculo para uma acção dinâmica igual a duas vezes o Sismo 5 (Figura 5.28). O deslizamento máximo e mínimo mantêm a mesma ordem, porém, ao ser aplicado o dobro da acção original, o deslizamento passa de 4-5 mm para 45-55cm. Estes valores já são demasiadamente elevados e podem causar diversos danos na barragem, como, por exemplo, afectar o sistema de drenagem e a cortina de impermeabilização.

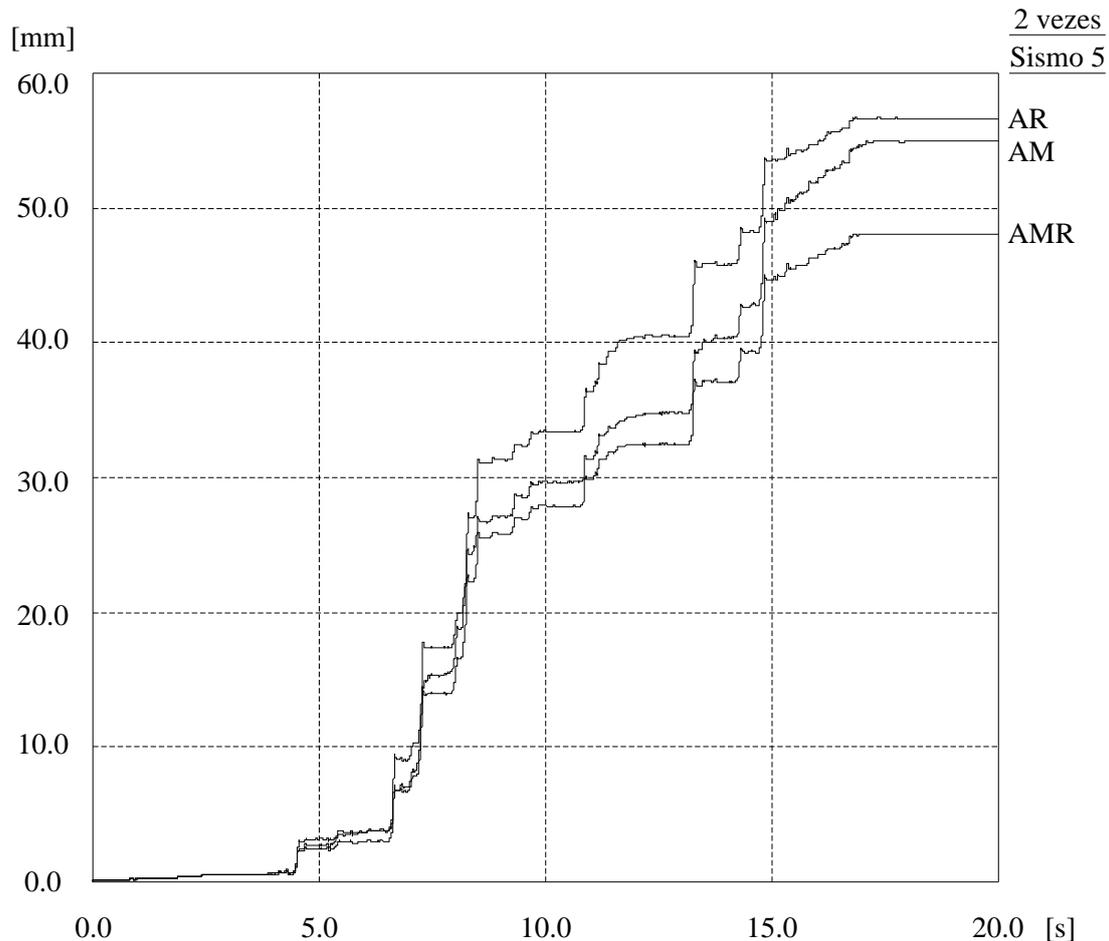


Figura 5.28 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob acção do dobro do Sismo 5, para os casos AR, AM e AMR

A utilização da parcela proporcional à rigidez do amortecimento de Rayleigh, por questões de estabilidade numérica, conforme já referido, provoca a redução do passo de cálculo. Este facto faz com que o número de passos de cálculo seja, na maioria dos casos, bastante superior. A Tabela 5.2 apresenta o valor do passo de cálculo, os coeficientes de amortecimento viscoso proporcional à massa e à rigidez (α e β), bem como o número de passos de cálculo que foram necessários considerar para os três casos anteriores (AM, AR e AMR). A escolha do tipo de amortecimento deve ser analisado caso a caso, consoante a sensibilidade numérica do modelo a este parâmetro. Neste exemplo, a melhor escolha parece ser o amortecimento proporcional à massa, pois o

modelo apresenta resultados semelhantes para os três casos, porém o amortecimento proporcional à massa possibilita uma melhor performance computacional.

Tabela 5.2 – Passos de cálculo e coeficientes de amortecimento

Tipo de amortecimento	Δt [s]	Nº de passos (Duração do sismo: 20s)	α [1/s]	β [s]
AM	1.413e-4	141543	3.770	-
AR	3.760e-6	5319149	-	2.653e-3
AMR	7.500e-6	2666667	1.885	1.326e-3

Repetiu-se o cálculo de deslizamento por acção do Sismo 5, para o modelo de fundação deformável, amortecimento proporcional à massa e com subpressão total, sem a redução de 2/3 por efeito do sistema de drenagem. Esta análise tem por objectivo simular a perda de efectividade do sistema de drenagem, como ocorre no caso de entupimento dos drenos. O deslizamento obtido (Figura 5.29) é de aproximadamente 154mm (15.4cm), em contraste com o valor de 3.6mm obtido para a subpressão reduzida em 2/3, o que demonstra a enorme importância do sistema de drenagem para a segurança sísmica. Foi ainda determinado o deslizamento para a hipótese de subpressão total, adoptando o amortecimento de Rayleigh com ambas as componentes, massa e rigidez, e amortecimento apenas com a componente proporcional à rigidez. Neste caso o modelo que apresenta maior deslizamento é o que utiliza o amortecimento proporcional à massa e o menor é o modelo com amortecimento proporcional à rigidez. Parece não ser possível tirar qualquer conclusão em relação ao tipo de amortecimento de Rayleigh. Os resultados devem depender simultaneamente de vários factores, como as características dinâmicas da estrutura, as características e magnitude do sinal, a frequência de referência utilizada para a aplicação do amortecimento e o comportamento não linear no modelo ao longo da análise.

O último caso de deslizamento global analisado corresponde ao caso da aplicação simultânea das componentes horizontal e vertical do sismo, para o qual foi necessário elaborar um modelo com fronteiras do tipo *free-field* (Figura 5.30). Este modelo é semelhante ao modelo com fundação deformável, excepto nas condições de fronteira. O ficheiro de dados utilizado para a análise do modelo com *free-field* é apresentado no Anexo 3. Fez-se a análise a partir da combinação dos dois sismos que deram origem aos maiores deslizamentos no modelo com fundação deformável (Figura 5.18), sismos 1 e 5.

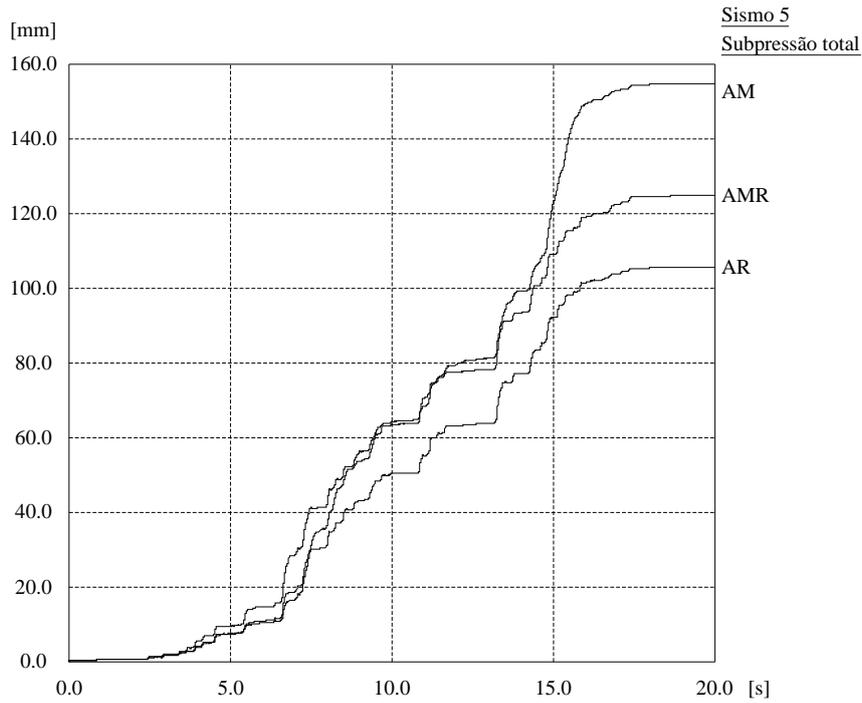


Figura 5.29 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com o maciço de fundação rígido, sob ação do dobro do Sismo 5, com subpressão total, para os casos AR, AM e AMR

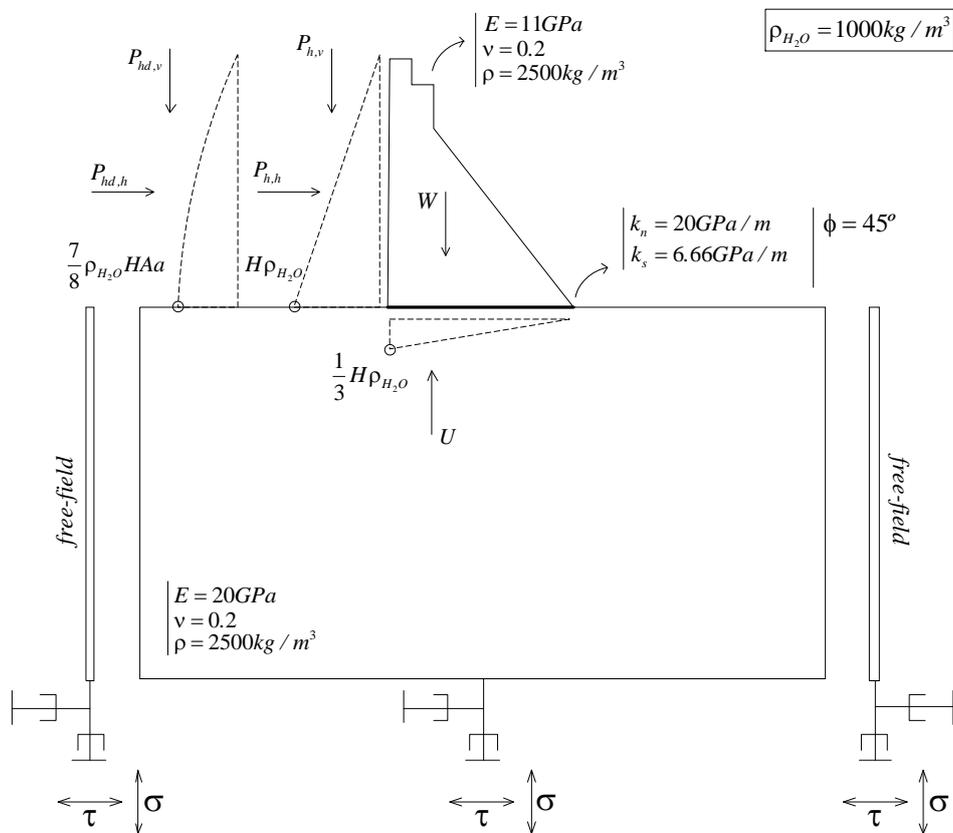


Figura 5.30 – Modelo com *free-field* – Ação sísmica horizontal e vertical

Foi efectuada a análise $H_1+2/3V_5$ (Sismo 1 para componente horizontal e Sismo 5 para componente vertical minorado por um factor de $2/3$), $H_1-2/3V_5$ (igual ao anterior, porém o Sismo 5 com sinal negativo), $H_5+2/3V_1$, $H_5-2/3V_1$ e, por fim, $H_5+2/3V_5$ e $H_5-2/3V_5$. A redução de $2/3$ da componente vertical é uma prática habitual no projecto de barragens. Nestes dois últimos casos foi utilizado o mesmo sinal para a componente horizontal e vertical. Não sendo um critério habitual, foi utilizado com o objectivo de avaliar o comportamento da estrutura segundo este procedimento. Para o mecanismo de rotura em análise este aspecto é ainda mais significativo, pois a barragem estará mais propícia a deslizar se, no mesmo instante em que estiver sujeita a uma tensão de corte, direcção montante-jusante, a junta de contacto barragem-fundação estiver aberta.

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.31, verifica-se que o maior deslizamento ocorre, de facto, para as acções $H_5+2/3V_5$ e $H_5-2/3V_5$. Se comparado com o modelo com fundação deformável sob acção sísmica, apenas com componente de corte, conclui-se que o deslizamento máximo é majorado em cerca de 60% por acção da componente vertical. No caso de se adoptarem sinais não correlacionados, o deslizamento máximo é majorado em apenas 40%, o que parece ser um resultado mais realista. Por outro lado, há pelo menos um caso, referente à acção $H_1+2/3V_5$, em que o deslizamento permanente é inferior ao obtido no estudo efectuado apenas com a componente de corte do Sismo 1 (Figura 5.18).

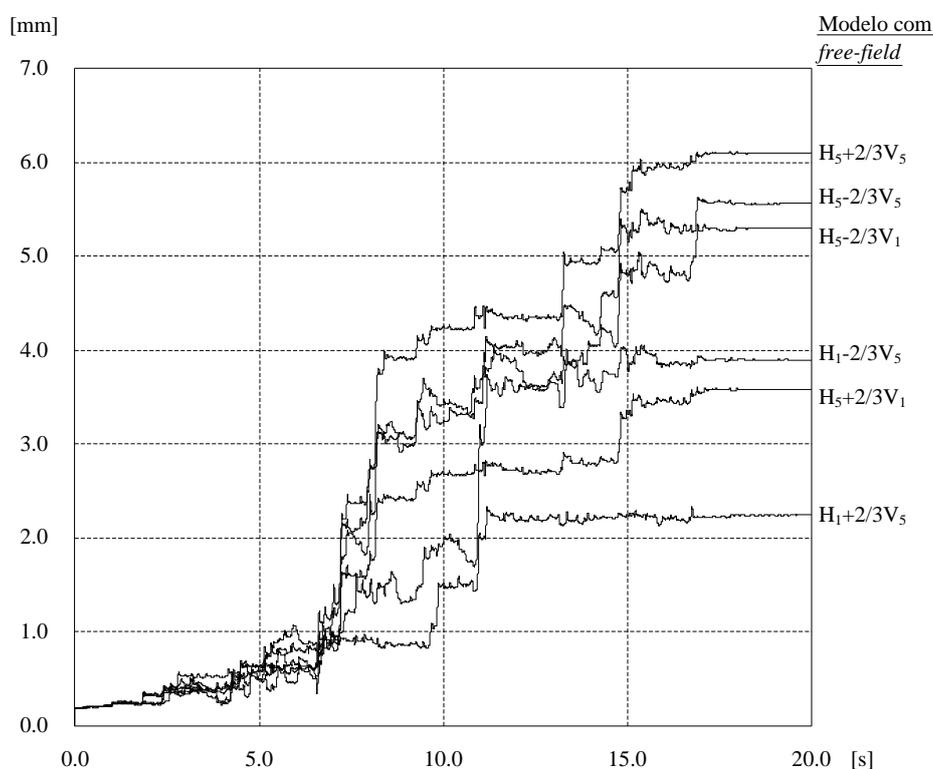


Figura 5.31 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação para o modelo com *free-field*, sob acção sísmica horizontal e vertical

A última análise a ser efectuada foi a verificação da estabilidade do bloco de betão ($2.0 \times 3.0\text{m}^2$) construído sobre a barragem para fins de alteamento da estrutura. Nesta análise considerou-se a hipótese de a junta entre o bloco e a barragem apresentar um comportamento não linear, com resistência a tracção nula, coesão nula e ângulo de atrito igual a 45° (Figura 5.32). A análise foi efectuada para o modelo com fronteira do tipo *free-field*, tendo em conta a acção $H_5+2/3V_5$. O ficheiro de dados é apresentado no Anexo 3. Os resultados indicam um deslizamento do bloco em relação à barragem de cerca de 5cm (Figura 5.33). O deslizamento medido a montante e jusante são praticamente idênticos, pelo que se trata de um movimento de corpo livre. O efeito de *rocking* é reduzido, verificando-se uma rotação máxima de 0.04° no sentido anti-horário (Figura 5.34). Apesar de reduzido, é possível correlacionar ao longo do tempo o efeito de *rocking* com o deslizamento.

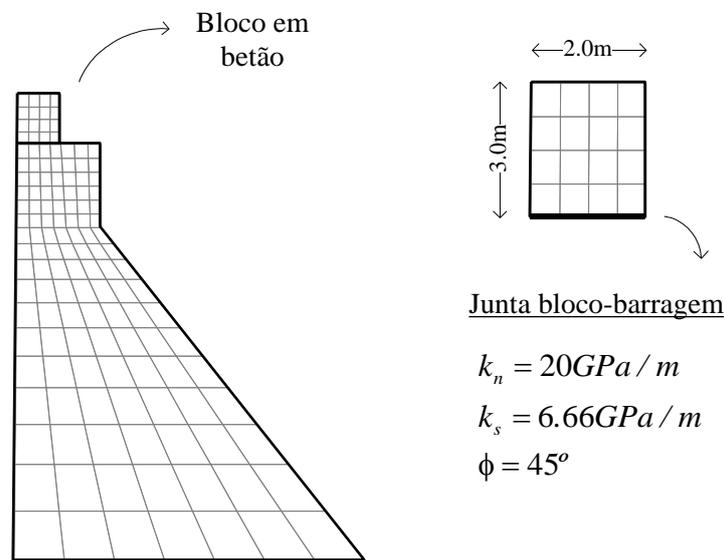


Figura 5.32 – Modelo para verificação da estabilidade do bloco em betão localizado no coroamento da barragem

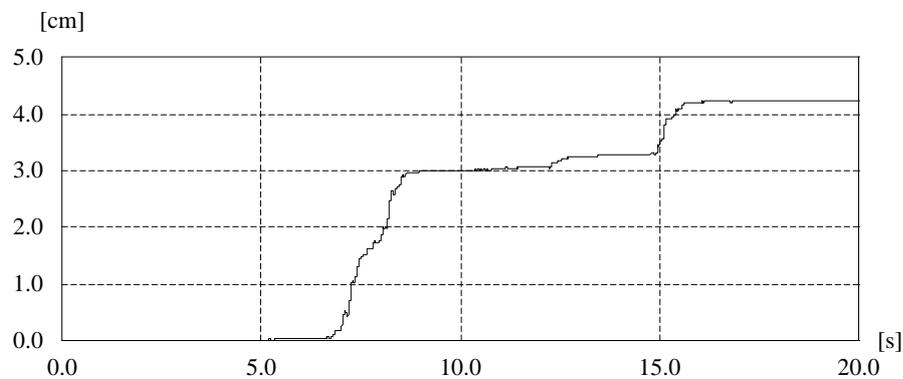


Figura 5.33 – Deslizamento do bloco em betão localizado no coroamento da barragem

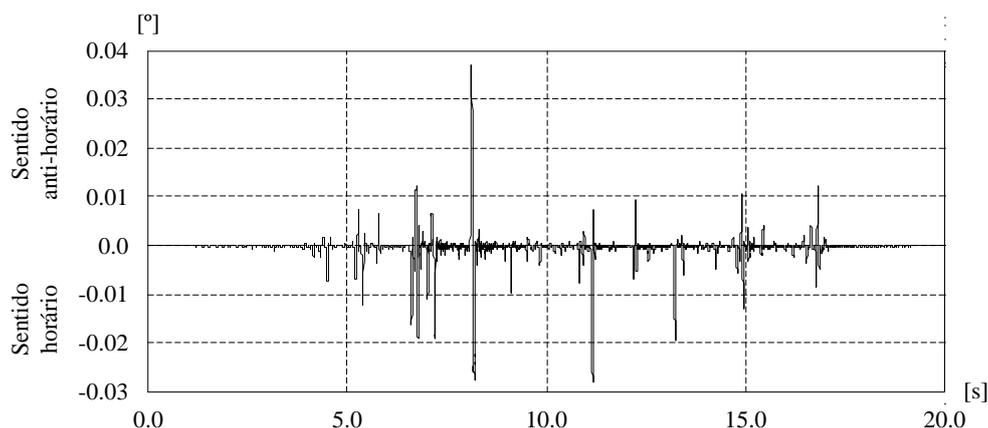


Figura 5.34 – História de rotações do bloco em betão localizado no coroamento da barragem

5.7. Conclusões

Neste capítulo foi descrita a implementação numérica do método dos elementos discretos (MED) para a análise sísmica de barragens gravidade. No MED, a extensão do modelo estático para o modelo dinâmico é relativamente simples, pois a solução numérica é a mesma. É apenas necessário considerar outros desenvolvimentos específicos, como o amortecimento de Rayleigh, ferramentas específicas para a aplicação da acção e respectivas condições de apoio, bem como outras condicionantes numéricas.

Como exemplo de aplicação foi efectuada a análise da Barragem da Lagoa Comprida, localizada da Serra da Estrela. Trata-se de uma barragem gravidade em alvenaria, com 28m de altura. No exemplo apresentado, as tensões máximas no paramento de montante foram determinadas segundo duas hipóteses distintas: a primeira para um modelo com a junta barragem-fundação não linear e a segunda com a junta elástica. Nesta última hipótese, a junta elástica faz aumentar os valores máximos de tracção e, em contrapartida, reduz os picos máximos de compressão. Pelo que há interesse que este género de análise seja realizado através de um modelo com junta elástica, pois as tensões de tracção são normalmente condicionantes, enquanto as tensões de compressão ficam, quase sempre, muito abaixo do limite máximo do material.

Foram utilizados três procedimentos para a elaboração da análise sísmica de barragens gravidade. Para o cenário de deslizamento pela fundação o procedimento mais desfavorável é o modelo com fundação rígida. Este resultado é consistente com outras análises desenvolvidas nos capítulos seguintes desta tese. Invariavelmente os modelo com fundação rígida apresentam maiores deslizamentos. Isto pode ser em parte explicado pelo estado de tensão inicial que se verifica na junta barragem-fundação, após aplicação do peso próprio, pressão hidrostática e subpressão. Com o maciço de fundação rígido, o pico de tensão no pé de montante é substancial, podendo inclusive ser de tracção. Em termos numéricos isto significa que, de acordo com o modelo

constitutivo, alguns dos contactos neste plano podem estar em rotura, não se opondo a tendência de deslizamento.

A utilização do *free-field* é importante pois permite a aplicação simultânea das duas componentes do sismo, horizontal e vertical. No exemplo apresentado o modelo com *free-field* é o que apresenta os maiores deslizamentos, porém os resultados dependem da combinação dos sismos. Como se demonstrou, um sismo apenas com a componente horizontal pode induzir maior deslizamento que aquele que se verifica para o mesmo sismo em associação com uma componente vertical.

Enquanto os valores de tensões obtidos variam pouco de sismo para sismo, o mesmo não se passa com o deslizamento. Mesmo para sismos de características idênticas, o valor do deslizamento apresenta uma grande variabilidade entre acelerogramas distintos mas com o mesmo espectro, sendo por isso necessário que se proceda a uma número alargado de análises, tipicamente três a sete, conforme preconizado pelo EC8 (2010).

Com base nos modelos desenvolvidos não é possível enunciar qualquer conclusão geral quanto ao tipo de amortecimento de Rayleigh a utilizar. Aparentemente, em análises fortemente não lineares, o amortecimento proporcional à rigidez é o que produz menor deslizamento. Ainda assim, para um mesmo modelo, a diferença relativa entre os resultados dos 3 tipos de amortecimento é moderada, da mesma ordem de grandeza das diferenças que se obtém com a utilização de diferentes sismos com mesma aceleração de pico. A questão deverá estar relacionada com a frequência de referência para a qual se estabelece o amortecimento. Se esta for diferente da frequência que preferencialmente determinado sismo excita, o amortecimento poderá ser superior ou inferior àquele que se pretende efectivamente aplicar.

O bloco em betão localizado no coroamento da barragem apresenta após o sismo um deslizamento relativo de cerca de 5cm em relação à barragem. O comportamento do bloco não coloca em causa a segurança global da estrutura, nem parece ser suficiente para dar origem à passagem descontrolada de um grande volume de água

Por fim, deve ser referido o efeito penalizador da subpressão no comportamento e na segurança das barragens gravidade. A acção mecânica da subpressão assemelha-se a um fenómeno de redução de peso próprio da estrutura. Este aspecto é fundamental, pois nas barragens gravidade é o peso próprio que se opõe à pressão hidrostática da albufeira. Com isto justifica-se a instalação, manutenção e, por vezes, o reforço dos sistemas de drenagem, como mecanismos de libertação da pressão interna devida à presença da água.

6. Análise hidromecânica de barragens gravidade em alvenaria

6.1. Introdução

O escoamento que ocorre no conjunto barragem-fundação é um aspecto a ter em conta na avaliação da segurança estrutural de barragens, independentemente da sua tipologia, porém com mais ênfase no caso das barragens gravidade. O escoamento estabelece-se fundamentalmente nas descontinuidades, sendo praticamente negligenciável o escoamento pelo betão ou pela rocha, devida à baixa permeabilidade destes materiais. No caso particular das barragens gravidade em alvenaria, o escoamento pode ocorrer no corpo da barragem, em fissuras ou outras descontinuidades, pelo plano de fundação e no maciço de fundação. São vários os acidentes directamente relacionados com este fenómeno, sendo de referir, por manifesto interesse histórico, o acidente da barragem de Bouzey (Bretas et al. 2010b).

O escoamento ocorre em consequência do gradiente hidráulico que a barragem impõe e por este motivo não é possível evitá-lo por completo. Sendo assim, é necessário adoptar medidas de controlo, como são exemplo as cortinas de drenagem e as cortinas de impermeabilização. O grau de intensidade do escoamento e das suas consequências na segurança da estrutura dependem fundamentalmente das características da água da albufeira, da velocidade do escoamento e do campo de tensões que se estabelece devido à presença da água (ICOLD 1983).

A água da albufeira pode apresentar características demasiadamente agressivas para as argamassas e para o betão e assim levar a uma degradação progressiva do material por lixiviação do cálcio. Este fenómeno é ainda mais evidente nas barragens de alvenaria, pois provoca a perda de coesão da argamassa que assegura a continuidade do material, levando à desagregação da alvenaria (Eglinton 1987). A acção química tem ainda um efeito secundário relacionado com a perda de efectividade do sistema de drenagem por entupimento, decorrente da deposição de carbonato de cálcio, em consequência do processo do ataque químico referido.

A velocidade de escoamento, medida através do caudal, não deve ser excessiva, pois tal provoca o arrastamento de finos e o aumento da permeabilidade, com consequências negativas a longo prazo. O efeito mecânico da água no corpo da barragem, no plano de fundação ou no maciço de fundação, designado por subpressão, assemelha-se à redução do peso próprio da estrutura (Serafim 1968). A subpressão e a permeabilidade são factores que estão correlacionados. A permeabilidade depende do estado de tensão do meio, pois alterações no estado de tensão do maciço provocam modificações nas aberturas das descontinuidades. Por outro lado, o estado de tensão resulta do equilíbrio que se verifica entre as várias acções em jogo e, simultaneamente, com a subpressão. Por este motivo deve-se recorrer a análises hidromecânicas que envolvam determinado

grau de acoplamento e permitam modelar a interdependência entre a permeabilidade e o estado de tensão do maciço.

O controlo do escoamento e das suas consequências é feito fundamentalmente através das cortinas de drenagem e de impermeabilização. Encontra-se amplamente difundido o princípio que a cortina de impermeabilização tem por objectivo reduzir o caudal e a velocidade de escoamento e a cortina de drenagem tem a função de reduzir a subpressão (Casagrande 1961). O que de facto ocorre é que a cortina de impermeabilização altera a permeabilidade relativa do meio, reduzindo a permeabilidade localmente, enquanto a cortina de drenagem altera a permeabilidade relativa do meio, aumentando a permeabilidade localmente. Por outro lado, a redução da subpressão depende do aumento da permeabilidade relativa enquanto a redução da velocidade de escoamento é função da permeabilidade absoluta. Nestas condições, a cortina de impermeabilização reduz a subpressão a jusante, bem como a velocidade de escoamento, e a cortina de drenagem reduz a subpressão a jusante, porém aumenta o caudal escoado. Estes princípios são importantes quando está em causa o dimensionamento ou a avaliação destes sistemas, pois a solução a implementar deve ser analisada de acordo com as condições da obra em causa. Por exemplo, na presença de uma fundação com características de permeabilidade muito reduzida, deve-se aumentar a permeabilidade relativa através da instalação de uma cortina de drenagem, pois aumenta a permeabilidade localmente. Já na presença de um maciço de fundação fortemente permeável, é razoável que a alteração da permeabilidade relativa se faça a custo da cortina de impermeabilização, pois reduz a permeabilidade localmente (Londe 1973).

Outra questão importante diz respeito ao processo construtivo destas soluções. É mais fácil garantir a eficácia de uma cortina de drenagem do que de uma cortina de impermeabilização (Ruggeri 2004b). A qualidade da cortina de impermeabilização depende do comprimento e direcção da furação, das características da argamassa, e da velocidade e da pressão de injeção, admitindo-se que a verificação da sua eficácia só possa ser feita através da leitura de piezómetros instalados a jusante. No caso da cortina de drenagem, a sua eficácia depende unicamente dos aspectos relacionados com a furação e os resultados podem ser avaliados a partir do caudal escoado, bem como através da leitura de piezómetros instalados a jusante (Casagrande 1961).

Muitas vezes, o efeito da subpressão no plano de fundação é o cenário que levanta maiores preocupações, pois está relacionado com a estabilidade global de estrutura. A Figura 6.1 apresenta um conjunto de diagramas teóricos que ilustram os conceitos anteriormente descritos, bem como os respectivos diagramas simplificados de subpressão, utilizados em projecto. O primeiro caso (a) corresponde à situação em que a barragem não apresenta cortina de impermeabilização ou de drenagem. Neste caso, normalmente adopta-se em projecto um diagrama triangular em que a montante o valor da subpressão equivale ao nível da albufeira e a jusante o valor da subpressão é zero. Quando o nível da água a jusante é diferente de zero, a subpressão é equivalente ao nível neste ponto, e o diagrama passa a ter uma forma trapezoidal. Já os diagramas

teóricos levam em conta o efeito do acoplamento, pelo que não são lineares. Assim, se o plano de fundação se encontrar menos comprimido a montante do que a jusante, hipótese mais habitual, a perda de energia será menor a montante (b), caso contrário será menor a jusante (c). Quando a barragem apresenta apenas a cortina de impermeabilização, este facto não é tido em conta em termos de projecto, pelo que o digrama (d) é igual ao diagrama (a). O diagrama teórico (e) apresenta uma redução a jusante da cortina de impermeabilização, função da sua efectividade. No caso de a barragem apresentar sistema de drenagem, em termos de projecto, é habitual considerar uma redução no diagrama de subpressão (f) junto à zona de instalação dos drenos, que costuma ser de dois terços em relação a subpressão que se verifica junto ao pé de montante. O diagrama teórico apresenta uma redução semelhante (g), mas é função da cota da boca do dreno, onde normalmente a pressão é nula. É importante referir que o aumento do nível da albufeira não implica o aumento do valor da subpressão ou do volume de caudal escoado, pois muitas vezes esta relação não é linear. O aumento do nível da albufeira causa a alteração do estado de tensão no sistema barragem-fundação, em especial no plano de fundação e no maciço de fundação, e provoca a abertura de algumas discontinuidades e o fecho de outras, modificando assim as condições hidráulicas da fundação. Resta ainda referir que estas alterações se processam durante um período de tempo que pode ser longo, mesmo que a alteração do nível da albufeira seja relativamente rápida.

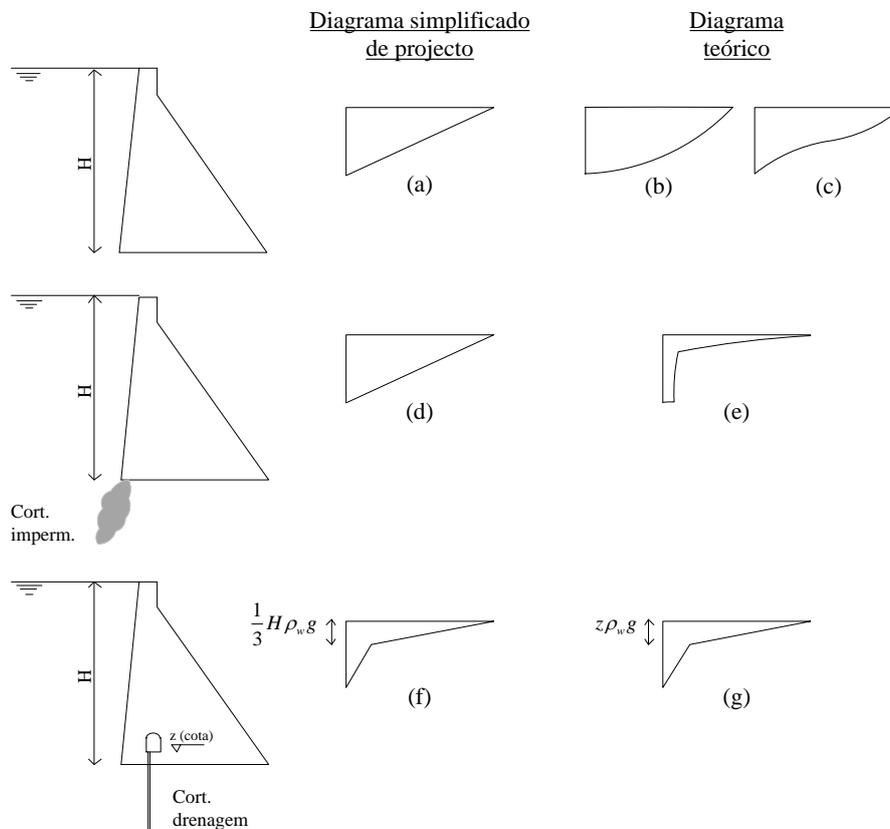


Figura 6.1 – Diagramas de subpressão simplificados de projecto e diagramas de subpressão teóricos, para diferentes soluções de permeabilidade na base

6.2. Escoamento por meios descontínuos

O escoamento pelo maciço de fundação e pelo corpo de uma barragem de alvenaria, ocorre essencialmente pelas discontinuidades, pelo que os blocos de rocha podem ser tratados como impermeáveis. Este critério é suficientemente realista, pois a permeabilidade da rocha, ou mesmo do betão, é negligenciável se comparada com a permeabilidade das juntas. Nestas condições, o escoamento que ocorre numa discontinuidade pode ser estudado como se tratasse de um escoamento laminar entre duas placas, cuja velocidade média é dada por (Bear 1988),

$$v = K_h i \quad (6.1)$$

$$K_h = \frac{a_h^2 g}{12\nu_k} \quad (6.2)$$

$$i = \frac{y_2 - y_1}{L} \quad (6.3)$$

- v Velocidade média de percolação;
 K_h Condutividade hidráulica;
 i Gradiente hidráulico;
 a_h Abertura hidráulica;
 g Aceleração da gravidade;
 ν_k Viscosidade cinemática do fluido;
 y_i Cota no ponto i ;
 L Comprimento da discontinuidade.

Sabendo que,

$$v = \frac{Q}{a_h} \quad (6.4)$$

$$P_i = y_i g \rho_w \quad (6.5)$$

$$\mu = \nu_k \rho_w \quad (6.6)$$

- Q Caudal;
 P_i Pressão no ponto i ;
 ρ_w Densidade do fluido;
 μ Viscosidade dinâmica do fluido.

O caudal é dado por,

$$Q = \frac{1}{12\mu} a_h^3 \frac{\Delta P}{L} \quad (6.7)$$

$$\Delta P = P_2 - P_1 \quad (6.8)$$

A equação (6.7), utilizada para a determinação do caudal escoado, também é conhecida por “lei cúbica do escoamento”. A determinação do caudal depende da energia disponível, estabelecida a partir do gradiente hidráulico, e de acordo com a permeabilidade do meio. A permeabilidade é definida a partir de duas parcelas, a primeira parcela está associada às características do fluido, determinada a partir da viscosidade dinâmica, e a segunda parcela refere-se a permeabilidade associada à característica física da descontinuidade, definida a partir da sua abertura hidráulica. Com esta mesma formulação é possível modelar o comportamento de meios contínuos, bastando para tal calibrar a abertura hidráulica de forma apropriada, que passa a ser função do nível de discretização utilizado. Louis (1969), através de ensaios em laboratório, mediu a perda de energia ao longo do escoamento em descontinuidades, para diferentes velocidades de escoamento e para diferentes materiais, com rugosidades distintas. Com base nestes dados estabeleceu a validade da lei cúbica para escoamentos laminares em descontinuidades formadas por planos paralelos de baixa rugosidade. Witherspoon (1980), através de ensaios em amostras de granito, basalto e mármore, generalizou a utilização da lei cúbica de escoamento para o caso de fissuras em compressão. Nestes casos, verificou a ocorrência de contactos pontuais entre as faces da descontinuidade, o que não impedia a existência de uma abertura hidráulica residual.

6.3. Malha de escoamento

A formulação numérica desenvolvida para a análise hidromecânica apresenta um modelo de dados constituído por canais de escoamento e por nós hidráulicos, que assenta sobre o modelo de dados do cálculo mecânico. O canal de escoamento corresponde ao contacto lado-lado, enquanto o nó hidráulico corresponde ao subcontacto ou ao conjunto de subcontactos vizinhos, pertencentes aos contactos lado-lado que sejam convergentes neste ponto. Nos canais de escoamento são calculados os caudais, enquanto nos nós hidráulicos são determinadas as pressões.

O UDEC (2011) utiliza uma malha de escoamento diferente da que é proposta nesta tese. No UDEC, os caudais são determinados nos nós hidráulicos, que correspondem aos “pontos de contacto” entre os domínios, enquanto as pressões são determinadas nos canais de escoamento, ou seja, a meio dos “domínios”. Os “pontos de contacto” e os “domínios” são as designações utilizadas para as entidades que constituem o modelo de dados do UDEC. O esquema agora proposto sobrepõe-se ao modelo mecânico, o que faz com que os nós hidráulicos coincidam com os nós mecânicos, permitindo que o

diagrama de pressões possa assumir uma forma trapezoidal. Outra vantagem deste modelo de dados unificado é a facilidade com que as cortinas de injeção e de drenagem podem ser modeladas. Este aspecto é descrito em pormenor no ponto 6.6.

Para a determinação da malha de escoamento, em primeiro lugar devem ser seleccionados os contactos activos, que já deverão estar estabelecidos numericamente, bastando para tal que o ciclo mecânico tenha sido percorrido pelo menos uma vez. Os contactos poderão formar uma malha bidimensional, como as malhas que constituem a barragem ou a fundação, ou constituir uma malha unidimensional, como a malha de escoamento que se estabelece apenas na zona de contacto barragem-fundação. Ao contacto adicionado é inicialmente atribuída a abertura hidráulica máxima admitida pois, como se verá, é a hipótese mais condicionante para determinação do passo de cálculo hidráulico. Após todos os contactos serem adicionados, são criados os nós hidráulicos, onde serão agrupados os subcontactos com coordenadas iguais ou semelhantes. A Figura 6.2 representa um conjunto de blocos que constituem uma malha de escoamento. Dentre os contactos que fazem parte da malha, destacam-se os contactos entre os blocos 1-2, 1-3, 1-4, 2-3 e 2-4, designados, respectivamente, por $CT_{1,2}$, $CT_{1,3}$, $CT_{1,4}$, $CT_{2,3}$ e $CT_{2,4}$. A relação mecânica entre os blocos, está representada na Figura 6.3. Como exemplo, toma-se o contacto $CT_{1,2}$. Este contacto lado-lado é estabelecido numericamente através de dois subcontactos, designados por $SCT_{1,2,1}$ e $SCT_{1,2,2}$. Em termos de escoamento, ainda em relação ao contacto $CT_{1,2}$, o canal de escoamento sobrepõe-se ao modelo numérico e designa-se por CE_1 (Figura 6.4), onde será determinado o caudal q_1 . Nas extremidades do canal de escoamento CE_1 , encontram-se os nós hidráulicos NH_1 e NH_2 , onde se instalam as pressões, respectivamente, P_1 e P_2 .

Modelo de blocos

Legenda:

BL_i - Bloco i

Contactos Pormenor A:
(5 contactos)

1. Entre BL_1 e BL_2
2. Entre BL_1 e BL_3
3. Entre BL_1 e BL_4
4. Entre BL_2 e BL_3
5. Entre BL_2 e BL_4

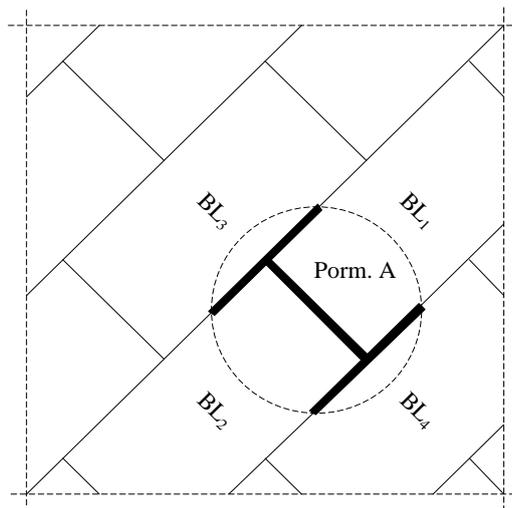


Figura 6.2 – Modelo de blocos

Modelo mecânico
(Pormenor A)

Legenda:

CT_{ij} - Contacto entre bloco i
e j
 $SCT_{i,j,k}$ - Subcontacto k ,
pertencente ao contacto i,j

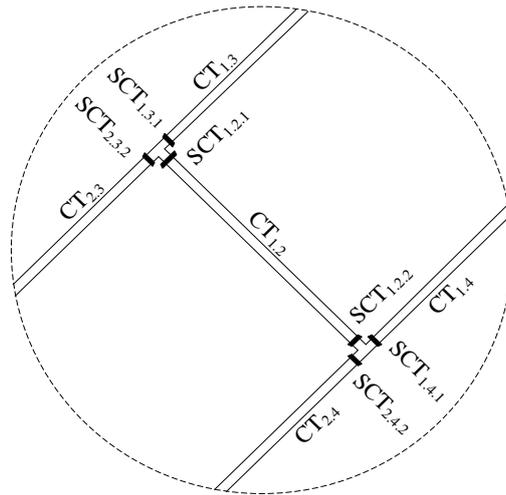


Figura 6.3 – Modelo mecânico

A sobreposição entre o modelo mecânico e o modelo hidráulico está representada na Figura 6.5, através do nó hidráulico NH_1 , constituído pelos subcontactos $SCT_{1,3,1}$, $SCT_{2,3,2}$ e $SCT_{1,2,3}$, para o qual convergem os caudais q_1 , q_2 e q_3 , que serão contabilizados para a determinação da pressão P_1 . Na mesma figura está representado o canal CE_1 , constituído pelo contacto $CT_{1,2}$ que se desenvolve entre os subcontactos $SCT_{1,2,1}$ e $SCT_{1,2,2}$. Este contacto será percorrido pelo caudal q_1 , em equilíbrio entre as pressões P_1 e P_2 , que irão actuar sobre as faces do canal, alterando assim a abertura hidráulica e, conseqüentemente, a permeabilidade. Este fenómeno de acoplamento é referido a seguir, no âmbito da descrição do ciclo de cálculo hidromecânico.

Modelo hidráulico
(Pormenor A)

Legenda:

NH_i - Nó hidráulico i
 P_i - Pressão em NH_i

CE_j - Canal de escoamento j
 q_j - Caudal em CE_j

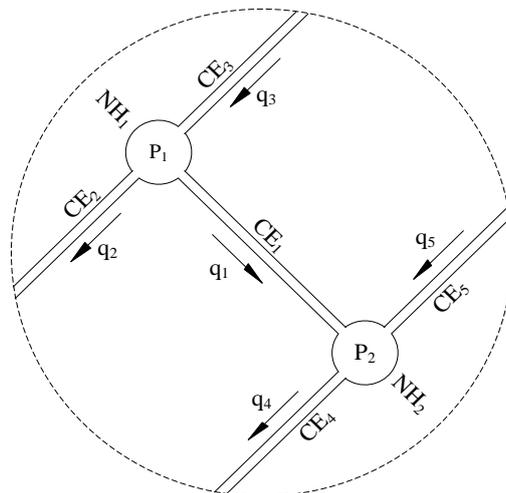


Figura 6.4 – Modelo hidráulico

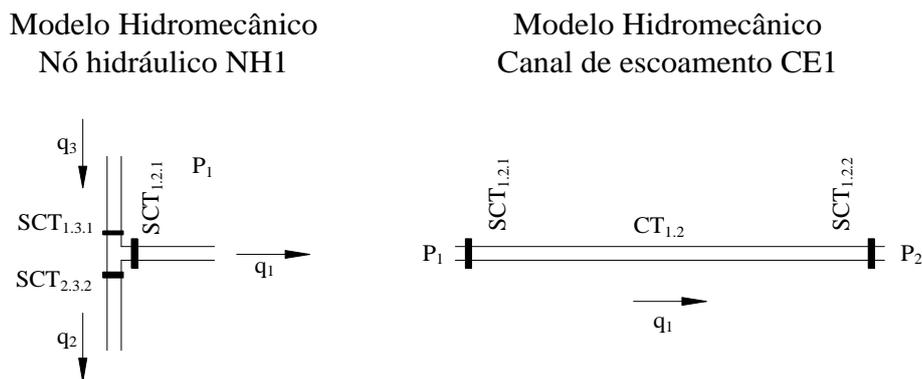


Figura 6.5 – Modelo hidromecânico

6.4. Ciclo de cálculo hidromecânico

A designação de cálculo hidromecânico sugere a possibilidade de se verificar algum grau de acoplamento entre os dois fenómenos: a interacção mecânica entre blocos, que ocorre nas descontinuidades, e o escoamento que se desenvolve através destas mesmas descontinuidades. De facto, o estado de tensão gerado pelo escoamento actua nas paredes da junta que, após o equilíbrio de todas as forças actuantes nesta zona, vai dar origem a uma nova abertura, alterando as condições de permeabilidade. Esta questão não se coloca, por exemplo, no cálculo térmico, pois as tensões geradas pela variação de temperatura não dependem, em geral, do estado de tensão que se encontra submetida a estrutura.

Numericamente este fenómeno pode ser separado, podendo a determinação da abertura hidráulica ter em conta a abertura mecânica e o efeito mecânico do escoamento actuar nas paredes da junta. Logo, o acoplamento pode-se verificar em 4 níveis distintos (Figura 6.6), sendo o primeiro nível de desacoplamento: (i) Nível 0 – a abertura hidráulica é constante e o fluido não actua mecanicamente nas descontinuidades; (ii) Nível 1 – A abertura hidráulica varia de acordo com a abertura mecânica e o fluido não actua nas descontinuidades; (iii) Nível 2 – A abertura hidráulica é constante e o fluido actua mecanicamente nas descontinuidades; (iv) Nível 3 – A abertura hidráulica varia de acordo com a abertura mecânica e o fluido actua nas descontinuidades.

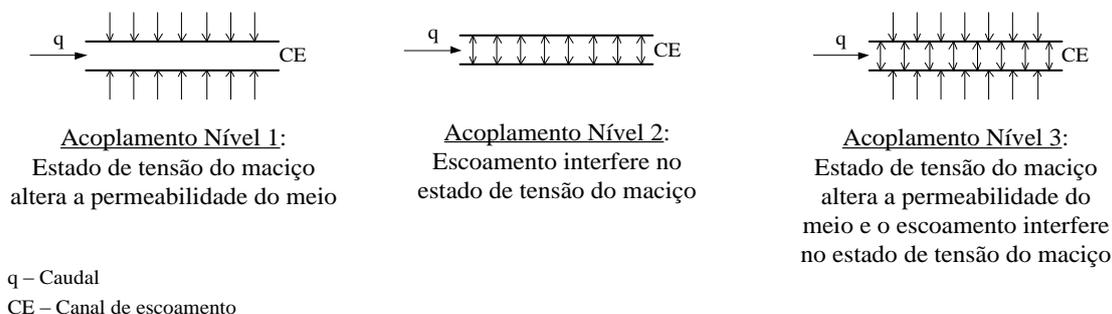


Figura 6.6 – Níveis de acoplamento hidromecânico

A Figura 6.7 representa sumariamente o ciclo de cálculo hidromecânico. No caso geral, o cálculo hidráulico é feito em simultâneo com o cálculo mecânico, mas também é possível que seja efectuado de forma isolada. Os quadros 1m e 2m correspondem ao ciclo mecânico, enquanto os quadros 1h, 2h e 3h correspondem ao cálculo hidráulico.

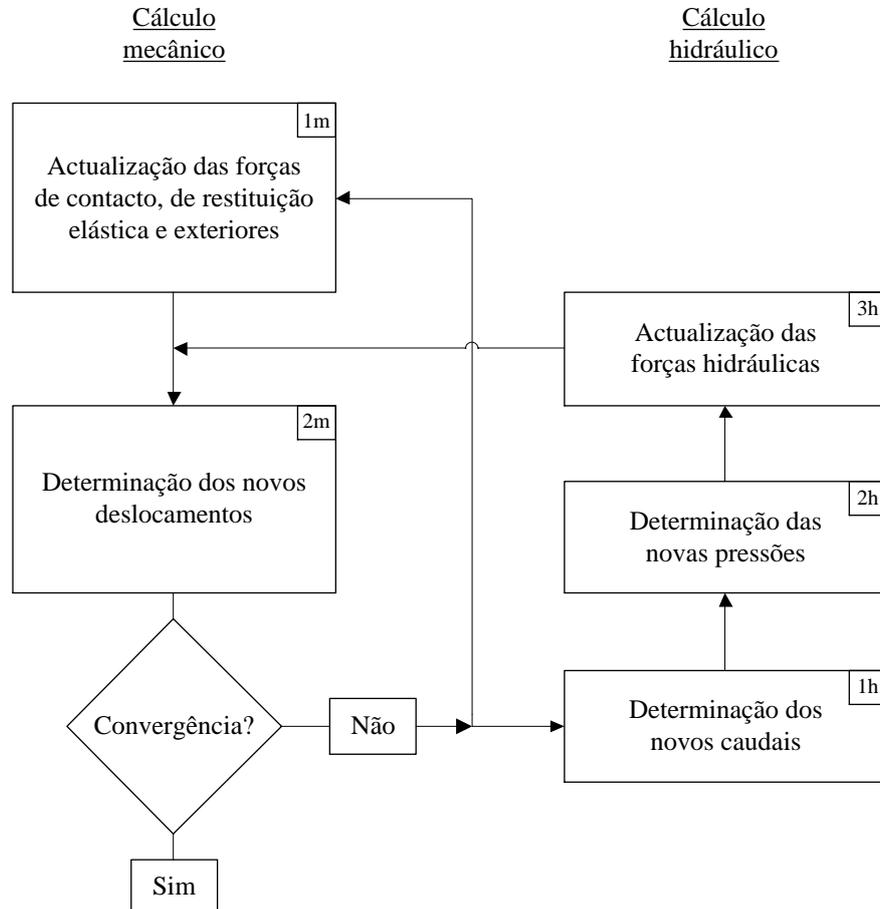


Figura 6.7 – Ciclo de cálculo hidromecânico

O quadro 1h refere-se à determinação do caudal nos vários canais de escoamento que constituem a malha de escoamento. Para cada canal de escoamento, este processo inicia-se com a determinação da abertura hidráulica. Este parâmetro define a permeabilidade do canal e desempenha um papel fundamental na determinação do caudal escoado pois, tendo em conta a lei cúbica do escoamento, qualquer pequena variação deste parâmetro se traduz numa alteração significativa do caudal.

A abertura hidráulica deve ser determinada de forma criteriosa pois, na realidade, as discontinuidades não apresentam abertura uniforme, ou sequer contínua. Em outros casos, o meio a modelar é relativamente homogéneo, pelo que não existem discontinuidades significativas a modelar, e o parâmetro que define a abertura hidráulica deve ser determinado de forma a representar as características hidráulicas médias do meio homogéneo. Para fins da determinação numérica da abertura hidráulica,

são necessários três valores de referência: um limite inferior, designado por abertura residual (a_{res}), que representa a permeabilidade mínima existente mesmo quando as juntas estão fortemente comprimidas; um limite superior, designado por abertura máxima (a_{max}), valor que não pode ser excedido sob pena de colocar em causa a estabilidade numérica do modelo; e, por fim, a abertura hidráulica característica (a_0), que traduz a permeabilidade natural do maciço quando livre de tensões impostas pelas solicitações exteriores. Quando se pretende implementar o acoplamento hidromecânico, na vertente que representa a influência do estado de tensão na permeabilidade do meio, estes três parâmetros relacionam-se com a abertura mecânica através da seguinte equação,

$$a_{res} < a_h = a_0 + u_n < a_{max} \quad (6.9)$$

a_h Abertura hidráulica;

a_0 Abertura característica;

u_n Abertura mecânica (componente normal);

a_{res} Abertura residual;

a_{max} Abertura máxima.

A Figura 6.8 corresponde à representação gráfica da equação (6.9). Conforme já referido, a abertura hidráulica está limitada inferiormente pela abertura residual e superiormente pela abertura máxima. Entre estes dois limites, a abertura hidráulica varia de acordo com a abertura mecânica. A abertura hidráulica só será inferior à abertura característica quando a descontinuidade estiver em compressão e a abertura mecânica for negativa. Da mesma forma que a abertura hidráulica será superior à abertura característica quando a descontinuidade estiver em tracção e a abertura mecânica for positiva.

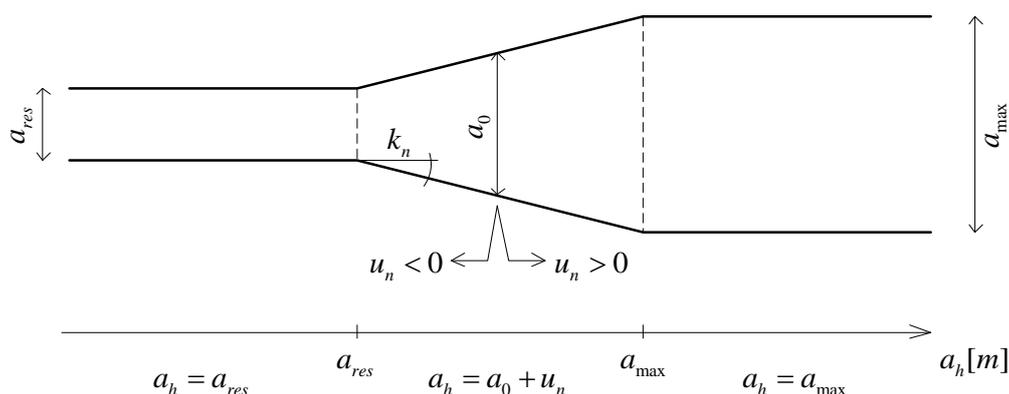


Figura 6.8 – Determinação da abertura hidráulica

Através da Figura 6.8 também é possível concluir que a abertura mecânica varia de forma linear com a rigidez normal (k_n) da junta, o que faz com que este parâmetro seja

preponderante no aspecto do acoplamento hidromecânico. No caso de se tratar de um cálculo não acoplado, a abertura hidráulica não se altera, podendo ser igual à abertura hidráulica característica ou igual ao último valor determinado numa fase anterior, em que se havia considerado a hipótese de acoplamento. A determinação da abertura hidráulica faz-se a nível do subcontacto. Uma vez que o caudal é calculado para o canal de escoamento, é ainda necessário determinar uma abertura hidráulica média com base nas aberturas hidráulicas obtidas para os dois subcontactos localizados nas extremidades,

$$a_{h,m} = \frac{a_{h,1} + a_{h,2}}{2} \quad (6.10)$$

$a_{h,m}$ Abertura hidráulica média do canal de escoamento;

$a_{h,i}$ Abertura hidráulica determinada a partir do subcontacto i .

Após a determinação da abertura hidráulica média do canal, procede-se ao cálculo do caudal, em função da permeabilidade e do gradiente hidráulico que se verifica entre as suas duas extremidades. Para tanto, recorre-se à lei cúbica do escoamento, equação (6.7), em que o gradiente hidráulico é dado por diferença de potenciais,

$$\Delta h = |h_1 - h_2| \quad (6.11)$$

$$h_i = P_i + y_i \rho_w g \quad (6.12)$$

Δh Diferença de potenciais;

h_i Potencial hidráulico associado ao nó hidráulico i .

Se o potencial h_1 for superior ao potencial h_2 , o caudal escoa a partir do nó hidráulico 1 (NH₁) em direcção do nó hidráulico 2 (NH₂), pelo que ao NH₁ é atribuído um caudal de saída, com sinal negativo, e ao NH₂ é atribuído um canal de entrada, com sinal positivo. Raciocínio semelhante pode ser feito no caso do potencial h_1 ser inferior ao potencial h_2 , neste último caso o caudal escoa a partir do NH₂ em direcção ao NH₁, para o qual é atribuído um caudal positivo, enquanto para o NH₂ é atribuído um caudal negativo. A seguir, quadro 2h (Figura 6.7), são determinadas as novas pressões nos nós hidráulicos. Para tanto são somados os caudais que entram em cada nó a partir dos subcontactos referentes aos contactos convergentes neste nó, de acordo com,

$$Q_{NH} = \sum q_{sc} \quad (6.13)$$

Q_{NH} Contabilização dos caudais que entram e saem no nó hidráulico;

q_{sc} Contribuição de caudal proveniente de canal convergente.

A variação da pressão no passo de cálculo actual depende da entrada e saída de caudal que, para fluidos compressíveis, é dado por,

$$\Delta P = \frac{K_w}{V} (Q_{NH} \Delta t + \Delta V) \quad (6.14)$$

K_w Módulo de deformabilidade volumétrica do fluido;

ΔP Variação de pressão;

ΔV Variação de volume entre dois passos consecutivos.

Para os problemas em análise no âmbito desta tese, considera-se apenas o escoamento em regime permanente, não interessando abordar a fase transiente. Assim, a variação de volume entre dois passos consecutivos pode ser desprezada, havendo a necessidade de determinar apenas a pressão final, após a convergência do modelo para um estado de equilíbrio. A equação anterior toma a seguinte forma,

$$P_{t+\frac{\Delta t}{2}} = P_{t-\frac{\Delta t}{2}} + K_w \frac{Q_{NH} \Delta t}{V} \quad (6.15)$$

$P_{t+\frac{\Delta t}{2}}$ Pressão no passo de cálculo seguinte;

$P_{t-\frac{\Delta t}{2}}$ Pressão no passo de cálculo anterior.

Por fim, para todos os subcontactos associados ao nó hidráulico em análise, é atribuída a mesma pressão, que será utilizada para determinação das forças hidráulicas (Figura 6.7). O quadro 3h refere a determinação das forças hidráulicas a partir das pressões instaladas nas discontinuidades. Tendo por base um contacto lado-lado, constituído por dois subcontactos SCT_1 e SCT_2 , nos quais se verificam, respectivamente, as pressões P_1 e P_2 , considera-se que estas pressões constituem um diagrama trapezoidal que vai actuar na face dos blocos que formam a discontinuidade, com direcção paralela à normal exterior destas faces, e com sentido oposto, em conjunto com as forças de contacto já existentes. Estas forças hidráulicas são determinadas através da integração do diagrama de pressões, de acordo com

$$F_{h,1} = \left(P_1 + \frac{P_2}{2} \right) \frac{L}{3} \quad (6.16)$$

$$F_{h,2} = \left(\frac{P_1}{2} + P_2 \right) \frac{L}{3} \quad (6.17)$$

$F_{h,i}$ Força hidráulica associada ao subcontacto i .

Esta formulação permite o cálculo de escoamento confinado e em superfície livre e, tal como está, admite a ocorrência de pressões negativas. Porém, na realidade, não se verificam pressões negativas nos estudos de escoamento em barragens e maciços rochosos, assim há que impor restrições a nível numérico. Em primeiro lugar, sempre que ocorra uma pressão negativa, obtida através da equação (6.15), esta deve ser alterada para zero. Este procedimento tomado de forma isolada não é suficiente, sendo também necessário reduzir progressivamente o caudal de forma à solução convergir

para um estado de equilíbrio onde não se verificam pressões negativas, determinadas a partir da equação (6.7). Isto ocorre nos casos em que o escoamento se estabelece devido à acção da gravidade. Genericamente, se $h_1 > h_2$ e $y_1 > y_2$, porém $P_1 < (y_1 - y_2)\rho_w g$ então o caudal deve ser reduzido em,

$$f_{red} = \frac{P_1}{(y_1 - y_2)\rho_w g} \quad (6.18)$$

f_{red} Factor de redução do caudal.

Em termos físicos, este problema explica-se através do conceito de saturação pois, para extrair caudal de um meio não saturado, é necessário ter em conta uma diminuição da permeabilidade aparente, função, neste caso, do factor de redução de caudal (f_{red}), não sendo possível extrair o caudal de um domínio com pressão nula.

6.5. Estabilidade numérica

À semelhança do que ocorre no cálculo mecânico em relação à massa e à rigidez associados a cada grau de liberdade, o passo de cálculo hidráulico é condicionado pelo volume do nó hidráulico e pela permeabilidade do canal de escoamento. O passo de cálculo é directamente proporcional ao volume e inversamente proporcional à permeabilidade,

$$\Delta t_h = \min \left(\frac{\sum V_i}{K_w \sum k_i} \right) \quad (6.19)$$

$$k_i = \frac{1}{12\mu} a_{h,i}^3 \frac{1}{L_i} \quad (6.20)$$

Δt_h Passo de cálculo hidráulico;

V_i Volume do canal de escoamento i associado ao nó hidráulico em análise;

k_i Permeabilidade do canal de escoamento i associado ao nó hidráulico em análise;

L_i Comprimento do canal de escoamento i associado ao nó hidráulico em análise.

A equação (6.20) refere-se a um nó hidráulico, pelo que o índice i diz respeito aos contactos (canais de escoamento) que convergem para este nó. A equação (6.20) deve ser determinada para cada contacto convergente e define a permeabilidade total (parcela referente às propriedades do fluido e às características físicas da descontinuidade) por unidade de comprimento. A determinação do passo hidráulico mínimo é feita no âmbito da estrutura de dados da malha de escoamento. Ao percorrer a lista dos contactos referentes à malha de escoamento, são atribuídos os volumes e rigidezes aos respectivos subcontactos. Numa segunda fase, para cada nó hidráulico, percorre-se a lista de subcontactos, cujos volumes e rigidezes são somadas conforme equação (6.20). Para a

análise de escoamento permanente, os volumes podem ser escalados a partir do passo de cálculo mais condicionante,

$$V_s = \Delta t_{\min} K_w k_i \quad (6.21)$$

V_s Volume escalado do canal de escoamento;

Δt_{\min} Passo de cálculo mínimo (condicionante).

Ainda existe a possibilidade do volume ser escalado em conjunto com o módulo de deformabilidade volumétrica do fluido, conforme equação (6.22), dispensando assim a definição deste último parâmetro. Porém, parece ser mais intuitivo manter a formulação inicial, pois o módulo de deformabilidade correlaciona fisicamente a variação do caudal com o valor da pressão.

$$\frac{V_s}{K_w} = \Delta t_{\min} k_i \quad (6.22)$$

No cálculo hidromecânico, normalmente o cálculo hidráulico é efectuado em simultâneo com o cálculo mecânico. Nestes casos, por questões de eficiência computacional, interessa adoptar um passo de cálculo comum, e os volumes deverão então ser escalados em relação ao passo de cálculo mais condicionante, entre o passo de cálculo mecânico mínimo e o passo de cálculo hidráulico mínimo. Nos problemas analisados neste trabalho, no âmbito do processo de validação da aplicação, o passo de cálculo mecânico foi o mais condicionante.

6.6. Modelo hidromecânico de barragens gravidade em alvenaria

Abordam-se a seguir os aspectos específicos da modelação hidromecânica de barragens gravidade em alvenaria. O primeiro aspecto diz respeito à determinação das condições hidráulicas de fronteira. Conforme pode ser observado na Figura 6.9, as fronteiras laterais do maciço de fundação, bem como a base, são considerados impermeáveis. No plano de fundação, a montante da barragem, é aplicada uma pressão fixa equivalente ao nível da albufeira. Procedimento semelhante é adoptado para o plano de fundação a jusante da barragem, sobre o qual é aplicada a pressão equivalente ao nível de água neste local. Em relação à barragem (Figura 6.9), no paramento de montante é aplicado um diagrama de pressões triangular, com variação hidrostática equivalente ao nível da albufeira e o mesmo em relação ao paramento de jusante, de acordo com o nível de água nesta zona. Na barragem, cuja permeabilidade pode ser elevada por se tratar de barragens de alvenaria, o escoamento ocorre em superfície livre, pelo que o coroamento e o restante paramento de jusante são considerados superfícies permeáveis, com pressão fixa nula.

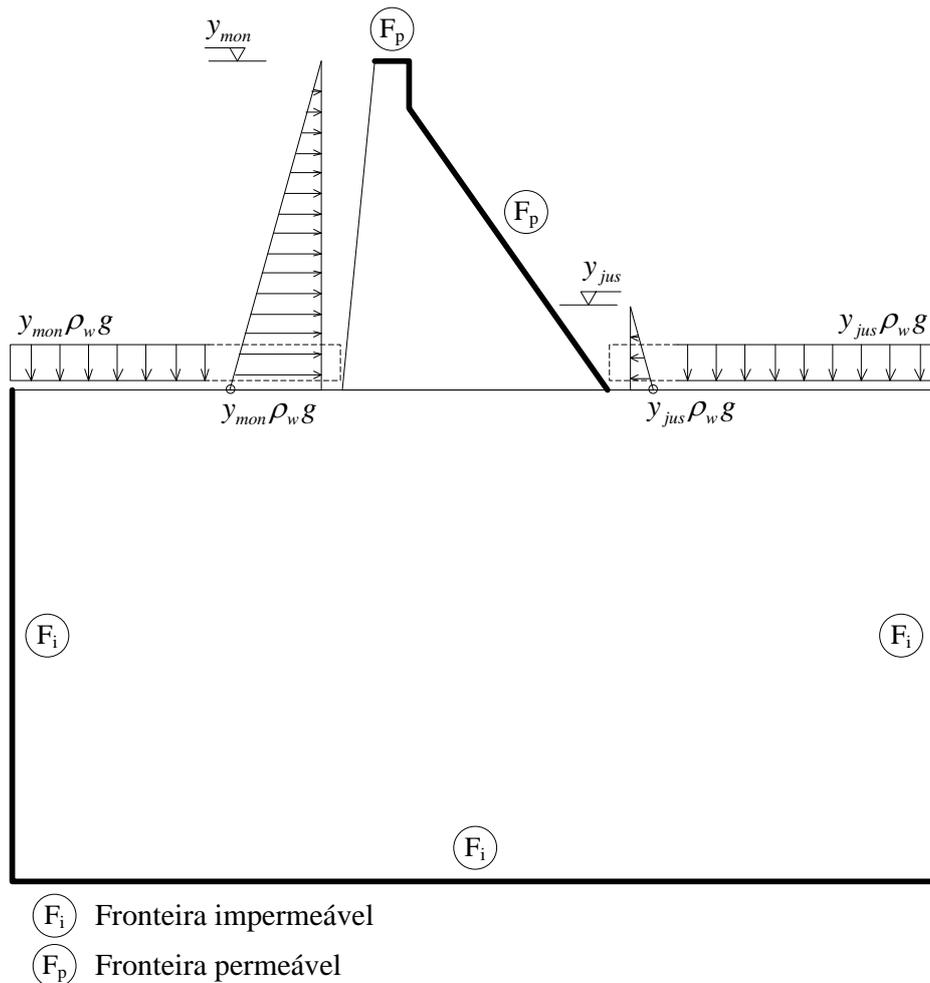


Figura 6.9 – Condições hidráulicas de fronteira do maciço de fundação e da barragem

Outro aspecto importante é a capacidade da formulação admitir a modelação das cortinas de drenagem e das cortinas de impermeabilização. A modelação de um dreno é efectuada através da atribuição de pressões aos nós hidráulicos localizados no alinhamento do dreno, que variam hidrostáticamente em profundidade a partir de uma pressão nula, ou outra que se conheça, atribuída ao nó hidráulico localizado na boca do furo. Também existe a possibilidade de fixar o caudal drenado na boca do furo, cuja pressão final será consequência desta análise, em equilíbrio com os caudais impostos. Este procedimento poderá não ser o mais preciso, dado que não se conhece o caudal drenado ao longo do furo, mas apenas o caudal drenado total, que é medido junto a boca do furo. Já a modelação de uma cortina de impermeabilização é feita através da diminuição da permeabilidade dos canais hidráulicos junto à zona onde se localiza a cortina. A cortina de impermeabilização é um caso particular de alteração de permeabilidade, pois o procedimento é igualmente utilizado para alteração da permeabilidade de zonas mais abrangentes. Por exemplo, o maciço de fundação normalmente não apresenta uma permeabilidade uniforme, sendo mais permeável junto à superfície, havendo a necessidade de alterar as propriedades hidráulicas do modelo nestas zonas, aumentando a permeabilidade do material.

A última questão a referir quanto à modelação de barragens gravidade em alvenaria, coloca-se em relação à ocorrência de um sismo. Durante a duração do sismo, para fissuras que já existam e estejam preenchidas com água, normalmente considera-se que a pressão da água se irá manter constante no seu interior (Javanmardi et al. 2005; Slowik e Saouma 2000). Este critério é igualmente adoptado nesta tese, tanto para a barragem, como para a fundação. Na prática o cálculo hidráulico é interrompido e as pressões já instaladas mantêm-se inalteradas. Porém, há ainda que considerar o efeito dinâmico que decorre da presença de água no interior do corpo da barragem, que pode ser modelado através de massas adicionais, aplicadas aos graus de liberdade que se encontrem saturados. A determinação destas massas adicionais depende da porosidade do meio e tem por base a massa atribuída ao grau de liberdade em causa, de modo que,

$$m_{ad,i} = m_i \eta \frac{\rho_w}{\rho_b} \quad (6.23)$$

$m_{ad,i}$ Massa adicional atribuída ao grau de liberdade i ;

m_i Massa atribuída ao grau de liberdade i ;

η Porosidade;

ρ_b Densidade do material que constitui a barragem.

O critério para definição da região da barragem que se encontra saturada, deve basear-se no valor da pressão nos nós hidráulicos que, se superior a determinado valor, por exemplo 5% da pressão máxima, se considera em zona saturada. As propriedades do fluido que interessa referir para o cálculo hidráulico são a deformabilidade volumétrica, a densidade e a viscosidade cinemática. Os valores adoptados para as propriedades da água encontram-se indicados na Tabela 6.1. Para os valores apresentados, a viscosidade dinâmica é de 10^{-6} KPa.s. É importante referir que tanto a densidade como a viscosidade variam com a temperatura, apresentando valores mais reduzidos conforme a temperatura sobe. Na albufeira, a temperatura diminui em profundidade e a partir de determinado ponto torna-se constante, tanto no verão como no inverno, fixando-se em cerca de 4°C. Para barragens com grande altura, poderão ser utilizadas as propriedades referidas aos 4°C. Nos outros casos, as propriedades poderão ser referidas para os 20°C, critério adoptado nas análises efectuadas neste trabalho.

Tabela 6.1 – Propriedades da água (20°C)

Identificação	Propriedades
Deformabilidade volumétrica [GPa]	2.0
Densidade [kg/m ³]	1000.0
Viscosidade cinemática [m ² /s]	10^{-6}

6.7. Exemplo de aplicação

Para além do exemplo de validação que consta do Anexo 2, foi elaborado um exemplo de aplicação referente à Barragem da Póvoa. A Barragem da Póvoa (Figura 6.10) localiza-se na Ribeira de Nisa, no concelho de Castelo de Vide, distrito de Portalegre, junto das localidades de Póvoa e Meadas. É uma barragem gravidade em alvenaria, construída entre 1925 e 1928, cuja central hidroeléctrica está implantada no leito do rio, cerca de 140m a jusante da barragem. A obra é constituída por 4 estruturas: a barragem principal, com altura máxima de 28.5m, desenvolvimento em planta com pequena curvatura e comprimento ao nível do coroamento (cota 313.5m) de 220m; um corpo secundário com altura máxima de 13.5m e desenvolvimento em planta de 155m, que fecha a portela intermédia junto à margem direita; um corpo ainda menor, com altura máxima de 5m e desenvolvimento em planta de 45m, que fecha a portela extrema, também na margem direita; e um descarregador de cheias, não controlado, localizado na margem esquerda, sem ligação com as restantes estruturas, com desenvolvimento em planta de 120m e com altura máxima de 3m. A capacidade total de vazão é constituída pelo descarregador de cheias principal com capacidade de $80\text{m}^3/\text{s}$, um descarregador de cheias de emergência com capacidade de $8\text{m}^3/\text{s}$, a descarga de fundo com capacidade de $4\text{m}^3/\text{s}$ e ainda, quando necessário, o circuito hidráulico dos grupos com capacidade de $3\text{m}^3/\text{s}$.

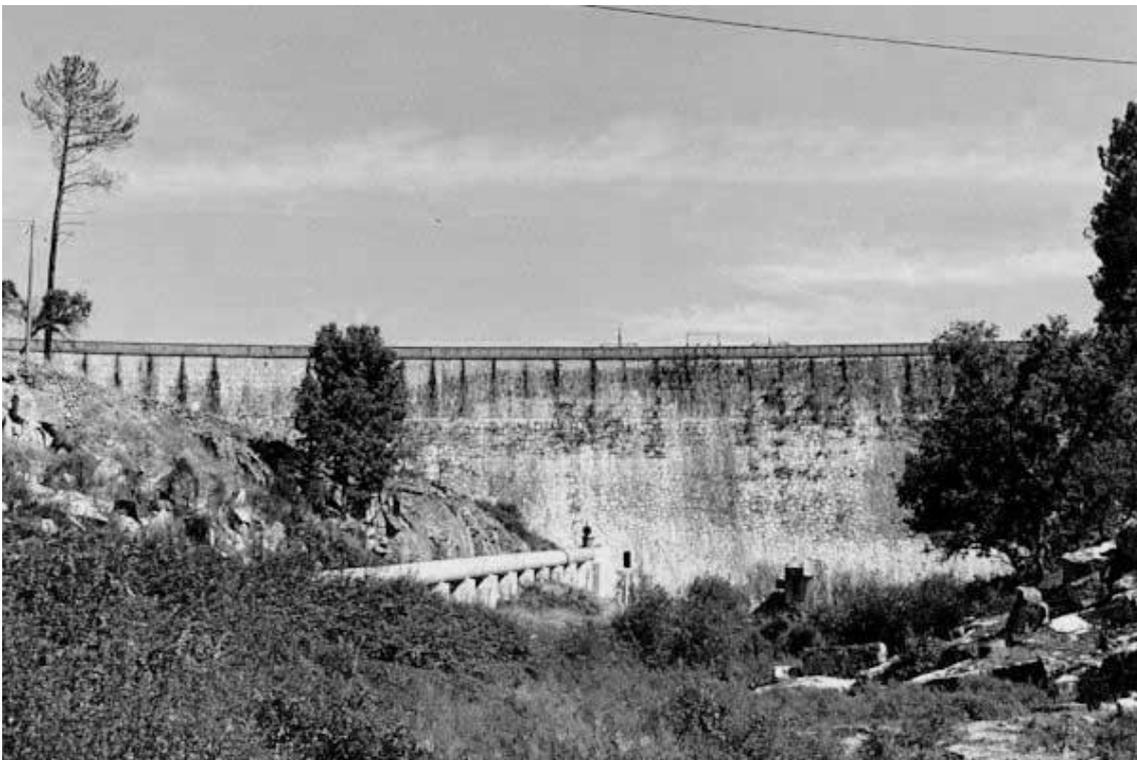


Figura 6.10 – Vista geral da Barragem da Póvoa (corpo principal)

A Figura 6.11 representa o perfil da barragem principal. A estrutura tem vindo a apresentar um elevado volume de água infiltrada, tanto pelo seu próprio corpo como pela fundação, cerca de 300l/min, para um nível de albufeira de 24m (em relação à cota do plano de fundação). Para níveis superiores este valor aumenta dramaticamente, atingindo cerca de 1400l/min, para o nível de albufeira de 27.2m. Verifica-se também um nível freático elevado no interior da barragem, superior a 40% da percentagem de carga hidráulica. As análises químicas da água drenada revelam baixa dissolução de materiais carbonatados, o que indica que boa parte dos constituintes cálcicos já terão sido lixiviados (LNEC 2011).

Encontra-se em estudo um projecto de reabilitação que consiste na execução de uma cortina de impermeabilização e na consolidação da barragem que se prolonga pela fundação, designado por tratamento em massa. Além desta intervenção a nível do reforço estrutural, estão previstas outras intervenções a nível hidráulico, como a remodelação do descarregador de cheias, da descarga de fundo e da tomada de água, bem como o reforço do sistema de observação e de drenagem.

Faz-se a seguir a análise hidromecânica estática e dinâmica do cenário de deslizamento da barragem pelo plano de fundação. A Tabela 6.2 descreve os modelos elaborados para as condições que se verificam antes do tratamento. Foram também elaborados modelos equivalentes para as condições que se esperam obter após o tratamento, apenas para análise acoplada, conforme Tabela 6.3.

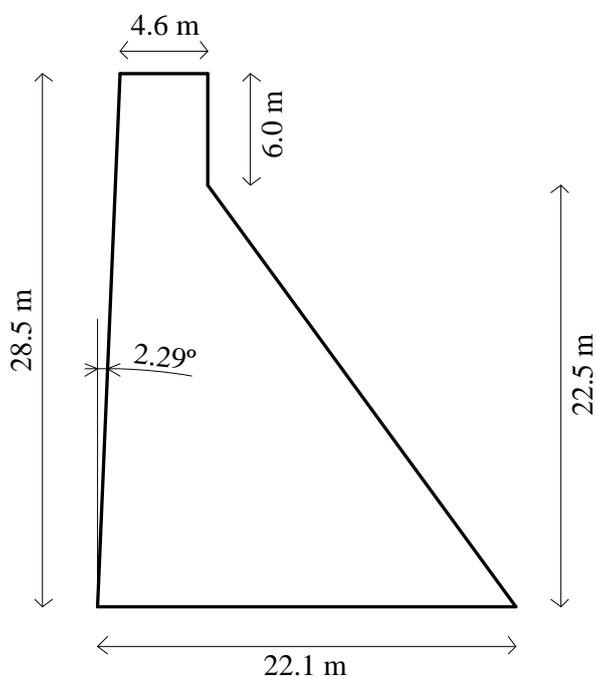


Figura 6.11 – Perfil principal da Barragem da Póvoa

Tabela 6.2 – Análise hidromecânica para as condições que se verificam antes do tratamento em massa

Identificação	Descrição da análise
A-F-NAC	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam antes (A) do tratamento, com escoamento apenas pela fundação (F) (maciço e plano de fundação), sem acoplamento hidromecânico (NAC).
A-F-AC	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam antes (A) do tratamento, com escoamento apenas pela fundação (F), com acoplamento hidromecânico (AC).
A-BF-NAC	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam antes (A) do tratamento, para o escoamento pela barragem e pela fundação (BF), sem acoplamento hidromecânico (NAC).
A-BF-AC	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam antes (A) do tratamento, com o escoamento pela barragem e pela fundação (BF), com acoplamento hidromecânico (AC).

Tabela 6.3 – Análise hidromecânica para as condições que se verificam após o tratamento em massa

Identificação	Descrição da análise
D-F-AC-I	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam depois (D) do tratamento, com escoamento apenas pela fundação (F), com acoplamento hidromecânico (AC), considerando a existência da cortina de impermeabilização prevista em projecto (I).
D-F-AC-D	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam depois (D) do tratamento, com escoamento apenas pela fundação (F), com acoplamento hidromecânico (AC), considerando a existência da cortina de drenagem prevista em projecto (D).
D-F-AC-ID	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam depois (D) do tratamento, com escoamento apenas pela fundação (F), com acoplamento hidromecânico (AC), considerando a existência das cortinas de impermeabilização e drenagem previstas em projecto (ID).
D-BF-AC-I	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam depois (D) do tratamento, para o escoamento pela barragem e pela fundação (BF), com acoplamento hidromecânico (AC), considerando a existência da cortina de impermeabilização prevista em projecto (I).
D-BF-AC-D	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam depois (D) do tratamento, com o escoamento pela barragem e pela fundação (BF), com acoplamento hidromecânico (AC), considerando a existência da cortina de drenagem prevista em projecto (D).
D-BF-AC-ID	Análise do cenário de deslizamento pela fundação, para as condições que se verificam depois (D) do tratamento, com o escoamento pela barragem e pela fundação (BF), com acoplamento hidromecânico (AC), considerando a existência das cortinas de impermeabilização e drenagem previstas em projecto (ID). O respectivo ficheiro de dados consta do Anexo 3.

O modelo base está representado na Figura 6.12, em conjunto com a identificação das propriedades dos materiais e a caracterização da junta barragem-fundação, que apresenta um comportamento não-linear. Constam da Tabela 6.4 as propriedades do material que constitui a barragem, tanto para as condições que se verificam antes do tratamento como as que se esperam obter depois do tratamento. O mesmo em relação à Tabela 6.5 para o material da fundação, porém neste último caso o tratamento não altera as propriedades do material, excepto localmente, como se verá a seguir. Nas propriedades, o termo Permeabilidade é usado como sinónimo de Condutividade Hidráulica. A deformabilidade da junta barragem-fundação representa 1m do material que constitui a barragem. Assim a rigidez normal é igual a 5GPa/m, enquanto a rigidez tangencial é igual a 1.5GPa/m.

Após o tratamento prevê-se um aumento da densidade da barragem, pois a calda a ser injectada irá ocupar parcialmente o espaço vazio existente na alvenaria. Em consequência da consolidação que a injeção da calda irá estabelecer na barragem, prevê-se também um aumento, para o dobro, do módulo de elasticidade. Os valores de permeabilidade existentes antes do tratamento estão representados na Figura 6.13. Também em relação à permeabilidade, a fundação não sofre alteração com o tratamento preconizado, excepto localmente, pois a cortina de impermeabilização que se irá implementar na barragem, vai-se estender pela fundação até uma profundidade de 10m. Todas as propriedades se baseiam em estudos efectuados com vista à execução do projecto de reabilitação (EDP 1994).

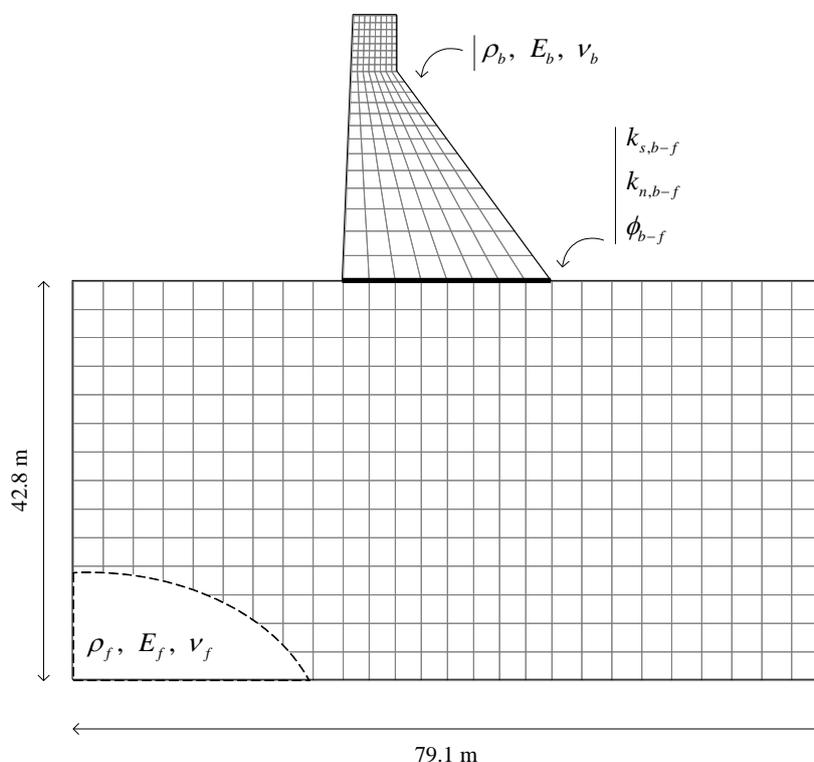


Figura 6.12 – Características do modelo base e identificação das propriedades

Tabela 6.4 – Propriedades da barragem

Identificação	Propriedade antes do tratamento	Propriedade após o tratamento
Densidade (ρ_b) [kg/m ³]	2400	2450
Módulo de elasticidade (E_b) [GPa]	5.0	10.0
Coefficiente de Poisson (ν_b) [-]	0.2	0.2
Porosidade (η_b) [%]	6.0	4.0
Permeabilidade (K_b) [m/s]	10^{-5}	10^{-5} , 10^{-6} e 10^{-7}

Tabela 6.5 – Propriedades da fundação

Identificação	Propriedades
Densidade (ρ_f) [kg/m ³]	2500
Módulo de elasticidade (E_f) [GPa]	15.0
Coefficiente de Poisson (ν_f) [-]	0.2
Porosidade (η_f) [%]	0.0
Permeabilidade (K_f) [m/s]	10^{-6} e 10^{-7}

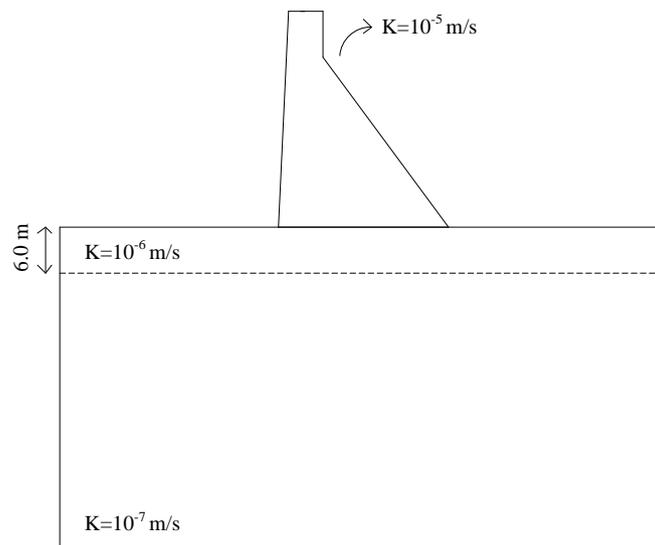


Figura 6.13 – Valores de permeabilidade antes do tratamento da barragem e fundação

A cortina de impermeabilização será composta por uma cortina de estanqueidade, com a qual se pretende reduzir a permeabilidade para valores na ordem do 10^{-7} m/s e outra cortina periférica, a jusante da cortina de estanqueidade, que se designa por faixa de transição, com a qual se pretende atingir uma permeabilidade de cerca de 10^{-6} m/s (Figura 6.14). Quanto aos valores de permeabilidade a utilizar no modelo, apenas houve preocupação em manter a diferença relativa entre as várias zonas, pois não há informação em relação aos caudais suficiente para uma calibração mais adequada. Assim, apesar dos valores de subpressão estarem coerentes, os caudais obtidos não são reais, tratando-se apenas de caudais numéricos suficientes para estabelecer o equilíbrio hidráulico do sistema.

Quanto ao sistema de drenagem, a cada 4.5m de desenvolvimento da barragem, serão instalados 5 drenos (Figura 6.14), sendo dois drenos instalados no corpo da barragem, dreno da barragem superior (DBS) e dreno da barragem inferior (DBI), cuja boca do furo, em ambos os casos, está localizada no paramento de jusante, e três drenos na fundação, sendo dois deles com a boca do furo localizada na galeria de drenagem, dreno da fundação superficial (DFS) e o dreno da fundação profunda (DFP), e por último o dreno de jusante (DJ) com a boca do furo localizada no paramento de jusante. As pressões indicadas na Figura 6.14 foram determinadas com base na cota da boca do furo, em que foi imposta uma pressão nula, com variação hidrostática para os restantes pontos, que coincidem com os nós hidráulicos, conforme a discretização da malha.

6.7.1. Diagramas de subpressão na base da barragem

A Figura 6.15 representa os diagramas de subpressão para os casos em que o escoamento foi considerado no maciço de fundação e no plano de fundação. Os valores de subpressão resultantes destes diagramas, obtidos por integração, estão indicados na Tabela 6.6. Nesta tabela encontram-se os valores absolutos da subpressão e os valores relativos, de acordo com o peso próprio da barragem por metro linear antes do tratamento (7941kN) e após o tratamento (8106kN). Para o modelo sem acoplamento, com as condições iniciais sem tratamento (A-F-NAC), o diagrama é praticamente linear, muito próximo da solução teórica triangular. Para o mesmo modelo, mas agora com acoplamento (A-F-AC), o valor da subpressão sofre um aumento importante e passa a representar cerca de 49% do peso próprio da barragem, em consequência do aumento de permeabilidade junto ao pé de montante.

Quando se considera o efeito da cortina de impermeabilização (D-F-AC-I), o valor da subpressão passa a representar cerca de 37% do peso próprio da barragem. Esta redução não é tão significativa pois a cortina reduz em apenas dez vezes a permeabilidade da fundação, de 10^{-6} m/s para 10^{-7} m/s, e de forma localizada, pelo que não introduz um gradiente significativo. Já a cortina de drenagem (D-F-AC-D) reduz significativamente o valor da subpressão, que passa a representar apenas 18% do peso próprio. A acção da cortina de impermeabilização em conjunto com a cortina de drenagem (D-F-AC-ID) apresenta uma subpressão resultante, cerca de 19% do peso próprio, muito semelhante

ao resultado obtido para o modelo que apresenta apenas a cortina de drenagem. Em ambos os casos, a acção do sistema de drenagem é preponderante.

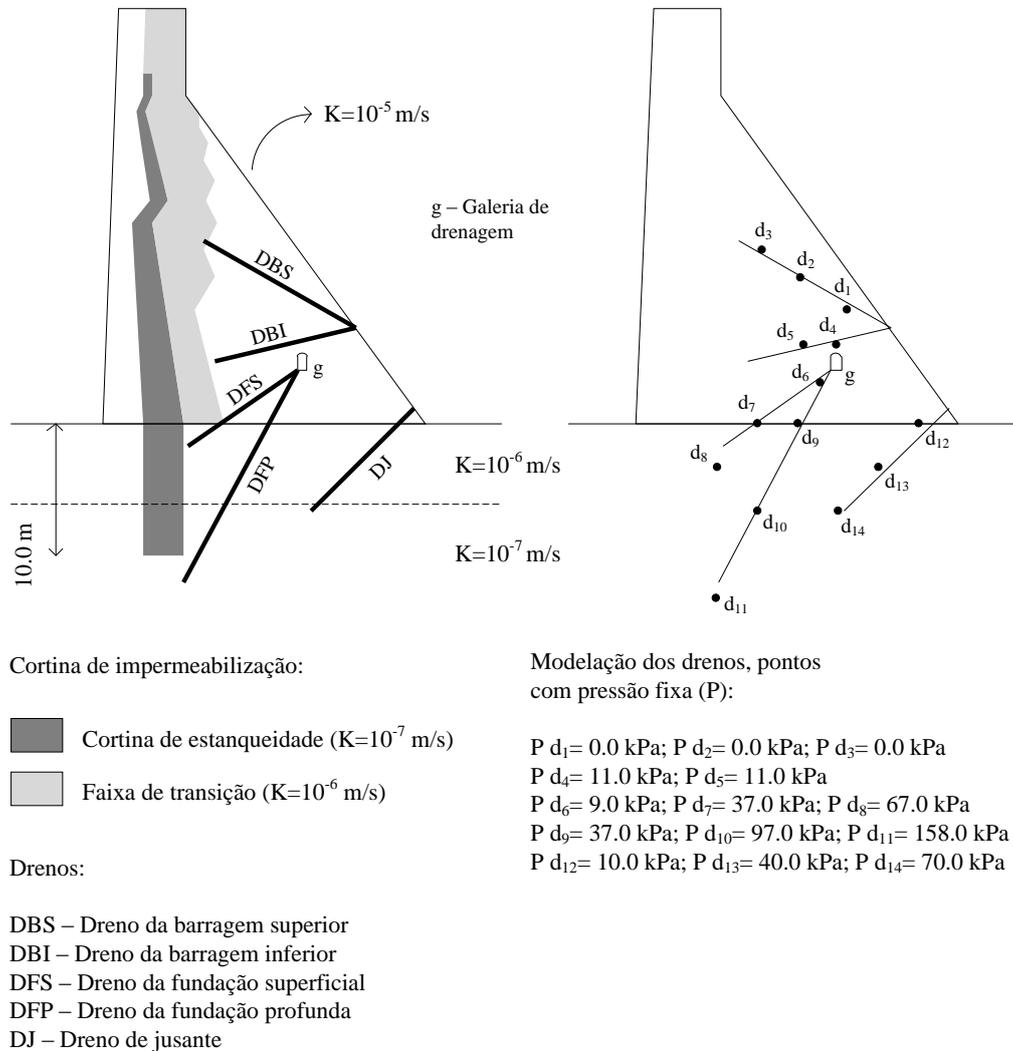


Figura 6.14 – Permeabilidade e sistema de drenagem após tratamento da barragem e fundação

Os diagramas de subpressão obtidos a partir dos modelos que consideram o escoamento na barragem e na fundação estão representados na Figura 6.16. Os respectivos valores de subpressão, obtidos por integração destes diagramas, constam da Tabela 6.6. Os comentários efectuados para os modelos com escoamento apenas pelo maciço de fundação são genericamente válidos para os modelos com escoamento pela barragem em conjunto com o maciço de fundação, apesar de neste último caso se verificar um aumento generalizado do valor das subpressões. No primeiro caso, o acesso da água ocorria fundamentalmente pelo plano de fundação e agora também ocorre pela barragem. Para a hipótese de acoplamento, antes do tratamento (A-BF-AC), o valor da subpressão passa a representar 52% do peso próprio da estrutura, enquanto a subpressão

para o modelo após tratamento, tendo em conta a presença das cortinas de impermeabilização e de drenagem é de 24% do peso próprio.

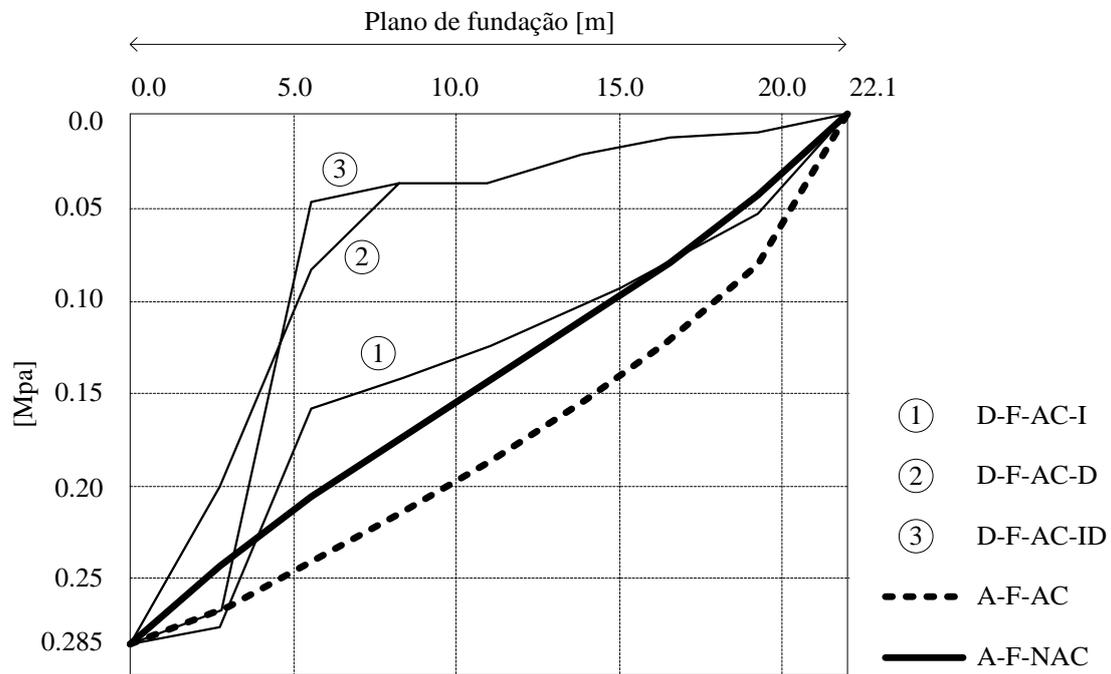


Figura 6.15 – Diagramas de subpressão resultantes dos modelos em que o escoamento ocorre apenas pelo maciço de fundação

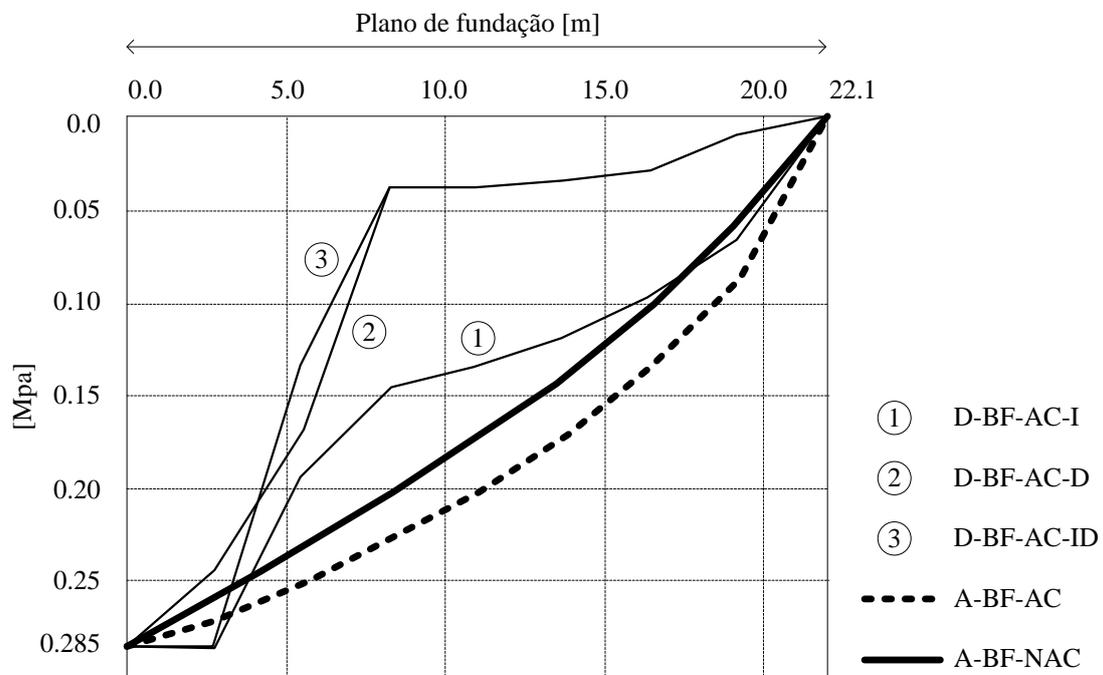


Figura 6.16 – Diagramas de subpressão resultantes dos modelos em que o escoamento ocorre pela barragem e pela fundação

Tabela 6.6 – Valores de subpressão, absolutos e relativos (em relação ao peso próprio da barragem)

Escoamento apenas pela fundação			Escoamento pela barragem e pela fundação		
Diagrama	Impulso [kN]	% Peso próprio	Diagrama	Impulso [kN]	% Peso próprio
Teórico	3143	40%			
A-F-NAC	3143	40%	A-BF-NAC	3593	45%
A-F-AC	3863	49%	A-BF-AC	4112	52%
D-F-AC-I	2963	37%	D-BF-AC-I	3241	40%
D-F-AC-D	1491	18%	D-BF-AC-D	1928	24%
D-F-AC-ID	1580	19%	D-BF-AC-ID	1942	24%

As Figura 6.17 e Figura 6.18 representam, respectivamente, a variação do potencial hidráulico dos modelos A-BF-AC e D-BF-AC-ID. No primeiro caso, Figura 6.17, o efeito do acoplamento na fundação é pouco significativo, e as curvas equipotenciais distribuem-se de forma uniforme nesta região. Verifica-se também a existência de escoamento pelo corpo da barragem, a partir do paramento de montante em direcção ao paramento de jusante, cuja trajectória se desenvolve perpendicularmente às curvas equipotenciais.

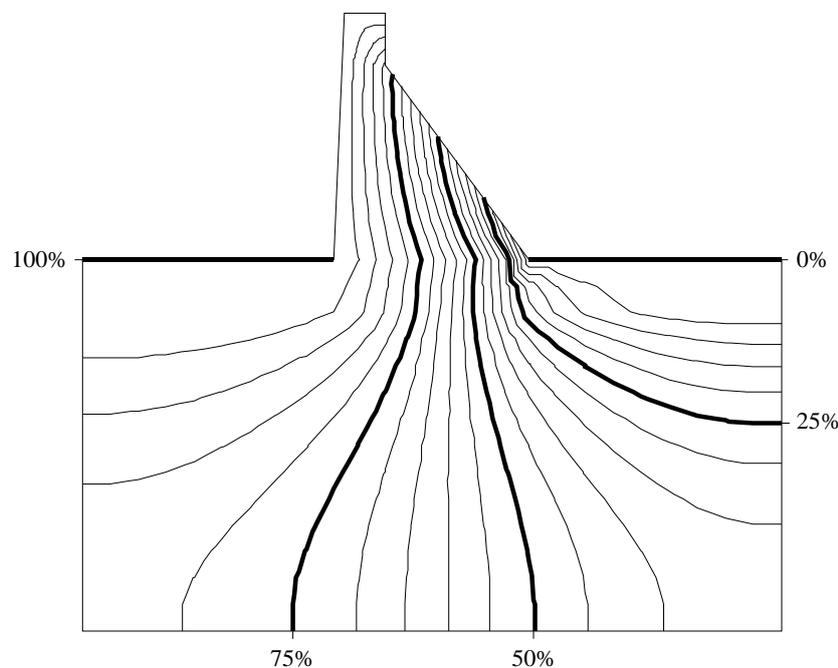


Figura 6.17 – Potencial hidráulico para o modelo A-BF-AC (escoamento com acoplamento, para as condições que se verificam antes do tratamento)

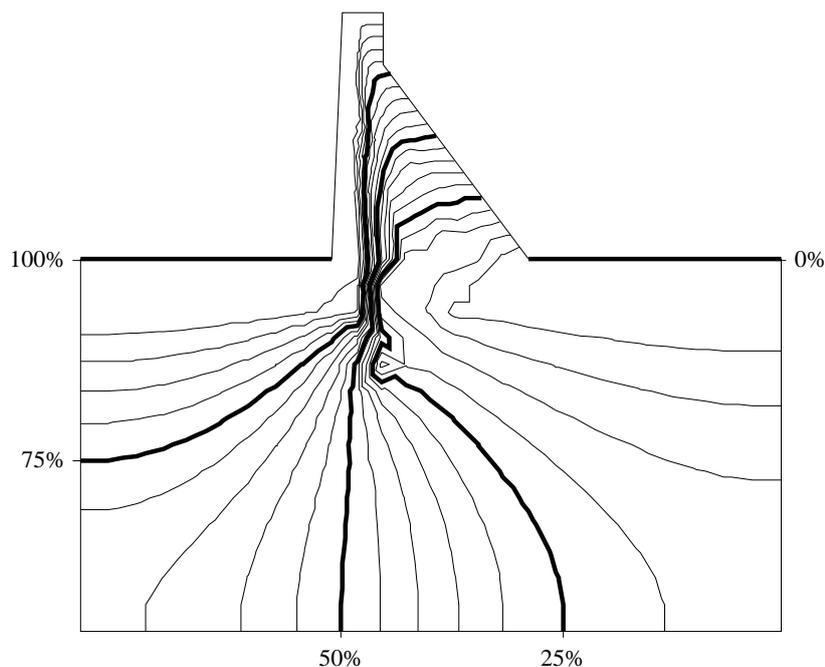


Figura 6.18 – Potencial hidráulico para o modelo D-BF-AC-ID (escoamento com acoplamento, para as condições que se verificam após o tratamento)

Em relação a Figura 6.18, observa-se a influência da cortina de impermeabilização e de drenagem na variação do potencial hidráulico. Ambas as cortinas impõem uma perda de energia importante, que se reconhece nas zonas onde as curvas equipotenciais se encontram muito próximas. A acção da cortina de drenagem modifica as condições de escoamento, como é claro no caso do dreno de fundação profunda (DFP) cujo ponto d_{11} (Figura 6.14) introduz uma descontinuidade nas curvas do potencial hidráulico.

De acordo com as fronteiras hidráulicas impostas, a água pode entrar no modelo pela base da albufeira a montante da barragem (PF_{MON}) e pelo paramento de montante (PAR_{MON}) e pode sair pela superfície do terreno a jusante da barragem (PF_{JUS}), pelo paramento de jusante (PAR_{JUS}) e pelo sistema de drenagem (SDRE). A Tabela 6.7 apresenta os valores destes caudais para alguns dos modelos analisados. Em relação aos caudais totais, a cortina de impermeabilização diminui o caudal, enquanto a cortina de drenagem aumenta o caudal, como previsível. Verifica-se também que, devido à grande permeabilidade da barragem, o caudal passa essencialmente pelo seu corpo, sendo residual o valor que escoia pela fundação. Este aspecto é alterado quando em presença do sistema de drenagem, que passa a recolher boa parte do caudal que se infiltra pela barragem e fundação. A partir da observação destes caudais, confirma-se o interesse da utilização conjunta da cortina de drenagem e da cortina de impermeabilização, pois assim consegue-se reduzir a subpressão e simultaneamente o caudal total. Fez-se de igual forma a análise da distribuição do caudal que escoia através dos drenos (Tabela 6.8), de onde se conclui que os drenos com maior volume de escoamento é o DBS (dreno de barragem superior) e o DFS (dreno de fundação superior).

Tabela 6.7 – Caudais e percentagens de caudais escoados pela barragem e pela fundação

	A-BF-AC	D-BF-AC-I	D-BF-AC-D	D-BF-AC-ID
Caudal total (l/min)	2150	496	3070	592
Entra - PF _{MON}	0 %	1 %	2 %	2 %
Entra - PAR _{MON}	100 %	99 %	98 %	98 %
Sai – PF _{JUS}	1 %	2 %	0 %	0 %
Sai – PAR _{JUS}	99 %	98 %	36 %	15 %
Sai - SDRE	-	-	64 %	85 %

Tabela 6.8 – Percentagens de caudais escoados pelo sistema de drenagem

	D-BF-AC-D	D-BF-AC-ID
DBS	40 %	35 %
DBI	12 %	4 %
DFS	38 %	44 %
DFP	8 %	10 %
DJ	2 %	7 %

Foram ainda efectuadas duas análises suplementares para o modelo D-BF-AC-ID, uma sem o dreno DBI e outra sem o dreno DJ, pois ambos apresentaram um caudal reduzido na análise original. No primeiro caso, em que não se considera o dreno DBI, o valor da subpressão mantêm-se praticamente o mesmo. O caudal, até então escoado pelo dreno DBI, foi distribuído equitativamente entre os drenos DBS e DFS. Conclui-se que o dreno DBI não parece ter um papel relevante na redução das pressões e, consequentemente, na segurança e no comportamento da estrutura. Em relação à segunda análise, que não apresenta o dreno DJ, verifica-se um aumento da subpressão em cerca de 4%. O caudal, até então escoado pelo dreno DJ, não transita para qualquer outro dreno, passando a escoar pelo paramento de jusante. Apesar de não colocar em causa a segurança global da estrutura, este aspecto poderá ter um impacto negativo a longo prazo, causando a degradação progressiva do material na zona junto ao pé de jusante, pelo que parece ser adequado manter o dreno DJ, conforme previsto em projecto.

6.7.2. Análise do cenário de deslizamento da barragem pelo plano de fundação

Com base nos resultados apresentados, procedeu-se a uma análise paramétrica da influência do ângulo de atrito da junta barragem-fundação para o cenário de deslizamento da barragem pelo plano de fundação.

A análise hidromecânica estática do cenário de deslizamento tem em conta o peso próprio da barragem, a pressão hidrostática no paramento de montante, com o nível da albufeira à cota do coroamento, e a subpressão decorrente da análise de escoamento. Admite-se que o plano de contacto barragem-fundação apresenta resistência nula à tracção, coesão nula e o ângulo de atrito decresce de forma progressiva ao longo da análise, até que se verifique a rotura. A ordem de aplicação das solicitações e alteração das propriedades estão representadas na Figura 6.19. Nesta figura, o quadro 3 representa a passagem da junta elástica barragem-fundação para não linear, através da mudança do valor da resistência à tracção e da coesão para zero, conforme já referido.

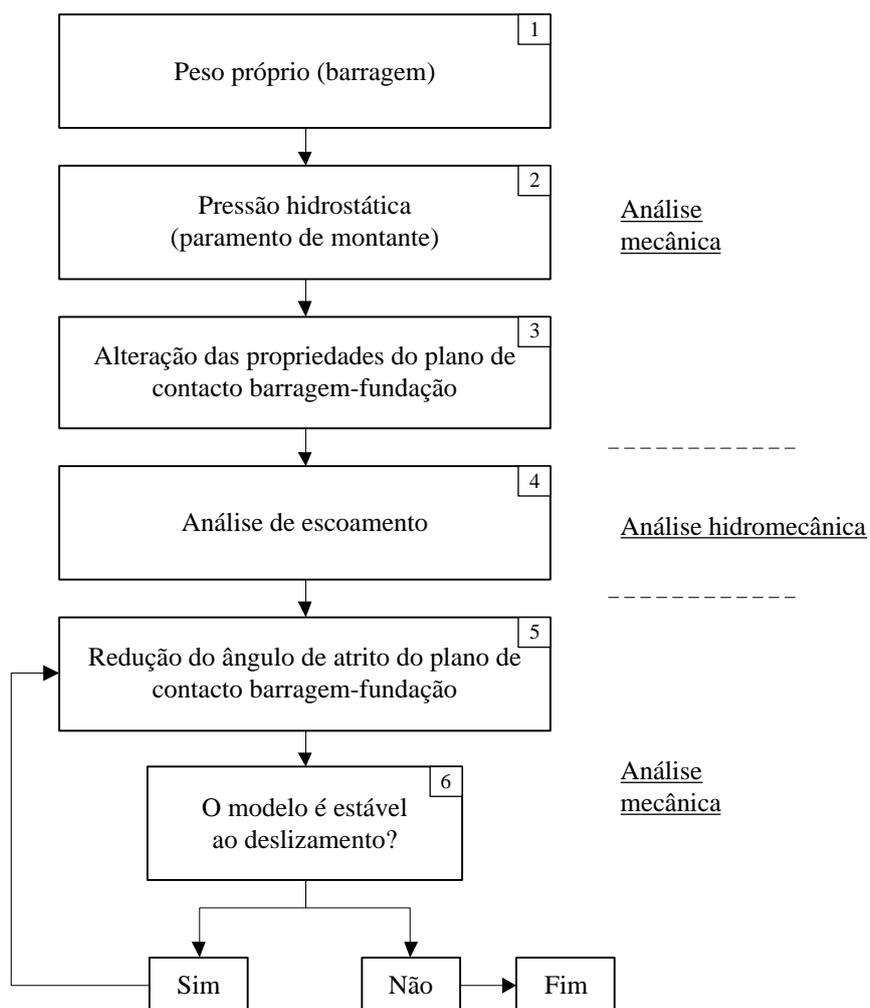


Figura 6.19 – Ordem de aplicação das solicitações e alteração das propriedades para a análise hidromecânica do cenário de deslizamento

Os resultados (Tabela 6.9) são coerentes pois, quanto maior o valor da subpressão, menor o factor de segurança ao deslizamento (FS), determinado com um ângulo de referência de 45°. Todos os modelos elaborados para as condições que se verificam após o tratamento da barragem, apresentam factores de segurança superiores à unidade, obtendo-se o valor de 1.5 para o modelo D-BF-AC-ID. Os restantes modelos elaborados

de acordo com as condições que se verificam antes do tratamento, nomeadamente os que incluem o acoplamento, podem ser avaliados com mais detalhe através de modelos tridimensionais. Com modelos tridimensionais é possível ter em conta o efeito de arco que se estabelece mesmo em barragens cuja implantação em planta é linear, o que pode ser suficiente para garantir a segurança da estrutura.

Tabela 6.9 – Análise ao deslizamento (ϕ_{arot} - Menor ângulo de atrito para o qual se verifica a estabilidade da estrutura, ϕ_{rot} - Ângulo de atrito que provoca a rotura)

Escoamento apenas pela fundação				Escoamento pela barragem e pela fundação			
Diagrama	ϕ_{arot}	ϕ_{rot}	FS_{DES}	Diagrama	ϕ_{arot}	ϕ_{rot}	FS_{DES}
A-F-NAC	40°	39°	1.2	A-BF-NAC	42°	41°	1.1
A-F-AC	43°	42°	1.1	A-BF-AC	45°	44°	1.0
D-F-AC-I	37°	36°	1.3	D-BF-AC-I	39°	38°	1.2
D-F-AC-D	31°	30°	1.7	D-BF-AC-D	33°	32°	1.5
D-F-AC-ID	32°	31°	1.6	D-BF-AC-ID	33°	32°	1.5

6.7.3. Análise sísmica para o cenário de deslizamento

Fez-se a análise sísmica da barragem para as condições após tratamento, com base no modelo D-BF-AC-ID (D-BF-AC-ID-S). Foi considerado apenas o cenário de deslizamento da barragem pelo plano de fundação tendo em conta o sismo máximo de projecto. O respectivo ficheiro de dados consta do Anexo 3.

Inicialmente determinaram-se as frequências próprias da estrutura, para um modelo elástico com fundação sem massa, para o qual se teve em conta o efeito hidrodinâmico da albufera. As três primeiras frequências (Figura 6.20) apresentam valores de 6.7Hz, 15.8Hz e 20.1Hz.

Os cálculos foram repetidos para a hipótese da barragem estar saturada, dando origem a uma massa adicional de 13000 kg, de acordo com a porosidade de 4% prevista após tratamento. As frequências próprias e os modos de vibração não se alteraram, pelo que, neste caso particular, este efeito não se faz notar. Isto ocorre porque o aumento da massa, devido à saturação, é marginal. Como as barragens são meios descontínuos, este aspecto nem sempre é negligenciável.

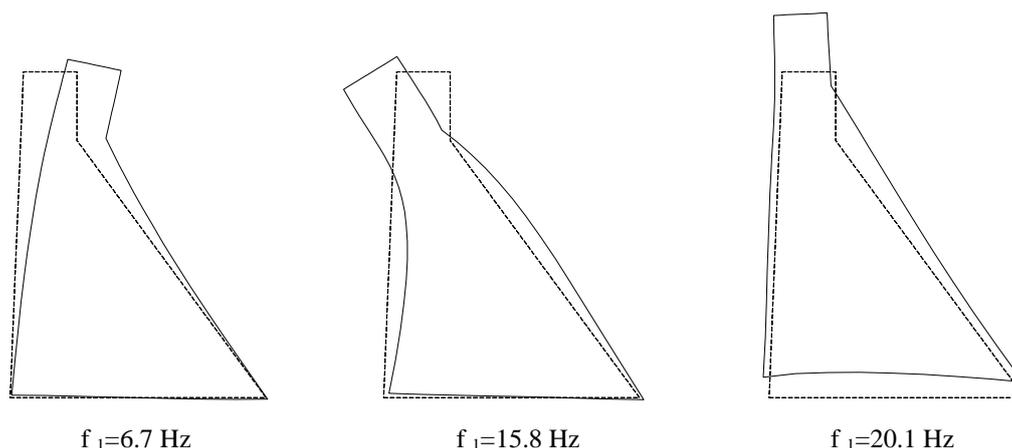


Figura 6.20 – Frequências próprias [Hz] e modos de vibração

O modelo está representado na Figura 6.21 e a ordem de aplicação das solicitações e alteração das propriedades é em tudo semelhante ao indicado na Figura 6.19, até ao Quadro 4, a partir do qual as tensões com origem no escoamento são congeladas, permanecendo constantes durante a análise sísmica. As condições de fronteira, estabelecidas durante a análise estática, são convertidas em forças exteriores e adicionadas aos respectivos graus de liberdade.

As novas condições do tipo *free-field* são aplicadas. Como descrito no Capítulo 5, este tipo de fronteira permite simular o estado de tensão equivalente ao meio infinito, absorver as ondas reflectidas pela superfície da fundação e pela estrutura e, simultaneamente, impor o sinal da acção sísmica de acordo com o instante e localização do grau de liberdade em causa. Foi aplicado o amortecimento de Rayleigh, apenas com a parcela proporcional à massa. O coeficiente de amortecimento relativo foi de 5%, conformado sugerido no EC8 (2010), centrado na frequência de 14.2Hz, equivalente à média das primeiras três frequências próprias da estrutura.

No âmbito do projecto de reabilitação, foi elaborado um estudo sismológico do local onde se encontra inserida a barragem. A aceleração máxima, estimada em 180cm/s^2 para o sismo máximo de projecto, foi avaliada por via determinística, de acordo com a magnitude máxima expectável, distância ao epicentro e a existência de falhas activas. Com base neste estudo foram escalados os cinco acelerogramas utilizados no Capítulo 5, cuja duração é de 20s.

Para cada sismo foram efectuadas duas análises. Na primeira análise, o mesmo acelerograma é aplicado na direcção transversal e na direcção longitudinal, sendo esta última parcela afectada de uma redução de um terço ($H+2/3V$). Na segunda análise, o mesmo acelerograma também é aplicado em ambas as direcções, porém a parcela normal tem o sentido invertido ($H-2/3V$). Conforme já referido, a utilização do mesmo sinal em ambas as direcções não é um critério habitual, porém foi utilizado neste caso, pois parece ser a hipótese mais gravosa.

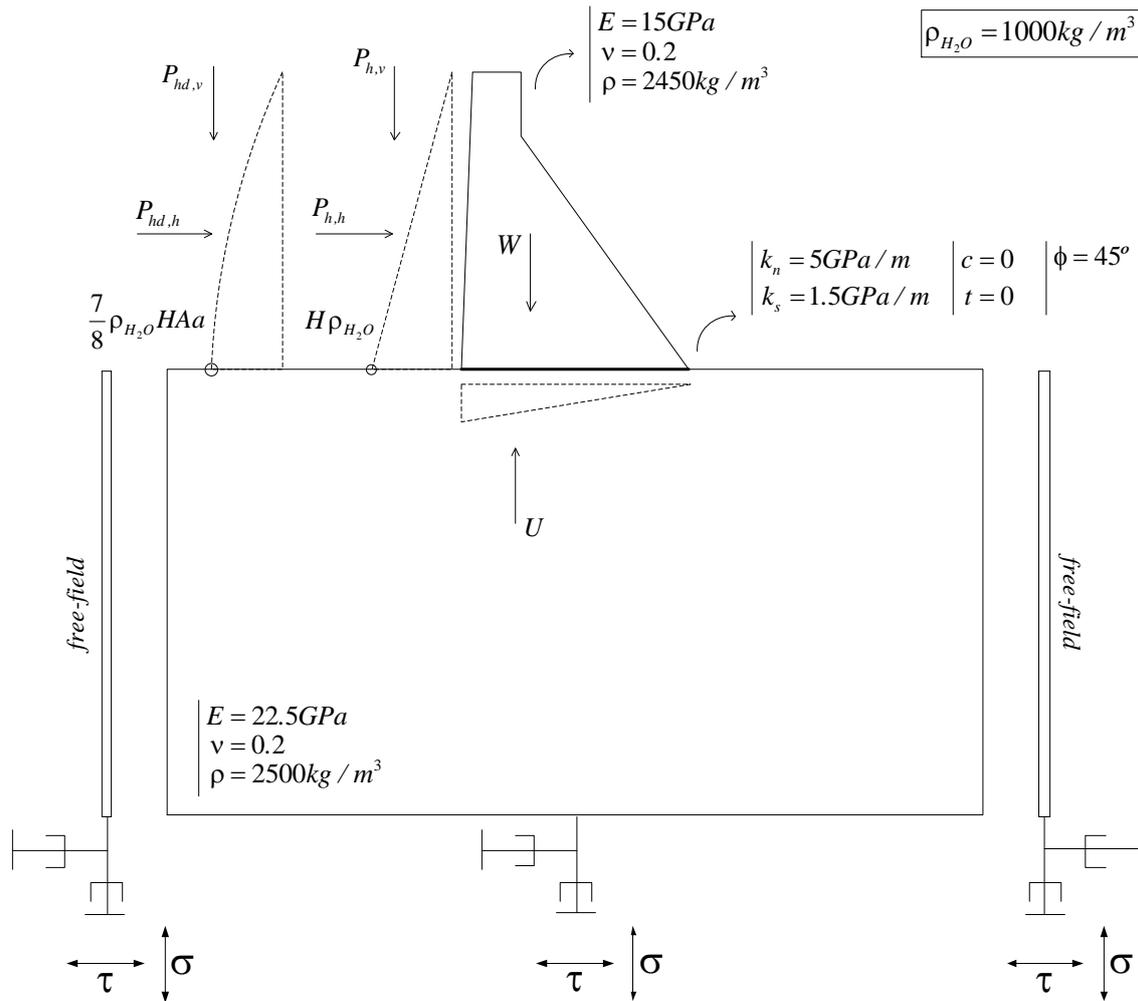


Figura 6.21 – Características do modelo utilizado para a análise sísmica da barragem

Os resultados obtidos estão representados na Figura 6.22, onde constam as histórias de deslizamento do ponto junto ao pé de montante, para as dez combinações analisadas. O sismo que apresenta maior deslizamento é a combinação $H_5+2/3V_5$, com um deslizamento final de cerca de 2.5cm.

Valores nesta ordem de grandeza podem, eventualmente, danificar parcialmente as cortinas de impermeabilização e drenagem, mas não colocam em causa a estabilidade global da estrutura. Na realidade, não existe um limite de deslizamento admissível, a avaliação deve ser feita de forma criteriosa de acordo com as características de cada obra.

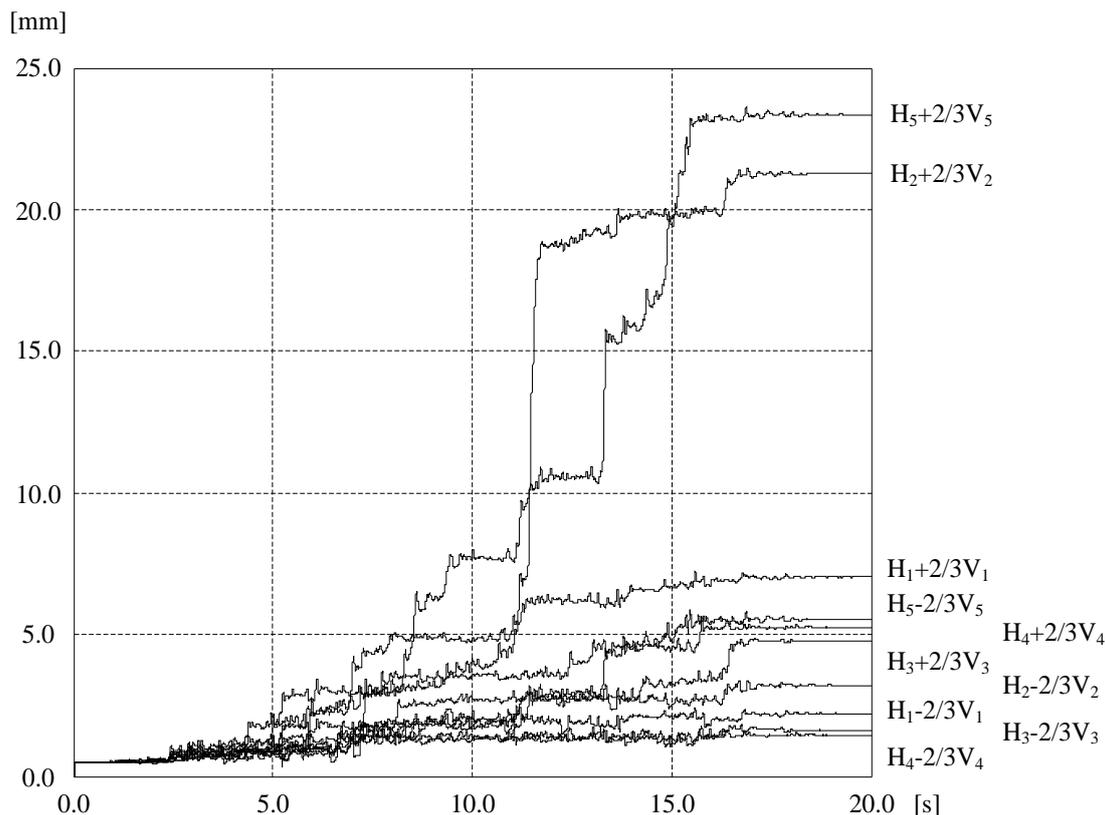


Figura 6.22 – Deslizamento da barragem pelo plano de fundação (ponto junto ao pé de montante)

6.8. Conclusões

A solução numérica elaborada cumpre os objectivos propostos, pois permite o desenvolvimento da análise estática e dinâmica dos cenários de rotura, de forma integrada com a análise de escoamento. Esta integração é potencializada pela sobreposição e correspondência entre a estrutura de dados do modelo hidráulico com a estrutura de dados do modelo mecânico.

O modelo de dados atende de forma adequada à modelação de barragens gravidade e das cortinas de impermeabilização e de drenagem. Os drenos são modelados a partir dos nós hidráulicos, ao longo dos pontos coincidentes com o alinhamento do furo, e a cortina de impermeabilização a partir dos canais de escoamento, numa zona mais abrangente, ao longo do desenvolvimento da cortina, de acordo com o que se passa na realidade

Outro aspecto importante é a capacidade de considerar o acoplamento hidromecânico completo, pois os resultados obtidos demonstram que por vezes os métodos simplificados podem estar a subestimar o valor da subpressão total.

Em relação ao caso de aplicação, as análises efectuadas permitem concluir o quanto é importante considerar o escoamento pelo corpo da barragem, principalmente no caso de

esta apresentar permeabilidade elevada, devido ao aumento que se verifica na subpressão total. Os resultados permitem também confirmar a acção complementar das cortinas de impermeabilização e drenagem, como uma solução global que simultaneamente reduz a subpressão e o caudal escoado. Conclui-se ainda que o projecto de reabilitação proposto para a Barragem da Póvoa, avaliado através das análises apresentadas, garante a segurança estrutural da barragem, mesmo perante a acção sísmica.

7. Reparação de barragens por meio de ancoragens passivas

7.1. Introdução

A utilização de ancoragens em barragens é uma prática relativamente corrente (e.g. Bremen et al. 2004), inclusive no caso particular das barragens gravidade em alvenaria (e.g. Wittke et al. 2003). A sua utilização tem-se verificado nos casos de reparação, reforço e alteamento. Normalmente recorre-se a ancoragens activas pós-tensionadas. A aplicação de ancoragens activas, constituídas por cabos de aço, tem por objectivo a melhoria do comportamento estático e dinâmico das barragens, a redução das tensões de tracção, o controle do processo de fissuração e a redução da permeabilidade do sistema barragem-fundação. Habitualmente as ancoragens activas desenvolvem-se desde a fundação até ao coroamento, pelo que a aplicação da tensão faz aumentar significativamente a componente vertical das forças resistentes. Caso sejam aplicadas a partir do paramento de jusante, as ancoragens fazem aumentar a componente vertical e também a componente horizontal das forças resistentes. Após a instalação das ancoragens, os respectivos furos podem ser injectados com calda. Esta solução protege a ancoragem contra a corrosão, que passa a estar fixa à estrutura ao longo de todo o seu cumprimento. Caso não se opte pela injeção com calda, a ancoragem não beneficia dos referidos aspectos, porém, em contrapartida, o seu estado de tensão pode ser monitorizado ao longo do tempo e assim pode ser alvo de ajustamentos.

Outro tipo de ancoragem utilizada em barragens é a ancoragem passiva. Os objectivos da sua utilização não são tão abrangentes como no caso das ancoragens activas. As ancoragens passivas são constituídas por barras de aço que funcionam fundamentalmente por corte (Azuar 1979; Haas 1976; Pells 1974). Por este motivo são instaladas perpendicularmente ao plano no qual se pretende melhorar a capacidade resistente. Estes planos de descontinuidade podem ser o plano de contacto barragem-fundação, outras descontinuidades localizadas no maciço de fundação ou mesmo fissuras localizadas no corpo da barragem. As ancoragens passivas são normalmente aplicadas em pequenas barragens (até 7m de altura), incluindo pilares de suporte de comportas (Bretas et al. 2010c). Em grandes barragens, as ancoragens passivas são aplicadas localmente para fins de reparação e reforço, com o objectivo de melhorar a resposta da estrutura perante as combinações usuais e não-usuais de acções (Bretas et al. 2011). As ancoragens passivas apresentam a particularidade de só entrarem em funcionamento após se verificar um ligeiro deslizamento inicial ao longo do plano onde se encontram instaladas. Em termos de modelação, é necessário ter em conta que este deslizamento inicial não é elástico (Stefan e Léger 2010), o que provavelmente origina a redução das propriedades iniciais da descontinuidade rocha-rocha, betão-rocha ou betão-betão, ou alvenaria, conforme o caso.

Para além de trabalhar por corte, as ancoragens passivas respondem também às solicitações de tracção e compressão e, em ambos os casos, apresentam um

comportamento tensão-deformação semelhante. Isto não ocorre em relação às ancoragens activas que, conforme se compreende, foram concebidas para trabalhar à tracção, apesar de apresentarem alguma resistência ao corte. Para além do fenómeno de arrancamento junto à zona de selagem (Wyllie 1999), que não é abordado nesta tese, uma das formas de verificação da integridade da ancoragem, é a partir da fórmula de interacção da força axial (T_a) e da força de corte da ancoragem (V_a),

$$\left(\frac{T_a}{T_{a,max}}\right)^2 + \left(\frac{V_a}{V_{a,max}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.1)$$

T_a Força de tracção na ancoragem;

$T_{a,max}$ Força de tracção limite;

V_a Força de corte na ancoragem;

$V_{a,max}$ Força de corte limite.

A possibilidade da ancoragem ser afectada por um processo de corrosão também deve ser tido em conta como um factor de redução da capacidade resistente da ancoragem. O fenómeno de fadiga do material normalmente não é relevante, pois o nível de tensões instaladas, bem como as variações que se verificam, são reduzidos. O espaçamento das ancoragens ao longo da estrutura deve ser avaliado consoante a resistência do material e a dimensão dos blocos, quando existem juntas de contracção. O espaçamento varia normalmente entre os 2.0 e os 5.0m. Em termos de custos, o valor mais relevante é a operação de furação e não o material colocado.

Na comparação directa entre as ancoragens activas e passivas e preciso salientar que as ancoragens activas apresentam vantagens associadas ao controle da fissuração e ao aumento significativa da tensão de compressão no plano de inserção da barragem, o que faz aumentar a parcela resistente devido ao atrito. Em contrapartida, as ancoragens passivas são mais eficazes em relação ao aumento da resistência ao corte, bem como na facilidade de instalação e no respectivo custo (Stefan e Léger 2010). Outra vantagem das ancoragens passivas refere-se ao facto de que a concentração de tensões que se verifica em consequência de a sua instalação ser reduzida, o que não ocorre em relação as ancoragens activas. A utilização de ancoragens activas deve ser precedida do reforço das zonas de betão ou alvenaria onde elas serão aplicadas.

Em relação à modelação numérica, a ancoragem activa pode ser considerada através de uma força aplicada, com a direcção do seu desenvolvimento. Esta solução só é admissível caso possa ser desprezado o efeito de aderência entre o aço e o betão ou alvenaria, bem como a variação da tensão no aço consoante a deformação da estrutura. Quanto às ancoragens passivas, as forças resultantes variam de acordo com a rigidez relativa dos materiais e com o deslizamento entretanto ocorrido. No âmbito desta tese, foi desenvolvido um método de cálculo que permite analisar o comportamento das ancoragens passivas de forma integrada com o modelo de elementos discretos já apresentado, tanto em termos estáticos (Capítulo 4) como dinâmicos (Capítulo 5). O

comportamento das ancoragens activas encontra-se fora do âmbito da presente tese, uma vez que, para fins de reforço da estabilidade global da estrutura, a sua modelação pode ser efectuada através aplicação de forças externas equivalentes.

A modelação de ancoragens no contexto dos elementos discretos apresenta várias vantagens em relação aos elementos finitos. Conforme já referido, o método dos elementos discretos permite a modelação explícita das descontinuidades, para as quais podem ser associados modelos constitutivos simplificados, não havendo a necessidade de implementar qualquer esquema de alteração na malha original ou de alterar localmente as propriedades ou o modelo constitutivo.

7.2. Modelação numérica das ancoragens passivas

A Figura 7.1 representa o caso típico de uma pequena barragem com perfil descarregador, onde estão identificadas as principais acções. Neste caso admite-se a hipótese de fissuração na base e da actualização da subpressão nesta zona.

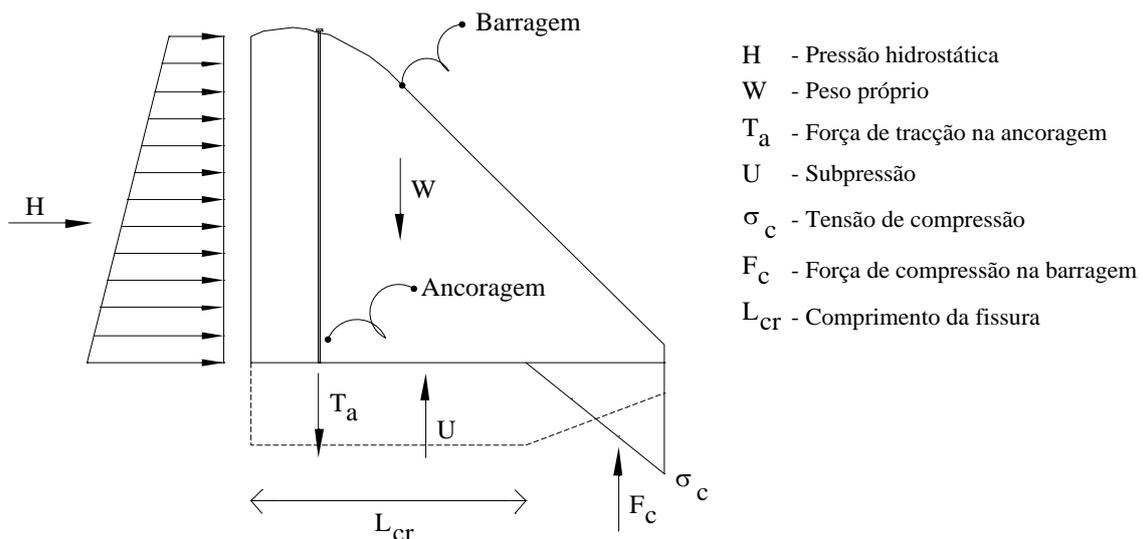


Figura 7.1 – Barragem gravidade com ancoragem passiva

O comportamento ao corte pode ser avaliado através de um modelo em que a rigidez tangencial da ancoragem e a rigidez tangencial da fundação são representados através de duas molas em paralelo (Figura 7.2). As reacções ao corte da ancoragem e da fundação são dadas por,

$$V_a = \frac{HK_{s,a}}{K_{s,a} + K_{s,c}} \quad (7.2)$$

$$V_c = \frac{HK_{s,c}}{K_{s,a} + K_{s,c}} \quad (7.3)$$

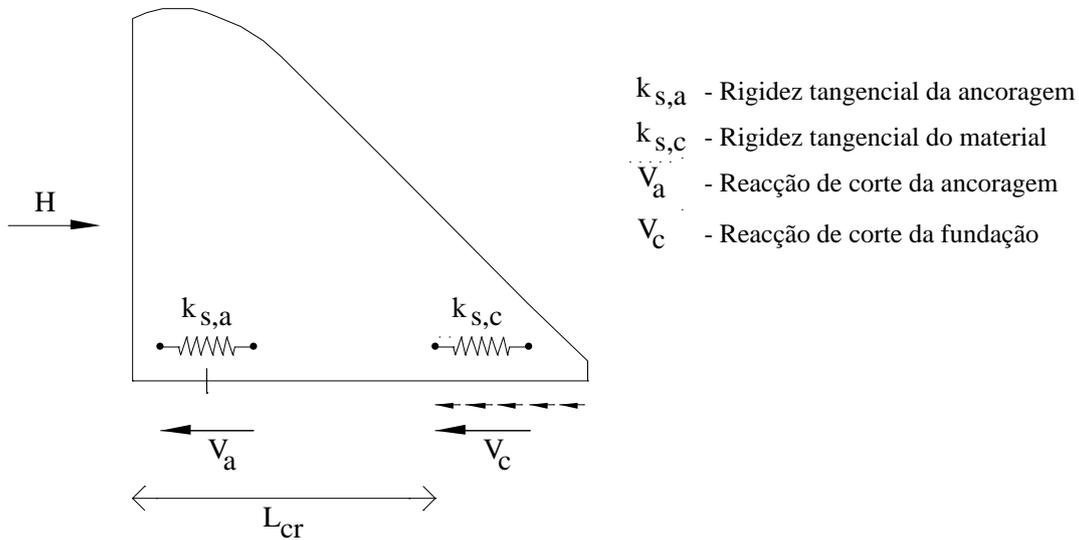


Figura 7.2 – Reacção de corte na ancoragem e na fundação

Conforme já referido, o comportamento da ancoragem depende do deslizamento no plano de descontinuidade e da rigidez relativa do aço e da fundação. Dada a complexidade do problema, interessa então recorrer a um método numérico, como o método dos elementos discretos, de forma a tratar estes fenómenos de forma integrada. Foi desenvolvido um modelo de reforço, designado por “reforço axial”, em que as forças instaladas na ancoragem são determinadas a partir do deslocamento relativo entre os dois pontos que definem a ancoragem. A constituição de um reforço axial inicia-se com a determinação dos pontos inicial (P_i) e final (P_f), a partir dos quais são contabilizados os deslocamentos relativos. Os pontos P_i e P_f são fornecidos em coordenadas segundo um referencial global. Em primeiro lugar é necessário identificar os blocos onde irão se localizar ambos os pontos, P_i e P_f . Tomando como exemplo o P_i , pois o procedimento para o P_f é análogo, a identificação do bloco é feita através da contabilização das áreas A_1 a A_4 , identificadas na Figura 7.3, ou A_1 a A_3 caso o bloco seja triangular. Tomando os vértices V_1 a V_4 (ou V_3) no sentido anti-horário, caso as referidas áreas tenham todos valores positivos, então o ponto encontra-se no interior do elemento.

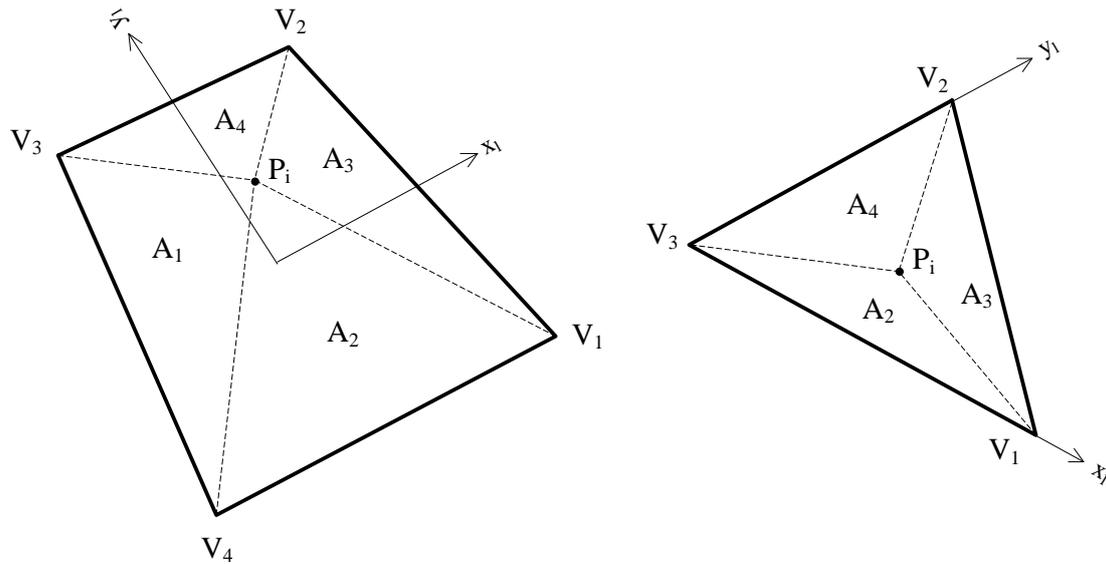


Figura 7.3 – Determinação das coordenadas locais do ponto P_i

Numa segunda fase é necessário determinar as coordenadas locais dos pontos P_i e P_f , relativos aos eixos locais dos elementos onde os pontos estão localizados. Para P_i , a partir das áreas A_1 a A_4 , as coordenadas locais para os elementos quadrangulares são dadas por (Heinstein et al. 1993),

$$x_{i,l} = 2 \frac{A_1}{A_1 + A_3} - 1 \quad (7.4)$$

$$y_{i,l} = 2 \frac{A_2}{A_2 + A_4} - 1 \quad (7.5)$$

$x_{i,l}, y_{i,l}$ Coordenadas locais.

E para os elementos triangulares,

$$x_{i,l} = \frac{A_4}{A_2 + A_3 + A_4} \quad (7.6)$$

$$y_{i,l} = \frac{A_2}{A_2 + A_3 + A_4} \quad (7.7)$$

As funções de forma, novamente para P_i , para os elementos com quatro vértices, são dadas por,

$$N_{1,i} = \frac{1}{4} (1 + x_{i,l}) (1 - y_{i,l}) \quad (7.8)$$

$$N_{2,i} = \frac{1}{4}(1+x_{i,l})(1+y_{i,l}) \quad (7.9)$$

$$N_{3,i} = \frac{1}{4}(1-x_{i,l})(1+y_{i,l}) \quad (7.10)$$

$$N_{4,i} = \frac{1}{4}(1-x_{i,l})(1-y_{i,l}) \quad (7.11)$$

$N_{n,i}$ Função de forma para P_i , relativa ao vértice n.

E para os elementos triangulares,

$$N_{1,i} = x_{i,l} \quad (7.12)$$

$$N_{2,i} = y_{i,l} \quad (7.13)$$

$$N_{3,i} = 1 - x_{i,l} - y_{i,l} \quad (7.14)$$

Com base nas funções de forma é possível determinar as coordenadas globais dos pontos P_i e P_f , e compará-las com as coordenadas originais. Dos testes efectuados, o método utilizado permite obter um nível de aproximação adequado, uma vez que os blocos são pouco deformáveis. Para além dos aspectos relacionados com a geometria, é necessário definir as propriedades, nomeadamente a rigidez axial, a rigidez tangencial, a força axial máxima, a força tangencial máxima, a deformação axial máxima e a deformação tangencial máxima. Caso se pretenda assumir um comportamento elástico, devem ser adoptados valores elevados para os últimos quatro parâmetros. As rigidezes são definidas utilizando unidades de força, e não de tensão. O reforço pode ser introduzido no modelo a qualquer momento da análise. Existe a possibilidade de, logo após a sua constituição, entrar em funcionamento ou, em alternativa, o reforço só entrar no cálculo numa fase posterior. Neste último caso, antes de entrar em acção, os parâmetros de definição da ancoragem são reinicializados. Ou seja, tanto as coordenadas como a orientação são actualizadas a partir dos deslocamentos entretanto verificados e as forças iniciam-se do zero com a configuração actual.

Os reforços do tipo axial surgem no ciclo de cálculo durante a fase de determinação dos deslocamentos relativos, associados aos deslocamentos que verificaram até ao passo de cálculo imediatamente anterior, e na fase de aplicação das forças com origem nos reforços. Duas estratégias podem ser seguidas: (i) a primeira corresponde à determinação dos deslocamentos incrementais sendo a força incremental adicionada às forças externas ou, em alternativa, (ii) as forças são determinadas com base nos deslocamentos totais, sendo então as forças do reforço adicionadas às forças de contacto. Optou-se por implementar a segunda solução por ser, em termos computacionais, a mais simples. Para o cálculo dos deslocamentos relativos, são determinadas as velocidades do ponto inicial e final da ancoragem, a partir dos vértices

que definem o bloco onde estes pontos se localizam. Para o ponto P_i , as velocidades são determinadas a partir de,

$$v_{x,i} = \sum_{n=1}^4 N_{n,i} v_{x,n} \quad (7.15)$$

$$v_{y,i} = \sum_{n=1}^4 N_{n,i} v_{y,n} \quad (7.16)$$

$v_{x,i}$, $v_{y,i}$ Velocidades no ponto i ;
 $v_{x,n}$, $v_{y,n}$ Velocidades no vértice n .

A seguir são determinadas as velocidades relativas e os respectivos deslocamentos relativos,

$$v_{x,rel} = v_{x,f} - v_{x,i} \quad (7.17)$$

$$v_{y,rel} = v_{y,f} - v_{y,i} \quad (7.18)$$

$$\Delta x = \Delta x + v_{x,rel} \Delta t \quad (7.19)$$

$$\Delta y = \Delta y + v_{y,rel} \Delta t \quad (7.20)$$

$v_{x,rel}$, $v_{y,rel}$ Velocidades relativas;
 Δx , Δy Deslocamentos relativos;
 Δt Passo de cálculo.

As forças são determinadas segundo a direcção normal e tangencial da ancoragem, pois as propriedades estão definidas segundo estas direcções. A actualização da orientação da ancoragem é feita em cada passo, a partir dos deslocamentos determinados até ao passo de cálculo imediatamente anterior. As forças são determinadas da seguinte forma,

$$f_a = K_a (\Delta x n_0 + \Delta y n_1) \quad (7.21)$$

$$f_s = K_{s,a} (\Delta x s_0 + \Delta y s_1) \quad (7.22)$$

f_a , f_s Forças normal e tangencial;
 n_0 , n_1 Direcção normal;
 s_0 , s_1 Direcção tangencial.

Os valores obtidos são verificados segundo os limites máximos em relação às forças e às deformações. Caso algumas das restrições impostas às forças seja ultrapassado, as forças são reduzidas para os valores de referência. Caso se ultrapasse alguma das restrições em relação as deformações, então a ancoragem é eliminada, pois considera-se que neste caso o reforço entra em rotura.

Após eventuais correcções são então determinadas as forças finais a serem aplicadas no ponto inicial e final da ancoragem, segundo o referencial global de coordenadas,

$$f_{x,i} = (f_{ax}n_0 + f_s s_0) \quad (7.23)$$

$$f_{y,i} = (f_{ay}n_1 + f_s s_1) \quad (7.24)$$

$$f_{x,f} = -f_{x,i} \quad (7.25)$$

$$f_{y,f} = -f_{y,i} \quad (7.26)$$

$f_{x,i}$, $f_{y,i}$ Forças finais aplicadas no ponto P_i ;

$f_{x,f}$, $f_{y,f}$ Forças finais aplicadas no ponto P_f .

Como os pontos que definem o reforço provavelmente não coincidem com qualquer dos vértices dos respectivos blocos, é necessário transferir as forças para estes vértices, onde serão então somadas às restantes forças. Esta distribuição é feita com base nas funções de forma. Por exemplo, em relação ao ponto inicial, as forças são dadas por,

$$f_{x,n} = N_{n,i} f_{x,i} \quad (7.27)$$

$$f_{y,n} = N_{n,i} f_{y,i} \quad (7.28)$$

$f_{x,n}$, $f_{y,n}$ Forças finais associadas ao vértice n .

Para a determinação da rigidez tangencial, uma das hipóteses é considerar a ancoragem como uma viga curta (St. John e Van Dillen 1983),

$$K_{s,a} = \frac{3E_a I}{2L_d^3} \quad (7.29)$$

$K_{s,a}$ Rigidez tangencial da ancoragem;

E_a Módulo de elasticidade da ancoragem;

I Momento de inércia da ancoragem;

L_d Comprimento efectivo de flexão da ancoragem.

Caso se pretenda ter em conta o efeito da calda de cimento que foi injectada no furo, pode se recorrer a formulação proposta por Lorig (1985),

$$K_{s,a} = E_a I \beta^3 \quad (7.30)$$

$$\beta = \left(\frac{K}{4E_b I} \right)^{1/4} \quad (7.31)$$

$$K = \frac{2E_g}{\left(\frac{d_1}{d_2} - 1\right)} \quad (7.32)$$

E_g Módulo de elasticidade da calda de cimento;

d_1 Diâmetro da ancoragem;

d_2 Diâmetro do furo.

A rigidez axial pode ser estimada através de,

$$K_a = \frac{AE_a}{L_d} \quad (7.33)$$

K_a Rigidez axial da ancoragem;

A Área da secção transversal da ancoragem.

Outro aspecto a considerar, quando da instalação das ancoragens, refere-se à determinação do passo de cálculo. A ancoragem introduz uma rigidez suplementar que pode ser significativa e que deve ser tida em conta para a determinação ou actualização do passo de cálculo. Para este fim, a rigidez global do reforço é estimada por,

$$K_{a+s} = K_a + K_{s,a} \quad (7.34)$$

K_{a+s} Rigidez global.

A rigidez é distribuída pelos vértices que definem aos blocos onde os pontos P_i e P_f se localizam. Esta distribuição é feita com base nas funções de forma. Para o ponto P_i , a distribuição ao vértice n é dado por,

$$K_{a+s,n} = N_{n,i} K_{a+s} \quad (7.35)$$

$K_{a+s,n}$ Rigidez suplementar atribuída ao vértice n .

7.3. Actualização automática da subpressão

Conforme já referido no Capítulo 3, alguns regulamentos sugerem que o valor da subpressão seja actualizado ao longo da análise, conforme a abertura da fissura. Esta actualização é realizada de forma natural caso se esteja a efectuar uma análise hidromecânica. Caso contrário, existe a possibilidade desta actualização se realizar de forma manual, havendo a necessidade que o comprimento da fissura seja determinado previamente. Foi desenvolvida uma ferramenta que permite efectuar esta operação de forma automática. O procedimento baseia-se na parametrização do plano de contacto barragem-fundação. A criação desta superfície é feita através da indicação dos lados dos blocos e dos contactos, através do material da junta, que devem considerados. Os lados

são utilizados para a definição geométrica da superfície, enquanto os contactos são utilizados para a verificação da propagação da fissura e, simultaneamente, para aplicação das novas tensões. A partir da análise dos lados é determinado o comprimento total do plano e as respectivas coordenadas mínimas (x_{\min} e y_{\min}) e coordenadas máximas (x_{\max} , y_{\max}) do plano. É também estabelecida a ordenada de referência (x_{ref}) através da qual irá se controlar o desenvolvimento da fissura. Para o caso geral em que o sentido montante-jusante corresponde ao sentido de crescimento do eixo das ordenadas, o x_{ref} inicial será igual à x_{\min} . O estado de tensão em cada contacto é verificado em relação à tensão limite definida para o material de junta. Se o limite é ultrapassado em subcontactos que estejam mais a jusante que x_{ref} , então x_{ref} assume este novo valor. A subpressão inicial, cujas tensões e os gradientes iniciais são guardados na estrutura de dados da superfície, é então actualizada de acordo com o novo x_{ref} . A análise fica concluída após se alcançar um estado de equilíbrio para o qual não se verifique a evolução da fissura.

7.4. Exemplo de aplicação de ancoragens passivas a uma pequena barragem localizada no Canadá

O primeiro exemplo de aplicação é o caso de uma pequena barragem em betão localizada no Canadá (Figura 7.5), com perfil descarregador, altura de 2.9m, disposta sobre um vale de grande largura, segundo um alinhamento recto em planta, não apresentando juntas de contracção ou sistema de drenagem. O modelo está representado na Figura 7.5. A secção é reforçada por meio de uma ancoragem passiva (Figura 7.6), com diâmetro de 29.9mm, posicionada a cerca de 0.60m do paramento de montante. O respectivo ficheiro de dados consta do Anexo 3.



Figura 7.4 – Pequena barragem localizada no Canadá

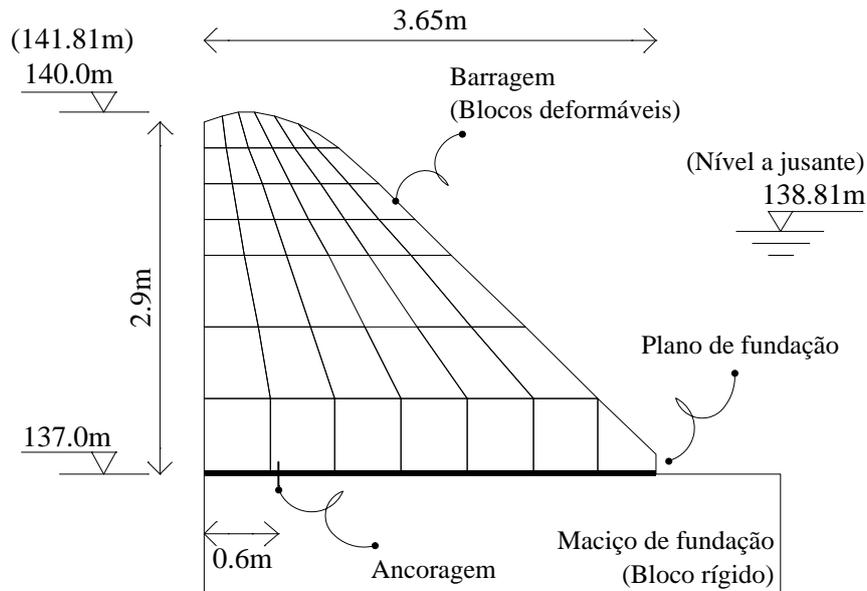


Figura 7.5 – Modelo numérico

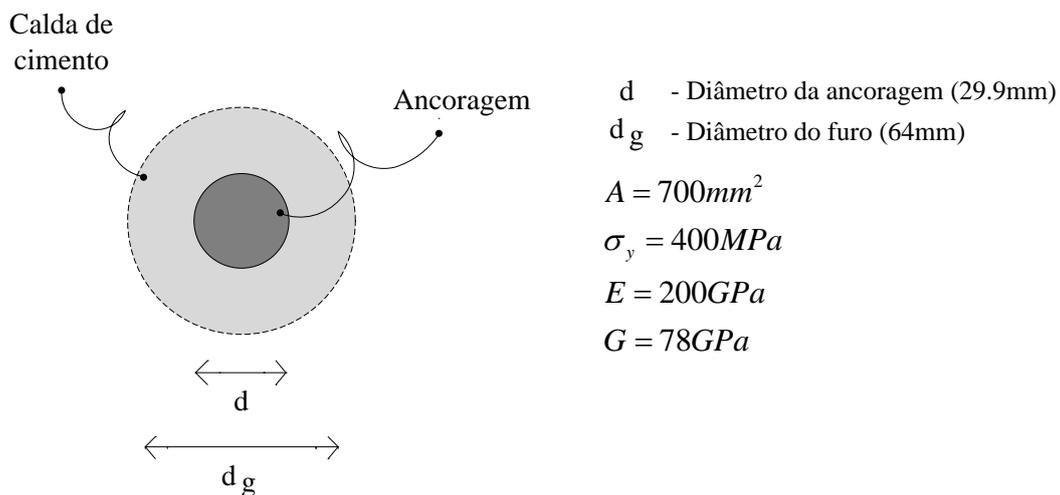


Figura 7.6 – Pormenor da ancoragem

A análise foi realizada para um cenário de cheia, em que a albufeira apresenta um nível de 4.81m acima da fundação e a jusante o nível da água é de 1.81m. No paramento de montante foi considerada a pressão hidrostática e a subpressão. No paramento de jusante só foi considerada a subpressão, pois a pressão hidrostática é, neste caso, uma acção estabilizante. Nestas condições, a barragem não é estável sem a presença da ancoragem. As propriedades dos materiais estão descritas na Tabela 7.1. O maciço de fundação é representado através de um bloco rígido. Para avaliar convenientemente a relação entre a reacção vertical da ancoragem e da fundação, foram adoptados diferentes valores para a rigidez tangencial da ancoragem (50, 350, 550, 1000 e 2000 MN/m). São valores que podem ser obtidos através dos estudos já citados (Lorig 1985; St. John e Van Dillen 1983).

Tabela 7.1 – Propriedades dos materiais

Identificação	Propriedade
Peso volúmico do betão	24.0 kN/m ³
Peso volúmico da água	10.0 kN/m ³
Coesão betão-rocha	Nula
Ângulo de atrito betão-rocha	Variável
Rigidez normal betão-rocha	10 GPa/m
Rigidez tangencial betão-rocha	3.33 GPa/m
Módulo de elasticidade do betão	20 GPa
Coefficiente de Poisson do betão	0.2
Módulo de elasticidade do aço	200 GPa
Coefficiente de Poisson do aço	0.29
Rigidez axial da ancoragem	3000 MN/m
Resistência limite da ancoragem (tracção)	400 MPa
Resistência limite da ancoragem (corte)	240MPa

Durante a análise, foi adoptado o esquema de actualização da subpressão ao longo da zona fissurada, descrito no ponto 7.3. Independentemente do conjunto de propriedades adoptado, o comprimento final da fissura é de cerca de 1m, o que equivale a 29% do comprimento total da base. O comprimento da fissura é o mesmo porque a variação das propriedades não altera o equilíbrio estático final. Esta fissura faz com que a subpressão aumente cerca de 16kN, o que corresponde a 13% da subpressão inicial. A contabilização das acções consta da Tabela 7.2.

A Tabela 3.3 apresenta as reacções normais (T , F) e tangencial (V), na fundação e na ancoragem, com os subscritos c e a respectivamente, e a Tabela 7.4 apresenta os deslocamentos para a análise paramétrica da rigidez tangencial da ancoragem, com a letra d , mantendo constante as propriedades do plano de fundação, com um ângulo de atrito de 45° e coesão nula. A variação das forças de corte na ancoragem e no plano de fundação estão representados na Figura 7.7. A variação da força de tracção está representada na Figura 7.8. Os resultados indicam que, para a gama de propriedades que se considerou, as reacções são pouco sensíveis à rigidez tangencial da ancoragem, apesar da grande sensibilidade do deslocamento tangencial da ancoragem a esta mesma rigidez.

Tabela 7.2 – Contabilização das acções

Identificação	Propriedade [kN]
Peso próprio da barragem	164.4
Pressão hidrostática (montante)	97.4
Subpressão (valor inicial)	120.8
Subpressão (após fissura)	136.7

Tabela 7.3 – Forças normais e de corte na ancoragem e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem [kN]

$K_{s,a}$ [MN/m]	V_a	T_a	V_c	F_c
50	45.3	25.0	52.5	-52.7
350	44.8	25.0	53.0	-52.7
550	45.2	25.0	52.7	-52.7
1000	46.0	25.1	51.8	-52.8
2000	46.3	25.2	51.9	-52.9

Tabela 7.4 – Deslocamentos normais e tangenciais na ancoragem e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem [$\times 10^{-6}$ m]

$K_{s,a}$ [MN/m]	dV_a	dT_a	dV_c	dF_c
50	910.0	8.3	910.0	-2.6
350	130.0	8.3	130.0	-2.2
550	82.1	8.3	83.3	-2.6
1000	45.9	8.4	47.3	-2.6
2000	23.1	8.4	24.6	-2.7

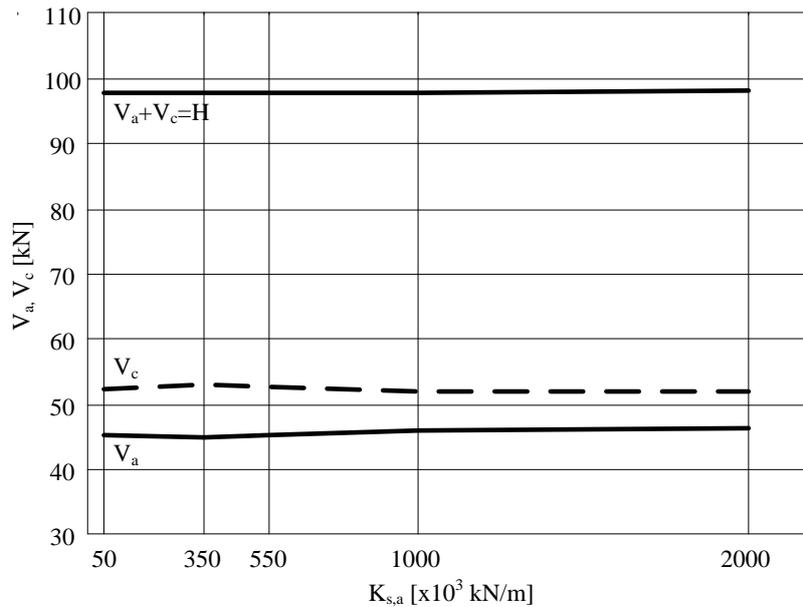


Figura 7.7 – Forças de corte na ancoragem e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem

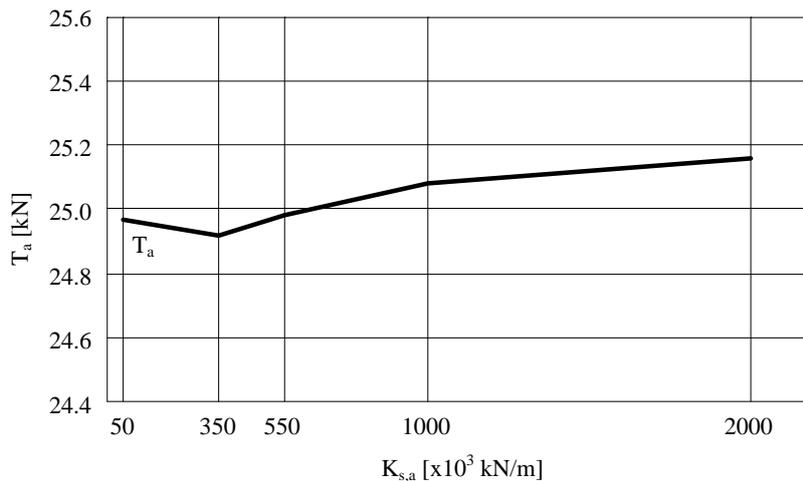


Figura 7.8 – Forças axiais na ancoragem para diferentes valores de rigidez tangencial da ancoragem

A Tabela 7.5 apresenta as reacções na ancoragem e na fundação para diferentes ângulos de atrito do plano de fundação, mantendo a coesão nula e para uma rigidez de corte da ancoragem constante e igual a 1000MN/m . Os deslocamentos observados constam da Tabela 7.6. A Figura 7.9 representa a variação das forças de corte para a análise paramétrica em relação ao ângulo de atrito, enquanto a Figura 7.10 representa as forças de tracção. Com o aumento do ângulo de atrito a fundação passa a assumir uma maior responsabilidade em termos resistentes em relação as solicitações de corte, ao mesmo tempo que as reacções na ancoragem são reduzidas, tanto no caso do corte como axial.

Tabela 7.5 – Forças normais e tangenciais na ancoragem e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito [kN]

ϕ	V_a	T_a	V_c	F_c
30°	66.0	27.3	31.8	-55.0
37.5°	56.3	26.2	41.5	-54.0
45°	46.0	25.1	51.8	-52.8
52.5°	33.0	23.6	64.8	-51.4
60°	19.6	22.1	78.2	-49.9

Tabela 7.6 – Deslocamentos normais e tangenciais na ancoragem e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito [$\times 10^{-6}$ m]

ϕ	dV_a	dT_a	dV_c	dF_c
30°	66.0	9.1	71.1	-3.0
37.5°	56.3	8.7	59.6	-2.8
45°	45.9	8.4	47.3	-2.9
52.5°	32.9	7.9	31.8	-2.4
60°	19.6	7.4	15.9	-2.1

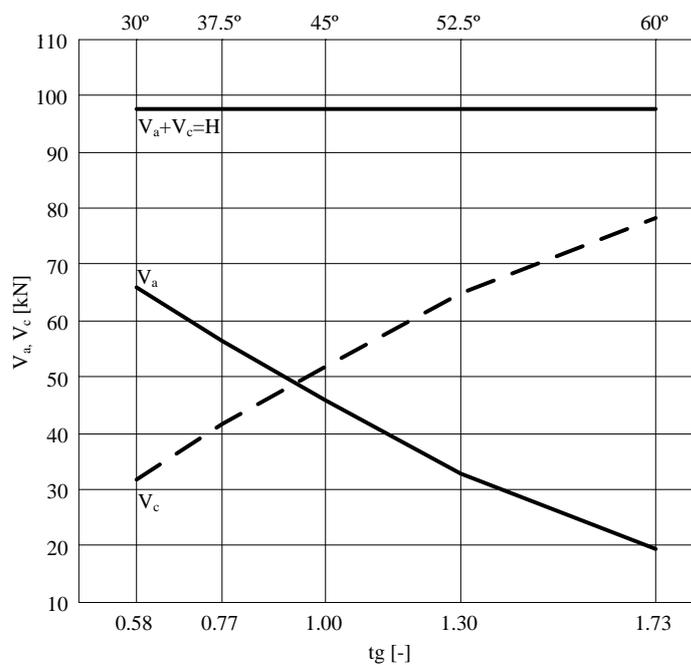


Figura 7.9 – Forças de corte na ancoragem e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito

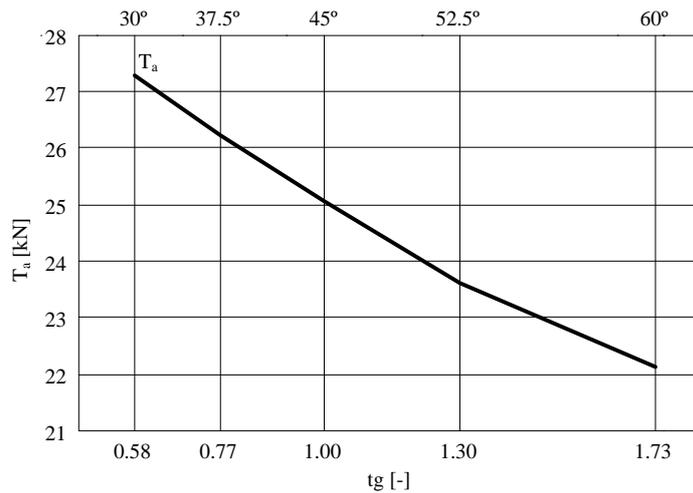


Figura 7.10 – Forças axiais na ancoragem para diferentes valores de ângulo de atrito (plano de fundação com coesão nula e rigidez tangencial da ancoragem de 1000MN/m)

Apesar da barragem, na realidade, apresentar apenas uma ancoragem, foi elaborado um modelo onde foi adicionada uma segunda ancoragem (Figura 7.11), de forma a avaliar a resposta da estrutura nestas condições. A segunda ancoragem foi posicionada à 0.60m da primeira, que mantém a posição original. Para ambas as ancoragens foi adoptada uma rigidez tangencial de 1000MN/m, enquanto para o plano de fundação foi adoptado um ângulo de atrito de 45°, com coesão nula. As restantes propriedades e solicitações são as mesmas que as utilizadas no modelo com apenas uma ancoragem.

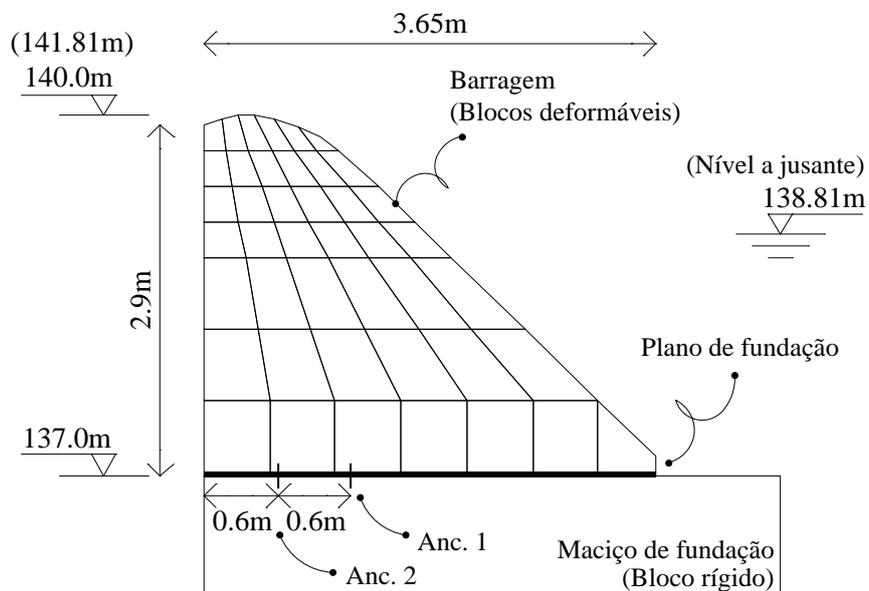


Figura 7.11 – Pequena barragem (duas ancoragens)

O comprimento final da fissura é de 29% do comprimento total da base da barragem. As reacções nas ancoragens e na fundação constam da Tabela 7.7. A Tabela 7.8 apresenta a

comparação entre os resultados obtidos para os modelos com uma ancoragem e com duas ancoragens. A soma das reacções axiais nas duas ancoragens é superior ao determinado para o caso da ancoragem isolada. Assim, no modelo com duas ancoragens, a fundação encontra-se mais comprimida, pela que a sua reacção vertical é superior. Este facto faz com que a reacção vertical nas ancoragens seja menor, aumentando a sua margem de segurança em relação à resistência ao corte.

Tabela 7.7 – Forças e deslocamentos normais e tangenciais nas ancoragens e na fundação

Resultado	Força [kN]	Deslocamento [x10 ⁻⁶ m]
Força axial, Ancoragem 1 ($T_{a,1}$)	21.6	7.2
Força de corte, Ancoragem 1 ($V_{a,1}$)	17.9	17.9
Força axial, Ancoragem 1 ($T_{a,1}$)	13.6	4.6
Força de corte, Ancoragem 1 ($V_{a,1}$)	17.4	17.4
Força axial, Betão (F_c)	-63.0	-2.75
Força de corte, Betão (V_c)	62.5	17.3

Tabela 7.8 – Comparação entre as forças obtidas para o modelo com uma ancoragem e para o modelo com duas ancoragens

Ancoragem	$T_{a,1}$ [kN]	$T_{a,2}$ [kN]	F_c [kN]	$V_{a,1}$ [kN]	$V_{a,2}$ [kN]	V_c [kN]
1	25.1	-	-52.8	46.0	-	51.8
2	21.6	13.6	-63.0	17.9	17.4	62.8

Encontra-se no Anexo 2 o exemplo adicional do pilar central de outra barragem de pequenas dimensões localizada no Canadá.

7.5. Exemplo de aplicação de ancoragens passivas à Barragem de Bhandardara, localizada na Índia

A barragem gravidade de Bhandardara, cuja construção terminou em 1926, localiza-se na Índia. A barragem é constituída por alvenaria e apresenta uma altura máxima de 82.29m. Em planta apresenta uma pequena curvatura, com um desenvolvimento a nível do coroamento de 507m. É uma estrutura desprovida de sistema de drenagem e juntas de contracção, que assenta sobre uma fundação constituída por basalto denso de boa qualidade (Murthy et al. 1979). Em 1969, a barragem começou a apresentar um elevado volume de água infiltrada, com ressurgimento visível principalmente junto ao pé de jusante. Em simultâneo ocorreram fissuras verticais no paramento de jusante que alertavam para alteração do comportamento da barragem. Ensaios efectuados no local permitiram detectar uma fissura a partir do paramento de montante, com início

aproximadamente 40m acima da fundação e que se desenvolvia até ao pé de jusante, seccionando longitudinalmente a totalidade da barragem (Figura 7.12). Estes ensaios permitiram a determinação precisa da geometria da fissura, bem como a identificação de um deslizamento da secção superior, de cerca de 5mm, o que explica as fissuras verticais no paramento de montante (Murthy et al. 1979).

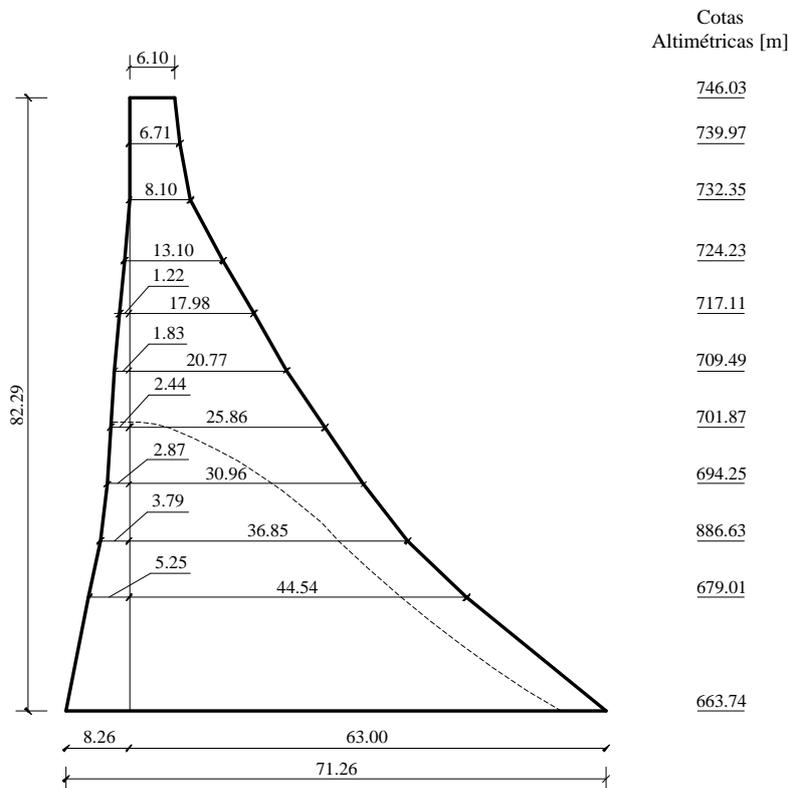


Figura 7.12 – Barragem de Bhandardara – Geometria e localização da fissura (a traço interrompido)

Em termos genéricos, admite-se que o desenvolvimento da fissura terá seguido os seguintes passos (Pant et al. 1975): (i) início da fissura num ponto de maior fragilidade na zona do paramento de montante sujeita à tracção, (ii) estabelecimento da subpressão na fissura e desenvolvimento progressivo da mesma até alcançar o paramento de jusante e (iii) deslizamento da secção superior sobre a fissura e redistribuição de tensões ao mobilizar o efeito arco junto aos encontros. A acção da subpressão sobre a zona fissurada poderá ter tido um papel importante. Esta acção cresce à medida que a fissura se desenvolve e na ausência de um sistema de drenagem, como é o caso, pode exercer sobre as paredes da fissura uma acção mecânica importante.

Quanto à origem da fissura, ensaios com modelos físicos (Pant 1990) indicaram que a geometria da barragem poderá ter potencializado a ocorrência do mecanismo de rotura observado, pois verifica-se a existência de tracções no paramento de montante destes modelos, para as acções correntes em associação com a subpressão. O mecanismo de formação de uma fissura deste género é necessariamente complexo e deverá ter sido

influenciado por um conjunto mais vasto de factores, incluindo os efeitos térmicos e de lixiviação. Após a identificação da fissura, foram implementadas acções imediatas de reabilitação da barragem, que incluíram (Ketkar 2009) (i) aberturas de furos horizontais através do paramento de jusante para libertação imediata da subpressão na fissura, (ii) injeção de calda de cimento pelo coroamento com objectivo de estabelecer uma cortina de impermeabilização paralela ao paramento de montante, (iii) instalação de ancoragens a partir do coroamento até a fundação, (iv) injeção de calda de cimento na fissura pelo paramento de jusante através de furos inclinados, (v) instalação de ancoragens passivas nos mesmos furos inclinados que serviram para a injeção de calda, conforme item anterior.

Através da aplicação desenvolvida nesta tese, foram elaborados cinco modelos numéricos (Tabela 7.9), para avaliação das hipóteses quanto à origem e propagação da fissura, bem como para avaliação das principais obras de reabilitação empreendidas na Barragem de Bhandardara. As propriedades dos materiais foram determinadas com base em ensaios sob amostras retiradas da barragem, com dimensões de 0.90m de diâmetro e 0.90m de altura, que apontavam para valores na ordem de 2400kg/m^3 para a densidade, de 7.8MPa para a resistência à compressão e de 8.5 GPa para o módulo de elasticidade estático. Também se realizaram ensaios com a argamassa, cujos resultados indicavam 2400kg/m^3 para a densidade, de 1.6MPa à 12MPa para a resistência à compressão e de 0.2MPa à 1.5MPa para a resistência à tracção (Murthy et al. 1979). Para o módulo de elasticidade dinâmico foi adoptado o valor de 17GPa, correspondente ao dobro do módulo de elasticidade estático. Em todos os modelos analisados (i) a fundação é representada através de uma malha de elemento finitos elástica e contínua, (ii) não foi tido em conta o peso próprio do maciço de fundação, de forma a evitar deformações excessivas no plano de contacto com a barragem, (iii) o modelo de junta do plano de contacto entre a barragem e a fundação é elástico, pois o objectivo deste trabalho é analisar o fenómeno relacionado com a fissuração que ocorre no corpo da barragem e não qualquer outro mecanismo de rotura que se desenvolva no plano de fundação ou no maciço de fundação.

Tabela 7.9 – Modelos numéricos desenvolvidos

Modelo	Tipo	Descrição
A ₁	Análise estática: origem da fissura	Verificação da hipótese da fissura ter tido início em consequência das solicitações correntes de utilização: peso próprio e pressão hidrostática
A ₂	Análise dinâmica: origem da fissura	Verificação da hipótese da origem da fissura ter sido um sismo
A ₃	Análise estática: propagação da fissura	Análise da propagação da fissura e do papel da subpressão neste processo
R ₁	Análise estática: aplicação das ancoragens activas	Avaliação da capacidade do reforço estrutural decorrente da instalação das ancoragens activas
R ₂	Análise estática: aplicação das ancoragens passivas	Avaliação da capacidade do reforço estrutural decorrente da instalação das ancoragens passivas

7.5.1. Modelo A1 – Análise estática: origem da fissura

Uma das possíveis explicações para o início da fissura seria o estado de tensão que se verifica no paramento de montante devido às solicitações correntes. Para avaliação desta hipótese foi desenvolvido o modelo A₁, ilustrado na Figura 7.13, onde também se encontram representadas as solicitações e condições de fronteira.

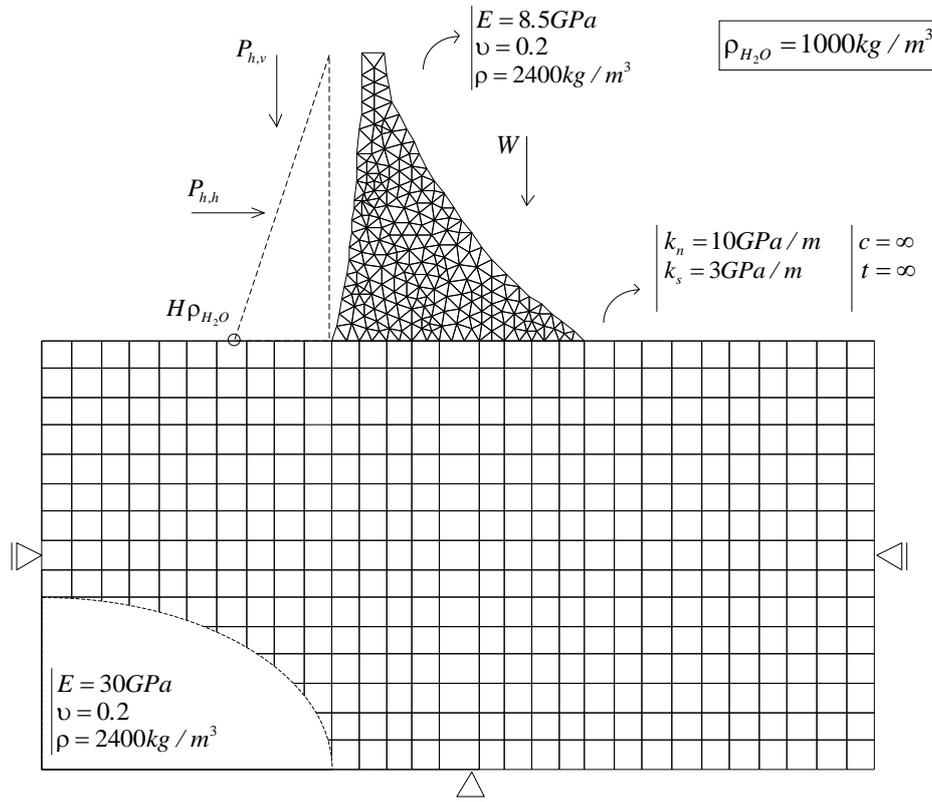


Figura 7.13 – Modelo A₁ – Análise estática – Acções e condições de fronteira

As acções incluem o peso próprio da barragem e a pressão hidrostática sobre o paramento de montante, segundo a ordem indicada na Figura 7.14. Os graus de liberdade referentes às faces da fundação foram impedidos de se deslocarem na direcção horizontal e os graus de liberdade da base foram impedidos na direcção vertical. Neste primeiro modelo a barragem é constituída por uma malha de elementos finitos elástica. Os resultados estão representados na Figura 7.15. É possível observar que a região envolvente do local onde se desenvolveu a fissura se encontra pouco comprimida. Se a este estado de tensão for adicionada a subpressão, com valores entre 0.30MPa e 0.50MPa, verificam-se tracções que seriam suficientes para dar início a fissura numa zona de maior fragilidade. Na Figura 7.15, verifica-se também que a zona junto ao pé de montante encontra-se traccionada. Esta zona também é susceptível de apresentar fissuras.

7.5.2. Modelo A2 – Análise dinâmica: origem da fissura

Outra possível causa para o início da fissura seria o efeito de um sismo. Para avaliar esta hipótese foi elaborada a análise dinâmica da Barragem de Bhandardara (Figura 7.16). Foi utilizado um sismo ocorrido na região, designado por sismo de Koyna, com duração de 10.7s, cujas componentes transversal e longitudinal apresentam respectivamente 0.48g e 0.24g de aceleração de pico (Figura 7.17).

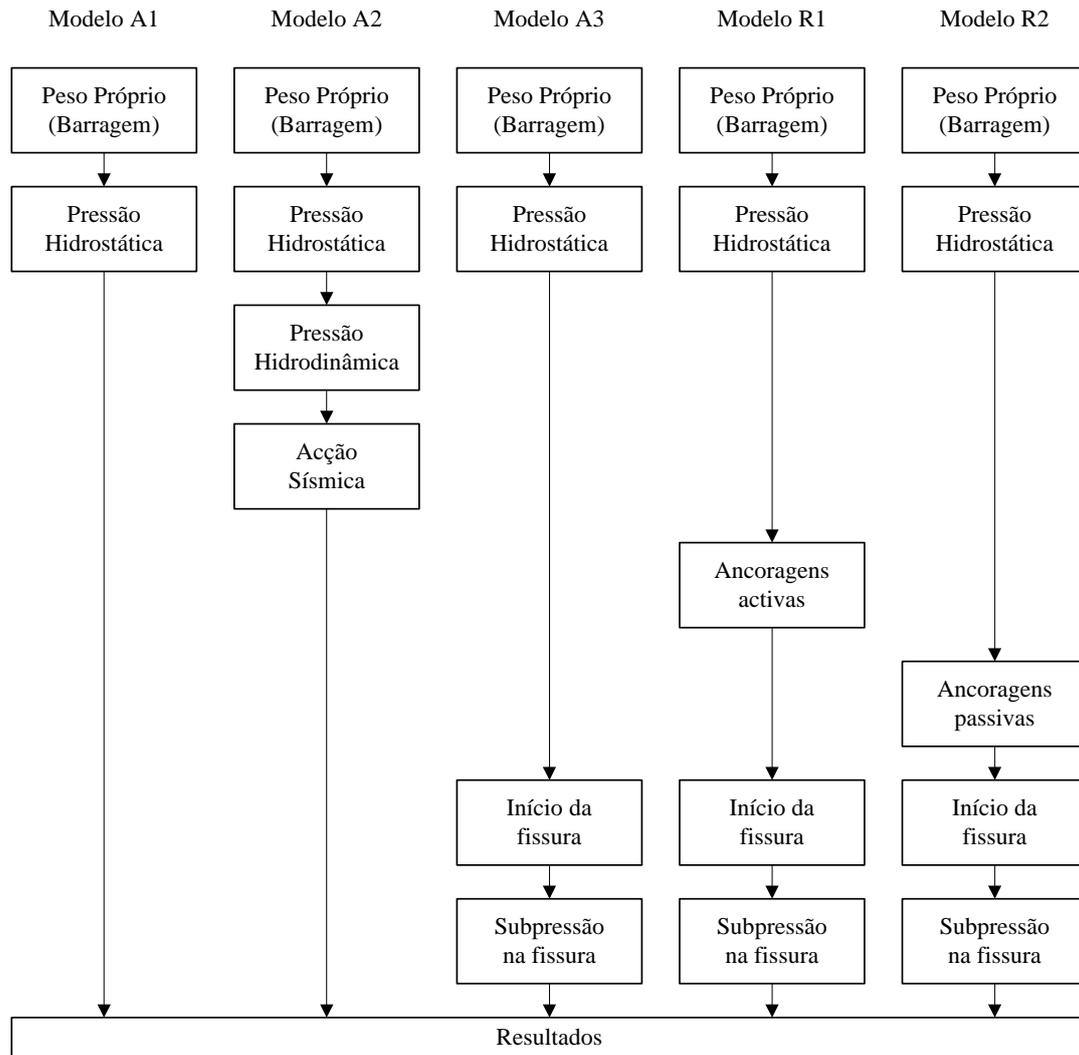


Figura 7.14 – Ordem de aplicação das acções e alteração das propriedades dos modelos numéricos da Barragem de Bhandardara

Quanto às acções, para além do peso próprio da barragem, foram ainda consideradas a pressão hidrostática e hidrodinâmica sobre o paramento de montante, em consequência do efeito da albufeira, cuja modelação seguiu a formulação simplificada proposta por Westergaard (1933). A ordem de aplicação das acções encontra-se representada na Figura 7.14.

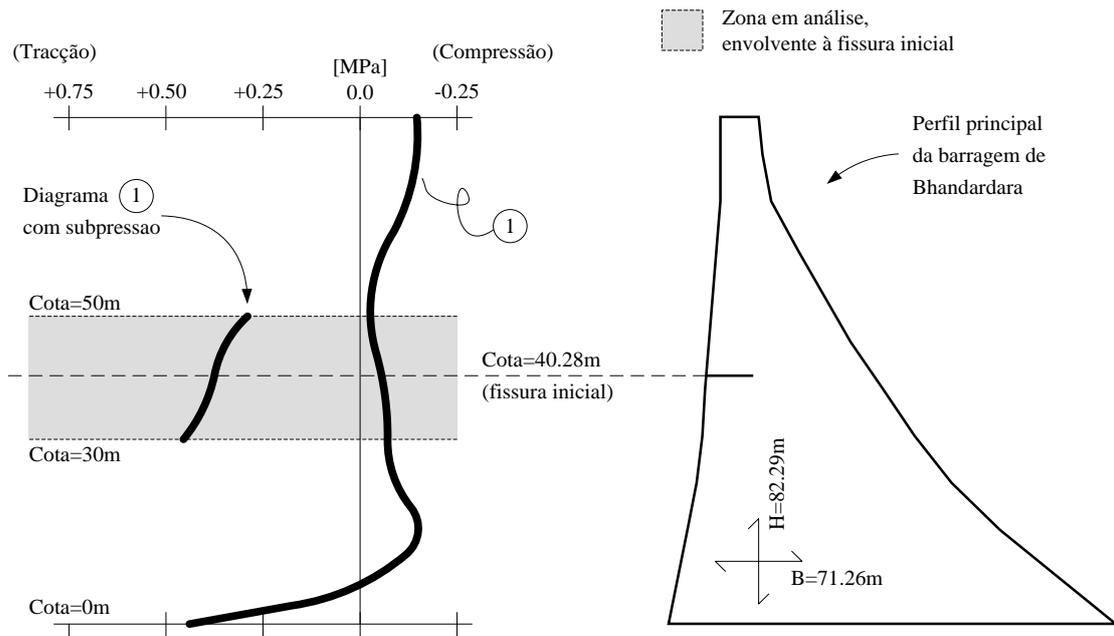


Figura 7.15 – Modelo A₁ – Análise estática – Tensões no paramento de montante (peso próprio da barragem e pressão hidrostática)

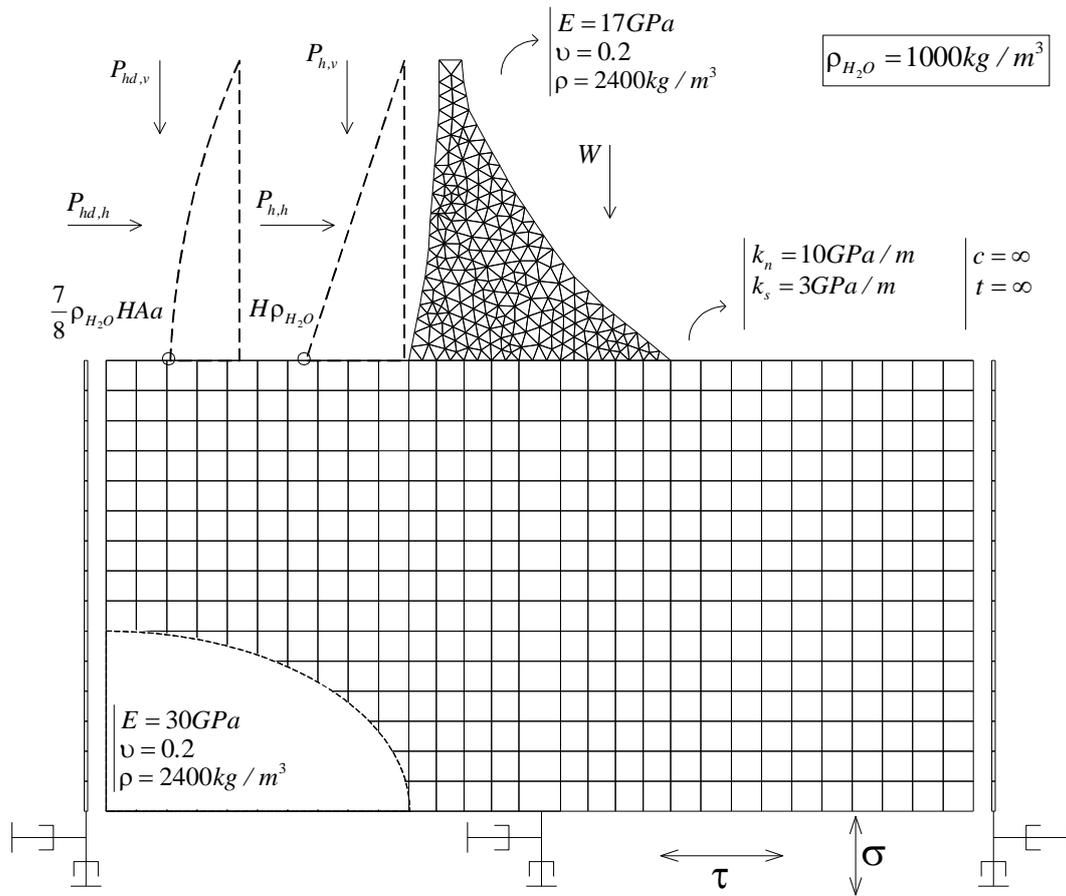


Figura 7.16 – Modelo A₂ – Análise dinâmica – Acções e condições de fronteira

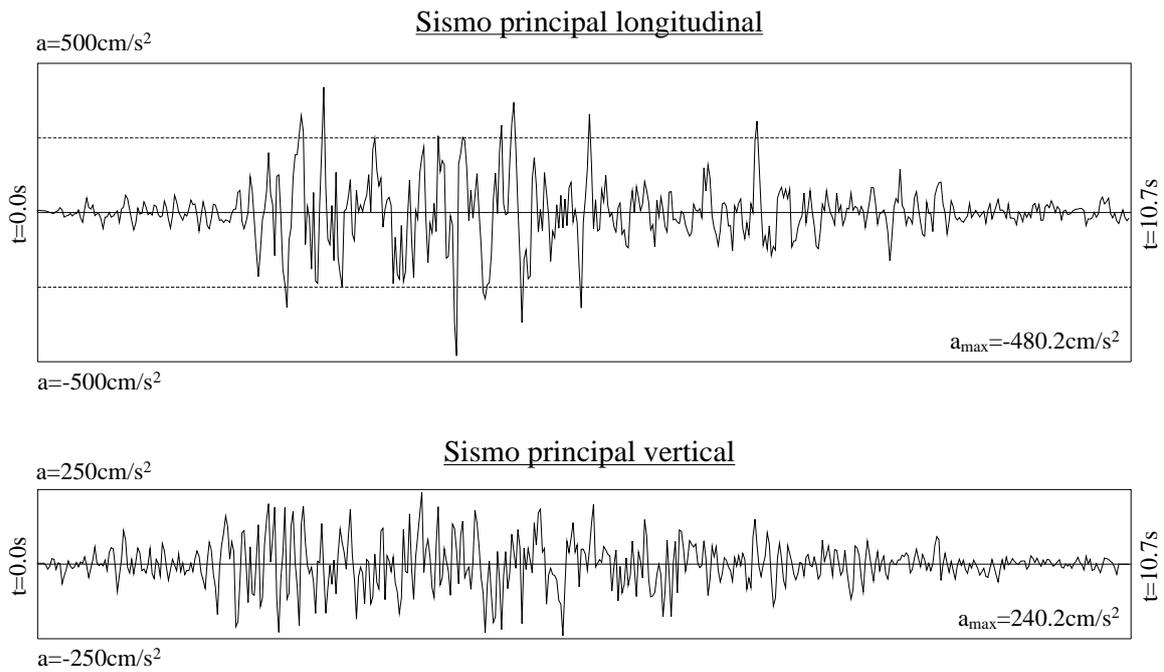


Figura 7.17 – Sismo principal de Koyna – Acelerogramas

A componente horizontal da acção sísmica foi aplicada na base da fundação através de uma história de tensões de corte, enquanto a componente vertical foi aplicada por meio de uma história de tensões verticais. Simultaneamente, na base da base da fundação, foi imposta a fronteira viscosa, em ambas as direcções, de forma a absorver as ondas reflectidas pela superfície livre e pela estrutura. Nas faces laterais foi imposta a restrição designada por *free-field*, com o propósito de corrigir as velocidades nestas faces, absorvendo as ondas reflectidas, bem como impor o estado de tensão equivalente ao meio infinito.

Para a barragem foi adoptado o amortecimento de Rayleigh de 5%, apenas com a componente relativa à massa, centrado em 5.5Hz que corresponde a média das primeiras três frequências próprias da estrutura ($f_1=2.6\text{Hz}$, $f_2=5.7\text{Hz}$ e $f_3=8.1\text{Hz}$). Para a fundação o amortecimento foi considerado nulo. O sinal que chega à superfície livre é idêntico ao imposto na base, excepto por um pequeno atraso, função das dimensões do modelo. Também se verifica a perda de alguma componente relativa às altas frequências, aspecto relacionado com o nível de discretização da malha.

Os resultados da análise dinâmica estão representados na Figura 7.18. O diagrama de tensões máximas junto a zona em análise, envolvente a fissura, apresenta valores de tracção elevados, cerca de 5MPa. Mesmo reduzindo o valor da aceleração de pico em 80%, os valores máximos de tracção que se iria obter, cerca de 1MPa, seriam suficientes para induzir a formação da fissura.

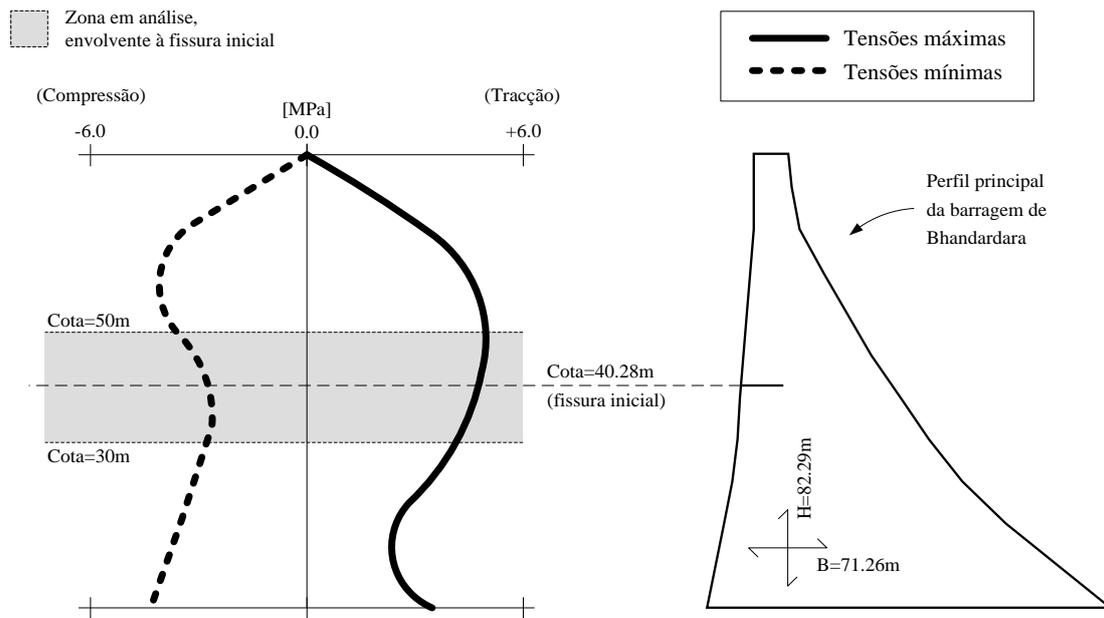


Figura 7.18 – Modelo A₂ – Análise dinâmica – Tensões no paramento de montante

7.5.3. Modelo A₃ – Análise estática: propagação da fissura

O Modelo A₃ (Figura 7.19) foi elaborado com o objectivo de analisar a propagação da fissura e o efeito da subpressão neste processo. Este modelo é semelhante ao modelo A₁, pois apresenta as mesmas solicitações e condições de apoio, ao qual acrescem os procedimentos relativos à modelação da fissura. A principal diferença diz respeito à modelação da barragem, cuja representação já não é efectuada através de uma malha de elementos finitos, mas sim através de uma malha de elementos discretos. Assim, as discontinuidades existentes no corpo da barragem de alvenaria são modeladas explicitamente, segundo um determinado modelo constitutivo. Neste caso adoptou-se um modelo de junta do tipo Mohr-Coulomb, com limite à tracção de 1MPa, ângulo de atrito de 22.5° e coesão de 1MPa. Estas propriedades basearam-se no estudo de retro-análise da rotura da Barragem de Bhandardara (Douglas et al. 1998), nomeadamente em relação à rotura do troço inicial da fissura, com desenvolvimento horizontal, junto ao paramento de montante.

A sequência da análise está representada na Figura 7.14. Após a aplicação da pressão hidrostática é dado início à fissura através da redução das propriedades do primeiro contacto horizontal, com aproximadamente 3.5m. Após alcançar o estado de equilíbrio inicial, é aplicada a subpressão neste troço inicial, que é majorada progressivamente até se atingir o colapso da estrutura. Para tal foi necessário aplicar uma força vertical total de cerca de 4500kN, que corresponde ao integral da subpressão máxima. Este valor parece ser elevado o que poderá indicar que as propriedades adoptadas foram sobreavaliadas. A Figura 7.20 representa a geometria da fissura determinada através de ensaios no local, bem como a fissura que antecede o estado de rotura, obtida por meio desta análise numérica plana. A obtenção da totalidade da fissura só seria possível

através de um modelo tridimensional, pois o efeito de arco, devido à curvatura da barragem, é determinante na fase final da formação do mecanismo de rotura.

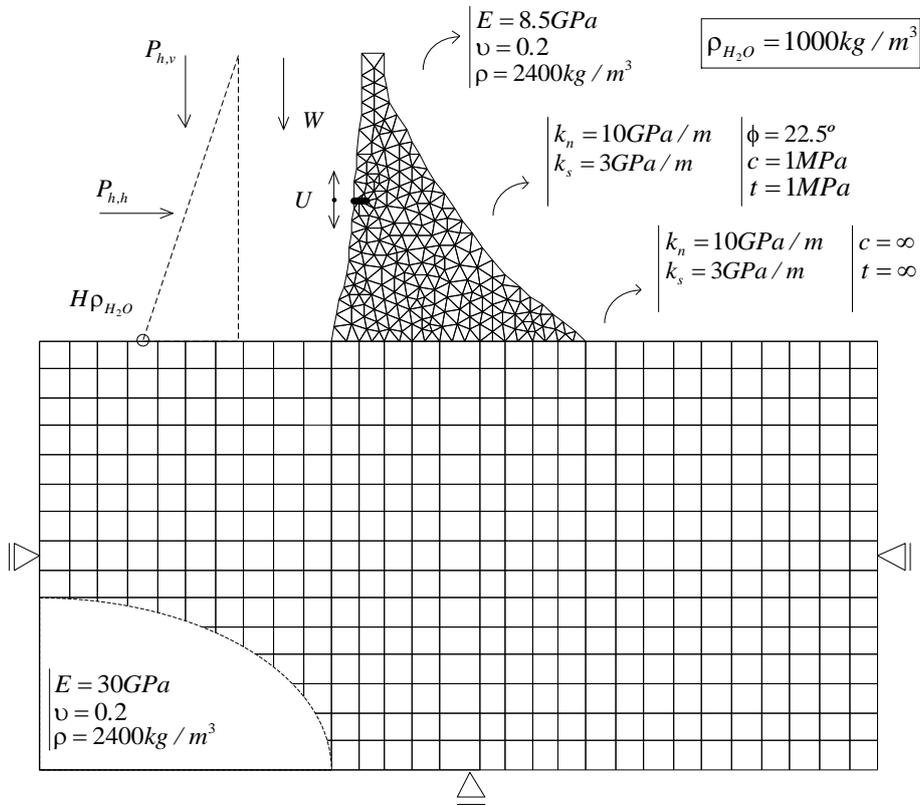


Figura 7.19 – Modelo A₃ – Análise estática – Acções e condições de fronteira

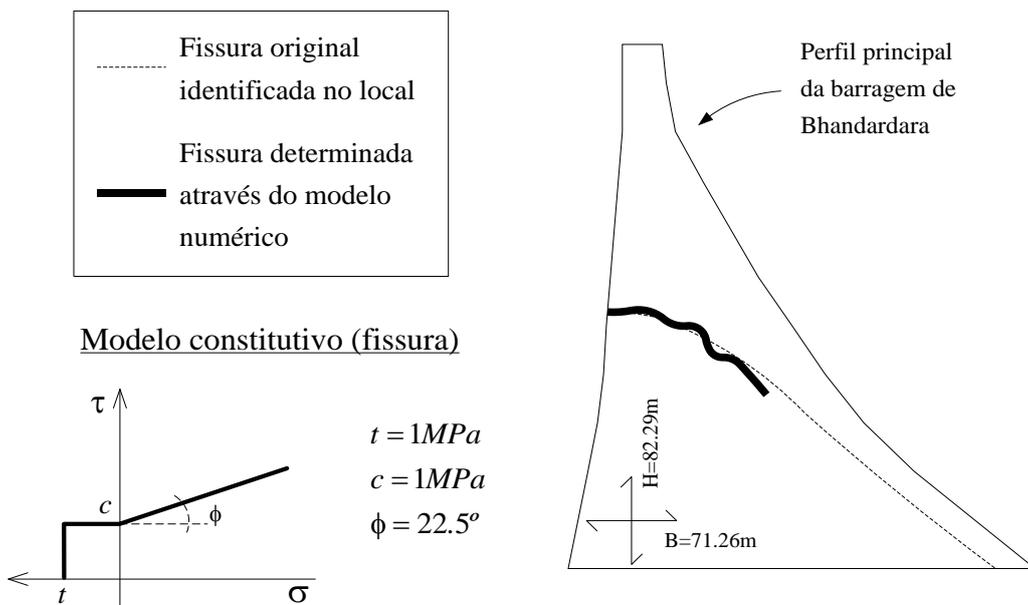


Figura 7.20 – Modelo A₃ – Análise estática – Propagação da fissura

7.5.4. Modelo R₁ – Análise estática: aplicação das ancoragens activas

O modelo R₁ é semelhante ao modelo A₃, excepto no que se refere a sequência da análise (Figura 7.14), pois antes de se dar início à fissura, é feita a aplicação do par de ancoragens (Figura 7.21). Esta acção é considerada através aplicação de uma força vertical, que varia entre 5F_A e zero, sendo F_A igual à 1800kN, que corresponde à capacidade instalada por par de ancoragem e por metro de barragem. Os resultados apresentados na Figura 7.22, que representa o deslocamento montante-jusante em função da carga aplicada no coroamento, permitem concluir que a capacidade instalada adoptada de 1800kN é adequada pois, valores superiores não melhoram significativamente a performance da solução, enquanto valores inferiores degradam rapidamente as condições de segurança da estrutura.

7.5.5. Modelo R₂ – Análise estática: aplicação das ancoragens passivas

O modelo R₂, também é semelhante ao modelo A₃, excepto pelo facto das ancoragens passivas serem instaladas, de acordo com as características indicadas na Figura 7.23, antes de a fissura ter início. O respectivo ficheiro de dados consta do Anexo 3. Os resultados estão representados na Figura 7.24. A única ancoragem passiva que está a trabalhar à tracção é a ancoragem P_A, com um valor de 665MPa. Este valor parece ser demasiadamente elevado e suficiente para provocar a sua rotura. As restantes ancoragens passivas, P_B e P_C, estão à compressão, pelo que não contribuem directamente para estabilidade da fissura original. Isto explica-se pelo facto da aplicação das ancoragens passivas dar origem a uma fissura secundária com desenvolvimento horizontal (Figura 7.24), o que altera o mecanismo de rotura original. Em relação às tensões de corte, os valores são reduzidos, quase residuais, pelo que as ancoragens estão a trabalhar fundamentalmente na direcção axial.

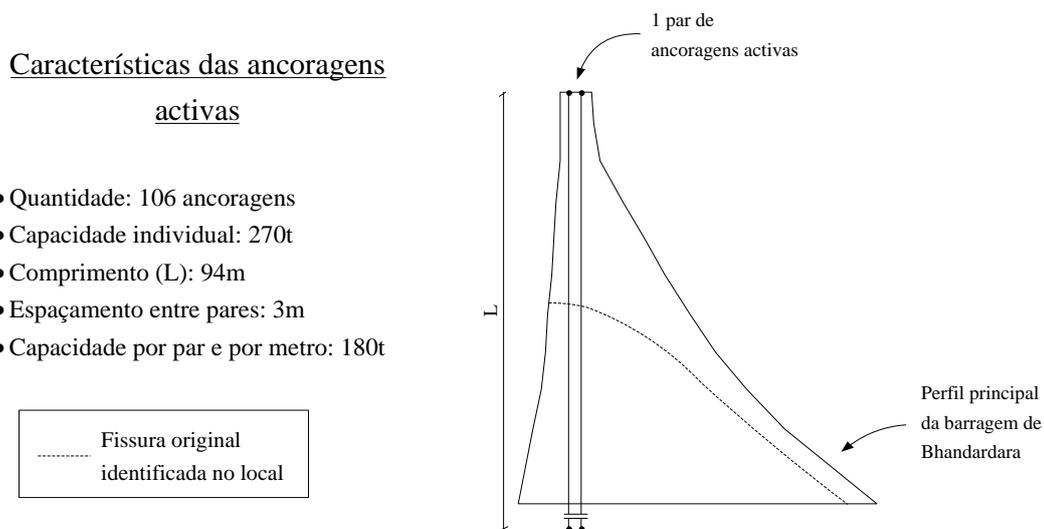


Figura 7.21 – Modelo R₁ – Análise estática – Característica das ancoragens

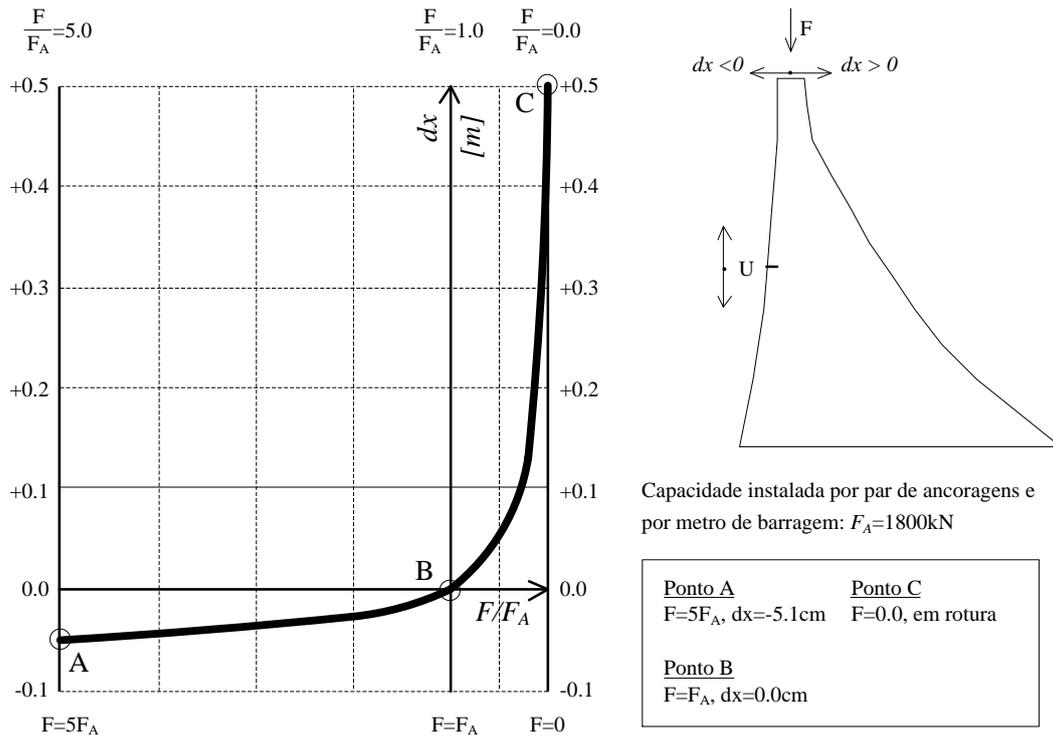


Figura 7.22 – Modelo R₁ – Análise estática – Ancoragens: efectividade da solução proposta

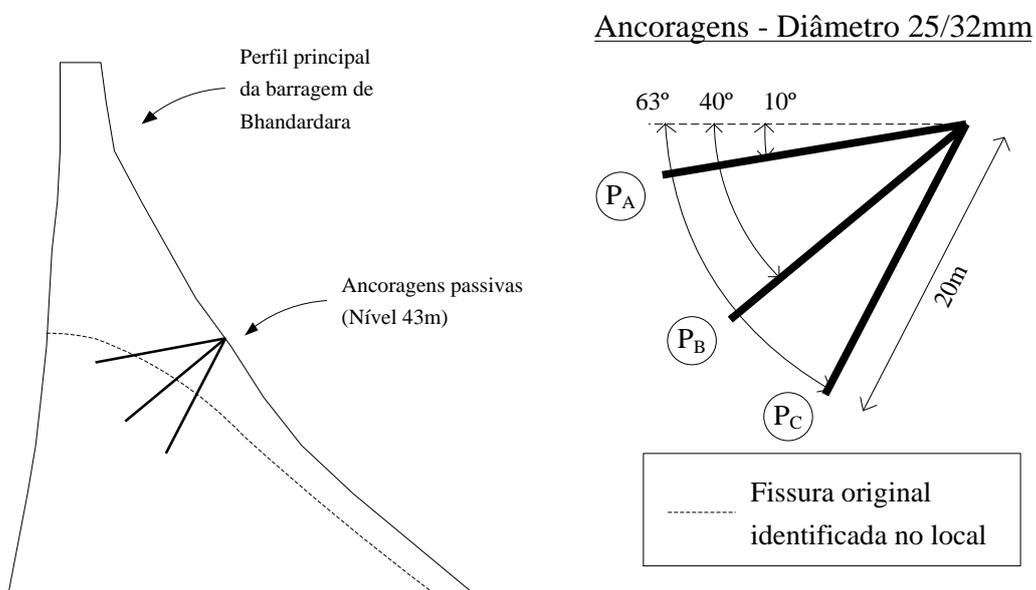


Figura 7.23 – Modelo R₂ – Análise estática – Característica das ancoragens passivas

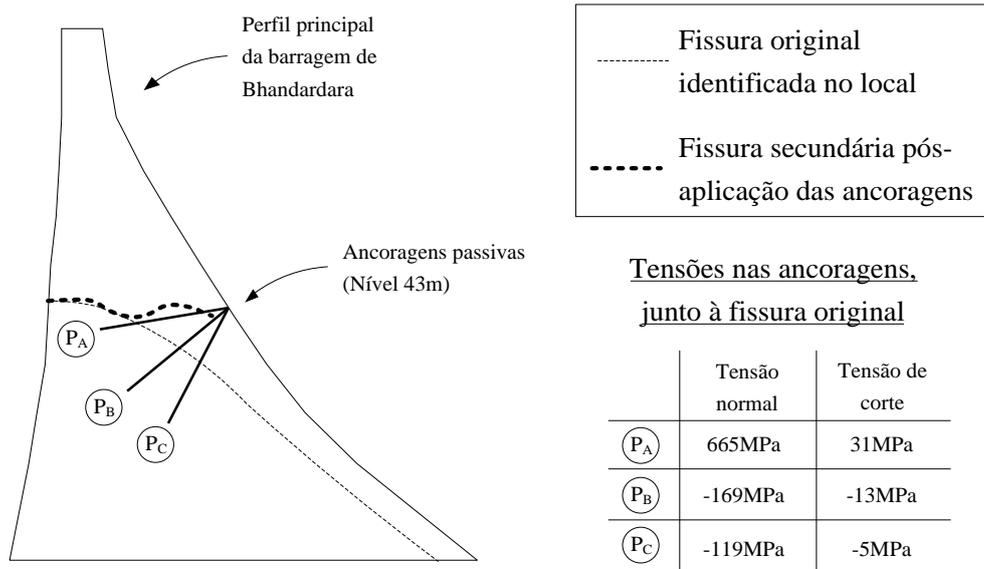


Figura 7.24 – Modelo R₂ – Análise estática – Ancoragens passivas: efectividade da solução proposta

7.6. Conclusões

Os modelos numéricos desenvolvidos com base no método dos elementos discretos permitem a modelação adequada dos mecanismos de rotura das barragens gravidade, apresentando-se dois casos de estudo, um em betão e um em alvenaria. Os modelos permitem também a avaliação das obras de reparação e reforço, tanto para verificação da estabilidade, como para avaliação da performance das soluções propostas.

Na análise da Barragem de Bhandardara e no que diz respeito ao fenómeno que esteve na origem da formação da fissura, ambas as hipóteses consideradas são razoáveis, pelo que a fissura poderá ter tido início a partir das condições correntes de utilização ou em consequência de um sismo com as características do sismo de Koyna. Quanto à propagação da fissura, verifica-se a relevância da subpressão neste processo, o que evidencia a importância que o sistema de drenagem pode representar, de forma a aliviar as tensões instaladas no corpo da barragem de alvenaria. Em relação às obras de reparação e reforço, confirma-se a importância das ancoragens na segurança estrutural da obra. As ancoragens passivas, de forma isolada, usualmente não têm contribuído para aumento da segurança da estrutura, porém o comportamento estrutural é beneficiado pela restituição da continuidade da barragem.

8. Reparação de barragens por meio de injeção de calda

8.1. Introdução

Os trabalhos de reparação de barragens por injeção de calda têm por objectivo diminuir a permeabilidade e restituir a integridade estrutural da obra através do enchimento de fissuras e vazios. As fissuras surgem em função da reduzida capacidade do material, alvenaria ou betão, em resistir às tracções, pelo que são consequência de determinado fenómeno responsável por induzir este estado de tensão menos favorável.

Por este motivo, a injeção de calda ocorre normalmente em simultâneo com outras intervenções de reparação e reforço estrutural da barragem. O relatório do ICOLD (1997) a respeito da causa e tratamento de fissuras, cita uma série de exemplos em que a tipologia das barragens, as origens da fissuração e os tratamentos são distintos, apesar de envolverem invariavelmente a injeção de calda ou resina do tipo epoxi. Entre os exemplos apresentados, três casos referem-se a barragens cuja origem das fissuras se ficou a dever a questões de concepção estrutural, nomeadamente as barragens de Kolnbrein (Áustria), Mullardoch (Reino Unido) e Zillergrundl (Áustria). Outras três barragens tiveram como origem das fissuras as reacções expansivas alcalis-sílica. São elas as barragens de Kamburu (Quénia), Pracana (Portugal) e Fontana (EUA). A barragem de Upper Stillwater teve como origem das fissuras os efeitos térmicos que se verificaram logo após o término da construção. Já a barragem de Koyna (Índia) apresentou fissuras em consequência de um sismo ocorrido em 1967.

Merece especial atenção o caso da barragem gravidade de Blackwater (Reino Unido), concluída em 1909, com altura de 26m e comprimento, ao nível do coroamento, de 948m. A barragem foi construída numa época de transição entre a utilização de alvenaria e do betão. Assim explica-se o facto de a barragem ser constituída por um enchimento em alvenaria de granito, cujos blocos apresentam grande dimensão, embebida em betão. Ainda durante a fase de construção e logo após o primeiro enchimento, a barragem apresentou uma série de fissuras verticais, semelhante a juntas de contracção, que originalmente não possuía. Ao longo do tempo, o volume de água infiltrada por estas fissuras foi diminuindo, até se reduzir a um valor residual, em consequência do fecho das fissuras. Este processo decorreu de forma natural, provavelmente em decorrência da colmatação por carbonato de cálcio, devido à lixiviação do betão. Em 1963 a barragem começou a apresentar infiltração através de fissuras horizontais o que justificou uma intervenção. As obras incidiram sobre o paramento de montante, cujas fissuras foram reparadas com calda de cimento, ao mesmo tempo que a sua superfície recebeu um tratamento com mistura betuminosa. A barragem tem vindo a manter o seu funcionamento normal, apresentando um reduzido nível de infiltração.

São várias as questões que se colocam durante a fase de definição do projecto de reparação por injeção de calda. Consoante as características da barragem, do meio envolvente e dos resultados pretendidos, deverá ser seleccionada a calda a utilizar e o processo de injeção a aplicar. O tipo de calda varia entre a calda de cimento e a resina do tipo epoxi. O principal critério de escolha baseia-se na espessura média da fissura a tratar (Widmann 1996). A calda de cimento convencional apresenta grãos com dimensão média de 150 μ m, pelo que é indicada para colmatar fissuras com espessura entre 200 e 500 μ m. Para fissuras com espessura inferior, entre 20 e 50 μ m, é necessário utilizar caldas produzidas com cimento de menor granulometria (8 a 16 μ m), designados por micro-finos. Para fissuras com abertura ainda mais reduzida é necessário recorrer a resinas do tipo epoxi. Este tipo de calda pode ser aplicado em fissuras cuja espessura média esteja na ordem dos 4 μ m. Outro critério importante refere-se ao custo do material. Quando menor a granulometria do material, maior é o seu custo.

As caldas de cimento podem ser classificadas em estáveis e não-estáveis. A relação entre a quantidade de água e a quantidade de cimento (W/C), referido normalmente em termos de peso, é um aspecto determinante nesta classificação. Nas caldas estáveis, em condições normais, desde a mistura inicial até ao endurecimento, a água não se separa do cimento. A sua utilização é preferível em detrimento das caldas não-estáveis, pois, após o endurecimento, apresentam propriedades resistentes superiores. Por outro lado, dentro de determinados limites, quanto maior o volume de água, maior a trabalhabilidade da calda, pois menor é a sua viscosidade. Também é possível modificar a viscosidade através de aditivos, aumentando ou diminuindo o seu valor inicial. Porém estes produtos, que visam alterar as propriedades originais, devem ser usados com cautela pois podem reduzir a qualidade final do material (Lombardi 2003).

Outro aspecto importante é o processo de injeção de calda a adoptar. Entre os parâmetros de aplicação e, simultaneamente, de controlo, estão a granulometria da calda, a pressão de injeção e o caudal. Tradicionalmente a injeção segue um procedimento empírico que, através de um mesmo furo se procede inicialmente ao preenchimento das fissuras mais finas e, de forma gradativa, o preenchimento das fissuras que apresentam maior abertura. Durante este processo, a composição da calda varia, nomeadamente a percentagem de água, passando de uma calda não-estável para uma calda estável. Em paralelo, também varia a pressão, que aumenta conforme a calda se torna mais viscosa. O critério para a modificação da calda e alteração da pressão ao longo do processo de aplicação, baseia-se na redução do caudal de injeção, ou seja, no volume de rejeição da calda. Com o desenvolvimento tecnológico dos equipamentos, que permitem uma actualização em contínuo das principais variáveis de controlo, é possível utilizar técnicas mais sofisticadas. Um exemplo é o método designado por “*Grouting Intensity Number*” (GIN) (Lombardi e Deere 1993). O GIN representa um parâmetro, definido com as unidades (bar.l/m), que estabelece uma relação entre o volume e a pressão de injeção. Esta relação deve ser observada durante toda a operação de injeção. Para além disto, tanto o volume como a pressão estão ainda condicionados por valores máximos absolutos. A principal vantagem deste procedimento é que não se

torna necessário alterar a composição da calda, permitindo a utilização de apenas um tipo de calda, preferencialmente do tipo estável. O estudo genérico das técnicas de injeção transcende o tema deste trabalho, porém interessa tratar a questão da determinação da gama de pressões admissível, pois pressões de injeção elevadas podem levar à propagação das fissuras. Este fenómeno, designado por “*hydrofracturing*”, ocorre principalmente em planos preferenciais que à partida apresentam alguma fragilidade, como as juntas de alvenaria, juntas de betonagem ou descontinuidades relacionadas com a estratigrafia do maciço de fundação.

Em alguns casos os problemas de injeção de calda têm sido tratados através de ferramentas numéricas. Hassler et al. (1992) apresentam um método para simular a propagação da calda através de uma rede plana de canais de escoamento. O equilíbrio de pressões é realizado nos nós e o caudal é determinado nos canais com base numa formulação equivalente à lei cúbica do escoamento. Trata-se de um método transiente que pode ter em conta a variação das propriedades do material ao longo tempo, incluindo a fase de endurecimento. A aplicação está preparada para analisar redes de escoamento simplificadas e com reduzida dimensão.

Outro exemplo é o modelo designado por “*Fissured, Elastic, Saturated*” (FES) (Lombardi 1992b) que pode ser aplicado a diversas áreas da mecânica das rochas, em particular aos problemas que envolvem barragens (Lombardi 1992a), como no estudo de escoamentos e injeções. O método foi adaptado a um modelo de elementos finitos tridimensional que admite a utilização de elementos de junta. O modelo que se apresenta a seguir está integrado no modelo de elementos discretos já desenvolvido nos capítulos anteriores. Tem como principal objectivo a simulação do campo de tensões que se verifica antes e após a injeção, bem como a análise global da estrutura após o endurecimento da calda.

8.2. Modelo de escoamento do fluido de Bingham

As caldas estáveis apresentam um comportamento reológico equivalente ao modelo de Bingham. Este modelo representa o comportamento visco-plástico, caracterizado por dois parâmetros: coesão e viscosidade. Um fluido de Bingham tem características diferentes das que se verificam no modelo de escoamento da água, que apresenta um comportamento viscoso, de um fluido de Newton. Para um fluido de Bingham o escoamento só se inicia quando o gradiente hidráulico atinge um dado valor. Segundo Lombardi (1985), para que o escoamento de um fluido de Bingham se verifique, o gradiente de energia disponível deve ser superior a um gradiente mínimo, determinado através de,

$$J_0 = \frac{2c}{a} \tag{8.1}$$

J_0 Gradiente hidráulico mínimo;

- c Coesão;
 a Abertura hidráulica.

A partir da equação (8.1) é possível concluir que quanto menor a abertura hidráulica e maior a coesão, maior deve ser o gradiente hidráulico mínimo a impor. O gradiente hidráulico é determinado através de,

$$J = \frac{\Delta h}{L} \quad (8.2)$$

$$\Delta h = (P_2 - P_1) + (h_2 - h_1)\rho g \quad (8.3)$$

- J Gradiente hidráulico;
 Δh Diferença de pressão entre os pontos 1 e 2;
 P_1, P_2 Pressões;
 h_1, h_2 Cotas altimétricas;
 g Aceleração da gravidade;
 ρ Massa volúmica;
 L Distância entre os pontos 1 e 2.

Em termos físicos, a coesão altera o campo de velocidades do escoamento e dá origem a um núcleo central rígido (Figura 8.1). Quando o gradiente disponível é superior ao gradiente mínimo, a espessura do núcleo central rígido pode ser estimada através de,

$$e = \frac{2c}{J} \quad (8.4)$$

- e Espessura do núcleo rígido.

Quando o gradiente é menor ou igual ao gradiente mínimo, o núcleo rígido é igual à abertura hidráulica e o escoamento é interrompido. No caso do escoamento de um fluido de Newton, o núcleo rígido não se forma pois a coesão é nula.

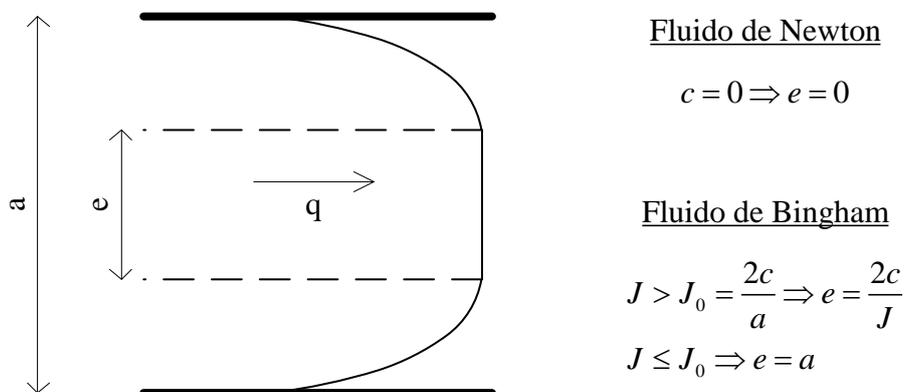


Figura 8.1 – Determinação da espessura do núcleo central rígido

A partir das equações (8.1) e (8.2), é possível determinar o comprimento máximo que determinado escoamento pode alcançar, L_{max} ,

$$L_{max} = \frac{a}{2c} \Delta h \quad (8.5)$$

Também é possível determinar a diferença de pressão entre dois pontos,

$$\Delta h = \frac{2c}{a} L \quad (8.6)$$

Para estimar o caudal que se verifica durante a injeção de calda, tendo em conta que se trata de um escoamento laminar e permanente, Lombardi (1985) propõe uma versão modificada da lei cúbica de escoamento, onde se observa o efeito da coesão,

$$q = \frac{1}{12\mu} a^3 \frac{\Delta h}{L} \left(1 - \frac{3e}{2a} + \frac{1}{2} \left(\frac{e}{a} \right)^3 \right) \quad (8.7)$$

μ Viscosidade dinâmica do fluido.

Quando a espessura do núcleo central rígido é igual à abertura hidráulica, então o caudal é nulo. Por outro lado, quando a coesão é nula e, conseqüentemente, também é nula a espessura do núcleo central rígido, a equação (8.7) equivale à lei cúbica convencional, aplicável ao fluido de Newton.

Para melhor ilustrar as diferenças entre o comportamento do fluido de Newton e o comportamento do fluido de Bingham, são apresentados alguns exemplos de escoamento. Para o fluido de Newton foi considerado o escoamento para o caso de uma descontinuidade horizontal (Figura 8.2) e para o caso de uma descontinuidade inclinada (Figura 8.3), com fronteira permeável e com fronteira impermeável, junto ao ponto final. Nestes exemplos, o fluido de Newton apresenta uma massa volúmica de 1000kg/m^3 , deformabilidade volumétrica de 2GPa e viscosidade dinâmica de 10^{-6}kPa.s .

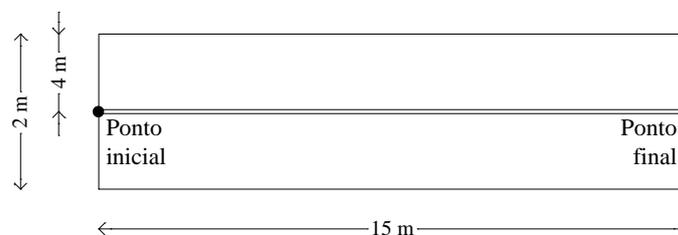


Figura 8.2 – Descontinuidade horizontal

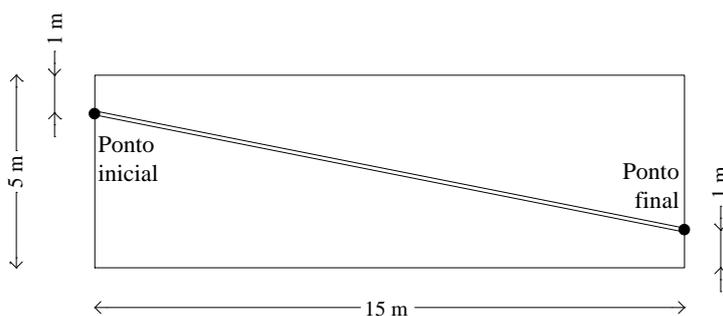


Figura 8.3 – Descontinuidade inclinada

A Figura 8.4 representa as pressões que se estabelecem ao longo da descontinuidade para todas as hipóteses consideradas, a partir de uma pressão de 100kPa, aplicada no ponto inicial, e uma abertura hidráulica constante de 2mm. Para a hipótese de fronteiras impermeáveis, a pressão ao longo da descontinuidade horizontal é constante e igual a 100kPa. Para a descontinuidade inclinada, a pressão aumenta em direção ao ponto final, pois verifica-se um ganho de energia devido à diferença de cota. Para a hipótese de fronteira permeável, a descontinuidade horizontal e a descontinuidade inclinada apresentam o mesmo diagrama triangular de pressões.

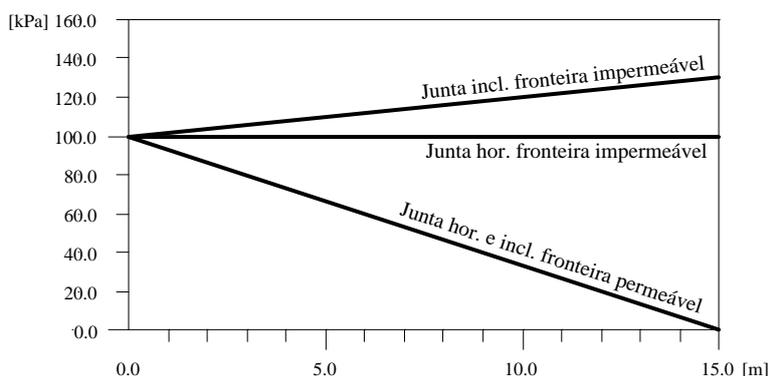


Figura 8.4 – Diagramas de pressões ao longo da descontinuidade (fluido de Newton)

Em relação ao fluido de Bingham, foram feitas três análises paramétricas, apenas para a descontinuidade horizontal, com a hipótese de fronteira impermeável. Nestes exemplos, o fluido de Bingham possui as mesmas características que o fluido de Newton, excepto por apresentar coesão de 2.5Pa. A primeira análise (Figura 8.5) corresponde à variação da abertura hidráulica. Neste caso, confirma-se que quanto menor a abertura, menor é a distância percorrida pelo fluido. A segunda análise (Figura 8.6) corresponde à variação do valor da coesão do fluido, para uma abertura hidráulica constante de 2mm. Verifica-se que quanto maior a coesão menor a distância percorrida pelo fluido. O terceiro exemplo (Figura 8.7) corresponde à variação da pressão de injeção do fluido, para uma abertura hidráulica constante de 2mm. Confirma-se que quanto menor a pressão, menor

é a distância percorrida pelo fluido. Os exemplos apresentados confirmam a validade da equação (8.5).

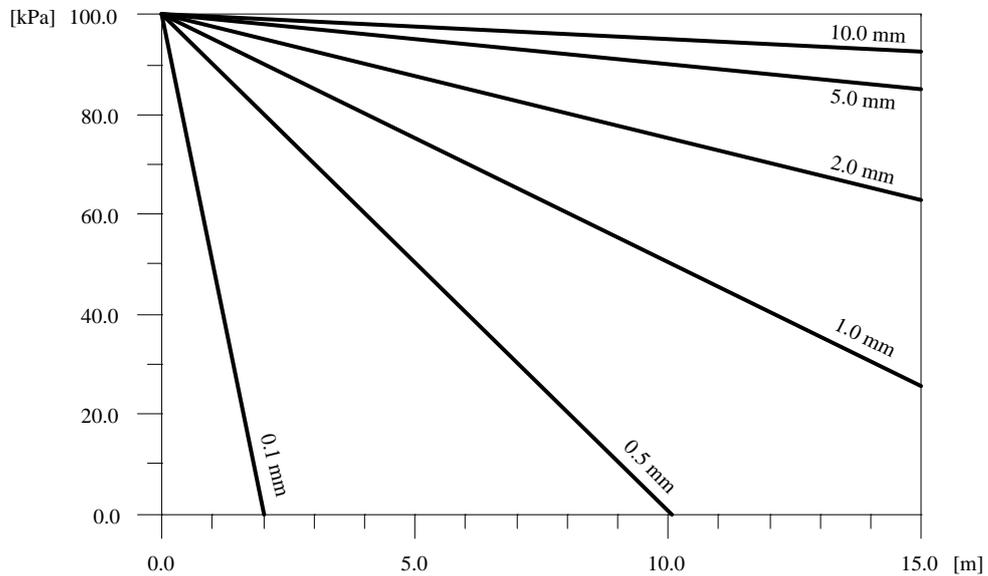


Figura 8.5 – Diagramas de pressões relativos ao estudo paramétrico da abertura hidráulica (fluido de Bingham)

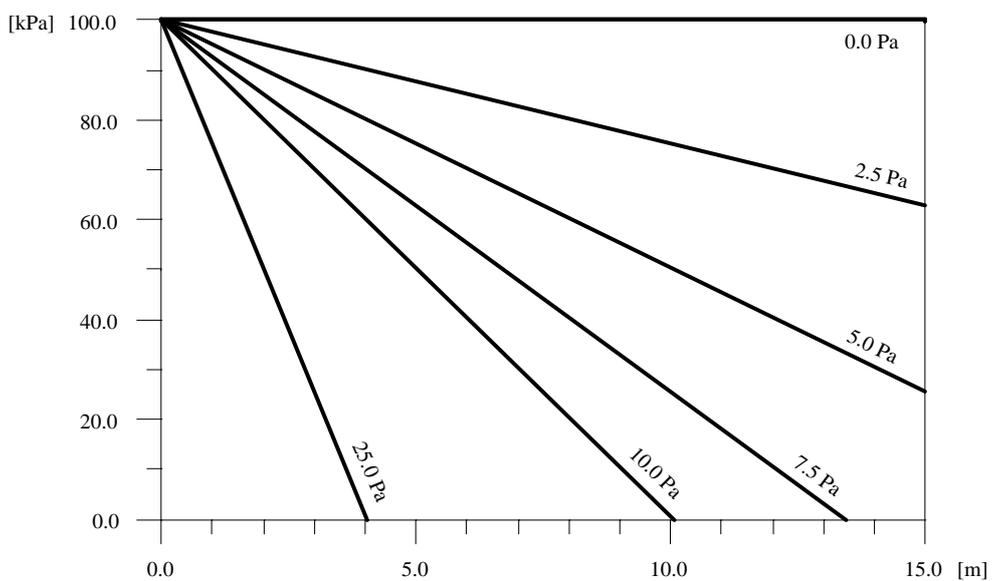


Figura 8.6 – Diagramas de pressões relativos ao estudo paramétrico da coesão do fluido

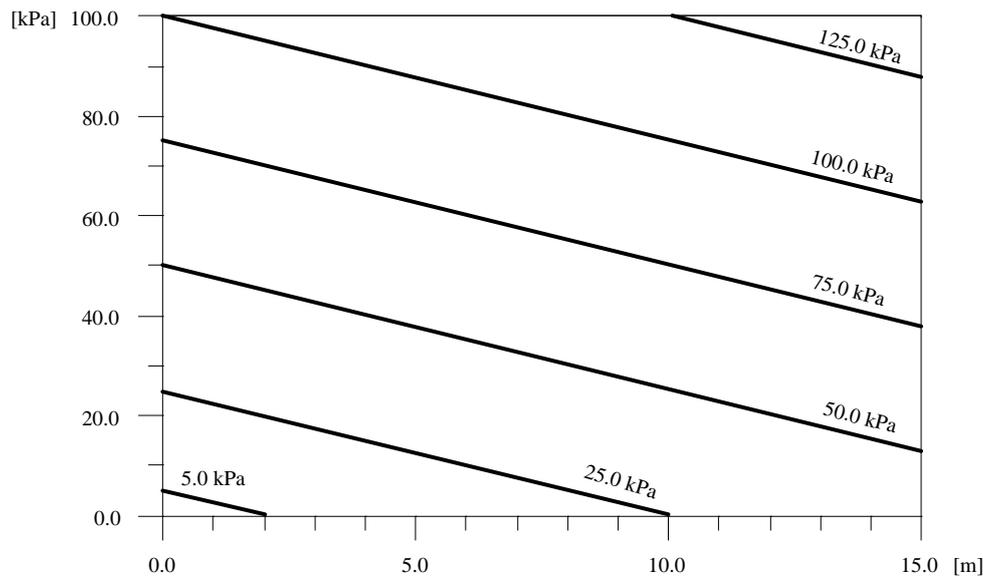


Figura 8.7 – Diagramas de pressões relativas ao estudo paramétrico da pressão de injeção (fluido de Bingham)

8.3. Implementação numérica do modelo de injeção e de endurecimento de calda

A implementação numérica é relativamente simples pois baseia-se no trabalho já desenvolvido em relação ao modelo hidromecânico apresentado no Capítulo 6. A malha de escoamento é exactamente a mesma, bem como o ciclo de cálculo e a sua interacção com o cálculo mecânico. No entanto, foram efectuados alguns desenvolvimentos específicos, pois o modelo proposto permite analisar de forma integrada todas as fases do processo, desde o aparecimento da fissura, infiltração da água, injeção da calda e endurecimento da calda.

Em relação ao fluido de Newton, as propriedades fundamentais para definir o escoamento são a massa volúmica, a viscosidade e a deformabilidade volumétrica. Para o fluido de Bingham, para além destas propriedades, é necessário definir a coesão. Caso se pretenda realizar a análise após o endurecimento da calda, é ainda necessário definir a coesão, o ângulo de atrito, o limite máximo à tracção, o limite máximo à compressão, o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade.

O procedimento para determinação das novas pressões na malha de escoamento é idêntico ao utilizado no Capítulo 6. Assim, para cada nó hidráulico é realizada a contabilização dos caudais que entram e saem, aos quais é, eventualmente, adicionado o caudal relativo a alguma fonte (ou sumidouro). Com base no caudal total é determinada a nova pressão. Caso a pressão seja menor que zero, então a pressão é alterada e passa a apresentar um valor nulo. Caso contrário a pressão é aplicada a todos os subcontactos associados ao nó hidráulico em análise.

Na fase de injeção de calda, o procedimento para a determinação do caudal é semelhante ao indicado na Capítulo 6, pois o caudal é determinado, inicialmente, a

partir da lei cúbica de escoamento para o fluido de Newton. Posteriormente, é determinado o gradiente hidráulico mínimo (J_0) através da equação (8.1). Caso o gradiente hidráulico disponível (J), determinado através da equação (8.2), seja igual ou inferior à J_0 , então o caudal é nulo, caso contrário o caudal previamente determinado é corrigido através do factor devido à coesão (f_c), conforme equação (8.7),

$$f_c = 1 - \frac{3e}{2a} + \frac{1}{2} \left(\frac{e}{a} \right)^3 \quad (8.8)$$

f_c Factor correctivo devido à coesão.

O valor da abertura hidráulica é equivalente à abertura hidráulica média determinada através da abertura hidráulica inicial e final (Figura 8.8). Conforme referido no Capítulo 6, a determinação da abertura hidráulica inicial e final depende da estratégia adoptada. Foram apresentados três procedimentos distintos. Na hipótese de não acoplamento ou desacoplamento, a abertura hidráulica é constante e igual à abertura nominal,

$$a_h = a_0 \quad (8.9)$$

a_h Abertura hidráulica (inicial ou final);

a_0 Abertura nominal.

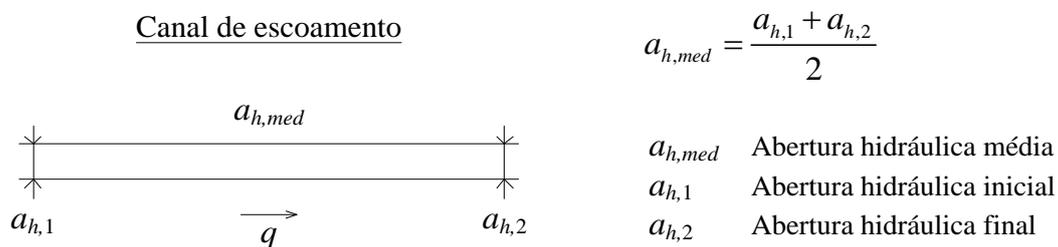


Figura 8.8 – Determinação da abertura hidráulica

No caso de se considerar o acoplamento hidromecânico, a abertura hidráulica é actualizada em cada passo de cálculo, consoante a abertura mecânica,

$$a_h = a_0 + a_m \quad (8.10)$$

a_m Abertura mecânica.

A terceira alternativa, semelhante a hipótese de acoplamento, corresponde a fixar a abertura hidráulica corrente, que passa a ser, em cada ponto, uma abertura hidráulica constante ao longo do restante cálculo hidromecânico,

$$a_h = a_{h,ps} \quad (8.11)$$

$a_{h,ps}$ Abertura hidráulica pós-escoamento.

Importa referir que a abertura hidráulica pós-escoamento pode ser inferior à abertura nominal, bastando para tal que a junta esteja em compressão. Ainda existe uma variante a esta última hipótese, que corresponde a considerar o acoplamento hidromecânico a partir da equação (8.11), à semelhança do que ocorre com a equação (8.10),

$$a_h = a_{h,ps} + a_m \quad (8.12)$$

Para a hipótese da injeção de calda ocorrer após a análise do escoamento de água, foi desenvolvido um quarto esquema para determinação da abertura hidráulica, que tem em conta a permeabilidade da fissura, representada através da abertura hidráulica nominal, e da componente devida à injeção da água (Figura 8.9). Esta última solução considera o acoplamento hidromecânico, pelo que deve ser adicionada à abertura hidráulica,

$$a_h = a_0 + a_{h,ps}^{ps} + a_m \quad (8.13)$$

$a_{h,ps}^{ps}$ Abertura hidráulica devida ao volume de água que preenche a fissura.

A abertura hidráulica que se verifica após o escoamento, devida ao volume de água que preenche a fissura, é determinada através de,

$$a_{h,ps}^{ps} = \frac{P}{k_n} \quad (8.14)$$

P Pressão hidráulica;

k_n Rigidez normal da junta que está preenchida de água.

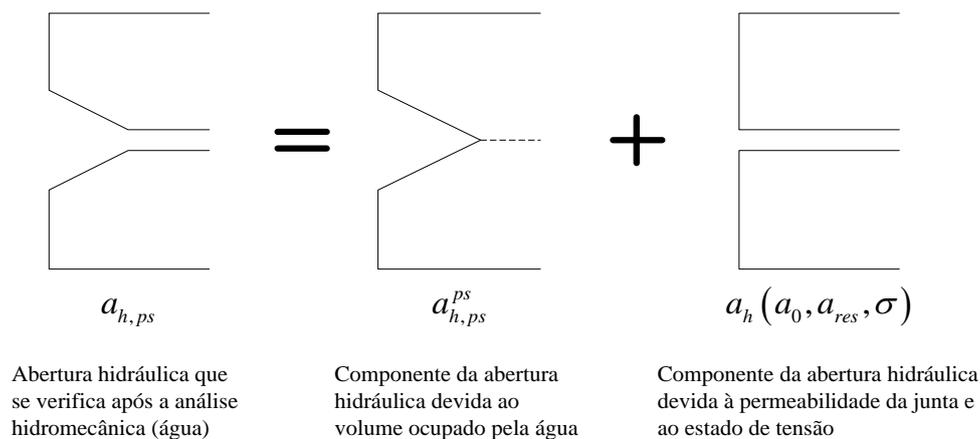


Figura 8.9 – Abertura hidráulica e permeabilidade após a fase de escoamento

As aberturas hidráulicas finais, determinadas através dos cinco esquemas de cálculo sugeridos, são ainda corrigidas em relação aos limites impostos pela abertura hidráulica residual e abertura hidráulica máxima,

$$a_{res} \leq a_h \leq a_{max} \quad (8.15)$$

a_{res} Abertura hidráulica residual;

a_{max} Abertura hidráulica máxima.

Com este último modelo pretende-se simular a substituição da água pela calda, motivo pelo qual interessa considerar esta abertura adicional. Quando os problemas de infiltração da água e da injeção de calda são tratados no âmbito da mesma análise, é necessário trocar o fluido, de água para calda, durante os cálculos. Neste processo de troca de fluido, não basta alterar as propriedades do material, também é imprescindível reinicializar algumas variáveis hidráulicas. Entre as variáveis a reinicializar encontram-se os caudais nos canais de escoamento e as pressões nos nós hidráulicos. Para além disto, em consequência das alterações na permeabilidade e abertura hidráulica que se verificam nos subcontactos, é necessário recalcular o passo de cálculo hidráulico e os volumes escalados.

Após o endurecimento da calda, é possível avaliar o comportamento global da estrutura devido à rigidez adicional proveniente das juntas injectadas. Este comportamento é modelado por meio do efeito mecânico do fluido, apesar de, neste caso, o escoamento já ter cessado. Conforme é referido no Capítulo 6, o efeito mecânico do fluido nas juntas verifica-se através de uma força aplicada nos subcontactos que formam o canal de escoamento. Estas forças são função do diagrama de pressões que se estabelece devido ao escoamento (Figura 8.10).

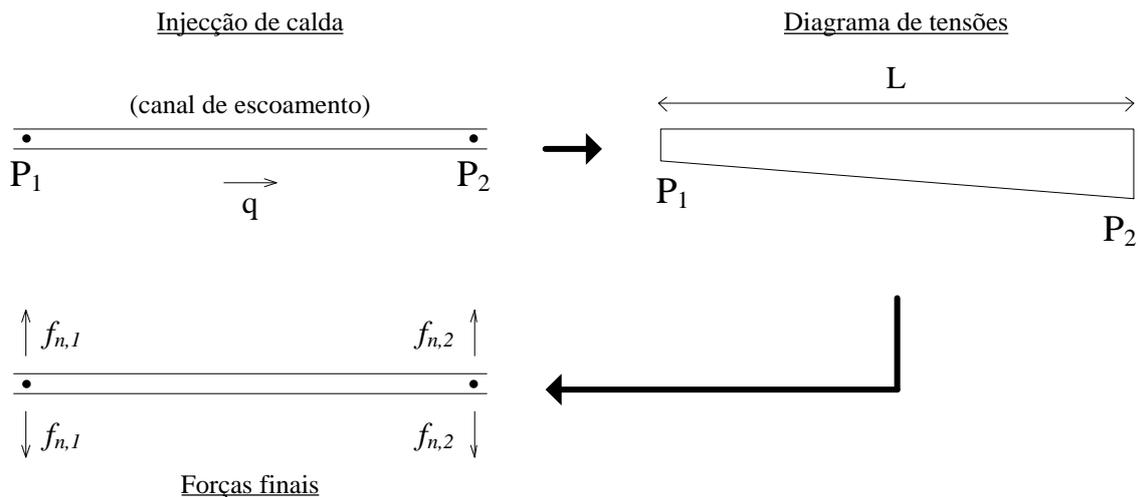


Figura 8.10 – Efeito mecânico durante a fase da análise hidromecânica

Em relação à contabilização do efeito mecânico, foram implementadas três soluções possíveis. A primeira solução corresponde a desprezar o efeito mecânico e assim as forças nos contactos são nulas,

$$f_{n,1} = 0 \quad (8.16)$$

$$f_{n,2} = 0 \quad (8.17)$$

$f_{n,1}, f_{n,2}$ Força normal aplicada no ponto 1 e 2.

A segunda hipótese corresponde à solução convencional já referida, em que o efeito mecânico se verifica de acordo com a sua definição original, e as forças normais são determinadas através da integração das pressões, tendo por base um diagrama trapezoidal,

$$f_{n,1} = \left(P_1 + \frac{P_2}{2} \right) \frac{L}{3} \quad (8.18)$$

$$f_{n,2} = \left(\frac{P_1}{2} + P_2 \right) \frac{L}{3} \quad (8.19)$$

L Comprimento do contacto.

A terceira hipótese foi desenvolvida com o objectivo de modelar o efeito da calda após o seu endurecimento. Esta hipótese só é aplicável após estar concluída a análise hidromecânica relativa à injeção, pois depende das condições finais, decorrentes desta análise. Assim, o modelo agora proposto, para além de considerar forças normais à superfície de descontinuidade, envolve também a determinação e aplicação de forças de corte (Figura 8.11). Ambas as componentes estão condicionadas por um modelo constitutivo definido por meio das propriedades da calda após o endurecimento. A pressão, que neste contexto pode ser designada por tensão normal, tanto no ponto inicial, como no ponto final de contacto, é determinada através de,

$$P = P_s + (a_{m,i} - a_m) k_{n,g} \quad (8.20)$$

P Pressão total (tensão normal);

P_s Pressão hidráulica;

$a_{m,i}$ Abertura mecânica inicial;

a_m Abertura mecânica actual;

$k_{n,g}$ Rigidez normal da calda após o endurecimento.

A pressão devida ao escoamento e a abertura mecânica inicial são valores constantes, que correspondem às condições finais que se verificam logo após a conclusão da análise hidromecânica da fase de injeção de calda. Para estas mesmas condições, é registada a

abertura hidráulica final que, em conjunto com o módulo de elasticidade do material após endurecimento, permite estimar a rigidez normal da calda após o endurecimento,

$$k_{n,g} = \frac{E_g}{a_h} \quad (8.21)$$

E_g Módulo de elasticidade do material após endurecimento.

Metodologia semelhante é adoptada para a determinação da tensão tangencial, cuja rigidez tangencial é função do módulo de distorção do material após endurecimento,

$$\tau = (u_{s,i} - u_s) k_{s,g} \quad (8.22)$$

$$k_{s,g} = \frac{G_g}{a_h} \quad (8.23)$$

τ Tensão tangencial;

$u_{s,i}$ Deslocamento tangencial inicial;

u_s Deslocamento tangencial actual;

$k_{s,g}$ Rigidez tangencial da calda após o endurecimento;

E_g Módulo de distorção da calda após endurecimento.

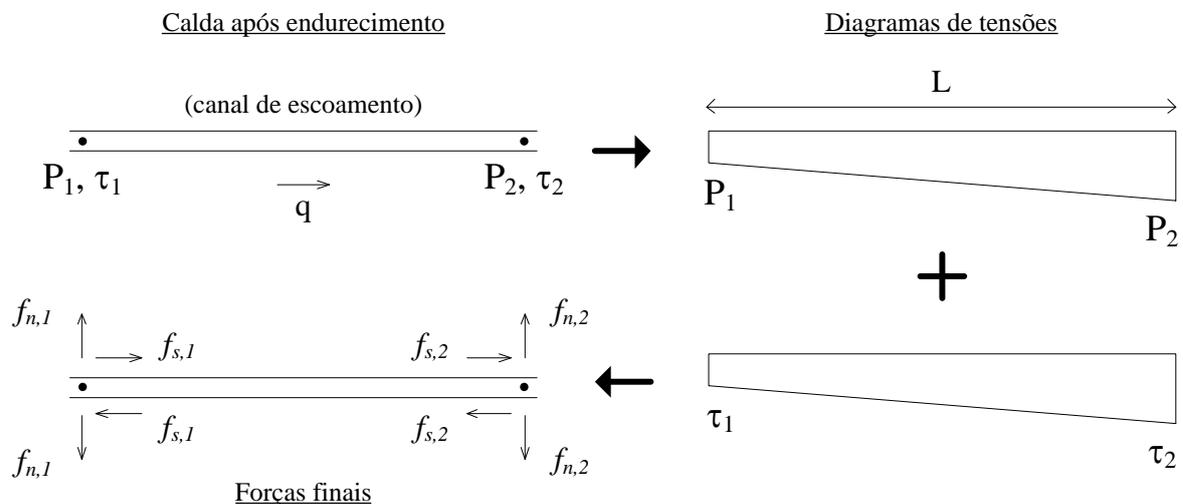


Figura 8.11 – Efeito mecânico após endurecimento da calda

Antes de se proceder à integração das tensões em forças, é necessário verificar as condicionantes impostas pelo modelo constitutivo. O modelo constitutivo adoptado é semelhante ao que é apresentado no Capítulo 3. Caso a tensão normal determinada pela equação (8.20) seja maior que zero, ou seja, uma tensão de tracção, e superior à resistência máxima à tracção do material, a tensão normal e a tensão tangencial anulam-se, bem como as forças resultantes, o que representa a rotura do material. Ainda para o

caso da tensão normal ser de tracção, porém inferior ao limite máximo, então a tensão tangencial máxima admissível, de acordo com o modelo, é equivalente à coesão. Caso a tensão tangencial, determinada através da equação (8.22), seja superior à tensão tangencial máxima admissível, então a mesma deve ser corrigida para um valor igual à tensão máxima.

Caso a tensão normal seja de compressão e superior à tensão limite máxima de compressão, esta deve ser alterada para um valor igual ao da tensão máxima. Na hipótese de compressão, a tensão tangencial máxima admissível é determinada a partir da recta de Mohr-Coulomb, com base no ângulo de atrito, na tensão normal e na coesão do material após o endurecimento. Se a tensão máxima for superior à tensão máxima admissível então esta é reduzida para o valor máximo.

Após estas correcções, as forças normais são determinadas através das equações (8.18) e (8.19), e as forças tangenciais são determinadas através das seguintes equações,

$$f_{s,1} = \left(\tau_1 + \frac{\tau_2}{2} \right) \frac{L}{3} \quad (8.24)$$

$$f_{s,2} = \left(\frac{\tau_1}{2} + \tau_2 \right) \frac{L}{3} \quad (8.25)$$

$f_{s,1}$, $f_{s,2}$ Força tangencial aplicada no ponto 1 e 2;
 τ_1 , τ_2 Tensão tangencial no ponto 1 e 2.

8.4. Exemplo de aplicação

O caso de aplicação compreende três fases distintas do processo de tratamento de uma barragem gravidade por injeção de calda (Javanmardi et al. 2005), referente a um estudo teórico.

A primeira fase corresponde à infiltração da água pela fissura (Figura 8.12), que irá provocar o aumento da abertura e comprimento da descontinuidade inicial. A segunda fase compreende a injeção de calda através da galeria de drenagem (Figura 8.13). O objectivo desta segunda fase é preencher o espaço ocupado pela água, com calda, sem provocar a propagação da fissura para jusante. A terceira fase refere-se ao endurecimento da calda e a restituição da continuidade estrutural (Figura 8.14).

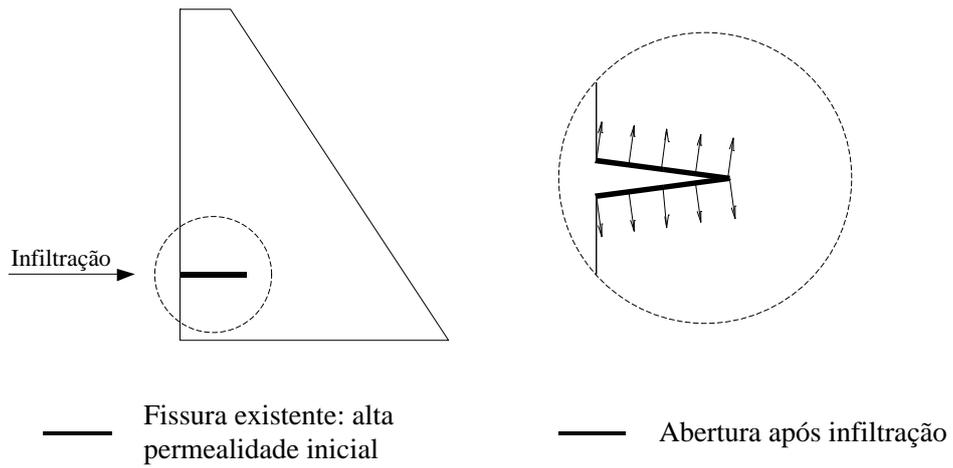


Figura 8.12 – Fase 1: Fissura e infiltração

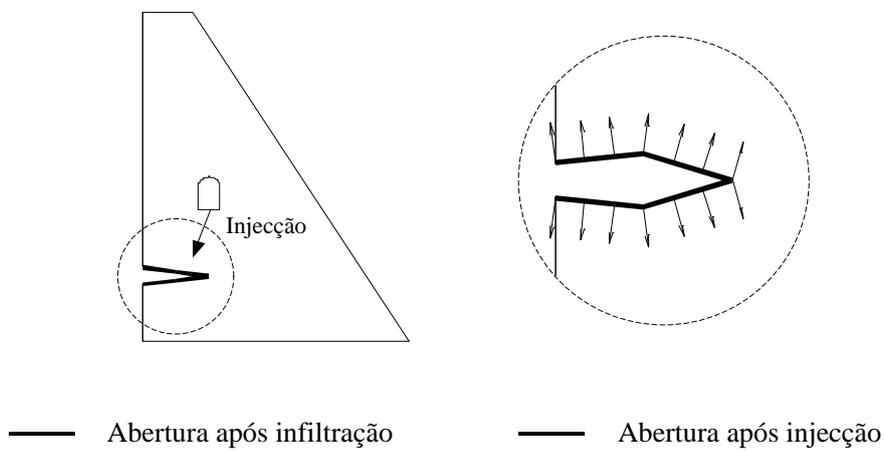


Figura 8.13 – Fase 2: Injeção

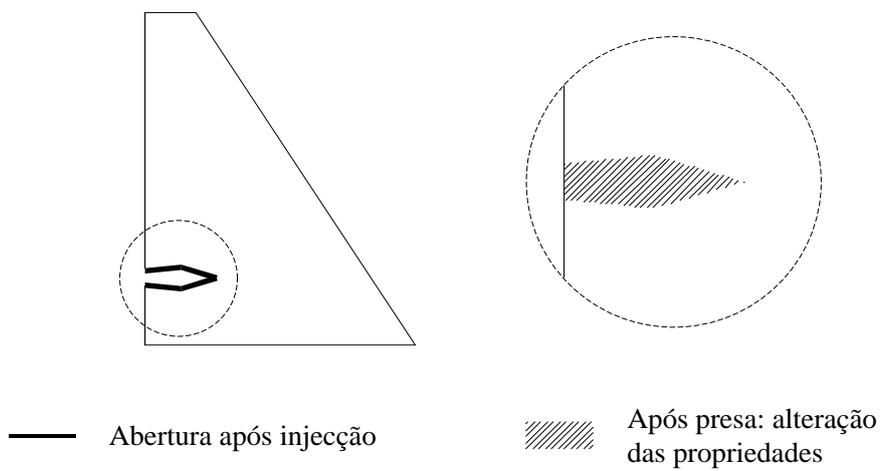


Figura 8.14 – Fase 3: Endurecimento da calda

A barragem gravidade em análise possui 90m de altura e 70m de largura na base. O perfil principal está representado na Figura 8.15a. A barragem apresenta uma fissura localizada a cerca de 10m da fundação, que se estende do paramento de montante ao paramento de jusante. O modelo (Figura 8.15c) representa apenas a barragem e é constituído por 82 blocos deformáveis. O modelo de contactos adoptado para a totalidade das juntas, é do tipo trapezoidal com pontos móveis e, para as tensões tangenciais, é utilizado o modelo trapezoidal com dois pontos de controlo. Em termos de solução numérica a análise recorre ao esquema de massas escaladas, em função do passo de cálculo condicionante (mínimo). O amortecimento é o tipo global, servo assistido, pelo que o coeficiente de amortecimento proporcional à massa é actualizado em todos os passos de cálculo, com base no comportamento dinâmico da estrutura. O ficheiro de dados consta do Anexo 3.

As propriedades (Javanmardi et al. 2005) constam da Figura 8.15. A massa volúmica é de 2300kg/m^3 , o módulo de elasticidade é de 24GPa e o coeficiente de Poisson de 0.2. A aceleração da gravidade é de 10m/s^2 , sendo o peso volúmico igual a 23kN/m^3 . Quanto às juntas, para a rigidez normal e para a rigidez tangencial, adopta-se o valor de 240GPa/m , 0.1MPa para a resistência máxima à tracção e coesão, e 45° para o ângulo de atrito.

Quanto à execução da análise, em primeiro lugar é aplicado o peso próprio da barragem, com base num modelo elástico, seguido pela aplicação da pressão hidrostática, para um nível da albufeira que se situa 86m acima do plano de fundação. Na etapa a seguir, o limite à tracção e a coesão são alterados para 0.1MPa , porém o modelo continua a apresentar um comportamento elástico. Isto ocorre porque o estado de tensão resultante, no plano da fissura, é de compressão, apesar da tensão junto ao paramento de jusante ser inferior à pressão hidrostática nesta zona (0.76MPa). Os diagramas de tensões efectivas, para a acção do peso próprio e do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática, estão representados na Figura 8.16.

A fase de escoamento da água pela fissura inicia-se através da constituição da rede de escoamento, que neste caso se restringe apenas à própria fissura pré-definida. Para dar início ao escoamento foi alterada a permeabilidade dos primeiros 10m da fissura, que passa a apresentar uma permeabilidade 1000 vezes superior à restante rede de escoamento. A abertura hidráulica nominal da fissura é de 0.05mm , a abertura residual é de 0.02mm e a abertura máxima é de 0.125mm . Para a água adopta-se uma massa volúmica de 1000kg/m^3 , uma viscosidade cinemática de $10^{-6}\text{m}^2/\text{s}$ e uma deformabilidade volumétrica de 2GPa . O escoamento é acoplado, pelo que a abertura da junta é função do estado de tensão da estrutura. Foi adoptada uma fronteira hidráulica permeável junto ao paramento de jusante. O diagrama de subpressão final apresenta, junto ao paramento de montante e ao longo dos dez primeiros metros, a subpressão total, valor que se reduz de forma linear, até se anular junto ao paramento de jusante.

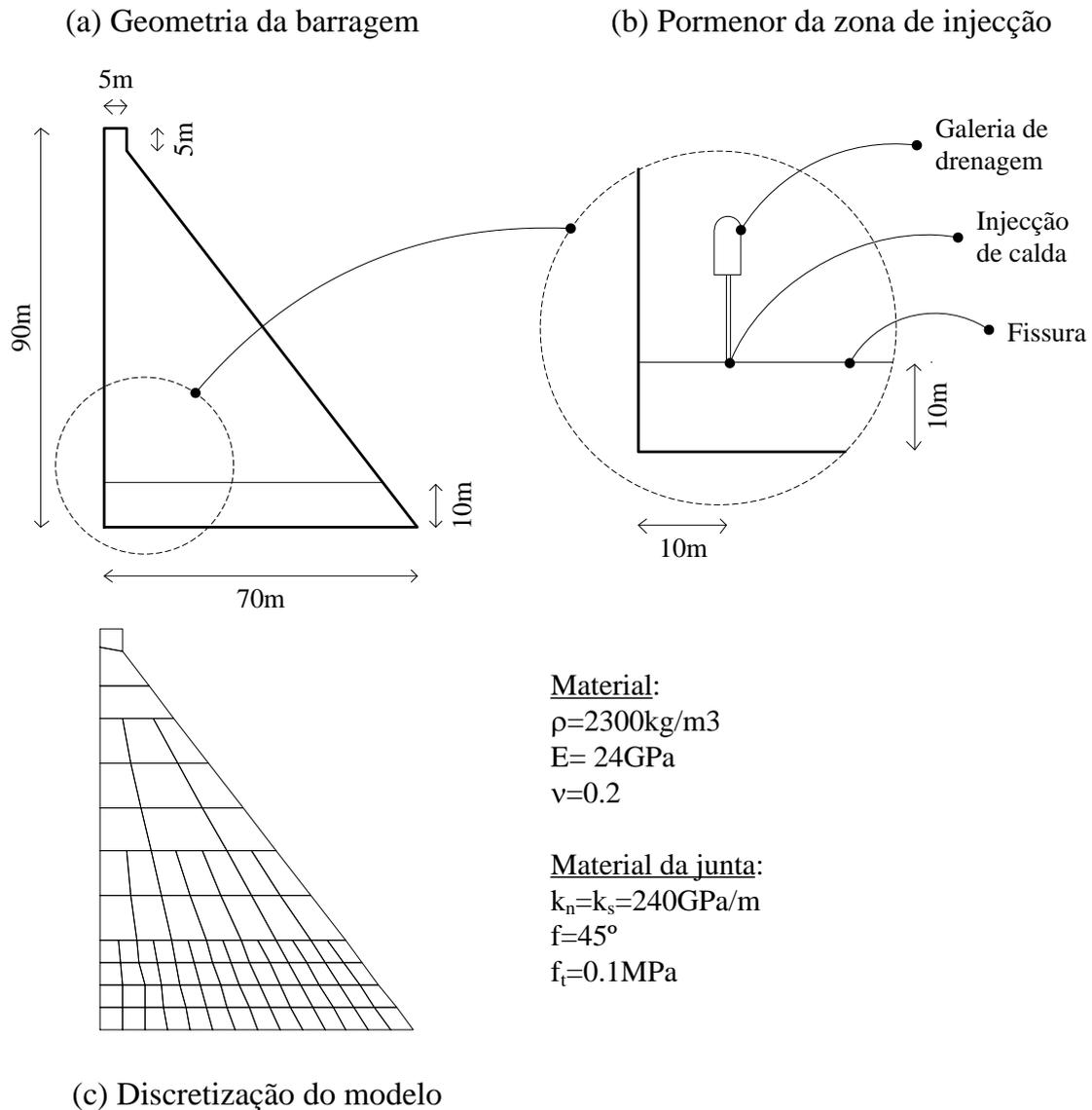


Figura 8.15 – Características do modelo

O diagrama de tensões efectivas está representado na Figura 8.16, onde é possível observar uma zona fissurada com aproximadamente 17.8m, ou seja, cerca de 29% da largura da secção.

A fase de injeção de calda inicia-se através da alteração das propriedades do fluido, que passa a apresentar uma coesão de 2.5Pa. O escoamento é reinicializado consoante as novas características e o caudal passa a ser determinado através da formulação preconizada para os fluidos de Bingham. Outra alteração diz respeito ao esquema utilizado para a determinação da abertura hidráulica, como já descrito no início deste capítulo.

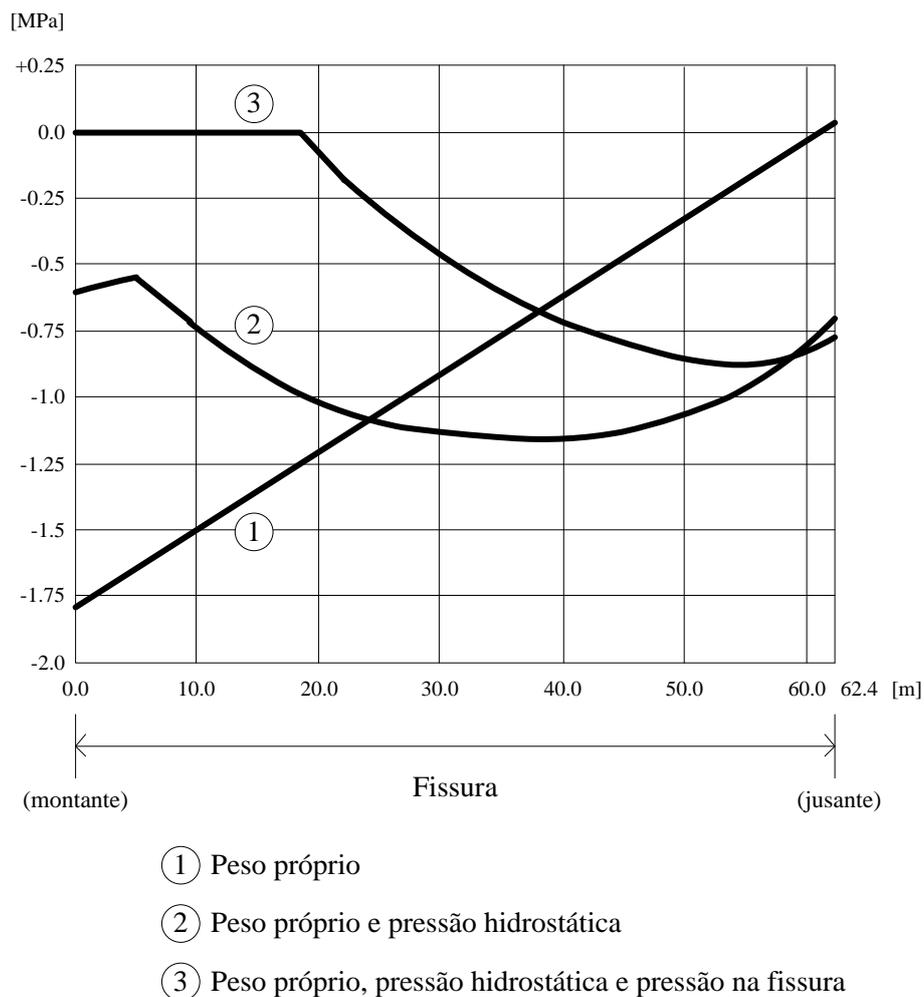


Figura 8.16 – Diagramas de tensões efectivas ao longo do plano da fissura

Considera-se que a injeção é realizada a partir da galeria de drenagem, a cerca de 10m do paramento de montante (Figura 8.15b). Em termos da pressão de injeção, duas condicionantes devem ser tidas em conta. A primeira diz respeito à pressão final junto ao paramento de montante, que deverá ser superior à pressão hidrostática, de forma a expulsar a água que se encontra no interior da fissura. A segunda condicionante refere-se ao valor da pressão em direcção ao paramento de jusante, que deverá ser controlada, de forma a não causar a propagação da fissura nesta zona. O valor da pressão de injeção proposto por Javanmardi e Léger (2005) é de 0.86MPa. Este valor parece ser insuficiente, pois a pressão obtida a montante é de 0.44MPa. Em contrapartida a injeção não causa a propagação da fissura a jusante. Ao aumentar o valor da pressão de injeção em 25%, para 1.08MPa, a pressão a montante passa para 0.67MPa, ainda insuficiente para os fins pretendidos, porém o comprimento da fissura aumenta para 22.3m, o que corresponde a 36% da largura da secção. Caso a pressão aumente ainda mais 25% e passe para o valor de 1.29MPa, a pressão a montante é de 0.89MPa, portanto acima do valor mínimo pretendido, e a fissura passa a apresentar um comprimento de 40.1m, cerca de 64% da largura da secção.

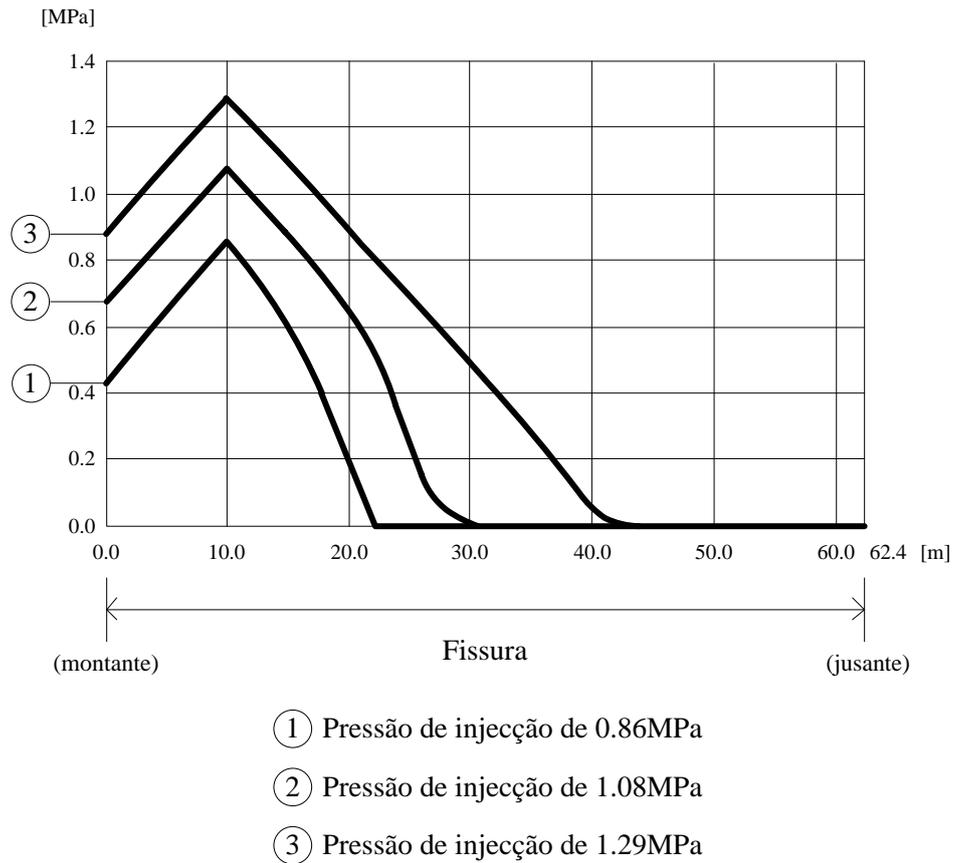


Figura 8.17 – Diagramas de pressões de injeção ao longo do plano da fissura

Para a hipótese intermédia, pressão de injeção de 1.08MPa, foi feita a análise do endurecimento da calda e a avaliação do seu efeito em relação ao comportamento estrutural da barragem. Este efeito pode-se verificar a partir da alteração das acções, nomeadamente da pressão hidrostática. No caso de redução do nível da albufeira, a presença da calda pode dar origem a tracções junto ao paramento de jusante, devido a um efeito de cunha. No caso inverso, de aumento do nível da albufeira para além do nível no qual se deu a injeção, a barragem pode voltar a fissurar no mesmo local, caso a calda não seja capaz de resistir às tracções que aí se vão desenvolver.

A análise da barragem após a presa da calda inicia-se com a interrupção do processo de injeção, ou seja, com a interrupção da análise de escoamento em curso, e simultaneamente, com a alteração do tipo de interacção hidromecânica, conforme já descrito. Posteriormente são definidas as propriedades do material após endurecimento, com o objectivo de estabelecer o modelo constitutivo a aplicar. Neste exemplo foi adoptado um módulo de elasticidade de 1GPa, um coeficiente de Poisson de 0.2, um ângulo de atrito de 45° e uma resistência máxima à tracção e uma coesão de 1MPa.

Para avaliar a efectividade do tratamento por injeção de calda, foi realizada a redução completa do nível da albufeira e o posterior reenchimento, até atingir uma cota cinco metros acima do nível do coroamento, de forma a simular um cenário de cheia. Com

base nos deslocamentos observados no coroamento, registados antes e depois do tratamento, verifica-se uma alteração do comportamento, principalmente quando a barragem está sob acção do peso próprio em conjunto com a pressão hidrostática. Antes do tratamento o modelo apresentava, para o cenário de cheia, um deslocamento horizontal, para jusante, de 5mm. Após o tratamento, para a mesma acção, o deslocamento observado foi reduzido para 4mm.

8.5. Conclusões

O modelo numérico desenvolvido, com base no Método dos Elementos Discretos, permite avaliar projectos de injeção de calda e as suas consequências no comportamento estrutural das barragens. A implementação numérica é relativamente simples, pois baseia-se no modelo de escoamento que consta do Capítulo 6. A forma integrada com que os vários fenómenos são abordados permite grande flexibilidade para o desenvolvimento de novos modelos de junta hidráulica, bem como no desenvolvimento de novos modelos de interacção hidromecânica.

A modelação é relativamente sensível aos principais parâmetros hidráulicos, nomeadamente ao valor da abertura hidráulica, pois os caudais são calculados através da lei cúbica do escoamento, se bem que modificada para fluidos com comportamento visco-plástico. Este género de análise deve basear-se em ensaios preliminares, específicos para cada obra, ou ser realizado a partir de estudos paramétricos extensos, como forma de ultrapassar a falta de informação fidedigna.

9. Conclusões e desenvolvimentos futuros

9.1. Aplicação numérica desenvolvida

No âmbito desta tese foi desenvolvido um modelo de elementos discretos para a análise estrutural bidimensional de barragens gravidade e dos respectivos maciços de fundação. Com base neste modelo foi elaborada uma aplicação numérica, através da linguagem de programação C++, designada por DEC-DAM. Para além da implementação numérica do modelo, a aplicação inclui ferramentas específicas para a introdução de dados, como a geometria do modelo, as acções estáticas e dinâmicas e as condições de fronteira mecânicas e hidráulicas. Foram também desenvolvidas ferramentas para a escrita dos resultados, tanto em formato alfanumérico, como gráfico. A interacção entre o utilizador e a aplicação estabelece-se através da linha de comando. Para tanto, foi elaborado um conjunto de palavras-chave e argumentos, os quais são interpretados pela aplicação. As linhas com os comandos podem ser introduzidas individualmente ou agrupadas num ficheiro de dados.

Todas estas funcionalidades foram elaboradas especificamente para tratar dos problemas relacionados com barragens gravidade, especialmente as barragens gravidade em alvenaria, apesar de a sua aplicação também ser válida para as barragens gravidade em betão. É dada especial atenção neste trabalho ao estudo dos cenários de rotura que se desenvolvem nas descontinuidades do corpo da barragem e no maciço rochoso. Assim, a aplicação permite o estudo da propagação de fissuras através de juntas existentes ou através do meio contínuo, com recurso a malhas irregulares, com actualização da subpressão nestas zonas.

Este tipo de desenvolvimento numérico envolve um grande volume de informação e de operações. Assim sendo, as questões relacionadas com a programação tem um peso importante. Foi necessário recorrer a técnicas de programação avançadas, por meio de classes e objectos, em que as propriedades de encapsulamento desempenham um papel fundamental. Em termos da constituição do modelo foram criadas classes para os vértices, lados e blocos. Quanto à associação de blocos foram criadas as classes dos contactos e dos subcontactos. Procedimento semelhante foi adoptado para a implementação dos materiais, dos macroblocos, dos reforços, da malha de escoamento, entre outros. Para o armazenamento dos elementos, foram utilizadas listas e vectores, conforme o tipo de acesso previsto.

A aplicação permite a discretização do modelo em blocos com 3 ou 4 lados. Os blocos podem ser rígidos ou deformáveis. Neste último caso, cada bloco corresponde a um elemento finito paramétrico, cuja determinação das tensões se realiza através de um ou quatro pontos de Gauss, consoante o número de vértices do elemento. A associação entre blocos pode ocorrer na forma de macroblocos, semelhante a uma malha de elementos finitos ou através de estabelecimento de contactos entre blocos, constituindo

um meio descontínuo. Foi desenvolvida uma solução completa para a detecção, actualização e eliminação de contactos ao longo da análise. Quanto aos contactos, foram desenvolvidos seis modelos diferentes, desde o contacto pontual, habitualmente utilizado em outros desenvolvimentos do género, até ao modelo designado por “trapezoidal com pontos móveis”. Este último modelo permite a integração das forças de contacto através de um diagrama trapezoidal de tensões. Além disto, a aplicação permite a alteração deste diagrama com base no modelo constitutivo da junta, e a integração das forças resultantes de forma estaticamente equivalente. Este ponto é um contributo importante da tese. A solução numérica utilizada corresponde a integração da equação de movimento, através do método das diferenças centrais, em associação com as técnicas das massas escaladas e de relaxação dinâmica.

A análise dinâmica baseia-se na mesma solução numérica da análise estática, excepto no que se refere à utilização das massas escaladas e da relaxação dinâmica, que é substituída pela aplicação do amortecimento de Rayleigh. Foram elaboradas diversas ferramentas para a aplicação das solicitações dinâmicas e respectivas condições de fronteira. As acções sísmicas são aplicadas através de uma história de velocidades, tanto na direcção transversal como longitudinal, directamente no maciço de fundação. O maciço de fundação pode ser representado através de um modelo rígido ou deformável. No caso do maciço de fundação ser deformável é necessário recorrer a fronteiras viscosas. Para a aplicação simultânea das componentes de corte e de compressão foi implementada uma solução designada por *free-field*.

A aplicação permite ainda a realização de análises hidromecânicas. A estrutura de dados, nomeadamente a malha de escoamento, tem por base a rede de contactos face-face previamente constituída. Este modelo possibilita a integração do cálculo hidráulico e mecânico, o que tem vantagens significativas em relação aos modelos existentes. O cálculo hidromecânico foi estendido para tratar das questões relacionadas com a injeção de calda, através do modelo de fluido de Bingham. O modelo desenvolvido permite, numa mesma análise, efectuar o estudo do escoamento de água por uma fissura, a substituição da água pela calda por meio da simulação do processo de injeção e, posteriormente, o endurecimento da calda e a avaliação do seu efeito no comportamento estrutural da barragem. Análises semelhantes foram realizadas por outros autores, porém, de forma faseada, através de várias análises consecutivas e utilizando mais do que uma aplicação no mesmo problema. O tratamento unificado deste fenómeno é um aspecto inovador desta tese. Para além disto, a aplicação admite ainda a modelação de pregagens e ancoragens que, em conjunto com a injeção de calda, permite avaliar a grande parte das obras de reforço e reparação de barragens.

Por fim foram analisadas uma série de barragens reais, das quais três estão localizadas em Portugal, barragem de Guilhofrei, da Lagoa Comprida e da Póvoa, uma na Índia, barragem de Bhandardara, e uma no Canadá. Estes estudos também constituem um importante contributo para a engenharia de barragens, que permitem demonstrar mais amplamente as capacidades da aplicação desenvolvida.

9.2. Resumo da tese e conclusões

Nos anteriores capítulos, foi apresentado um modelo de elementos discretos para o estudo de barragens gravidade em alvenaria. Este trabalho deu origem a uma aplicação numérica, designada por DEC-DAM, utilizada na análise dos vários casos de aplicação que foram apresentados. Nestas análises, foi possível avaliar a segurança estrutural das barragens perante acções estáticas e dinâmicas, bem como avaliar as propostas de reparação e reforço, cumprindo assim os principais objectivos desta tese. Faz-se a seguir a descrição dos capítulos e as suas principais conclusões, já apresentadas, com mais detalhe, no final de cada capítulo.

No Capítulo 1 foi posto em evidência a importância das actividades de observação de barragens, devido ao seu elevado risco potencial. Foi feita especial referência ao caso das barragens gravidade em alvenaria que, pela sua especificidade, carecem de metodologias específicas de análise, aspecto amplamente discutido nesta tese. Também foi feita uma breve apresentação da tese e da sua organização por capítulos, bem como a síntese das principais contribuições originais.

No Capítulo 2 foi feita a revisão histórica do projecto de barragens gravidade, desde o aparecimento das barragens em alvenaria, passando pelos primeiros projectos, as principais obras e os incidentes e acidentes mais significativos. Neste contexto, foi estabelecida a correlação entre as fragilidades estruturais características deste género de barragem e os pressupostos de projecto subjacentes. Estes elementos são fundamentais para a compreensão dos fenómenos em causa, bem como para a avaliação qualitativa das obras de reparação e reforço.

Durante os séculos XIX e início do século XX, as bases científicas necessárias para o projecto de barragens foram estabelecidas. Aspectos como a subpressão, a qualidade da fundação, o comportamento dos materiais a longo prazo, a permeabilidade e as acções sísmicas, só vieram a ser abordados mais recentemente. A ausência do sistema de drenagem, tanto na fundação como no corpo da barragem, e a consequente perda de continuidade estrutural, para além do efeito da subpressão na estabilidade global da estrutura, são os principais aspectos a ter em conta. As barragens gravidade permanecem como um tema de interesse relevante para a área de Engenharia de Barragens, pois assiste-se a uma tendência para utilização do betão compactado por cilindro (BCC), que recorre quase sempre ao uso de perfis gravidade, com custos de construção inferiores aos do betão moldado.

Na primeira parte do Capítulo 3, foram abordadas as questões regulamentares. Foi realizada uma comparação entre o regulamento português e os três principais regulamentos americanos, que incidiu sobre os aspectos que podem ser aplicados às barragens gravidade em alvenaria. Estes regulamentos foram elaborados fundamentalmente para barragens em betão, pelo que todos os tópicos relacionados com o comportamento do material, como a sua capacidade resistente, exigem alguma adaptação para o caso das barragens em alvenaria.

A segunda parte do Capítulo 3 apresenta uma aplicação para a análise plana de barragens gravidade, por meio do equilíbrio estático da secção, com vista à avaliação dos mecanismos de deslizamento e derrubamento. Esta ferramenta permite uma avaliação expedita das condições de segurança da estrutura, determinando as acções, as combinações de acções e os mecanismos de rotura mais condicionantes. Esta aplicação permite ainda efectuar análises paramétricas, que são fundamentais para avaliação de estruturas existentes, em que o conhecimento em relação as propriedades dos materiais é limitado. Como exemplo de aplicação, foram realizadas as análises dos perfis históricos de Sazilly, Delocre e Rankine, cujos modelos estruturais serviram de referência para diversos projectos desenvolvidos no início do século XX. A maioria das barragens concebidas nesta época, não cumpre os critérios de segurança preconizados pelos regulamentos modernos, devido ao efeito da subpressão. Tem sido este o principal motivo das obras de reforço de barragens gravidade em alvenaria.

Na última parte do Capítulo 3 foi estabelecido um conjunto de procedimentos específicos para a análise estrutural de barragens gravidade em alvenaria. Foram definidas as acções, as combinações de acções, os mecanismos de rotura e os critérios de avaliação que devem ser aplicados às barragens gravidade em alvenaria. Foram ainda definidas as principais propriedades dos materiais e os valores propostos para as análises estruturais através do Método dos Elementos Discretos. Por fim, foi proposto um procedimento de análise, onde foi definida a ordem de aplicação das acções, tendo em conta o efeito do seu acoplamento, com o objectivo de estudar o comportamento não-linear das barragens gravidade em alvenaria. Para as análises não lineares, principalmente nas análises à rotura, a ordem de aplicação das acções deve ser feita de forma criteriosa, pois tem influência nos resultados.

No Capítulo 4 foi feita uma descrição pormenorizada do modelo de elementos discretos proposto, nomeadamente os aspectos relacionados com a análise estática. O modelo admite blocos triangulares ou quadrangulares, rígidos ou deformáveis, que podem associar-se na forma de uma malha de elementos finitos convencional ou constituir um meio descontínuo. Nesta segunda hipótese, a conexão entre os blocos realiza-se por meio de contactos do tipo face-face, cuja implementação numérica se concretiza através de um par de subcontactos. Este par de subcontactos permite que a integração das forças de contacto possa se realizar a partir de um diagrama trapezoidal de tensões, cuja forma final depende do respectivo modelo constitutivo. Este modelo de contacto é melhor que o esquema do tipo pontual, habitualmente utilizado em outros modelos de elementos discretos. Os contactos são criados no primeiro ciclo de cálculo e são actualizados consoante o movimento relativo dos blocos. Foram ainda tratadas neste capítulo, todas as questões numéricas relacionadas com Método dos Elementos Discretos, nomeadamente a determinação do passo de cálculo, das massas escaladas, da relaxação dinâmica e da integração da equação de movimento.

Como exemplo de aplicação do Capítulo 4, foi realizada a análise da Barragem de Guilhofrei (H=39m). Trata-se de uma barragem gravidade em alvenaria, localizada no

distrito de Braga, cuja construção data de 1938. A Barragem de Guilhofrei, dentre as barragens em alvenaria localizadas em Portugal, é talvez aquela que apresenta a concepção mais moderna, possuindo uma galeria geral de drenagem e o respectivo sistema, e juntas verticais de contracção. Foram efectuadas análises do estado de tensão do material e dos cenários de deslizamento e de derrubamento, para os quais a barragem apresentou um comportamento adequado.

A aplicação numérica desenvolvida cumpre os objectivos propostos, pois permite a análise dos principais mecanismos de rotura associados às barragens gravidade em alvenaria. As soluções adoptadas foram desenvolvidas tendo em vista a sua aplicação a este género de estrutura. Estas ferramentas específicas referem-se à entrada dos dados e acções, à produção e recolha dos resultados e a outras questões relacionadas com a modelação.

No Capítulo 5 foi descrito o modelo adoptado para a análise sísmica de barragens gravidade em alvenaria. Neste tipo de análise é fundamental seleccionar as condições de apoio de acordo com o método de aplicação da acção sísmica. Foram apresentados três procedimentos para a elaboração da análise sísmica de barragens gravidade. Para o cenário de deslizamento pela fundação, o procedimento mais desfavorável é o modelo com fundação rígida. Este resultado é consistente com outras análises desenvolvidas no âmbito desta tese. A utilização do *free-field* é importante pois permite a aplicação simultânea, em fundações deformáveis, das duas componentes do sismo, longitudinal e transversal. O valor final do deslizamento, mesmo para sismos de características idênticas, apresenta uma grande variabilidade, sendo por isso necessário que se proceda a um número alargado de análises, tal como está previsto na regulamentação.

Todos os outros aspectos numéricos relativos ao comportamento dinâmico também foram tratados neste capítulo, como a determinação das frequências próprias e modos de vibração, a aplicação da pressão hidromecânica e do amortecimento de Rayleigh. Em relação ao amortecimento de Rayleigh, a diferença relativa entre os resultados dos três tipos de amortecimento (apenas com a componente proporcional à massa, apenas com a componente proporcional à rigidez e com ambas as componentes), parece ser pequena, da mesma ordem de grandeza das diferenças que se obtém com a utilização de diferentes sismos com uma mesma aceleração de pico.

Como exemplo de aplicação, foi feita a análise da Barragem da Lagoa Comprida (H=28m), localizada no distrito da Guarda, cujo último alteamento ocorreu em 1967. Foram aplicados cinco sismos, tendo em conta todas as combinações possíveis, para os vários tipos de fronteira e de amortecimento. Por fim, foi feita a análise de estabilidade do bloco de betão com 3m de altura, localizado sobre o coroamento da Barragem da Lagoa Comprida, que teve como origem a última obra de alteamento da estrutura.

No Capítulo 6 foi tratado o tema do escoamento em meios descontínuos. O modelo de dados hidráulico desenvolvido sobrepõe-se ao modelo de dados mecânico, e baseia-se na rede de contactos face-face já determinada. Este aspecto traz vantagens a nível da

constituição do modelo, mas também em relação à aplicação das forças resultantes do escoamento, pois os nós hidráulicos coincidem com os subcontactos. Habitualmente, o modelo de escoamento é desenvolvido após a implementação mecânica, pelo que a interactividade entre o modelo de dados do cálculo mecânico e do cálculo hidráulico não é tão perfeita. O modelo de dados atende de forma adequada à modelação das cortinas de impermeabilização e de drenagem. Outro aspecto importante é a capacidade de considerar o acoplamento hidromecânico completo, pois os resultados obtidos demonstram que, por vezes, os métodos simplificados podem subestimar o valor da subpressão total.

Foram ainda estabelecidos critérios específicos para a modelação do comportamento hidromecânico de barragens gravidade em alvenaria. Todos os aspectos numéricos foram descritos em pormenor, nomeadamente a construção da malha de escoamento, a interacção do ciclo hidráulico com o ciclo mecânico e a estabilidade numérica do modelo. O exemplo de aplicação apresentado corresponde ao caso da Barragem da Póvoa. Trata-se de uma barragem gravidade em alvenaria, com 28.5m de altura, localizada no distrito de Portalegre. Foi feita a avaliação do projecto de reabilitação da barragem, que aguarda obras, de forma a reduzir o volume de água infiltrada pelo sistema barragem-fundação.

No Capítulo 7 foi abordado o problema da aplicação de ancoragens em barragens gravidade, com o objectivo de as reforçar em termos estruturais. As ancoragens passivas foram estudadas com maior ênfase, nomeadamente as questões relacionadas com a sua modelação numérica, no âmbito do modelo de elementos discretos desenvolvido. Foram ainda tratadas outras questões numéricas, como a redução do passo de cálculo devido à aplicação das ancoragens. Foram apresentados dois casos de aplicação. O primeiro caso foi o de uma pequena barragem ($H=2.9\text{m}$) localizada no Canadá, cuja estabilidade global foi reforçada através da aplicação de ancoragens passivas. O segundo caso apresentado, foi da barragem indiana de Bhandardara, construída em 1926, com altura máxima de 82.29m. Em 1969, esta barragem sofreu um processo de fissuração extenso, cujas causas foram investigadas neste estudo. Foi ainda realizada a avaliação do projecto de reparação e reforço. Entre as obras emergenciais levadas a cabo, encontravam-se a aplicação de ancoragens activas e o reforço localizado da estrutura com ancoragens passivas.

No Capítulo 8 foi apresentado o modelo utilizado para a análise do processo de injeção de calda em descontinuidades. O modelo desenvolvido permite avaliar projectos de injeção de calda e as suas consequências no comportamento estrutural das barragens. A implementação numérica é relativamente simples, pois baseia-se no modelo de escoamento, adaptado para o caso dos fluidos visco-plásticos. A forma integrada com que os vários fenómenos são abordados permite grande flexibilidade para o desenvolvimento de novos modelos de junta hidráulica, bem como no desenvolvimento de novos modelos de interacção hidromecânica. A modelação é relativamente sensível aos principais parâmetros hidráulicos, nomeadamente ao valor da abertura hidráulica.

Este género de análise deve basear-se em ensaios preliminares, específicos para cada obra, ou serem realizados a partir de estudos paramétricos extensos, como forma de ultrapassar a falta de informação fidedigna. O caso de aplicação, retirado da literatura, corresponde a uma barragem gravidade, com 90m de altura, que apresenta uma fissura horizontal a 10m da base. Foi realizada a análise da infiltração de água pela fissura, o tratamento da fissura através da injeção de calda e a reconstituição da integridade estrutural da barragem, após o endurecimento da calda.

Ao longo dos capítulos, foram ainda apresentados outros casos de aplicação e validação, bem como outros desenvolvimentos secundários, não mencionados nesta breve descrição, e que reforçam o interesse do trabalho desenvolvido.

9.3. Desenvolvimentos futuros

Os regulamentos existentes nos vários países são uma excelente fonte de informação para o estudo de barragens, principalmente quanto aos aspectos estruturais. Estes regulamentos partilham uma matriz comum, com origem em organismos internacionais, porém apresentam características próprias que são fruto da experiência local de cada país. Nesta tese, foi feita uma análise comparativa entre o regulamento português e as normas americanas, porém interessa alargar esse estudo para outros países. Nomeadamente em relação a países europeus onde também existem barragens gravidade em alvenaria. Os principais aspectos a abordar deverão ser os relacionados com os mecanismos globais de rotura, nomeadamente o deslizamento e o derrubamento.

Foi proposto, nesta tese, um conjunto de critérios de avaliação de barragens gravidade em alvenaria que incluiu uma metodologia para análises não lineares, quando está em causa o estudo de mecanismos de rotura. Entretanto, é importante aprofundar este trabalho, principalmente no que diz respeito aos critérios de rotura do material, para os quais os regulamentos existentes apresentam maiores carências. Para além dos critérios de avaliação, este trabalho deverá incluir a determinação das acções, das combinações de acções e dos mecanismos de rotura adequados para as barragens de gravidade em alvenaria. Para tanto, deverá proceder-se a uma pesquisa bibliográfica alargada sobre barragens em alvenaria, nomeadamente quantos às análises efectuadas, aos critérios de avaliação e às obras de reparação e reforço preconizadas.

As barragens gravidade são normalmente analisadas através de modelos planos, que representam o bloco localizado no fundo do vale, por ser aquele que, quase sempre, apresenta a maior altura. Está implícito neste procedimento, o desprezo pelo efeito global da estrutura, que só é possível avaliar, na sua plenitude, através de modelos tridimensionais. Em muitos casos, é justificável a utilização de modelos planos, porém é fundamental perceber quais as limitações e consequências deste procedimento. Nos casos em que a barragem se encontra implantada num vale de encostas com alguma inclinação, o bloco do fundo do vale poderá não ser o mais condicionante, pois poderão existir blocos que estejam sujeitos a um momento torsor, função da variação brusca da

altura dos blocos adjacentes. Nestes casos, verifica-se uma distribuição complexa de esforços entre blocos, que não pode ser desprezada. Ocorre algo semelhante nos casos em que a barragem, em planta, apresenta alguma curvatura. Nestas condições, desenvolve-se um efeito de arco na estrutura, em benefício da sua segurança estrutural, que não deve ser desprezado. Em ambos os casos, é útil desenvolver métodos de análise que possam ser aplicados aos modelos planos e assim estender a sua utilização para além do que tem sido habitual. Isto pode ser obtido através de um processo iterativo, onde várias secções representativas da barragem são analisadas em paralelo, ou através da aplicação directa, numa das secções, de forças ou deslocamentos que representem a acção dos blocos adjacentes.

Os métodos de análise expeditos permitem uma avaliação preliminar da segurança estrutural da barragem. Os resultados obtidos são normalmente conservadores, mas, em contrapartida, os recursos necessários são reduzidos, tanto para a modelação, como para a sua interpretação. Estas ferramentas são muito úteis, principalmente numa fase inicial do estudo, em que o conhecimento a respeito da barragem se restringe, muitas vezes, à sua geometria. Nesta tese, foi desenvolvida uma ferramenta com estas características, que merece ser divulgada e colocada a disposição dos profissionais da indústria. Com este objectivo, é necessário desenvolver uma versão de utilização mais intuitiva, reforçando a informação disponível quanto à sua utilização, inclusive adicionando mais casos de validação e aplicação.

O modelo de elementos discretos apresentado foi implementado através da linguagem de programação C++. As principais entidades, como os vértices, blocos, macroblocos, contactos, entre outros, correspondem a classes, cujas incidências são armazenadas em estruturas apropriadas, como listas e vectores. Enquanto os blocos estão organizados numa lista própria, os vértices estão armazenados numa lista que pertence ao bloco que lhe dizem respeito. Nestas condições, para se ter acesso a todos vértices, é necessário percorrer os blocos. Uma melhoria, cuja implementação é relativamente simples, mas que poderá significar um ganho de performance significativo, é a criação de uma lista geral de vértices, caso em que a lista de vértices de cada bloco será substituída por uma lista de apontadores de vértices.

O macrobloco é uma associação de blocos, semelhante a uma malha de elementos finitos, onde não há lugar a forças de contacto. A estrutura de dados desenvolvida permite apenas associar vértices de blocos diferentes, que passam a formar um macroponto. Um dos pontos que formam o macroponto é seleccionado para concentrar todas as forças e massas, e passa a ser identificado como um ponto *master*. Assim, os cálculos passam a incidir apenas sobre este ponto. Em relação a esta estrutura inicial, é possível melhorar a organização do modelo de dados, caso os cálculos passem a incidir directamente no macroponto, que passa a assumir uma estrutura de vértice autónoma. Outra melhoria a realizar, corresponde a permitir a criação de macroblocos sem que haja a necessidade que os vértices sejam coincidentes, permitindo que a relação passe a realizar-se, igualmente, entre vértices e lados.

Nos modelos descontínuos, os contactos entre os blocos tem um papel fundamental. Em termos conceptuais, o contacto pode passar pela fase de detecção, verificação, actualização e eliminação. Os critérios geométricos, que regulam a proximidade dos blocos, são preponderantes ao longo destas fases. Porém, não menos importantes, são os critérios relacionados com o modelo constitutivo. No modelo desenvolvido, estas operações estão individualizadas, autónomas e estanques, o que possibilita que alterações possam ser introduzidas de forma simplificada. Uma questão que merece maior desenvolvimento é a possibilidade de aplicação de outros modelos constitutivos, incluindo outros critérios de fracturação. O modelo constitutivo em utilização baseia-se no modelo de Mohr-Coulomb, porém, à partida, não existem restrições que impeçam o desenvolvimento de outros modelos, inclusive para que possa existir mais do que um modelo activo em simultâneo, durante a mesma análise.

Ainda em relação aos contactos, o modelo desenvolvido nesta tese, apenas admite contactos do tipo face-face. Estes contactos, ao longo da análise, podem degenerar em contactos do tipo vértice-face. Este procedimento é suficiente para os problemas que aqui são abordados, no estudo dos mecanismos de rotura de barragens gravidade. De forma a ampliar o campo de aplicação do modelo, para outras áreas da engenharia, nomeadamente as que envolvam análises fortemente não lineares no âmbito da hipótese dos grandes deslocamentos, é necessário desenvolver outros tipos de contacto, como os contactos do tipo vértice-face e vértice-vértice, bem como garantir a transições entre estes vários tipos de contacto. O modelo já desenvolvido, pela sua grande flexibilidade, permite a implantação dos novos tipos de forma natural, tanto pela estrutura de dados já disponível, como pelas ferramentas existentes para fins de detecção e actualização de contactos.

Na análise estática, a convergência do modelo é obtida a custa de um processo de relaxação dinâmica. Em cada passo, é aplicado o amortecimento crítico, a partir do coeficiente de amortecimento proporcional à massa, actualizado com base no comportamento dinâmico da estrutura. Na análise dinâmica, o amortecimento é aplicado em função do coeficiente de amortecimento crítico predefinido, que normalmente é de 5%, centrado na frequência dominante da estrutura. Neste caso, o amortecimento de Rayleigh, pode apresentar as duas componentes, ou seja, a componente proporcional à massa e a componente proporcional à rigidez. Quando exequível, parece ser lógico utilizar a componente proporcional à rigidez, principalmente para acções não lineares, pois existe uma tendência para redução da rigidez ao longo da análise e, consequentemente, uma redução do amortecimento. Com base nas análises efectuadas, não é possível determinar qual a hipótese que induz maior amortecimento no modelo: a que apresenta apenas a componente proporcional à massa, a que apresenta a componente proporcional à massa em conjunto com a componente proporcional à rigidez, ou a hipótese que apenas considera o amortecimento proporcional à rigidez. A resposta do modelo parece ser função das suas frequências próprias, ou seja, da geometria, das propriedades do material e das condições de fronteira, e da magnitude da acção. Este é um tema que merece maior desenvolvimento, nomeadamente a hipótese

do amortecimento ser centrado na frequência dominante no modelo, actualizada em cada passo através do quociente de Rayleigh, à semelhança do que ocorre com a relaxação dinâmica.

Em relação a análise hidromecânica, o modelo apresentado baseia-se na lei cúbica do escoamento, pelo que é fortemente dependente da abertura hidráulica. Em análises com acoplamento hidromecânico, a abertura hidráulica é função da abertura mecânica. Após a aplicação da pressão hidrostática no paramento de montante da barragem, é natural que se verifique o aparecimento de tracções no maciço de fundação, a montante da barragem, o que faz aumentar consideravelmente a permeabilidade nesta zona. Como neste caso o estado de tensão é função das condições de fronteira nesta zona, é importante investigar com mais detalhe, até que medida este modelo é aceitável. O mesmo pode ser referido em relação a fronteira hidráulica do maciço de fundação. Uma primeira hipótese é impor fronteiras impermeáveis, pelo que o fluido entra pelo plano de fundação a montante da barragem e sai pelo plano de fundação a jusante. Outra hipótese é adoptar fronteiras permeáveis. Nestas condições o caudal cresce substancialmente e altera o diagrama de subpressão na zona de contacto barragem-fundação. Provavelmente, a realidade deverá situar-se entre as duas hipóteses anteriores, sendo útil definir critérios mais consistentes nesta matéria.

A modelação numérica das ancoragens passivas foi um tema tratado com algum pormenor, bem como os fundamentos que permitem uma compreensão razoável do seu comportamento estrutural. Um aspecto a melhorar diz respeito à sua modelação quando esta atravessa mais do que uma descontinuidade. No estado actual de desenvolvimento, é necessário introduzir tantas ancoragens quanto o número de descontinuidades. Sendo assim, é útil melhorar o processo de introdução dos dados, para que a sua modelação pelas várias descontinuidades seja realizada de forma automática, em função do comprimento útil estipulado. As ancoragens activas foram tratadas de forma superficial. Foi sugerido que a sua modelação fosse realizada através de uma força aplicada com a direcção equivalente à orientação da ancoragem. Há todo o interesse em elaborar um modelo mais sofisticado que tenha em conta a aderência do cabo ao longo da barragem e o seu comportamento ao corte.

A injeção de calda é um tema que suscita interesse pela sua grande aplicabilidade. De facto, o tratamento por injeção com calda é talvez o item mais vulgar nos projectos de reparação e reforço de barragens e fundações. O desenvolvimento dos equipamentos de injeção tem vindo a permitir o registo quase em contínuo dos parâmetros de injeção, nomeadamente da pressão e do volume de injeção. É útil, para o desenvolvimento do modelo, uma melhor compreensão das técnicas de injeção, dos materiais utilizados e dos relatórios de injeção, referentes aos casos de estudo disponíveis na literatura. A elaboração de novos modelos para determinação da abertura hidráulica e dos efeitos mecânicos, durante a injeção e após o endurecimento, parece ser um tema relevante.

O desenvolvimento do modelo de elementos discretos, que consta desta tese, apresenta um grande potencial de desenvolvimento, sendo importante compreender as suas

limitações e restrições, de forma a ampliar as suas potencialidades e o seu campo de aplicação. Uma questão importante é a sua validação e aplicação a casos reais, como a única forma de garantir a sua robustez e o aperfeiçoamento das ferramentas de modelação, análise e obtenção de resultados. Um desenvolvimento natural, a partir da experiência acumulada, é a criação de uma ferramenta que permita a análise de modelos tridimensionais, pois as aplicações comerciais existentes no mercado não contemplam a grande parte dos desenvolvimentos apresentados, específicos para barragens. Devido à complexidade e ao grande volume de actividades que envolve um projecto do género, este trabalho deverá ser progressivo, partindo de um modelo contínuo e elástico, em elementos finitos, até a produção de um modelo em elementos discretos, capaz de realizar análises não lineares.

Referências

Almeida, F. 1969. Sobre a barragem romana de Olisipo e seu aqueduto. *O Arqueólogo Português*, III: 180-189.

Azevedo, N.M., Lemos, J.V. 2010. Modelação de cenários de ruptura em barragens de betão com um modelo de partículas. BE2010 – Encontro Nacional Betão Estrutural, Lisboa.

Azuar, M.M. 1979. Le renforcement des massifs rocheux par armatures passives. 4th ISRM Congress, Montreux, pp. 23-30.

Barla, G., Bonini, M., Cammarata, G. 2004. Stress and seepage analyses for a gravity dam on a jointed granitic rock mass. 1st International UDEC/3DEC Symposium, Bochum, pp. 263-268.

Barla, G., Robotti, F., Vai, L. 2011. Revisiting large size direct shear testing of rock mass foundations. 6th International Conference on Dam Engineering, Lisboa, pp. 179-188.

Barton, N., Bandis, S., Bakhtar, K. 1985. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22(3):121-140.

Bathe, K.J., Wilson, E.L. 1976. *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. Prentice-Hall, Inc., New Jersey.

Bear, J. 1988. *Dynamics of fluids in porous media*. Dover Publications, Inc., New York.

Belytschko, T. 1983. An overview of semi discretization and time integration procedures. *Computational methods for transient analysis*. Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, pp. 1-65.

Bettzieche, V., Deutch, R., Heitfuss, C. 2004. 100 Years of experience in ageing of masonry dams and life-time-based rehabilitation. 2nd International Conference on Lifetime Oriented Design Concept – ICOLD, Bochum.

Billington, D.P., Jackson, D.C., Melosi, M.V. 2005. *The history of large federal dams: Planning, design and construction in the era of big dams*. Bureau of Reclamation – U.S. Department of the Interior, Denver.

Bremen, R., Amberg, F., Lehmann, G. 2004. Strengthening the Spullersee dams. *International Journal on Hydropower and Dams*, Issue three, 2004, pp. 87-90.

Bretas, E.M., Lemos, J.V., Lourenço, P.B. 2010a. Masonry Gravity Dams – A numerical application for stability analysis. 8th International Masonry Conference, Dresden.

Bretas, E.M., Lemos, J.V., Lourenço, P.B. 2010b. Avaliação da propagação de fissuras na superfície de fundação de barragens gravidade. XXII Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães.

Bretas, E.M., Lemos, J.V., Lourenço, P.B. 2012. Masonry dams: Analysis of the historical profiles of Sazilly, Delocre, and Rankine. *International Journal of Architectural Heritage*, 6(1): 19-45.

Bretas, E.M., Lemos, J.V., Léger, P., Lourenço, P.B. 2011. Análise estrutural das obras de reabilitação da Barragem de Bhandardara. XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro.

Bélicor, B.F. 1750. *Architecture hydraulique ou l'art de conduire, d'élever et de ménager les eaux pour les différents besoins de la vie*.

Casagrande, A. 1961. First Rankine Lecture: Control of seepage through foundations and abutments of dams. *Géotechnique*, XI(3): 161-182.

Chanson, H., James, D.P. 2002. Historical Development of Arch Dams: from cut-stone arches to modern concrete designs. *Australian Civil Engineering Transactions*, CE43: 39-51.

Chopra, A.K. 1988. Earthquake response analysis of concrete dams. *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*, New York, pp. 416-465.

Chopra, A.K. 1995. *Dynamic of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc., New Jersey.

Chopra, A.K., Zhang, L. 1991. Base sliding response of concrete gravity dams to earthquakes, University of California, Berkeley.

Clough, R.W., Wilson, E.L. 1999. Early finite element research at Berkeley. Fifth U.S. National Conference on Computational Mechanics, Boulder.

Costa, C.P., Gomes, J.P., Lemos, J.V. 1993. Estudo em modelo geomecânico da rotura de uma barragem gravidade por deslizamento ao longo da fundação. Relatório 85/93 – NDE/NEE. LNEC, Lisboa.

Coubard, G. 2011. 2D Stability analysis of concrete and masonry gravity dams. Guideline comparisons related to deterministic and semi-probabilistic approaches. Application for the determination of mechanical properties. 6th International Conference on Dam Engineering, Lisboa, pp. 289-300.

- Coutinho, A.S. 2006. Fabrico e propriedades do betão. LNEC, Lisboa.
- Creager, W.P. 1917. Engineering for masonry dams. John Wiley & Sons, London.
- Cundall, P.A. 1971. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Rock Fracture (ISRM), Nancy.
- Cundall, P.A. 1980. UDEC – A generalized distinct element program for modeling jointed rock, European Research Office, U.S. Army.
- Cundall, P.A. 1987. Distinct Element Models of Rock and Soil Structure. Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics. London, pp. 129-163.
- Cundall, P.A. 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25(3): 107-116.
- Cundall, P.A., Strack, O.L.D. 1979. A discrete numerical model for granular assemblies. Géotechnique, 29(1): 47-65.
- Cundall, P.A., Marti, J., Beresford, P., Last, N., Asgian, M. 1978. Computer Modeling of Jointed Rock Masses, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station.
- Câmara, R.J.C. 1992. Comportamento sísmico do conjunto barragem abóboda-fundação-albufeira: Avaliação da segurança para cenários de rotura. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, Porto.
- Davidson, I. 1997. George Deacon (1843-1909) and the Vyrnwy works. Ashgate Variorum, Brookfield.
- Delocre, F. 1866. Mémoire sur la forme du profil à adopter pour les grands barrages en maçonnerie des réservoirs. Librairie des Corps Impériaux des Ponts et Chaussées et des Mines, Paris.
- Douglas, K.J., Spannagle, M., Fell, R. 1998. Analysis of concrete and masonry dam incidents. Report N.º R-373. The University of New South Wales, Sydney.
- Ebeling, R.M., Nuss, L.K., e Tracy, F.T. 2000. Evaluation and comparison of stability analysis and uplift criteria for concrete gravity dams by three Federal Agencies, USACE, Washington, DC.
- EC8 2010. Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para a resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- EDP 1994. Aproveitamento hidroeléctrico da Ribeira de Nisa – Barragem da Póvoa: Projecto de reabilitação. EDP, Porto.

- Eglinton, M.S. 1987. Concrete and its chemical behavior. Thomas Telford, London.
- Erban, P.J., e Gell, K. 1988. Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE-program. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 21: 99-117.
- Farinha, M.L.B. 2010. Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- FERC 2002. Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects. Chapter 3 – Gravity dams, Washington, DC.
- Gimenes, E., Fernández, G. 2006. Hydromechanical analysis of flow behavior in concrete gravity dam foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(3): 244-259.
- Goodman, R.E. 1974. The mechanical properties of joints. 3rd Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, pp. 127-140.
- Goodman, R.E., Taylor, R.L., Brekke, T.L. 1968. A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, 94(3): 637-659.
- Haas, C.J. 1976. Shear resistance of rock bolts. *Transactions Society of Mining Engineering (AIME)*, 260(1): 32-41.
- Hager, W.H., e Gisonni, C. 2007. Auguste Graeff: Dam designer and hydraulic engineer. *Journal of Hydraulic Engineering – ASCE*, 133(3): 241-247.
- Hall, J.F. 2006. Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 35(5): 525-545.
- Hart, R., Cundall, P.A., e Lemos, J. 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 25(3): 117-125.
- Hassler, L., Hakansson, U., e Stille, H. 1992. Computer-simulated flow of grouts in jointed rock. *Tunneling and underground space technology*, 7(4): 441-446.
- Heinstein, M.W., Attaway, S.W., Swegle, J.W., e Mello, F.J. 1993. A general-purpose contact detection algorithm for nonlinear structural analysis codes, US Department of Energy, Albuquerque.
- Henkel, O. 1943. *Estática gráfica*. Editorial Labor, Barcelona.
- Herzog, M.A.M. 1989. Spatial action of straight gravity dams in narrow valleys. *Journal of Structural Engineering*, 115(3): 698-706.

- Heyman, J. 1995. *The stone skeleton – Structural engineering of masonry architecture*. University of Cambridge, Cambridge.
- Howell, C.H., e Jaquith, A.C. 1929. *Analysis of Arch Dams by the Trial Load Method*. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 93: 1191-1225.
- Hughes, T.J.R. 1987. *The Finite Element Method*. Dover Publications, Inc., Mineola.
- ICOLD 1983. *Deterioration of dams and reservoirs – Examples and their analysis*. ICOLD, Paris.
- ICOLD 1997. *Concrete dams – Control and treatment of cracks*. ICOLD, Paris.
- Itasca 2011. *Universal Distinct Element Code (UDEC) – Version 5.0*, Minneapolis.
- Jackson, D.C. 1997. *Studies in the history of civil engineering: Dams*. Ashgate Variorum, Brookfield.
- Jansen, R.B. 1980. *Dams and Public Safety*. Department of the Interior – Bureau of Reclamation, Denver.
- Javanmardi, F., Léger, P., e Tinawi, R. 2005. *Seismic water pressure in cracked concrete gravity dams: Experimental study and theoretical modeling*. *Journal of Structural Engineering*, 131(1): 139-150.
- Ketkar, D.J. 2009. *Crack detection, analysis and rehabilitation of an old masonry dam*. *Water & Energy International*, 66(3): 25-32.
- Laá, G.G. 1993. *Masonry dams inspection*. Technical symposium on maintenance of older dams, Chambéry. Comité Français des Grands Barrages, pp. 89-119.
- Leclerc, M., Léger, P., e Tinawi, R. 2003. *Computer aided stability analysis of gravity dams – CADAM*. *Advances in Engineering Software*, 34(7): 403-420.
- Lemos, J.V. 2007. *Numerical issues in the representation of masonry structural dynamics with discrete elements*. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rethymno.
- Lemos, J.V., e Cundall, P.A. 1999. *Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations*. *Distinct element modeling in geomechanics*. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 117-143.
- Lévy, M. 1895. *Quelques considérations sur la construction des grands barrages*. *Comptes Rendus Hebdomadaires des Séances de L'Académie des Sciences*, CXXI(6): 288-300.

- LNEC 2008. Barragem da Lagoa Comprida – Inspecção à estrutura e ao sistema de observação efectuada em Abril de 2007. LNEC, Lisboa.
- LNEC 2009. Aproveitamento hidroeléctrico do Alvito – Estudos sísmológicos – Caracterização das acções sísmicas. LNEC, Lisboa.
- LNEC 2010. Barragem de Guilhofrei – Visita de inspecção à estrutura e ao sistema de observação realizada em Dezembro de 2006. LNEC, Lisboa.
- LNEC 2011. Barragem da Póvoa – Inspecção à estrutura e ao sistema de observação efectuada em Novembro de 2010. LNEC, Lisboa.
- Lombardi, G. 1985. The role of cohesion in cement grouting of rock (Q. 58, R. 13). 15th Congress of Large Dams. ICOLD, Lausanne, pp. 235-261.
- Lombardi, G. 1992a. The FES rock mass model – Part 2. *Dam Engineering*, III(3): 201-221.
- Lombardi, G. 1992b. The FES rock mass model – Part 1. *Dam Engineering*, III(1): 49-76.
- Lombardi, G. 2003. Grouting of rock masses. 3rd International Conference on grouting and grout treatment, New Orleans, pp. 164-197.
- Lombardi, G. 2007. 3D analysis of gravity dams. *Hydropower & Dams*, One: 98-102.
- Lombardi, G., e Deere, D. 1993. Grouting design and control using the GIN principle. *International Water Power & Dam Construction*, 1993/9.
- Londe, P. 1973. Water seepage in rock slopes. *The Quarterly Journal of Engineering Geology*, 6(1): 75-92.
- Londe, P. 1987. The Malpasset Dam failure. *Engineering Geology*, 24: 295-329.
- Lorig, L.J. 1985. A simple numerical representation of fully bonded passive rock reinforcement for hard rocks. *Computers and Geomechanics*, 1: 79-97.
- Louis, C. 1969. A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. Tese de Doutoramento (em alemão), Karlsruhe University, Karlsruhe. Imperial College Rock Mechanics Research, Report N.º 10 (tradução em inglês), London.
- Lourenço, P.B. 1996. Computational strategies for masonry structures. Tese de Doutoramento, Delft University of Technology, Delft.
- Lourenço, P.B., e Rots, J.G. 1997. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(7): 660-668.

Lysmer, J., e Kuhlemeyer, R.L. 1969. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*: 859-877.

Munjiza, A. 2004. *The combined finite-discrete element method*. Wiley, West Sussex.

Muralha, J. 1995. *Abordagem probabilística do comportamento mecânico de descontinuidades de maciços rochosos*. Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Murthy, Y.K., Mane, P.M., e Pant, B. 1979. Tensile failures in some stone masonry gravity dams in India. 13th ICOLD Congress, New Delhi, pp. 461-477.

Méry, E. 1840. *Mémoire sur l'équilibre des voutes en berceau*. *Annales des Ponts et Chaussées*, 1er Sem.: pp. 50-70.

NPB 1993. *Normas de Projecto de Barragens*. Portaria N.º 846/93. Diário da República, Lisboa.

Oliveira, S., Faria, R. 2006. Numerical simulation of collapse scenarios in reduced scale tests of arch dams. *Engineering Structures*, 28(10): 1430-1439.

Pant, B. 1990. *Structural behavior of concrete and masonry gravity dams*. Publ. N.º 215, Central Board of Irrigation and Power, New Delhi.

Pant, B., Khot, A.S., Patil, S.S., Kulkarni, S.B., e Chaudhury, S.K. 1975. Some observations on the mechanics of failure of masonry dams in relation to criteria and assumptions used in design analysis. *Numerical analysis of dams*, Swansea, pp. 1103-1125.

Parra, M.A., Domínguez, J.I.H., Dillet, F.J., Jaén, C.D.G., e Gimeno, R.C. 1995. La presa romana de Almonacid de La Cuba y otros aprovechamientos antiguos en el Río Aguasvivas. *Revista de Obras Públicas*, 3.345: 43-66.

Patton, F.D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock. 1st Congress of the International Society for Rock Mechanics, Lisboa, pp. 509-513.

Pedro, J.O. 1977. *Dimensionamento das barragens abóboda pelo Método dos Elementos Finitos – Memória N.º 479*. LNEC, Lisboa.

Pedro, J.O. 2001. *Segurança e funcionalidade das barragens – Memória N.º 824*, LNEC, Lisboa.

Pells, P.J.N. 1974. The behavior of fully bonded rockbolts. 3rd International Congress on Rock Mechanics, Washington, DC, pp. 1212-1217.

Peña, F., Prieto, F., Lourenço, P.B., Campos Costa, A., Lemos, J.V. 2007. On the Dynamics of Rocking Motion of Single Rigid-Block Structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(15): 2383-2399.

Priscu, R., Popovici, A., Stenatiu, D., Stere, C. 1985. *Earthquake engineering for large dams*. John Wiley & Sons, Bucarest.

Quintela, A.C., Cardoso, J.L., Mascarenhas, J.M. 1987. Roman dams in southern Portugal. *Water Power and Dam Construction*, 39(5): 38-40,70.

Ramos, J.M., Lemos, J.V. 2000. Barragens de alvenaria em exploração em Portugal – Deterioração, modelação, reabilitação – Memória N.º 823. LNEC, Lisboa.

Rankine, W.J.M. 1881. *Miscellaneous scientific papers: Report on the design and construction of masonry dams*. Charles Griffin and Company, London.

Resende, R., Lemos, J.V. 2004. Application of a discontinuity model with softening to the analysis of dam foundations using the Discrete Element Model. 1st International UDEC/3DEC Symposium, Bochum, pp. 249-255.

Rissler, P. 1993. The Intze-type masonry dams in Germany: recent safety assessments, adaptations and repairs. Technical symposium on maintenance of older dams, Chambéry. Comité Français des Grands Barrages, pp. 171-197.

Rocha, M. 1965. Mechanical behavior of rock foundations in concrete dams – Memória N.º 244. LNEC, Lisboa.

Royet, P., Franq, J., Bayet, L., Boutet, J.M. 1993. Diagnosis and rehabilitation of masonry dams. Technical symposium on maintenance of older dams, Chambéry. Comité Français des Grands Barrages, pp. 139-170.

RSB 2007. Regulamento de Segurança de Barragens, Decreto-Lei 344/2007 de 15 de Outubro. Diário da República, Lisboa.

Ruggeri, G. 2004a. Sliding safety of existing gravity dams, ICOLD European Group.

Ruggeri, G. 2004b. Uplift Pressures under concrete dams, ICOLD European Group.

Sauvé, R.G., Metzger, D.R. 1995. Advances in dynamic relaxation techniques for nonlinear finite element analysis. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 117(2): 170-176.

Sazilly, J. 1853. Note sur un type de profil d'égal résistance proposé pour les murs de réservoirs d'eau. *Annales des Ponts et Chaussées*, 2eme Sem.: 191-222.

Schnitter, N.J. 1994. *A history of Dams – The useful pyramids*. A.A. Balkema, Rotterdam.

Senthivel, R., Lourenço, P.B., Vasconcelos, G. 2006. Analytical modeling of dry stone masonry wall under monotonic and reversed cyclic loading. *Structural Analysis of Historical Constructions*, New Delhi.

Serafim, J.L. 1968. Influence of Interstitial Water on the Behaviour of Rock Masses. *Rock Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, London. pp. 55-97.

Silveira, A.F., Ramos, J.M. 1994. Strengthening and raising of Lagoa Comprida dam. XVIII ICOLD Congress, Durban.

Silveira, A.F., Costa, C.A.P., e Direito, F.T. 1992. Influence of foundation heterogeneity on safety of arch dams – Memória N.º 785. LNEC, Lisboa.

Slowik, V., Saouma, V.E. 2000. Water pressure in propagating concrete cracks. *Journal of Structural Engineering*, 126(2): 235-242.

Smith, N. 1971. *A history of dams*. Peter Davies, London.

St. John, C.M., Van Dillen, D.E. 1983. Rockbolts: A new numerical representation and its application in tunnel design. 24th U.S. Symposium on Rock Mechanics, El Segundo, CA, pp. 13-25.

Stefan, L., Léger, P. 2010. Cracked section analysis of gravity dams including passive reinforcement and uplift pressures. CDA 2010 Annual Conference, Niagara Falls.

USACE 1995. *Gravity dam design*, Washington, DC.

USBR 1987. *Design of gravity dams*, Denver.

Vogel, A. 1981. The History of Large Masonry Dams. *Osterreichische Wasserwirtschaft*, 33(7/8).

Wegmann, E. 1899. *The design and construction of dams*. John Wiley & Sons, New York.

Westergaard, H.M. 1933. Water pressure on dams during earthquakes. *Transactions of ASCE*, 98: 418-433.

Widmann, R. 1996. International Society for Rock Mechanics – Commission on Rock Grouting. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33(8): 803-847.

Williams, J.R., O'Connor, R. 1999. Discrete element simulation and the contact problem. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 6(4): 279-304.

Wisner, G.Y., e Wheeler, E.T. 1905. Investigation of stresses in high masonry dams of short spans. *Engineering News*, Part II: 141-144.

Witherspoon, P.A., Wang, J.S.Y., Iwai, K., e Gale, J.E. 1980. Validity of cubic law for fluid flow in deformable rock fracture, *Water Resources Research*, 16(6): 1016-1024.

Wittke, W. 1990. *Rock mechanics. Theory and applications with case histories.* Springer-Verlag, Berlin.

Wittke, W., Schroder, D., Polczyk, H. 2003. Upgrading the stability of three masonry dams in different ways. 10th International Congress of the International Society for Rock Mechanics. South African Institute of Mining and Metallurgy, Sandton, pp. 1321-1327.

Wyllie, D.C. 1999. *Foundations on rock.* E & FN Spon, London.

Anexo 1. Algumas implementações numéricas adicionais

Amortecimento de Rayleigh

Para a análise dinâmica foi adotado o amortecimento de Rayleigh (Anexo 1). Esta formulação apresenta duas componentes, uma proporcional à massa (α) e outra proporcional à rigidez (β):

$$c = \alpha m + \beta k \quad (\text{A1.1})$$

c Amortecimento;

α Coeficiente de amortecimento viscoso proporcional à massa;

β Coeficiente de amortecimento viscoso proporcional à rigidez;

k Rigidez.

Como o amortecimento crítico para uma dada frequência ω é igual a,

$$c_{cr} = 2m\omega \quad (\text{A1.2})$$

c_{cr} Amortecimento crítico;

m Massa;

ω Frequência angular.

Assim o coeficiente de amortecimento relativo ξ é dado por:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right) \quad (\text{A1.3})$$

Em que,

$$\alpha = 2\xi\omega = 4\pi\xi f \quad (\text{A1.4})$$

$$\beta = \frac{2\xi}{\omega} = \frac{1}{\pi} \frac{\xi}{f} \quad (\text{A1.5})$$

ξ Coeficiente de amortecimento relativo;

f Frequência.

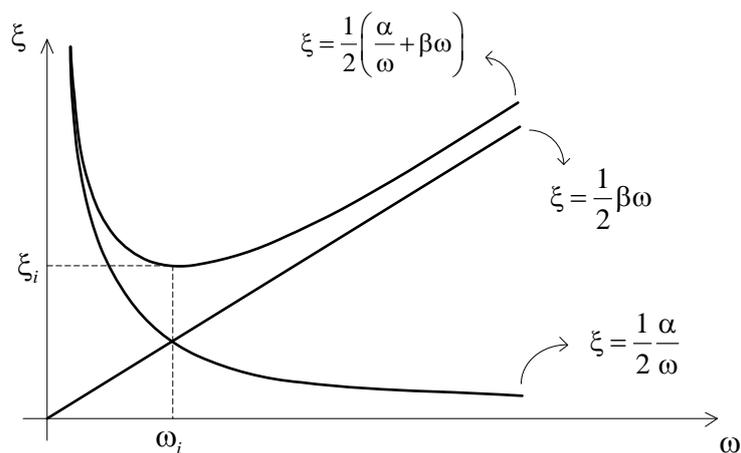


Figura A1.1 – Amortecimento de Rayleigh

Valores e vectores próprios

O comportamento dinâmico das estruturas pode ser avaliado a partir das suas frequências e modos de vibração próprios, características que dependem apenas da distribuição da massa, rigidez e condições de apoio. Segundo os modos de vibração, a estrutura oscila harmonicamente de acordo as Equações (A1.6) e (A1.7) (Chopra 1995). Tendo em conta que a resposta em oscilação livre e sem amortecimento é dada pela Equação (A1.8), o problema da determinação das frequências e modos de vibração reduz-se a resolução das Equações (A1.9), (A1.10) e (A1.11), pois a solução trivial corresponde ao caso da estrutura se encontrar em repouso.

$$u(t) = q_n(t) \phi_n \quad (A1.6)$$

$$q_n(t) = A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t) \quad (A1.7)$$

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (A1.8)$$

$$\left[-\omega_n^2 M \phi_n + K \phi_n \right] q_n(t) = 0 \quad (A1.9)$$

$$K \phi_n = \lambda_n M \phi_n \quad (A1.10)$$

$$\lambda_n = \omega_n^2 \quad (A1.11)$$

ϕ_n Vector próprio;

λ_n Valor próprio;

M Matriz de massa;

K Matriz de rigidez;

u Deslocamento;

\ddot{u} Aceleração.

Entre os vários métodos disponíveis (Bathe e Wilson 1976), foi implementado o método da iteração vectorial inversa que se baseia na solução iterativa da relação representada pela Equação (A1.10). Este método permite a determinação da primeira frequência e modo de vibração próprios. A partir de um vector inicial x_1 , primeira aproximação ao modo de vibração pretendido, determina-se y_1 (A1.12) e assim consecutivamente através das Equações (A1.13), (A1.14), (A1.15), (A1.16) e (A1.17).

$$y_1 = Mx_1 \quad (A1.12)$$

$$K\tilde{x}_{k+1} = y_k \quad (A1.13)$$

$$\tilde{y}_{k+1} = M\tilde{x}_{k+1} \quad (A1.14)$$

$$\lambda_1^{(k+1)} = \frac{\tilde{x}_{k+1}^T y_k}{\tilde{x}_{k+1}^T y_{k+1}} \quad (A1.15)$$

$$y_{k+1} = \frac{\tilde{y}_{k+1}}{\left(\tilde{x}_{k+1}^T \tilde{y}_{k+1}\right)^{1/2}} \quad (A1.16)$$

$$\frac{|\lambda_1^{(k+1)} - \lambda_1^{(k)}|}{\lambda_1^{(k+1)}} \leq tol \quad (A1.17)$$

Para a determinação de \tilde{x}_{k+1} , na Equação (A1.13), foi aplicado o Método de Choleski. A Equação (A1.15) corresponde ao quociente de Rayleigh que é utilizado como uma aproximação à frequência própria. A Equação (A1.16) representa a normalização de y_{k+1} em relação a matriz de massa e a Equação (A1.17) é utilizada como critério de aproximação ao valor pretendido. O valor de *tol* deverá ser seleccionado de acordo com a precisão pretendida, assim para uma precisão de 2s dígitos, *tol* deverá ser na ordem de 10^{-2s} . O valor por defeito é de 0.01.

Para a determinação de outras frequências próprias e modos de vibração, foi implementado o método de ortogonalização de Gram-Schmidt. O objectivo é, em cada passo, além de ortogonalizar o vector em relação a matriz de massa, ortogonalizar o vector em relação aos modos de vibração já determinados, o que impede que a convergência se faça para um dos modos anteriores. O procedimento numérico é implementado através das Equações (A1.18) e (A1.19).

$$\tilde{x}_1 = x_1 - \sum_{i=1} \alpha_i \phi_i \quad (A1.18)$$

$$\alpha_i = \phi_i^T Mx_1 \quad (A1.19)$$

A solução tem por base a estrutura de dados do elemento macrobloco. É necessário criar o macrobloco a partir dos blocos da barragem, oportunidade na qual são identificados os macropontos e é com base nestes pontos que é estabelecida a matriz de rigidez global e matriz de massa global.

A Figura A1.2 representa a secção de uma barragem gravidade com cerca de 90m de altura, cujas propriedades constam da mesma figura, bem como os primeiros 4 modos de vibração. Na Tabela A1.1 encontram-se as respectivas frequências próprias para a barragem encastrada, sem (SMA) e com (CMA) massas associadas. Para fins de validação, consta da mesma tabela a solução obtida através da aplicação SAP2000.

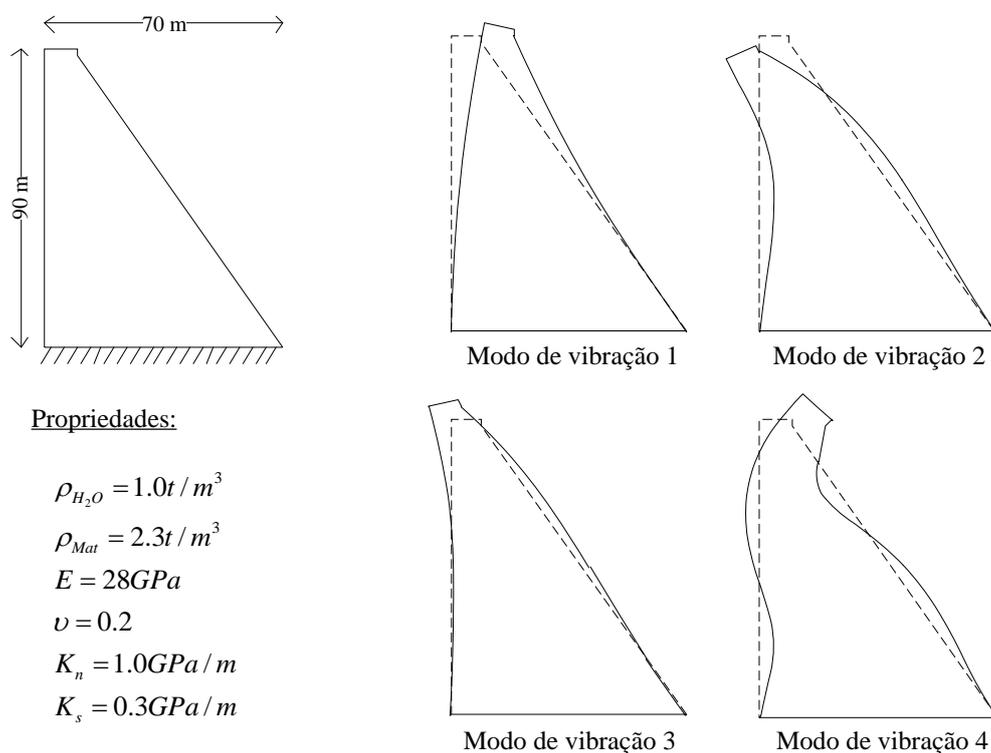


Figura A1.2 – Modos de vibração

Tabela A1.1 – Frequências próprias [1/s], barragem encastrada

Freq. nº	DEC-DAM (SMA)	SAP2000 (SMA)	DEC-DAM (CMA)	SAP2000 (CMA)
1	4.5	4.4	3.6	3.6
2	11.0	10.8	9.0	8.9
3	12.1	12.0	12.0	11.8
4	19.5	19.3	15.6	15.4

O exemplo apresentado corresponde ao caso da barragem se encontrar encastrada na fundação, o que leva a obtenção de frequências mais elevadas. Um método expedito para ter em conta a deformabilidade da junta de contacto barragem-fundação, é adicionar aos graus de liberdade da base da barragem a parcela devida à rigidez normal e tangencial da junta. Utiliza-se a estrutura numérica do contacto lado-lado para a determinação das componentes, vertical e horizontal, associadas ao lado de contacto de cada bloco da base. Também a determinação desta rigidez é de certa forma simplificada pois herda o desenvolvimento já efectuado para a determinação do passo de cálculo, assim,

$$k_{ii} = k_{ii} + \sum_m L_m (k_{n,m} + k_{s,m}) \quad (\text{A1.20})$$

k_{ii} Elemento ii da matriz de rigidez global;

L_m Comprimento do lado m ;

$k_{n,m}$ Rigidez normal do lado m ;

$k_{s,m}$ Rigidez tangencial do lado m .

Para as propriedades de junta que constam da Figura A1.2, foram determinadas as novas frequências próprias, sem e com massas associadas (Tabela A1.2), sendo os modos de vibração semelhantes aos apresentados para o modelo com a barragem encastrada.

Tabela A1.2 – Frequências próprias [1/s], contacto barragem-fundação deformável

Freq. nº	DEC-DAM (SMA)	DEC-DAM (CMA)
1	3.4	2.8
2	9.0	8.4
3	9.8	8.7
4	18.0	14.7

Outra estratégia para a determinação das frequências próprias da barragem corresponde à utilização de um modelo com maciço de fundação. Neste caso os resultados são influenciados pela deformabilidade do plano de fundação e do próprio maciço. Nestes modelos, adopta-se frequentemente a hipótese do maciço sem massa, de outro modo as frequências dependem da dimensão do modelo numérico do maciço. Quando o programa não permite tomar a densidade nula, normalmente reduz-se a densidade do material que constitui o maciço de fundação. Nas análises desenvolvidas no âmbito desta tese foi utilizado um factor de redução de 10^3 , sem se ter verificado a ocorrência de qualquer inconsistência numérica. Para o exemplo cujos resultados iniciais são apresentados na Tabela A1.2, as frequências passam a assumir os valores 2.7, 5.2, 7.2 e 13.6 [1/s].

Uma forma de validar os resultados, pelo menos quanto à determinação da frequência fundamental, é medir a frequência directamente na estrutura sob acção de uma solitação dinâmica que excite este primeiro modo de vibração. Como o primeiro modo horizontal das barragens gravidade corresponde ao movimento em consola na direcção montante-jusante, basta impor uma aceleração horizontal durante um período de tempo suficiente para induzir um movimento oscilatório, após o qual a aceleração pode ser retirada. Esta operação deve ser realizada na ausência de amortecimento, pelo que o movimento oscilatório se irá prolongar indefinidamente. Para se obter uma aproximação do valor da frequência fundamental da barragem, deve-se contabilizar os ciclos durante um período de tempo.

Os procedimentos descritos para a determinação das frequências próprias e modos de vibração podem ser utilizados em associação, e assim consegue-se avaliar o peso dos parâmetros envolvidos e a correcção dos resultados.

Anexo 2. Exemplos complementares de validação e aplicação

Análise estática

Este exemplo de validação baseia-se num ensaio com modelo físico de uma barragem gravidade (Costa et al. 1993), para o cenário de rotura por deslizamento ao longo da fundação. O ensaio foi acompanhado pelo desenvolvimento de um modelo analítico.

O modelo físico, produzido à escala 1/100, com a geometria da barragem gravidade de Corgas (Figura 2.1), apresenta duas descontinuidades. A primeira descontinuidade é horizontal e desenvolve-se a uma profundidade de 5m. A segunda descontinuidade apresenta uma inclinação de aproximadamente 18°, que começa no fim da descontinuidade horizontal e acaba na superfície do terreno. Ambas as descontinuidades representam famílias de juntas existentes no maciço de fundação e formam uma superfície de menor resistência.

Foram efectuados três ensaios. O primeiro ensaio (E_1) representa uma situação de carga em que pressão hidrostática é aplicada de forma crescente, até alcançar a rotura do modelo. Este procedimento visa simular uma sobrelevação excepcional do nível de água, acima da cota do coroamento. O ensaio E_1 não apresenta subpressão, numa hipótese de que a drenagem, da fundação sob a barragem, é total. O segundo ensaio (E_2), é semelhante ao ensaio E_1 , porém a subpressão é considerada através de um diagrama triangular, constante ao longo do ensaio, e equivalente a situação em que o nível da albufeira corresponde à cota do coroamento. O terceiro ensaio (E_3) é semelhante ao ensaio E_2 , porém a subpressão já não é constante, variando de acordo com o nível da albufeira. Neste caso, considera-se que a subida da água é lenta, de forma que se estabelece a subpressão correspondente.

Através da aplicação numérica desenvolvida (DEC-DAM) foi elaborado um modelo para cada um dos ensaios (E_1 , E_2 e E_3). Estes modelos partilham características idênticas, excepto quanto à aplicação das acções. As análises decorrem no âmbito dos grandes deslocamentos. Os contactos iniciais, do tipo face-face, podem degenerar em contactos do tipo vértice-face, consoante o mecanismo de rotura. Em termos numéricos, a solução recorre às massas escaladas, tendo por base o passo de cálculo mínimo, e ao amortecimento global servo assistido. O modelo é constituído por nove blocos rígidos, sendo seis blocos referentes a fundação e três blocos referentes a barragem. Os blocos na fundação estão fixos, não sendo permitido qualquer deslocamento, horizontal ou vertical.

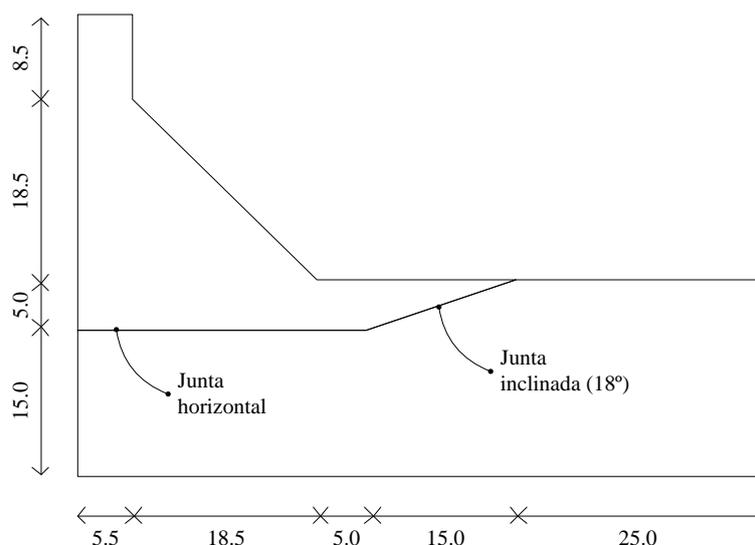
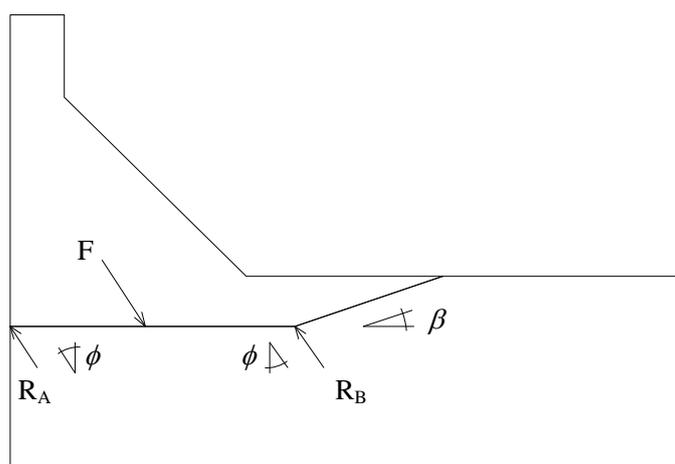


Figura A2.1 – Geometria do modelo com as características da Barragem de Corgas (dimensões em [m], para um modelo físico à escala 1/100)

Os resultados obtidos foram comparados com os determinados através do modelo analítico e do modelo físico (Costa et al. 1993). O modelo analítico foi desenvolvido com base num estado de equilíbrio limite, conforme representado na Figura 2.2. Em cada ensaio, o resultado que é determinado através do modelo analítico corresponde ao nível de referência que antecede a rotura. Para o modelo físico, o resultado corresponde ao nível da água para o qual ocorre o primeiro deslizamento, sendo o incremento do nível da água de 1.5m para o ensaio E₁ e de 1.0m para os ensaios E₂ e E₃. Para a aplicação desenvolvida, o resultado é equivalente ao nível da água para o qual ocorre a rotura, sendo o incremento de 0.1m, igual para todos os ensaios.



$$(\tan \phi)^2 [-R_{A,v} \tan \beta] + (\tan \phi) [R_{A,v} + R_{B,v} + F_h \tan \beta] + [-F_h + R_{B,v} \tan \beta] = 0$$

Figura A2.2 – Diagrama de forças considerado no cálculo analítico

No ensaio E_1 (Figura 2.3), o plano de deslizamento apresenta um ângulo de atrito de 30° . O deslizamento inicia-se para um nível de água igual a 56.8m. Através do modelo analítico obteve-se um nível de equilíbrio limite igual a 56.7m, enquanto no modelo físico o primeiro deslizamento ocorre para uma cota de 56.0m. O mecanismo de rotura corresponde a um deslizamento em que a barragem sobe pela junta inclinada, apoiada a montante na junta horizontal. No modelo físico verifica-se um mecanismo de rotura semelhante.

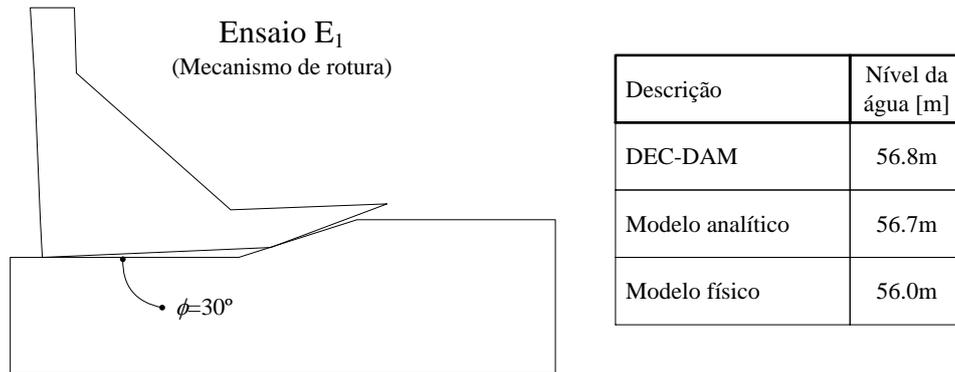


Figura A2.3 – Mecanismo de rotura e resultados do Ensaio E_1

No ensaio E_2 (Figura 2.4) o ângulo de atrito é de 30° , igual ao adoptado no ensaio E_1 . Para o modelo desenvolvido, o deslizamento inicia-se quando a pressão hidrostática aplicada é equivalente a um nível de água de 40.9m. O modelo analítico apresenta um nível de 40.9m para o equilíbrio limite. No modelo físico, o primeiro deslizamento ocorre para um nível de 40.0m. O mecanismo de rotura é semelhante ao que se verificou no modelo E_1 .

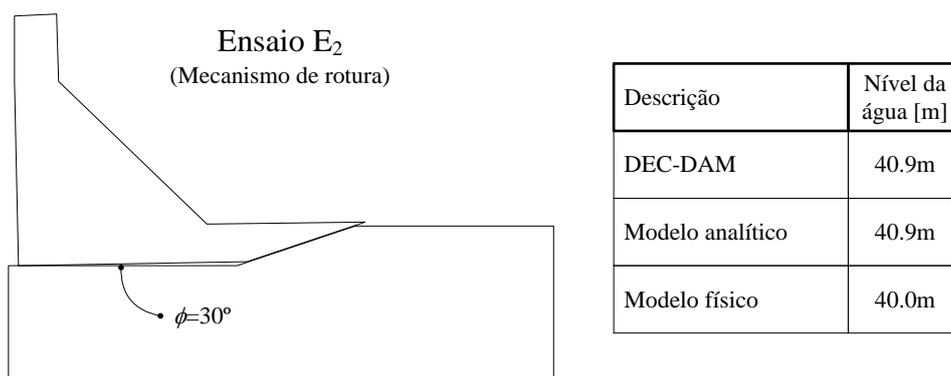


Figura A2.4 – Mecanismo de rotura e resultados do Ensaio E_2

No ensaio E_3 (Figura 2.5) o ângulo de atrito é de 42° . O deslizamento inicia-se para um nível de 45.9m. O modelo analítico apresenta um nível limite de 46.0m. No modelo físico, o primeiro deslizamento ocorre para um nível de 46.0m. O mecanismo de rotura

é diferente do que se verificou nos anteriores ensaios. Neste caso o deslizamento da barragem ocorre apenas na junta inclinada, a jusante, separando-se da junta horizontal.

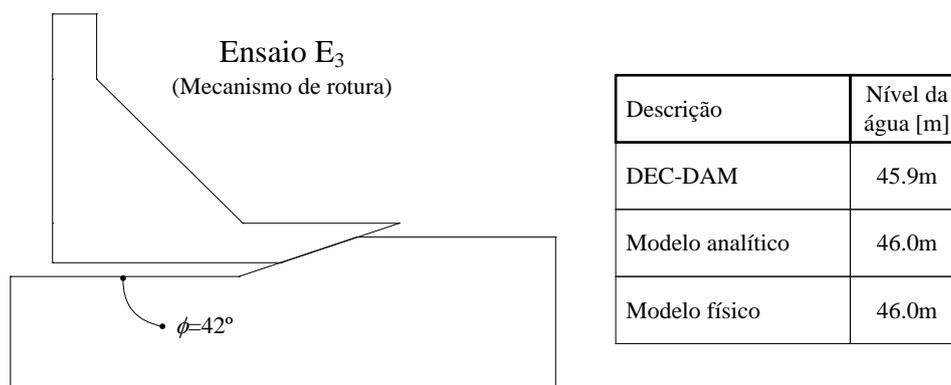


Figura A2.5 – Mecanismo de rotura e resultados do Ensaio E₃

Os resultados obtidos através da aplicação desenvolvida, incluindo os mecanismos de rotura, são coerentes com o modelo analítico e com o modelo físico.

Análise dinâmica

Este exemplo de validação baseia-se no relatório de Chopra e Zhang (1991), onde é apresentado um estudo do comportamento dinâmico de barragens gravidade sob a acção de eventos sísmicos. Neste relatório foram elaborados diversos modelos, com diferentes geometrias, propriedades e acções, de forma a avaliar o grau de sensibilidade da resposta destas estruturas em relação a estes parâmetros, nomeadamente quanto ao deslizamento permanente. Segundo os referidos autores, caso se considere a barragem como um corpo rígido, hipótese válida no caso de a barragem apresentar uma altura reduzida, o equilíbrio de forças (Figura A2.6), para o mecanismo de deslizamento da barragem pela fundação, no sentido montante-jusante, é determinado através de,

$$\frac{a_c}{g} = \frac{1}{W + W_a} [\mu_s (W - U) - P_a] \quad (\text{A2.1})$$

- a_c Aceleração crítica;
- g Aceleração da gravidade;
- W Peso da barragem;
- W_a Peso devido às massas associadas;
- μ_s Tangente do ângulo de atrito;
- U Subpressão;
- P_a Pressão hidrostática.

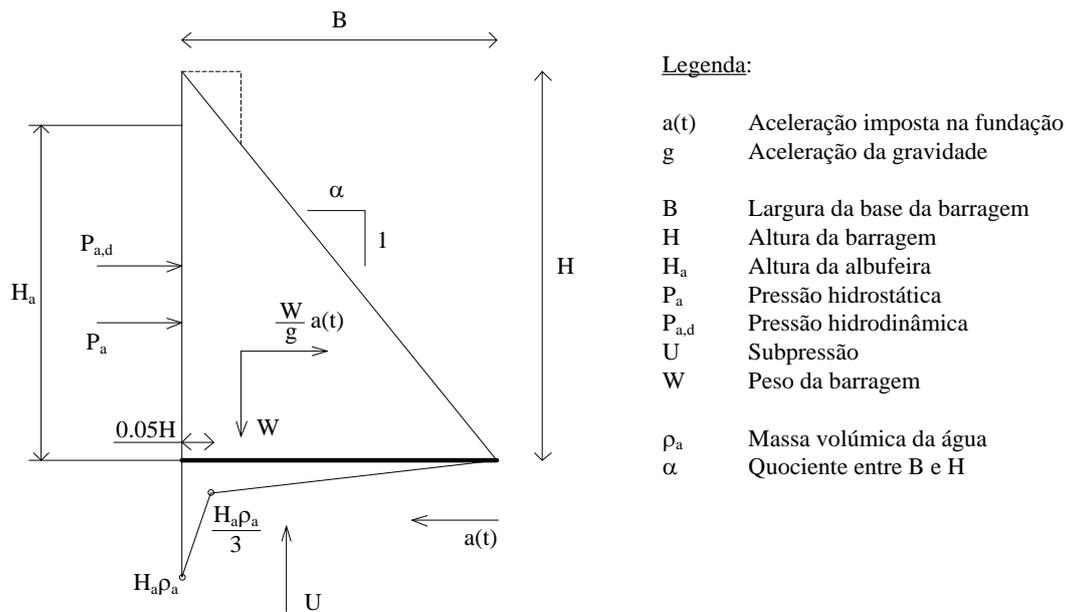


Figura A2.6 – Forças actuantes na barragem para o mecanismo de deslizamento no sentido montante-jusante

Procedimento semelhante pode ser adoptado para os mecanismos de deslizamento da barragem no sentido jusante-montante e de derrubamento em torno do vértice no pé de montante e no pé de jusante. Para estes quatro mecanismos é possível determinar uma aceleração crítica a partir da qual o mecanismo de rotura ocorre. Para um mesmo ângulo de atrito, a menor aceleração crítica verifica-se para o cenário de deslizamento da barragem no sentido montante-jusante, seguidos do derrubamento em torno do vértice no pé de montante, do derrubamento em torno do vértice no pé de jusante e, por fim, o mecanismo que apresenta a maior aceleração crítica é o de deslizamento da barragem pelo plano de fundação no sentido jusante-montante. Caso se considere a deformabilidade da barragem, é possível concluir que as acelerações críticas são, em termos genéricos, inferiores às que se verificam para as barragens rígidas. Assim, para o mecanismo de deslizamento para jusante, são esperados deslizamentos permanentes superiores. Tendo em conta a deformabilidade da barragem, Chopra e Zhang (1991) estabeleceram a equação de movimento da estrutura, tendo em conta apenas o primeiro modo de vibração da barragem. Esta hipótese é válida quando o comportamento dinâmico da estrutura é dominado pela sua frequência fundamental. Através da integração desta equação é possível determinar a resposta da estrutura passo-a-passo para uma acção dinâmica imposta na fundação. Este método foi utilizado por Chopra e Zhang (1991) para a análise de uma série de modelos, dentre os quais aquele que é utilizado para a validação da aplicação desenvolvida no âmbito desta tese, designada por DEC-DAM.

O modelo em análise corresponde a uma barragem gravidade em betão, de secção triangular, com altura (H) de 121.9m (400ft) e largura na base (B) de 97.5m ($B/H=0.8$), constituída por um material cujo módulo de elasticidade é de 27.6GPa (4.0×10^6 psi) e a

massa volúmica de 2.4t/m^3 (150lbs/ft^3). Quanto às acções estáticas, foi considerado o peso próprio, a pressão hidrostática, equivalente à cota da albufera ao nível do coroamento, e a subpressão, conforme o diagrama representado na Figura A2.6. Para a análise dinâmica foi considerado o efeito hidrodinâmico da albufera através de massas associadas e um amortecimento de 5% centrado na frequência fundamental da estrutura, determinada para a barragem encastrada na base e com a albufera vazia. Foram efectuadas análises para quatro acelerogramas distintos, com duração de 20s, referentes a dois sismos ocorridos em 1940 (El Centro) e 1952 (Taft), escalados para uma aceleração de pico de 0.5g. A análise desenvolvida com a aplicação DEC-DAM foi efectuada no âmbito dos grandes deslocamentos, havendo a hipótese dos contactos face-face degenerar em contactos do tipo vértice-face, sendo a integração das tensões realizada através do modelo pontual. Durante a fase não transiente, a solução numérica recorre ao esquema das massas escaladas e do amortecimento global, cujo coeficiente de amortecimento proporcional à massa, equivalente ao amortecimento crítico, é actualizado em todos os passos de cálculo em função do comportamento dinâmico da estrutura. Nesta fase a junta barragem fundação é elástica, com uma rigidez normal equivalente a 1m de material, sendo a rigidez tangencial de cerca de 30% deste valor. Em relação às condições de apoio, durante aplicação do peso próprio (total igual a 142.7MN), da pressão hidrostática (74.3MN) e da subpressão (23.5MN), a fundação é impedida de qualquer deslocamento. Após a obtenção do estado de equilíbrio para estas acções iniciais, são alteradas as propriedades da junta barragem-fundação, passando a coesão e a resistência à tracção a apresentar um valor nulo. A junta passa a apresentar um comportamento não-elástico, com um ângulo de atrito de 45° .

A análise sísmica inicia-se com a aplicação das massas associadas (7301ton) e da acção sísmica, aos graus de liberdade da fundação, através de uma história de velocidades na direcção transversal (ou de corte). Foi adoptado o amortecimento de Rayleigh, com ambas as componentes, proporcional à massa e à rigidez, de 5% centrado na frequência de 3.88Hz. Os resultados obtidos para as quatro acções dinâmicas estão representados na Figura A2.7. Os valores obtidos para o deslizamento permanente constam da Tabela A2.1, em conjunto com os obtidos por Chopra e Zhang (1991). Para a acção identificada por Taft S69E, foi ainda realizada a verificação (Figura A2.8) da história do deslizamento ao longo do tempo. Os resultados obtidos através da aplicação DEC-DAM são semelhantes aos obtidos por Chopra e Zhang (1991). Alguns aspectos podem ser enumerados de forma explicar as diferenças encontradas. A primeira questão diz respeito as propriedades da junta barragem-fundação, para a qual teve de ser atribuída uma rigidez, não sendo conhecido o valor utilizado pelos autores do trabalho original. A rigidez tem influência no comportamento da junta, nomeadamente quanto ao comportamento elástico, bem como na transmissão da acção dinâmica entre a fundação e a barragem. Outro aspecto que também merece ser referido é o amortecimento. Ocorre que a frequência determinada no trabalho original, que serve de referência para a aplicação do amortecimento, difere um pouco da determinada através da aplicação desenvolvida nesta tese (3.57Hz vs. 3.88Hz), pelo que o amortecimento, de facto, não é exactamente o mesmo. Por fim, o método utilizado no trabalho original considera

apenas a primeira frequência própria da estrutura, que pode não ser suficiente para caracterizar o comportamento dinâmico integral da estrutura. Em relação ao El Centro 90W, onde as diferenças são de 1 para 1.5, não se encontra uma justificação adequada para a diferença. Este género de análise corresponde a um processo caótico e respostas totalmente diferentes podem ser obtidas com pequenas variações nas condições iniciais (Peña et al. 2007).

Tabela A2.1 – Comparação dos resultados obtidos para o deslizamento permanente

Designação da acção	DEC-DAM	Chopra e Zhang (1991)
El Centro S00E - 1940	0.25m	0.23m
El Centro S90W - 1940	0.74m	0.51m
Taft S69E - 1952	0.39m	0.38m
Taft S21W - 1952	0.33m	0.38m

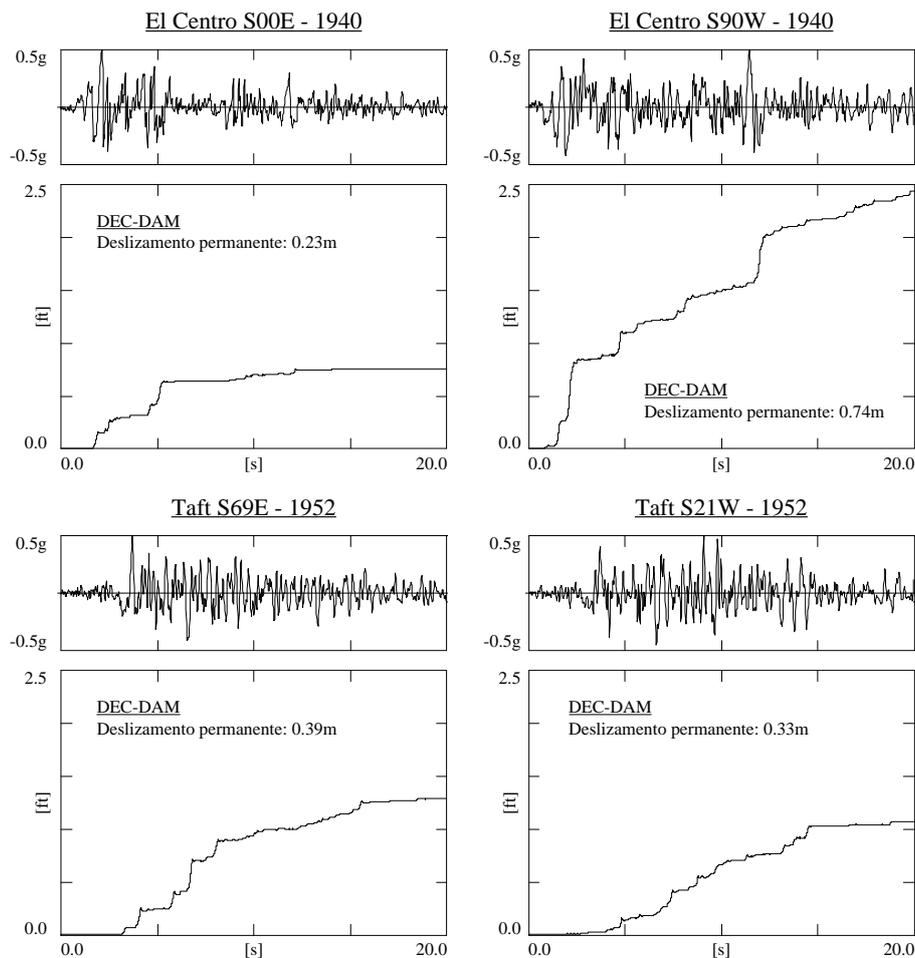


Figura A2.7 – Resultados obtidos pela aplicação DEC-DAM para as quatro acções dinâmicas

Taft S69E - 1952

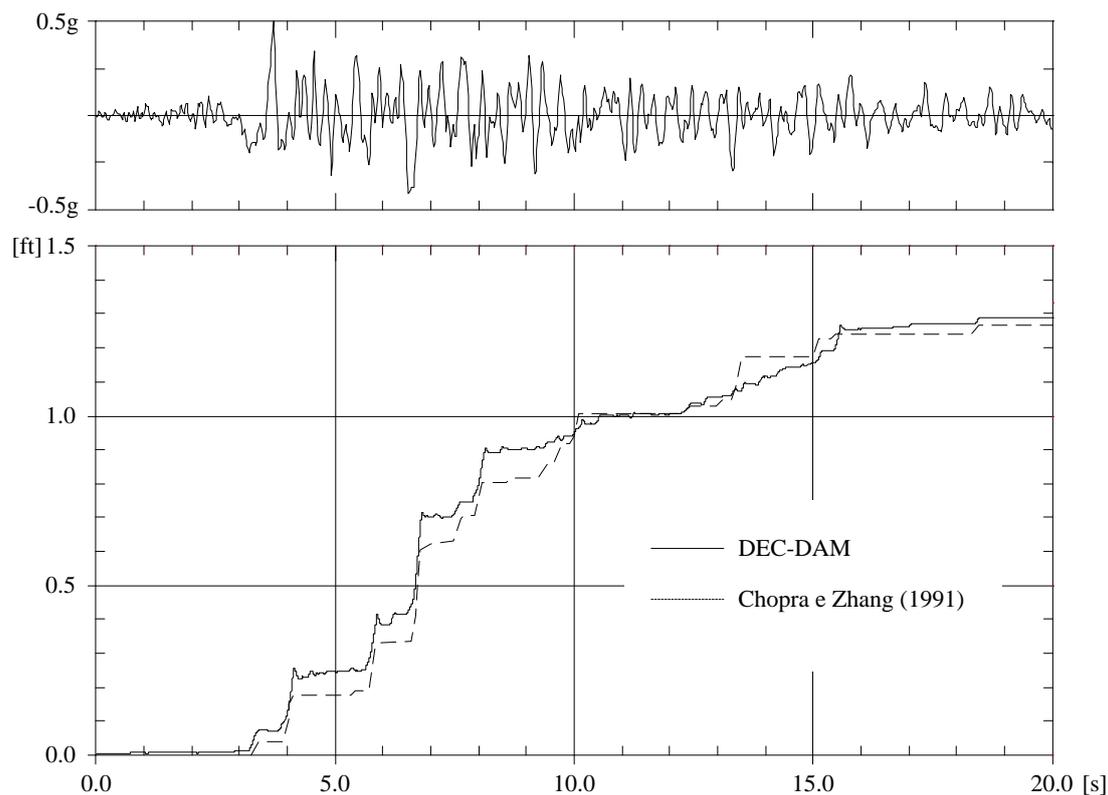


Figura A2.8 – Verificação da história de deslizamento

Análise de escoamento

A validação do modelo hidromecânico desenvolvido nesta tese é realizada através da análise do exemplo proposto por Erban e Gell (1988). Os referidos autores apresentam um modelo, com base no método dos elementos finitos, que permite avaliar o comportamento hidromecânico dos maciços rochosos, tendo em conta as descontinuidades existentes. Este método recorre a modelos contínuo-equivalentes, em que o comportamento mecânico contempla a deformabilidade do maciço e das descontinuidades, enquanto o escoamento ocorre apenas pelas descontinuidades.

O cálculo hidráulico proposto por Erban e Gell (1988) baseia-se na lei cúbica do escoamento, sendo que a abertura hidráulica inicial (ou nominal), corresponde à máxima deformação, função das características da descontinuidade, avaliada através de um ensaio de compressão uniaxial. Ao longo da análise, devido ao acoplamento hidromecânico, a abertura hidráulica pode variar, diminuindo, caso esteja em compressão, ou aumentando, caso esteja em tracção ou em corte, devido ao efeito de dilatância. O ciclo de cálculo hidromecânico inicia-se com a determinação da pressão hidráulica no interior das descontinuidades em consequência do escoamento, seguido do cálculo mecânico e determinação do novo estado de tensão e, por fim, a determinação das novas permeabilidades.

Para a ilustrar o efeito do acoplamento hidromecânico, Erban e Gell (1988) apresentam um pequeno exemplo que foi reproduzido através do DEC-DAM. Trata-se de um modelo constituído por três blocos (Figura A2.9), com desenvolvimento vertical, que assentam numa base horizontal. Estes três blocos apresentam faces laterais inclinadas para evitar o contacto inter-blocos. Entre os blocos e a base estabelece-se o escoamento, em cujo ponto inicial foi aplicada uma pressão de 100kPa. O ponto final é permeável, pelo que a pressão é nula.

Cada bloco possui um peso próprio de 900kN, pelo que a tensão vertical total, na base, é de 160kPa. Ao bloco central é ainda adicionada uma sobrecarga, aplicada no topo do bloco, no valor de 900kN, o que faz com que a tensão vertical neste bloco seja o dobro dos restantes, ou seja, 340kPa. Com base neste modelo, foram feitas duas análises. A primeira análise (Figura A2.10) não considera o efeito do acoplamento hidromecânico, a abertura hidráulica é constante (a_h) e a pressão no interior da descontinuidade varia linearmente, de 100kPa a zero. O diagrama de tensões efectivas varia linearmente, de acordo com a subpressão. Na segunda análise (Figura A2.11), com acoplamento hidromecânico, a permeabilidade sob o bloco central fica reduzida pela metade e a pressão no interior da descontinuidade já não apresenta um gradiente constante. Este facto faz com que o diagrama de tensões efectivas seja diferente, apesar do diagrama de tensões totais, em ambas as análises, ser o mesmo. Em ambos os casos, o modelo verifica os resultados analíticos determinados por Erban e Gell (1988).

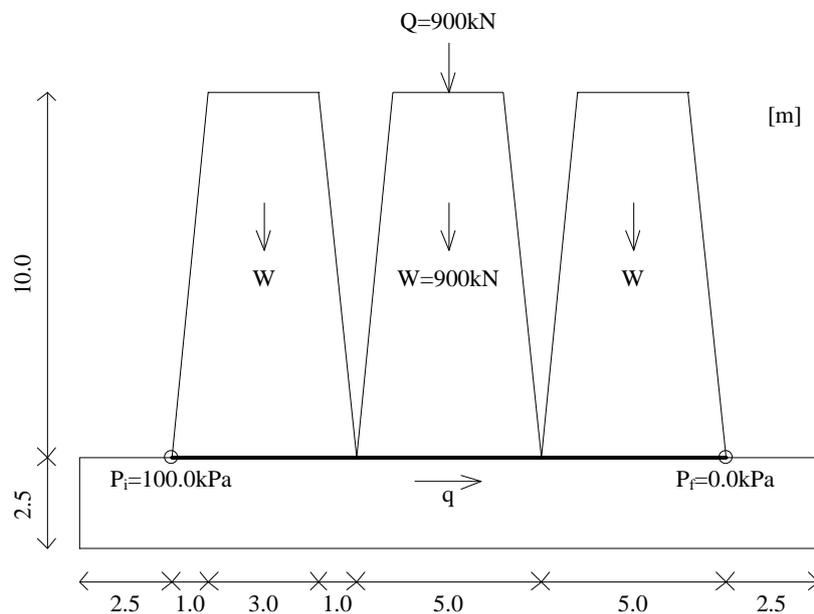


Figura A2.9 – Modelo ilustrativo o efeito do acoplamento hidromecânico [m]

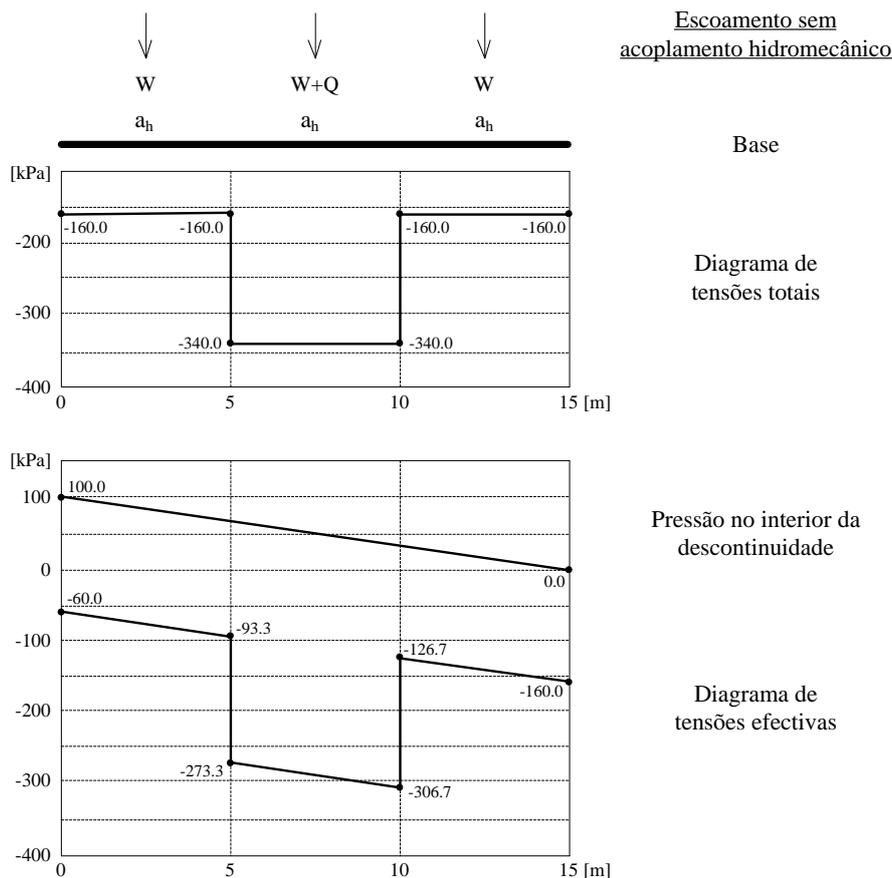


Figura A2.10 – Diagrama de tensões verticais totais e efectivas para o modelo sem acoplamento hidromecânico

É importante referir que, para a integração das forças de contacto, foi utilizado o esquema trapezoidal, o que permite determinar as tensões efectivas de forma precisa, em harmonia com a solução teórica. Caso fosse utilizado o esquema pontual, o valor teórico só seria obtido para uma discretização mais refinada, ou seja, com mais elementos. Tomando como exemplo a tensão efectiva junto ao ponto inicial do escoamento, o valor de -60kPa só seria alcançado para uma discretização com 16 elementos, conforme se encontra representado na Figura A2.12. A seguir é apresentada a análise hidromecânica de uma barragem gravidade (Figura A2.13), conforme elaborado por Erban e Gell (1988). O objectivo é ilustrar os efeitos relativos ao acoplamento hidromecânico. Um dos efeitos diz respeito ao decréscimo da permeabilidade em profundidade devido ao peso próprio da fundação. Outro efeito que interessa estudar está relacionado com o estado de tensão imposto à fundação, pelo peso próprio da barragem, que altera a permeabilidade na zona da fundação sob a sua influência. Estes dois efeitos alteram em especial a componente horizontal da permeabilidade. Ainda outro efeito relevante do acoplamento hidromecânico refere-se à aplicação da pressão hidrostática no paramento de montante da barragem, que altera o estado de tensão na fundação, aumentando a abertura hidráulica das descontinuidades

verticais do maciço de fundação, localizadas a montante da barragem. Isto faz com que a permeabilidade vertical aumente consideravelmente nesta zona.

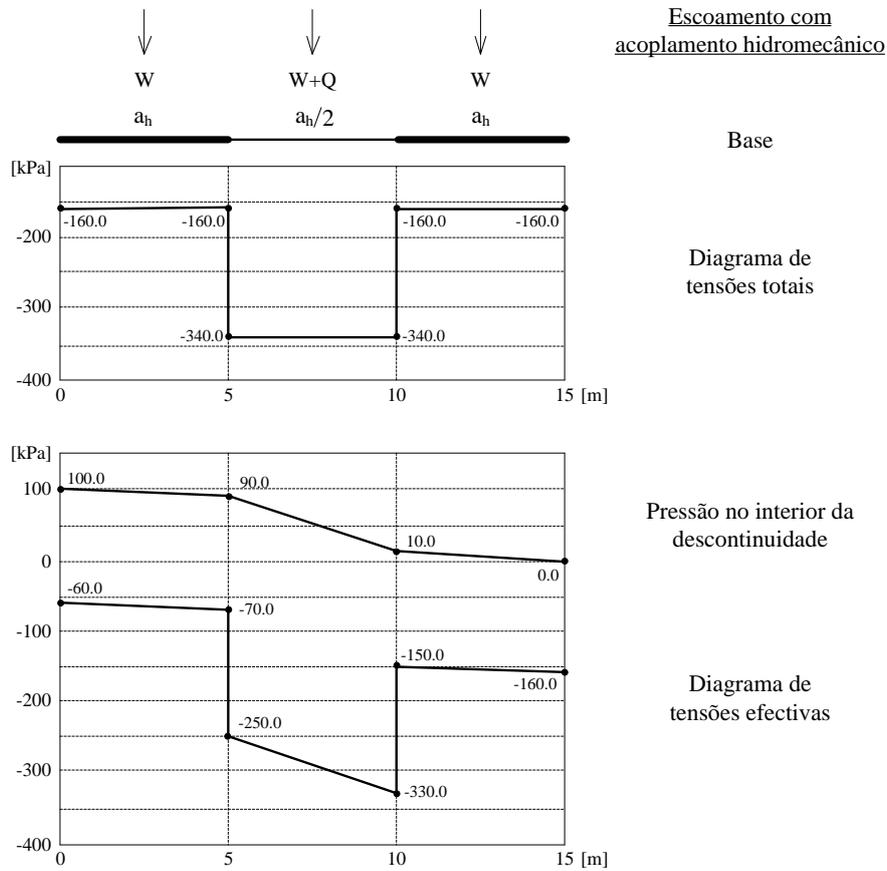


Figura A2.11 – Diagrama de tensões verticais totais e efectivas para o modelo com acoplamento hidromecânico

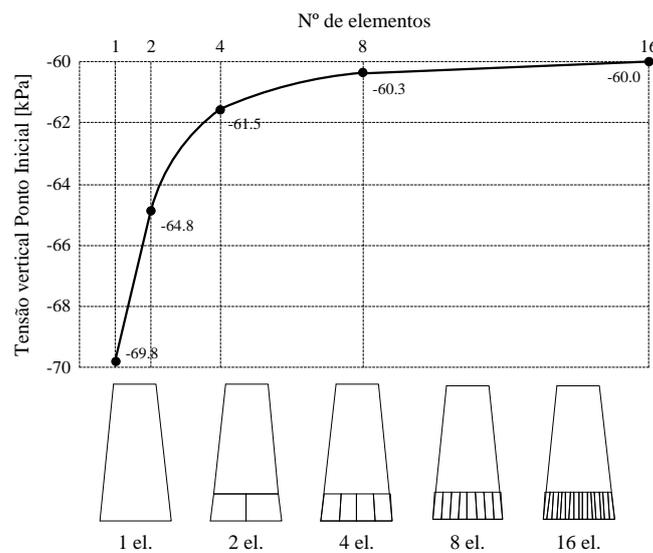


Figura A2.12 – Comportamento do modelo de contacto pontual em função da discretização do modelo

Quanto à análise, em primeiro lugar foi aplicado o peso próprio da barragem e a pressão hidrostática sob o paramento de montante. Numa segunda fase, foi iniciada a análise hidromecânica, para as hipóteses com e sem acoplamento hidromecânico. Para ambos os casos, foram produzidas as curvas referentes à variação do potencial hidráulico (Figura A2.14) e às tensões totais e efectivas (Figura A2.15) para um plano horizontal, localizado a 29m de profundidade em relação ao plano de fundação. Este plano encontra-se representado na Figura A2.13, com a designação AA'.

Em relação ao potencial hidráulico, na hipótese que não leva em conta o acoplamento hidromecânico, este apresenta uma distribuição relativamente uniforme, condicionada apenas pela discretização do modelo que, neste caso, não é simétrica. Na hipótese com acoplamento, verifica-se uma influência considerável do estado de tensão gerado pela pressão hidrostática sob o paramento de montante da barragem, que dá origem a aberturas mecânicas consideráveis no maciço de fundação, a montante da barragem.

A tensão vertical total é a mesma para as duas hipóteses em análise, com e sem acoplamento. No plano AA', a montante e sob a barragem, a subpressão é superior para a hipótese que considera o acoplamento. Isto faz com que a tensão efectiva seja inferior nestes casos. Este aspecto pode ser importante no que diz respeito a estabilidade global da barragem. Os resultados verificam de forma qualitativa os obtidos por Erban e Gell (1988), conforme representado na Figura A2.16.

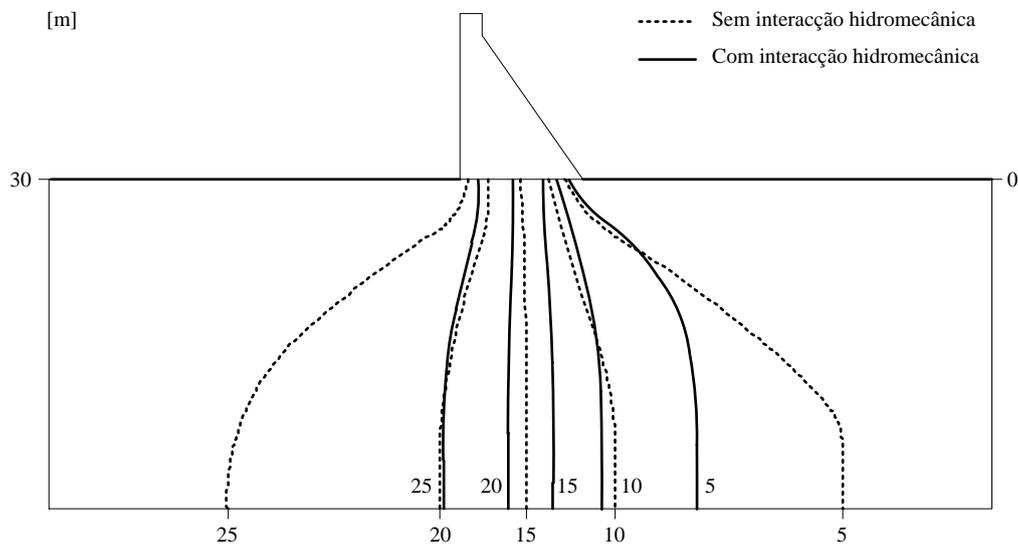


Figura A2.14 – Potencial hidráulico com e sem interação hidromecânica

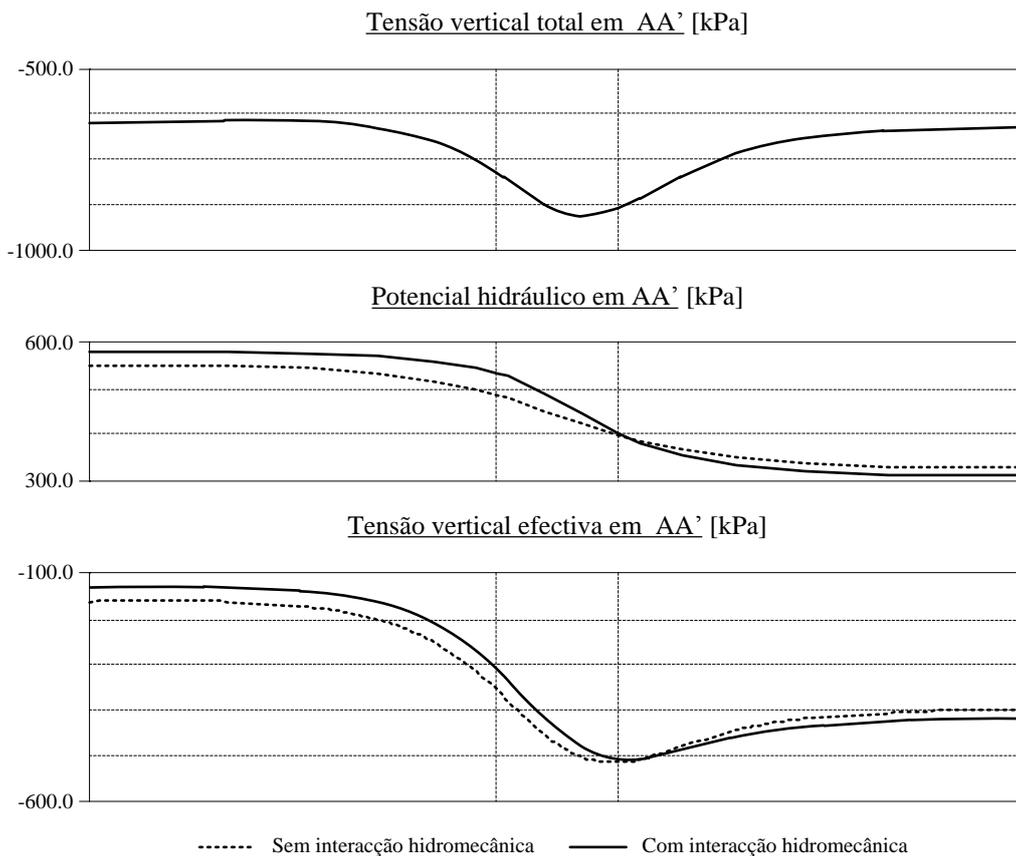


Figura A2.15 – Potencial hidráulico e tensões verticais totais e efectivas para as hipóteses com e sem interação hidromecânica

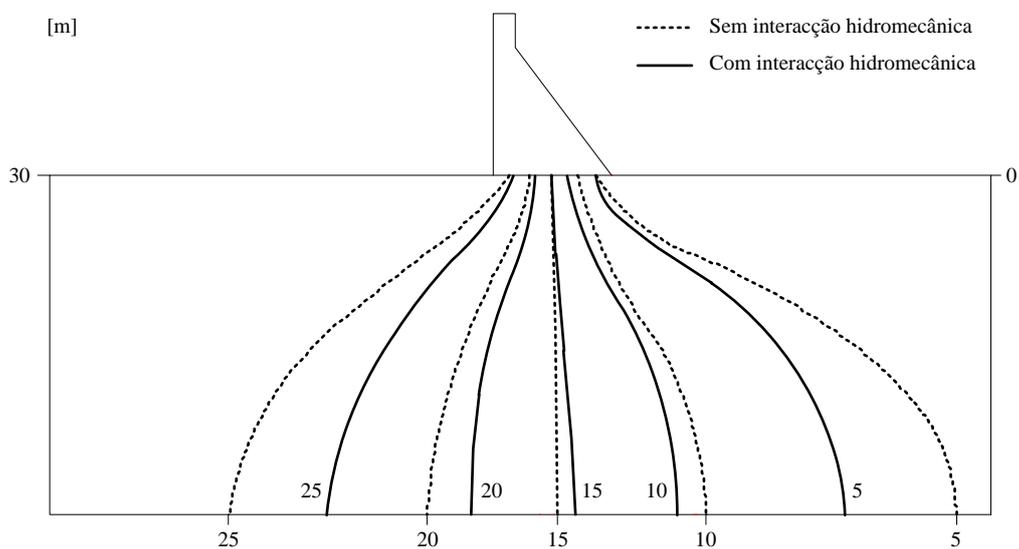


Figura A2.16 – Potencial hidráulico com e sem interação hidromecânica de acordo com os resultados obtidos por Erban e Gell (1988)

Análise de reforços estruturais

Apresenta-se a seguir o caso de uma pequena barragem construída em 1940 no Canadá. A barragem é constituída pelos encontros e por um pilar central em betão com largura de 0.30m e altura de 2.15m (Figura A2.17). A retenção da água é feita através de um paramento em madeira que se apoia entre o pilar e os encontros. O modelo numérico plano do pilar assume que o mesmo é responsável por se opor à pressão hidrostática equivalente a um paramento com desenvolvimento de 3.05m (Figura A2.18). Além disto o pilar é reforçado com três ancoragens passivas em aço, com diâmetro de aproximadamente 29.9mm. As propriedades dos materiais constam da Tabela A2.2.

As solicitações e reacções estão representadas na Figura A2.19, para uma rigidez tangencial das ancoragens de 1000MN/m e um ângulo de atrito de 45°, com coesão nula, para o plano de fundação. Foi ainda realizado um estudo paramétrico em relação à rigidez tangencial das ancoragens, em que foi registado a variação das reacções de corte nas ancoragens e na fundação (Figura A2.20), bem como as forças axiais nas ancoragens (Figura A2.21). Por fim foi realizado um estudo paramétrico em relação ao ângulo de atrito adoptado para o plano de fundação, com coesão nula. Os resultados estão representados na Figura A2.22, onde constam as reacções verticais, e na Figura A2.23, onde constam as reacções axiais nas ancoragens.

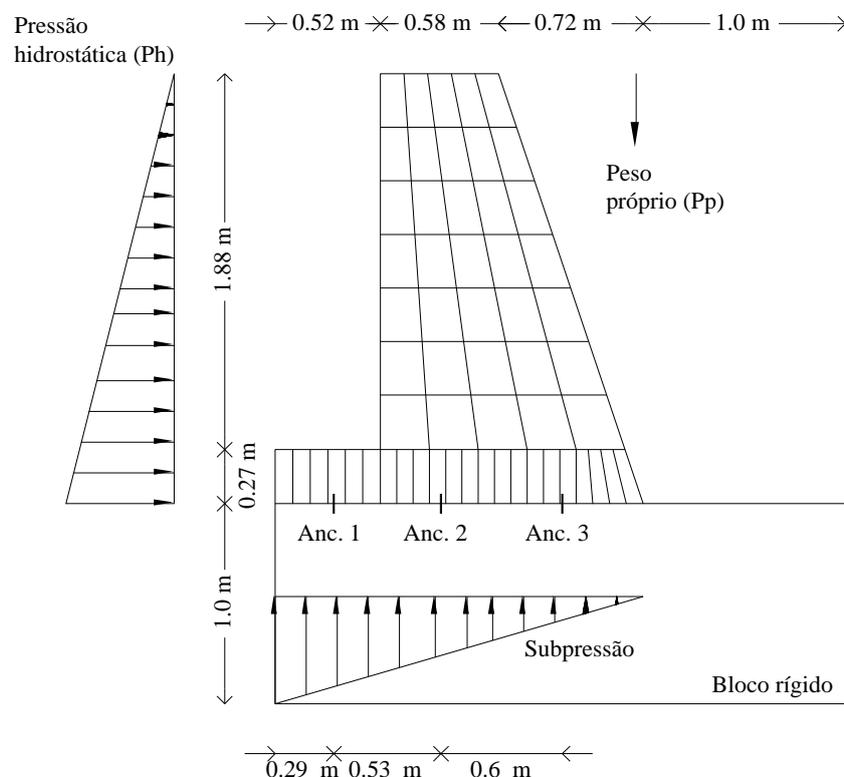


Figura A2.17 – Definição da geometria, discretização da malha e solicitações

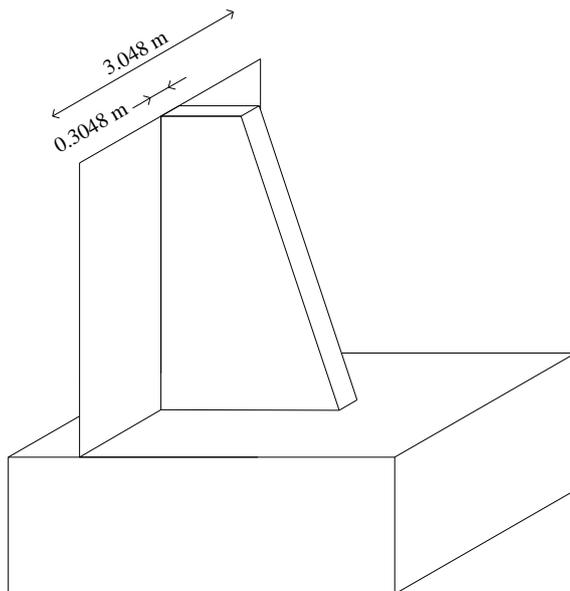


Figura A2.18 – Área de influência do pilar central

Tabela A2.2 – Propriedades dos materiais

Identificação	Propriedade
Peso volúmico do betão	23.5 kN/m ³
Peso volúmico da água	9.8 kN/m ³
Coesão betão-rocha	Nula
Ângulo de atrito betão-rocha	Variável
Rigidez normal betão-rocha	40 GPa/m
Rigidez tangencial betão-rocha	16.7 GPa/m
Módulo de Elasticidade do betão	28 GPa
Coefficiente de Poisson do betão	0.2
Módulo de elasticidade do aço	200 GPa
Coefficiente de Poisson do aço	0.29
Rigidez axial da ancoragem	3000 MN/m
Resistência limite da ancoragem (tração)	400 MPa
Resistência limite da ancoragem (corte)	240 MPa 168 kN

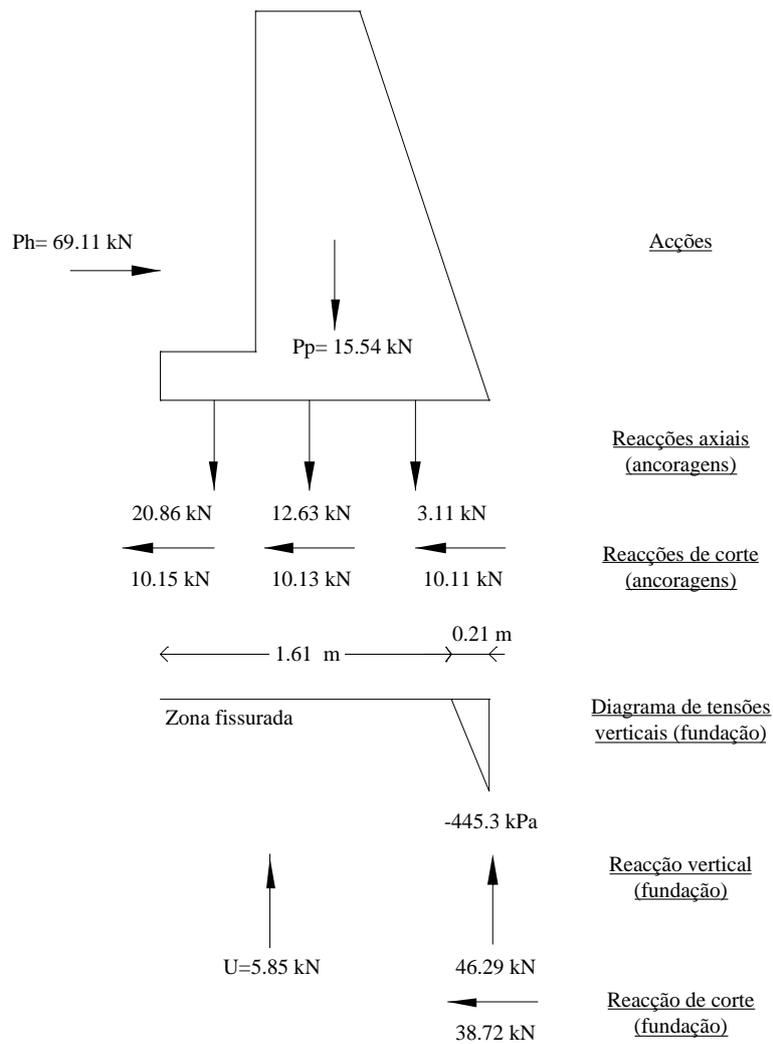


Figura A2.19 – Acções e reacções na fundação e nas ancoragens

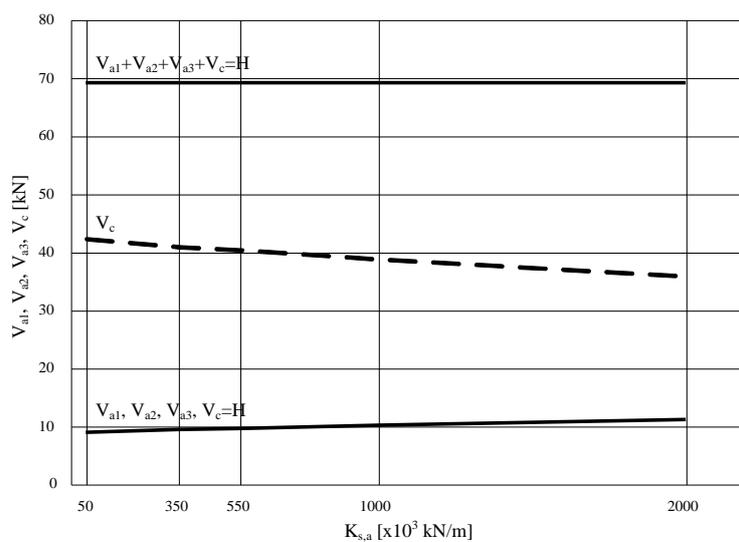


Figura A2.20 – Reacções de corte nas ancoragens e na fundação para diferentes valores de rigidez tangencial do aço, ângulo de atrito fixo (45°) e coesão nula

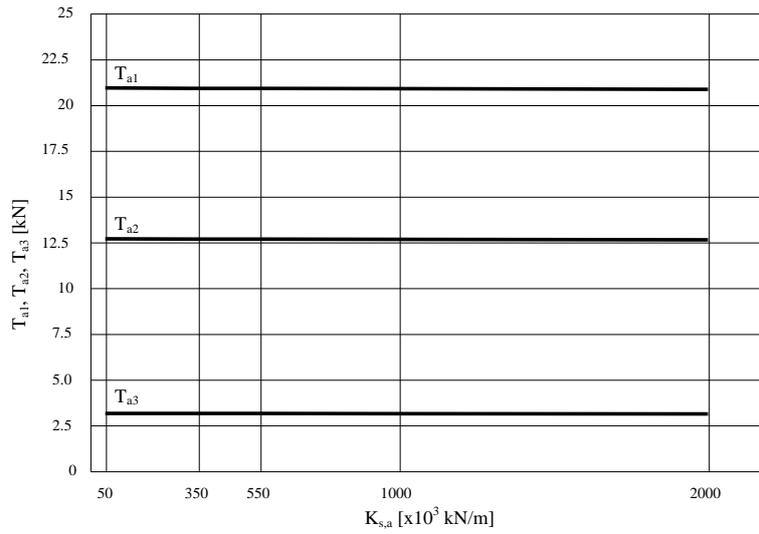


Figura A2.21 – Reacções axiais nas ancoragens para diferentes valores de rigidez tangencial do aço, ângulo de atrito fixo (45°) e coesão nula

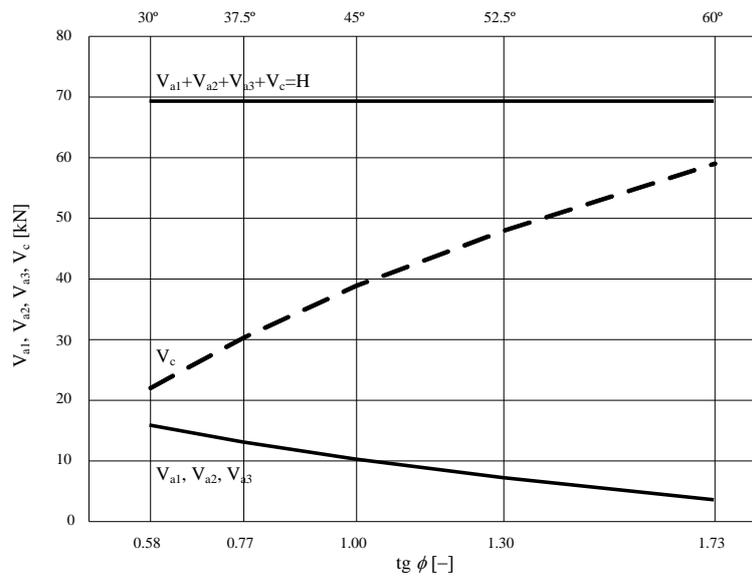


Figura A2.22 – Reacções de corte nas ancoragens e na fundação para diferentes valores de ângulo de atrito e coesão nula, rigidez tangencial do aço fixa (1000MN/m)

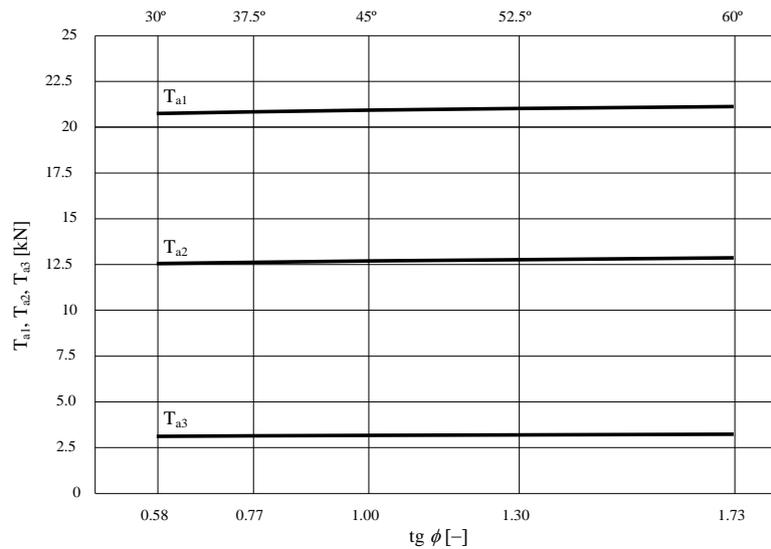


Figura A2.23 – Reacções axiais nas ancoragens para diferentes valores de ângulo de atrito e coesão nula, rigidez tangencial do aço fixa (1000MN/m)

Os resultados permitem concluir que as reacções são pouco sensíveis à rigidez tangencial das ancoragens, desde que as ancoragens apresentem propriedades iguais. Quando isto não ocorre, é a rigidez relativa que controla o valor das reacções. A Figura A2.24 representa os resultados obtidos quando se reduz o valor da rigidez tangencial da ancoragem 1 (50MN/m), mantendo inalteradas as rigidezes das ancoragens 2 e 3 (1000MN/m).

Por outro lado, o valor do ângulo de atrito tem um peso preponderante no comportamento da estrutura, pois a variação deste parâmetro altera a reacção de corte na fundação e, por equilíbrio de forças, as reacções de corte nas ancoragens.

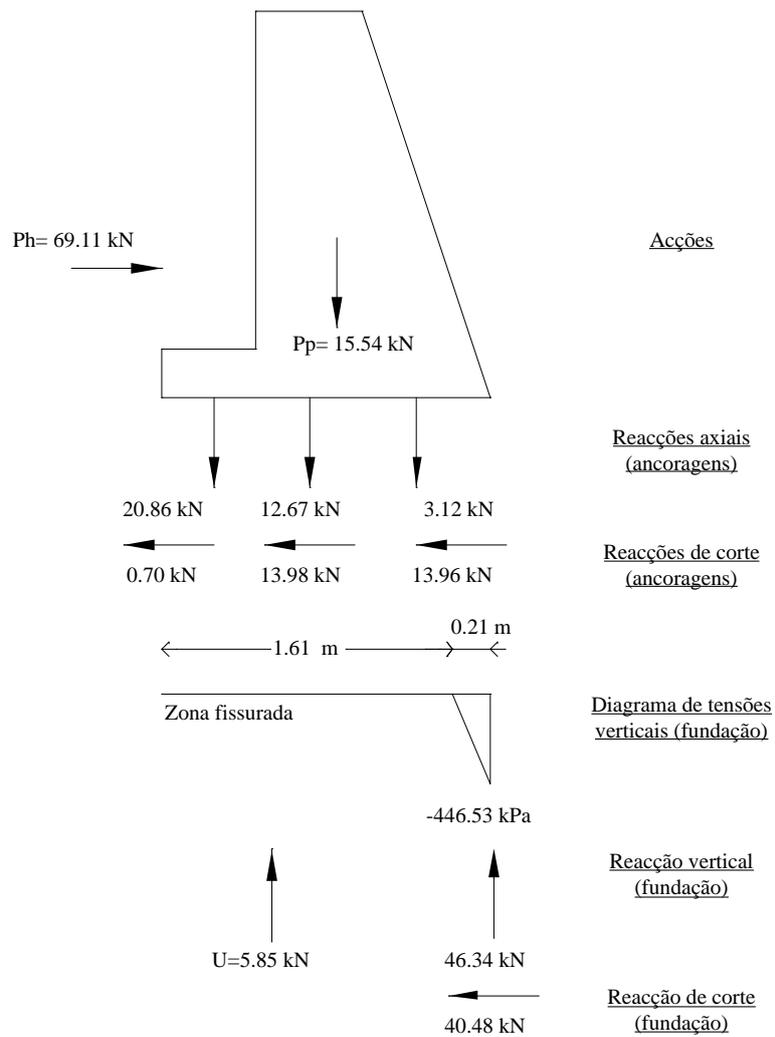


Figura A2.24 – Solicitações e reacções na fundação e nas ancoragens (Anc. 1: $K_{s,a}=50\text{MN/m}$; Anc. 2 e 3: $K_{s,a}=1000 \text{ MN/m}$)

Anexo 3. Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

Análises do Capítulo 4

Ficheiro de dados – Análise A3

```
;;;DEC-DAM

;titulo
title BC-A3

;variaveis internas
set ctol 0.005
set pctol 0.75
set seltol 0.1
set upcelmesh off
set dimcelmesh 9
set overcelmesh 1.5
set telement on
set small off
set cmodel tptm
set delc off
set delc on
set jcons interlock
set ctmem on
set upld on
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set msdt dtmin
set rdtf 1.0
set updt off
set facglobal 1.0
set spuforce on
set mech on
set tshtptm on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;geometria
;barragem
ca barragem_bca1.bl
;fundacao
ca fundacao_bca1.bl

;sub-regiao
mark sreg pmon xy -0.1 0.5985 -0.1 10.0692
mark sreg pmon xy 0.3985 1.0969 9.8692 20.0385
mark sreg pmon xy 0.8969 1.47 19.8385 27.5
mark sreg pmon xy 1.27 1.63 27.3 31.7
mark sreg lesq xy -31.7 -31.5 -47.5 0.1
mark sreg base xy -31.7 54.956 -47.5 -47.3
mark sreg ldir xy 54.756 54.956 -47.5 0.1
hide
find reg b
mark sreg subp1 xy -0.1 2.6 -1.1 0.1
mark sreg subp1 xy 2.4 4.9056 -1.1 -0.6694
mark sreg subp2 xy 4.7056 7.2118 -0.8694 -0.4388
mark sreg subp2 xy 7.0118 9.5187 -0.6388 -0.2081
mark sreg subp2 xy 9.3187 9.7784 -1.4822 -0.2081
mark sreg subp2 xy 9.5784 13.1075 -1.4822 -0.9493
mark sreg subp2 xy 12.9075 16.4373 -1.1493 -0.6163
mark sreg subp2 xy 16.2373 18.9311 -0.8163 -0.3581
mark sreg subp2 xy 18.7311 21.4248 -0.5581 -0.0999
mark sreg subp2 xy 21.2248 23.356 -0.2999 0.1
find
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
;materiais
;blocos
prop mat b dens 2.4 ym 10e6 pr 0.2 ft 500.0 fc 10000.0
prop mat f dens 2.5 ym 10e6 pr 0.2 grav off aalpha off
;juntas
prop jmat bb kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45 upcto off

;atribuicao de materiais
;blocos
ch mat b reg b
ch mat f reg f
;juntas
ch jmat bb mint b b
ch jmat bf mint b f
ch jmat ff mint f f

;macrobloco
join reg b
join reg f

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;historias
hist uforce
hist xdispl pt 1.53 31.60

;corre pp
solve uforce 1e-5

;aplicacao phmon
bou str -316.0 -316.0 0.0 ygrad 10 10 0 sreg pmon

;corre phmon
solve uforce 1e-5

;passa junta para nao linear
prop jmat bf te 0.0 co 0.0

;corre nl
solve uforce 1e-5

;subpressao
bou xfrac 0.0
bou str -316.0 -316.0 0.0 xgrad 43.84 43.84 0.0 sreg subp1
bou str -132.7639 -132.7639 0.0 xgrad 5.7088 5.7088 0.0 sreg subp2
bou xyfrac 1.0

;corre subpressao
solve uforce 1e-5

;analise parametrica
solve step 100000
prf hist 2 45.res
;
prop jmat bf fr 40.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 40.res
;
prop jmat bf fr 35.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 35.res
;
prop jmat bf fr 30.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 30.res
;
prop jmat bf fr 29.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 29.res
;
```

```
prop jmat bf fr 28.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 28.res
;
prop jmat bf fr 27.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 27.res
;
prop jmat bf fr 26.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 26.res
;
prop jmat bf fr 25.0
solve uforce 1e-5
prf hist 2 25.res
```

Ficheiro de dados – Análise A5

```
;;;DEC-DAM

;titulo
title BC-A5

;variaveis internas
set ctol 0.005
set pctol 0.75
set seltol 0.1
set upcelmesh off
set dimcelmesh 9
set overcelmesh 1.5
set telement on
set small off
set cmodel tptm
set delc off
set delc on
set jcons interlock
set ctmem on
set upld on
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set msdt dtmin
set rdtf 1.0
set updt off
set facglobal 1.0
set spuforce on
set mech on
set tshtptm on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;geometria
;barragem
ca barragem_bca5.bl
;fundacao
ca fundacao_bca5.bl

;sub-regiao
mark sreg pmon xy -0.1 0.5985 -0.1 10.0692
mark sreg pmon xy 0.3985 1.0969 9.8692 20.0385
mark sreg pmon xy 0.8969 1.47 19.8385 27.5
mark sreg pmon xy 1.27 1.63 27.3 31.7
mark sreg lesq xy -31.7 -31.5 -47.5 0.1
mark sreg base xy -31.7 54.956 -47.5 -47.3
mark sreg ldir xy 54.756 54.956 -47.5 0.1
hide
find reg b
mark sreg subp1 xy -0.1 2.6 -1.1 0.1
mark sreg subp1 xy 2.4 4.9056 -1.1 -0.6694
mark sreg subp2 xy 4.7056 7.2118 -0.8694 -0.4388
mark sreg subp2 xy 7.0118 9.5187 -0.6388 -0.2081
mark sreg subp2 xy 9.3187 9.7784 -1.4822 -0.2081
mark sreg subp2 xy 9.5784 13.1075 -1.4822 -0.9493
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
mark sreg subp2 xy 12.9075 16.4373 -1.1493 -0.6163
mark sreg subp2 xy 16.2373 18.9311 -0.8163 -0.3581
mark sreg subp2 xy 18.7311 21.4248 -0.5581 -0.0999
mark sreg subp2 xy 21.2248 23.356 -0.2999 0.1
find

;materiais
;blocos
prop mat b dens 2.4 ym 10e6 pr 0.2 ft 500.0 fc 10000.0
prop mat f dens 2.5 ym 10e6 pr 0.2 grav off aalpha off
;juntas
prop jmat bb kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45 upcto off
prop jmat skey kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao de materiais
;blocos
ch mat b reg b
ch mat f reg f
;juntas
ch jmat bb mint b b
ch jmat bf mint b f
ch jmat ff mint f f

;macrobloco
join reg b
join reg f

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;historias
hist uforce
hist xdispl pt 1.53 31.60

;corre pp
cy 1
ch jmat skey xy 1.15 1.35 -0.6 -0.4
solve rat 1e-5

;aplicacao phmon
bou str -316.0 -316.0 0.0 ygrad 10 10 0 sreg pmon

;corre phmon
solve rat 1e-5

;passa junta para nao linear
prop jmat bf te 0.0 co 0.0 fr 45

;corre nl
solve rat 1e-5

;subpressao
bou xfrac 0.0
bou str -316.0 -316.0 0.0 xgrad 43.84 43.84 0.0 sreg subp1
bou str -132.7639 -132.7639 0.0 xgrad 5.7088 5.7088 0.0 sreg subp2
bou xyfrac 1.0

;corre subpressao
solve rat 1e-5

;analise paramtrica
prop jmat skey fr 45.0 co 1000.0 te 1000.0
solve step 100000
prf hist 2 450.res
;
prop jmat bf fr 39.1
prop jmat skey fr 39.1 co 869.6 te 869.6
solve
prf hist 2 391.res
;
prop jmat bf fr 34.0
prop jmat skey fr 34.0 co 756.1 te 756.1
```

```
solve
prf hist 2 340.res
;
prop jmat bf fr 29.6
prop jmat skey fr 29.6 co 657.5 te 657.5
solve
prf hist 2 296.res
;
prop jmat bf fr 25.7
prop jmat skey fr 25.7 co 571.8 te 571.8
solve
prf hist 2 257.res
```

Ficheiro de dados – Análise A6

```
;;;DEC-DAM

;titulo
title BC-A6

;variaveis internas
set ctol 0.005
set pctl 0.75
set seltol 0.1
set upcelmesh off
set dimcelmesh 9
set overcelmesh 1.5
set telement on
set small off
set cmodel tptm
set delc off

set delc on
set jcons interlock
set ctmem on
set upld on
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set msdt dtmin
set rdtf 1.0
set updt off
set facglobal 1.0
set spuforce on
set mech on
set tshtptm on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;geometria
;barragem
ca barragem_bca1.bl
;fundacao
ca fundacao_bca1.bl

;sub-regiao
mark sreg pmon xy -0.1 0.5985 -0.1 10.0692
mark sreg pmon xy 0.3985 1.0969 9.8692 20.0385
mark sreg pmon xy 0.8969 1.47 19.8385 27.5
mark sreg pmon xy 1.27 1.63 27.3 31.7
mark sreg lesq xy -31.7 -31.5 -47.5 0.1
mark sreg base xy -31.7 54.956 -47.5 -47.3
mark sreg ldir xy 54.756 54.956 -47.5 0.1
hide
find reg b
mark sreg subp1 xy -0.1 2.6 -1.1 0.1
mark sreg subp1 xy 2.4 4.9056 -1.1 -0.6694
mark sreg subp2 xy 4.7056 7.2118 -0.8694 -0.4388
mark sreg subp2 xy 7.0118 9.5187 -0.6388 -0.2081
mark sreg subp2 xy 9.3187 9.7784 -1.4822 -0.2081
mark sreg subp2 xy 9.5784 13.1075 -1.4822 -0.9493
mark sreg subp2 xy 12.9075 16.4373 -1.1493 -0.6163
mark sreg subp2 xy 16.2373 18.9311 -0.8163 -0.3581
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
mark sreg subp2 xy 18.7311 21.4248 -0.5581 -0.0999
mark sreg subp2 xy 21.2248 23.356 -0.2999 0.1
find

;materiais
;blocos
prop mat b dens 2.4 ym 10e6 pr 0.2 ft 500.0 fc 10000.0
prop mat f dens 2.5 ym 10e6 pr 0.2 grav off aalpha off
;juntas
prop jmat bb kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45 upcto off

;atribuicao de materiais
;blocos
ch mat b reg b
ch mat f reg f
;juntas
ch jmat bb mint b b
ch jmat bf mint b f
ch jmat ff mint f f

;macrobloco
join reg b
join reg f

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;historias
hist uforce
hist xdispl pt 1.53 31.60
hist ydispl pt 1.53 31.60

;corre pp
solve rat 1e-5

;aplicacao phmon
bou str -316.0 -316.0 0.0 ygrad 10 10 0 sreg pmon

;corre phmon
solve rat 1e-5

;passa junta para nao linear
prop jmat bf te 0.0 co 0.0 fr 35

;corre nl
solve rat 1e-5

;subpressao
bou xfrac 0.0
bou str -316.0 -316.0 0.0 xgrad 43.84 43.84 0.0 sreg subp1
bou str -132.7639 -132.7639 0.0 xgrad 5.7088 5.7088 0.0 sreg subp2
bou xyfrac 1.0

;corre subpressao
solve rat 1e-5
solve step 100000
prf hist 2 0m.res
pr co 0m_co.txt

;aumento da cota da albufeira
bou yfrac 0.0
bou str -10.0 -10.0 0.0 ygrad 0.0 0.0 0.0 sreg pmon
bou xyfrac 1.0
bou xfrac 0.0
bou str -5.0 -5.0 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg subp1
bou xyfrac 1.0
solve step 100000
solve step 100000
prf hist 2 1m.res
pr co 1m_co.txt
;
bou yfrac 0.0
```

```
bou str -10.0 -10.0 0.0 ygrad 0.0 0.0 0.0 sreg pmon
bou xyfrac 1.0
bou xfrac 0.0
bou str -5.0 -5.0 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg subpl
bou xyfrac 1.0
solve step 100000
solve step 100000
prf hist 2 2m.res
pr co 2m_co.txt
;
bou yfrac 0.0
bou str -10.0 -10.0 0.0 ygrad 0.0 0.0 0.0 sreg pmon
bou xyfrac 1.0
bou xfrac 0.0
bou str -5.0 -5.0 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg subpl
bou xyfrac 1.0
solve step 100000
solve step 100000
prf hist 2 3m.res
pr co 3m_co.txt
;
bou yfrac 0.0
bou str -10.0 -10.0 0.0 ygrad 0.0 0.0 0.0 sreg pmon
bou xyfrac 1.0
bou xfrac 0.0
bou str -5.0 -5.0 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg subpl
bou xyfrac 1.0
solve step 100000
solve step 100000
prf hist 2 4m.res
pr co 4m_co.txt
;
bou yfrac 0.0
bou str -10.0 -10.0 0.0 ygrad 0.0 0.0 0.0 sreg pmon
bou xyfrac 1.0
bou xfrac 0.0
bou str -5.0 -5.0 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg subpl
bou xyfrac 1.0
solve step 100000
solve step 100000
prf hist 2 5m.res
pr co 5m_co.txt
;
bou yfrac 0.0
bou str -10.0 -10.0 0.0 ygrad 0.0 0.0 0.0 sreg pmon
bou xyfrac 1.0
bou xfrac 0.0
bou str -5.0 -5.0 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg subpl
bou xyfrac 1.0
solve step 100000
solve step 100000
prf hist 6m.res
pr co 6m_co.txt
```

Análises do Capítulo 5

Ficheiro de dados utilizado para determinação das frequências próprias da estrutura

```
;;;DEC-DAM

;novo modelo
new

;variaveis internas
set small on
set cmodel A
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set rdtf 1.0
set spuforce on
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
;gravidade
grav 0.0 -10.0

;definicao da geometria
ca barragem.bl
ca fundacao_def.bl

;marcacoes
mark sreg pmont xy -0.1000 0.3437 1571.9000 1600.1000
mark sreg subp xy -0.1000 20.8435 1571.9000 1572.1000
mark sreg lesq xy -28.1000 -27.9000 1529.9000 1572.1000
mark sreg base xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
mark sreg ldir xy 48.6435 48.8435 1529.9000 1572.1000

;propriedades
prop mat b dens 2.5 ym 11e6 pr 0.20
prop mat f dens 2.5e-3 ym 20e6 pr 0.20
prop jmat bb kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao materiais
ch mat b reg b
ch mat f reg f
ch jmat bb mint b b
ch jmat ff mint f f
ch jmat bf mint b f

;macrobloco
mark reg bf xy -29.00000 49.74352 1529.00000 1601.00000
join reg bf

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;massas associadas
bou added_mass 1572.0 1600.0 sreg pmont

;frequencias proprias
cy 1
fem assembly
fem w 5
```

Ficheiro de dados utilizado para a análise sísmica do modelo com fundação deformável

```
;;;DEC-DAM

;novo modelo
new

;variaveis internas
set small on
set cmodel A
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set rdtf 1.0
set spuforce on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;definicao da geometria
ca barragem.bl
ca fundacao_def.bl

;marcacoes
mark sreg pmont xy -0.1000 0.3437 1571.9000 1600.1000
mark sreg subp xy -0.1000 20.8435 1571.9000 1572.1000
mark sreg lesq xy -28.1000 -27.9000 1529.9000 1572.1000
```

```
mark sreg base xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
mark sreg ldir xy 48.6435 48.8435 1529.9000 1572.1000

;propriedades
prop mat b dens 2.5 ym 11e6 pr 0.20
prop mat f dens 2.5 ym 20e6 pr 0.20
prop jmat bb kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao materiais
ch mat b reg b
ch mat f reg f
ch jmat bb mint b b
ch jmat ff mint f f
ch jmat bf mint b f

;macrobloco
join reg b
join reg f

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 xy -28.1000 -27.9000 1529.9000 1572.1000
bou xvel 0.0 xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
bou yvel 0.0 xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
bou xvel 0.0 xy 48.6435 48.8435 1529.9000 1572.1000

;historias
hist xdispl pt 0.0 1600.0

;corre pp
solve

;pressao hidrostática
bou str -16000 -16000 0.0 ygrad 10.0 10.0 0.0 sreg pmont

;corre ph
solve

;subpressao
bou str -93.33 -93.33 0.0 xgrad 4.49924 4.49924 0.0 sreg subp

;corre subpressao
solve

;alteracao das propriedades
prop jmat bf te 0.0 co 0.0

;corre nl
solve step 100000
prf str jmat bf str.res
prf for jmat bf for.res

;analise dinamica

;reset time
set time 0.0

;massas associadas
bou added_mass 1572.0 1600.0 sreg pmont

;historias
hist ncyc 10
hist ndispl2 bf pt 0.0 1572.0
hist sdispl2 bf pt 0.0 1572.0
hist nstr2 bf pt 0.0 1572.0
hist sstr2 bf pt 0.0 1572.0
hist nforce2 bf pt 0.0 1572.0
hist sforce2 bf pt 0.0 1572.0

;aplicacao accao dinamica e alteracao condicoes de fronteira
bou xyfree
set dyn on
set viscbou dampf

bou hread EC8_01.txt
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
bou xhist 1 xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
;bou str 0.0 0.0 -4563.5 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg base
bou str 0.0 0.0 -2794.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg base

bou xvisc sreg base
bou yvel 0.0 xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
bou yvel 0.0 xy -28.1000 -27.9000 1529.9000 1572.1000
bou yvel 0.0 xy 48.6435 48.8435 1529.9000 1572.1000

;amortecimento
;damp mass 0.0 0.0
;damp stiff 0.0 0.0
;damp mass 0.0 0.0
;damp stiff 0.05 6.0
;damp mass 0.05 6.0
;damp stiff 0.0 0.0
damp mass 0.025 6.0
damp stiff 0.025 6.0

;corre accao sismica
cy time 20.0
```

Ficheiro de dados utilizado para a análise sísmica do modelo com fundação rígida

```
;;;DEC-DAM

;novo modelo
new

;variaveis internas
set small on
set cmodel A
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set rdtf 1.0
set spuforce on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;definicao da geometria
ca barragem.bl
ca fundacao.bl

;marcacoes
mark sreg pmont xy -0.1000 0.3437 1571.9000 1600.1000
mark sreg subp xy -0.1000 20.8435 1571.9000 1572.1000
mark sreg lesq xy -28.1000 -27.9000 1529.9000 1572.1000
mark sreg base xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
mark sreg ldir xy 48.6435 48.8435 1529.9000 1572.1000

;propriedades
prop mat b dens 2.5 ym 11e6 pr 0.20
prop mat f dens 2.5 ym 20e6 pr 0.20
prop jmat bb kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao materiais
ch mat b reg b
ch mat f reg f
ch jmat bb mint b b
ch jmat ff mint f f
ch jmat bf mint b f

;macrobloco
join reg b
join reg f

;condicoes de fronteira
hide reg b
bou xvel 0.0 xy -28.10000 48.84352 1529.90000 1572.10000
bou yvel 0.0 xy -28.10000 48.84352 1529.90000 1572.10000
```

```
find reg b

;corre pp
solve

;pressao hidrostática
bou str -16000 -16000 0.0 ygrad 10.0 10.0 0.0 sreg pmont

;corre ph
solve

;subpressao
bou str -93.33 -93.33 0.0 xgrad 4.49924 4.49924 0.0 sreg subp

;corre subpressao
solve

;alteracao das propriedades
prop jmat bf te 0.0 co 0.0

;corre nl
solve step 100000

prf str jmat bf str.res
prf for jmat bf for.res

;analise dinamica

;reset time
set time 0.0

;massas associadas
bou added_mass 1572.0 1600.0 sreg pmont

;historias
hist ncyc 10
hist ndispl2 bf pt 0.0 1572.0
hist sdispl2 bf pt 0.0 1572.0
hist nstr2 bf pt 0.0 1572.0
hist sstr2 bf pt 0.0 1572.0
hist nforce2 bf pt 0.0 1572.0
hist sforce2 bf pt 0.0 1572.0

;aplicacao accao dinamica e alteracao condicoes de fronteira
bou xyfree
set dyn on
bou hread EC8_01.txt
;bou hread EC8_02.txt
;bou hread EC8_03.txt
;bou hread EC8_04.txt
;bou hread EC8_05.txt
hide reg b
bou xhist 1 xy -28.10000 48.84352 1529.90000 1572.10000
bou xvcl 0.61225 xy -28.10000 48.84352 1529.90000 1572.10000
bou yvel 0.0 xy -28.10000 48.84352 1529.90000 1572.10000
find reg b

;amortecimento
;damp mass 0.0 0.0
;damp stiff 0.0 0.0
;damp mass 0.05 6.0
;damp stiff 0.0 0.0
;damp mass 0.0 0.0
;damp stiff 0.05 6.0
damp mass 0.025 6.0
damp stiff 0.025 6.0

;corre accao sismica
cy time 20.0
```

Ficheiro de dados utilizado para a análise sísmica do modelo com fundação deformável e fronteiras do tipo free-field

```
;;;DEC-DAM

;novo modelo
new

;variaveis internas
set small on
set cmodel A
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set rdtf 1.0
set spuforce on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;definicao da geometria
ca barragem.bl
ca fundacao_def.bl

;marcacoes
mark sreg pmont xy -0.1000 0.3437 1571.9000 1600.1000
mark sreg subp xy -0.1000 20.8435 1571.9000 1572.1000
mark sreg lesq xy -28.1000 -27.9000 1529.9000 1572.1000
mark sreg base xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
mark sreg ldir xy 48.6435 48.8435 1529.9000 1572.1000

;propriedades
prop mat b dens 2.5 ym 11e6 pr 0.20
prop mat f dens 2.5 ym 20e6 pr 0.20
prop jmat bb kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao materiais
ch mat b reg b
ch mat f reg f
ch jmat bb mint b b
ch jmat ff mint f f
ch jmat bf mint b f

;macrobloco
join reg b
join reg f

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;historias
;hist xdispl pt 0.0 1600.0

;corre pp
solve

;pressao hidrostática
bou str -16000 -16000 0.0 ygrad 10.0 10.0 0.0 sreg pmont

;corre ph
solve

;subpressao
bou str -93.33 -93.33 0.0 xgrad 4.49924 4.49924 0.0 sreg subp

;corre subpressao
solve

;alteracao das propriedades
prop jmat bf te 0.0 co 0.0
```

```
;corre nl
solve step 100000

prf str jmat bf str.res
prf for jmat bf for.res

;analise dinamica

;reset time
set time 0.0

;massas associadas
bou added_mass 1572.0 1600.0 sreg pmont

;aplicacao accao dinamica e alteracao condicoes de fronteira

bou xyfree
set dyn on
set viscbou dampf

bou hread EC8_05.txt

bou xhist 1 sreg base
bou yhist 1 sreg base

bou str 0.0 -3042.0 -2794.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg base

bou xvisc sreg base
bou yvisc sreg base

;ffield

ffield gen_left sreg lesq
ffield gen_right sreg ldir

bou xhist 1 ffbase
bou yhist 1 ffbase

bou str 0.0 -3042.0 -2794.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 ffbase

bou xvisc ffbase
bou yvisc ffbase

;historia
hist ncyc 10
hist ndispl2 bf pt 0.0 1572.0
hist sdispl2 bf pt 0.0 1572.0
hist nstr2 bf pt 0.0 1572.0
hist sstr2 bf pt 0.0 1572.0
hist nforce2 bf pt 0.0 1572.0
hist sforce2 bf pt 0.0 1572.0
hist ndispl2 bf pt 20.744 1572.0
hist sdispl2 bf pt 20.744 1572.0

;amortecimento
;damp mass 0.0 0.0
;damp stiff 0.0 0.0
;damp mass 0.0 0.0
;damp stiff 0.05 6.0
damp mass 0.05 6.0
damp stiff 0.0 0.0
;damp mass 0.025 6.0
;damp stiff 0.025 6.0

;corre accao sismica
cy time 20.0
pr hist 1 1def5.res
pr hist 2 2def5.res
pr hist 3 3def5.res
pr hist 4 5def5.res
pr hist 5 5def5.res
pr hist 6 6def5.res
pr hist 7 7def5.res
pr hist 8 8def5.res
```

Ficheiro de dados utilizado para a análise sísmica do modelo com fundação deformável, fronteiras do tipo free-field, em relação à verificação da estabilidade bloco em betão

```
;;;DEC-DAM

;novo modelo
new

;variaveis internas
set small off
set cmodel pt
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set rdtf 1.0
set spuforce on
set ctol 0.1

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;definicao da geometria
ca barragem.bl
ca fundacao_def.bl

;marcacoes
mark sreg pmont xy -0.1000 0.3437 1571.9000 1600.1000
mark sreg subp xy -0.1000 20.8435 1571.9000 1572.1000
mark sreg lesq xy -28.1000 -27.9000 1529.9000 1572.1000
mark sreg base xy -28.1000 48.8435 1529.9000 1530.1000
mark sreg ldir xy 48.6435 48.8435 1529.9000 1572.1000

;propriedades
prop mat b dens 2.5 ym 11e6 pr 0.20
prop mat f dens 2.5 ym 20e6 pr 0.20
prop jmat bb kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 20e6 ks 6.66e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao materiais
ch mat b reg b
ch mat f reg f
ch jmat bb mint b b
ch jmat ff mint f f
ch jmat bf mint b f

;macrobloco
;topo
join xy 0.11762 2.84352 1596.90000 1600.10000
;barragem
join xy -0.10000 20.84352 1571.90000 1597.10000
;fundacao
join reg f

;historias
hist ncyc 10
hide
find xy 0.11762 2.84352 1596.90000 1600.10000
hist xdispl pt 0.21762 1597.0
hist ydispl pt 0.21762 1597.0
hist xdispl pt 2.74352 1597.0
hist ydispl pt 2.74352 1597.0
shell
hide
find xy -0.10000 20.84352 1571.90000 1597.10000
hist xdispl pt 0.21762 1597.0
hist ydispl pt 0.21762 1597.0
hist xdispl pt 2.74352 1597.0
hist ydispl pt 2.74352 1597.0
shell
hist off
find
;shell
```

```
;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;define crack
cy 1
mark ctlabel cr1597m xy 0.11762 2.84352 1596.90000 1597.10000
shell

;corre pp
;shell
solve
shell

;pressao hidrostática
bou str -16000 -16000 0.0 ygrad 10.0 10.0 0.0 sreg pmont

;corre ph
solve
shell

;subpressao
bou str -93.33 -93.33 0.0 xgrad 4.49924 4.49924 0.0 sreg subp

;corre subpressao
solve
shell

;alteracao das propriedades
prop jmat bf te 0.0 co 0.0
crack ctlabel cr1597m fco 0.0 fte 0.0
shell

;corre nl
solve step 100000
shell

;prf str jmat bf str.res
;prf for jmat bf for.res
;shell

;analise dinamica

;reset time
;cy 1
set time 0.0

;massas associadas
bou added_mass 1572.0 1600.0 sreg pmont
;shell

;aplicacao accao dinamica e alteracao condicoes de fronteira
bou xyfree
set dyn on
set viscbou dampf
bou hread EC8_05.txt
;bou hread EC8_01.txt
bou xhist 1 sreg base
bou yhist 1 sreg base
bou str 0.0 -3042.0 -2794.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg base
bou xvisc sreg base
bou yvisc sreg base

;ffield
ffield gen_left sreg lesq
ffield gen_right sreg ldir
bou xhist 1 ffbase
bou yhist 1 ffbase
bou str 0.0 -3042.0 -2794.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 ffbase
bou xvisc ffbase
bou yvisc ffbase

;amortecimento
damp mass 0.05 6.0
```

```
damp stiff 0.0 0.0

;activa as historias
hist on

;corre accao sismica
cy time 20.0

pr hist 1 1def5.res
pr hist 2 2def5.res
pr hist 3 3def5.res
pr hist 4 4def5.res
pr hist 5 5def5.res
pr hist 6 6def5.res
pr hist 7 7def5.res
pr hist 8 8def5.res
```

Análises do Capítulo 6

Ficheiro de dados do modelo D-BF-AC-ID

```
;;; DEC-DAM

;titulo
title E-D-F-AC-ID

;variaveis internas
set ctol 0.005
set factol 5
set pctol 0.75
set seltol 0.1
set upcelmesh off
set dimcelmesh 9
set overcelmesh 1.5
set telement on
set small on
set cmodel tptm
set tshtptm on
set delc off
set jcons standard
set upld on
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set msdt dtmin
set rdtf 1.0
set updt off
set facglobal 1.0
set spuforce on
set mech on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

set echo off

;geometria

;barragem
ca barragem.bl

;fundacao
ca fundacao.bl

;sub-regiao
mark sreg pmon xy -0.1 1 -0.1 22.6
mark sreg pmon xy 0.8 1.24 22.4 28.6
mark sreg lesq xy -28.6 -28.4 -42.85 0.1
mark sreg base xy -28.6 50.6525 -42.85 -42.65
mark sreg ldir xy 50.4525 50.6525 -42.85 0.1
mark sreg fmon xy -28.6 0.1 -0.1 0.1
```

```
mark sreg fjus xy 21.9525 50.6525 -0.1 0.1

;materiais

;blocos
prop mat b dens 2.45 ym 10e6 pr 0.2 por 0.04
prop mat f dens 2.5 ym 15e6 pr 0.2 grav off damp 0.0 por 0.0

;juntas
prop jmat bb kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 5e6 ks 1.5e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao de materiais

;blocos
ch mat b reg b
ch mat f reg f

;juntas
ch jmat bb mint b b
ch jmat bf mint b f
ch jmat ff mint f f

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;historias
hist ncyc 10
hist uforce
hist xdispl pt 1.14 28.5
hist ydispl pt 1.14 28.5
hist off

;definicao da malha de escoamento

;estabelecimento dos contactos
cy 1

;definicao das aberturas hidraulicas
prop jmat ff ares 0.08e-3 azero 0.2e-3 amax 0.5e-3
prop jmat bf ares 0.08e-3 azero 0.2e-3 amax 0.5e-3
prop jmat bb ares 0.08e-3 azero 0.2e-3 amax 0.5e-3

;propriedades do fluido
fluid dens 1.0 visc 1e-6 bulk 2e+6

;rede de escoamento
flowmesh reg b
flowmesh reg f
flowmesh jmat bf

;fronteiras hidraulicas
bou pp 285.0 pxgrad 0.0 sreg fmon
bou pp 0.0 pxgrad 0.0 sreg fjus
bou pp 285.0 pygrad -10.0 sreg pmon
pfix pp 0.0 pt 1.1400 28.5000
pfix pp 0.0 pt 1.7150 28.5000
pfix pp 0.0 pt 2.2900 28.5000
pfix pp 0.0 pt 2.8650 28.5000
pfix pp 0.0 pt 3.4400 28.5000
pfix pp 0.0 pt 4.0150 28.5000
pfix pp 0.0 pt 4.5900 28.5000
pfix pp 0.0 pt 5.1650 28.5000
pfix pp 0.0 pt 5.7400 28.5000
pfix pp 0.0 pt 5.7400 27.7500
pfix pp 0.0 pt 5.7400 27.0000
pfix pp 0.0 pt 5.7400 26.2500
pfix pp 0.0 pt 5.7400 25.5000
pfix pp 0.0 pt 5.7400 24.7500
pfix pp 0.0 pt 5.7400 24.0000
pfix pp 0.0 pt 5.7400 23.2500
pfix pp 0.0 pt 5.7400 22.5000
pfix pp 0.0 pt 6.5375 21.4000
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
pfix pp 0.0 pt 7.3350 20.3000
pfix pp 0.0 pt 8.1325 19.2000
pfix pp 0.0 pt 9.0025 18.0000
pfix pp 0.0 pt 9.9450 16.7000
pfix pp 0.0 pt 10.9600 15.3000
pfix pp 0.0 pt 12.1200 13.7000
pfix pp 0.0 pt 13.4250 11.9000
pfix pp 0.0 pt 14.8025 10.0000
pfix pp 0.0 pt 16.3975 7.8000
pfix pp 0.0 pt 18.1375 5.4000
pfix pp 0.0 pt 20.0225 2.8000
pfix pp 0.0 pt 22.0525 0.0000

;marca hnode
mark hnode pjus pt 1.1400 28.5000
mark hnode pjus pt 1.7150 28.5000
mark hnode pjus pt 2.2900 28.5000
mark hnode pjus pt 2.8650 28.5000
mark hnode pjus pt 3.4400 28.5000
mark hnode pjus pt 4.0150 28.5000
mark hnode pjus pt 4.5900 28.5000
mark hnode pjus pt 5.1650 28.5000
mark hnode pjus pt 5.7400 28.5000
mark hnode pjus pt 5.7400 27.7500
mark hnode pjus pt 5.7400 27.0000
mark hnode pjus pt 5.7400 26.2500
mark hnode pjus pt 5.7400 25.5000
mark hnode pjus pt 5.7400 24.7500
mark hnode pjus pt 5.7400 24.0000
mark hnode pjus pt 5.7400 23.2500
mark hnode pjus pt 5.7400 22.5000
mark hnode pjus pt 6.5375 21.4000
mark hnode pjus pt 7.3350 20.3000
mark hnode pjus pt 8.1325 19.2000
mark hnode pjus pt 9.0025 18.0000
mark hnode pjus pt 9.9450 16.7000
mark hnode pjus pt 10.9600 15.3000
mark hnode pjus pt 12.1200 13.7000
mark hnode pjus pt 13.4250 11.9000
mark hnode pjus pt 14.8025 10.0000
mark hnode pjus pt 16.3975 7.8000
mark hnode pjus pt 18.1375 5.4000
mark hnode pjus pt 20.0225 2.8000
mark hnode pjus pt 22.0525 0.0000

;acoplamento
flowmesh haperture coupled
flowmesh mecheff on

;caracteristicas fundacao (superficie h=6m)
flowmesh empb 10 xy -28.6 50.6525 -6.1 0.1

;caracteristicas da barragem
flowmesh empb 100 xy -0.1 22.1525 -0.1 28.6

;cortina de impermeabilizacao
ca impermeabilizacao.dat

;cortina de drenagem
ca drenagem.dat

;definicao da malha de escoamento

;corre pp
set mech on
set flow off
solve rat 1e-5
prf str jmat bf tensoes_base_pp.res

;aplicacao phmon
bou str -285.0 -285.0 0.0 ygrad 10 10 0 sreg pmon

;corre phmon
solve rat 1e-5
prf str jmat bf tensoes_base_pp_ph.res

set echo on
```

```
;escoamento

;corre escoamento
set mech on
set flow on
;
cy 100000
pr frbal
;
cy 100000
pr frbal
;
cy 100000
pr frbal

ca print.dat
ca par.dat

;;;impermeabilizacao.dat

;cortina de estanquicidade
flowmesh empb 1 xy 2.6566 5.6037 -9.1625 -8.9625
flowmesh empb 1 xy 2.6566 5.6131 -6.1 -5.9
flowmesh empb 1 xy 2.6566 5.6131 -3.1 -2.9
flowmesh empb 1 xy 2.6472 5.6037 -0.1 0.1
flowmesh empb 1 xy 2.5008 5.1896 2.7 2.9
flowmesh empb 1 xy 2.3562 4.7964 5.3 5.5
flowmesh empb 1 xy 2.2227 4.4334 7.7 7.9
flowmesh empb 1 xy 2.1003 4.1006 9.9 10.1
flowmesh empb 1 xy 1.9946 3.8039 11.8 12
flowmesh empb 1 xy 1.8945 3.5316 13.6 13.8
flowmesh empb 1 xy 3.0896 4.5831 15.2 15.4
flowmesh empb 1 xy 2.8872 4.2469 16.6 16.8
flowmesh empb 1 xy 2.6906 3.9259 17.9 18.1
flowmesh empb 1 xy 2.5091 3.6203 19.1 19.3
flowmesh empb 1 xy 2.3427 3.3581 20.2 20.4
flowmesh empb 1 xy 2.1764 3.0772 21.3 21.5
flowmesh empb 1 xy 2.615 3.4106 22.4 22.6
flowmesh empb 1 xy 2.6337 3.435 23.15 23.35
flowmesh empb 1 xy 2.6525 3.45 23.9 24.1

;zona a jusante da cortina
flowmesh empb 10 xy 5.4131 8.3697 -0.1 0.1
flowmesh empb 10 xy 4.9896 7.6784 2.7 2.9
flowmesh empb 10 xy 4.5964 7.0366 5.3 5.5
flowmesh empb 10 xy 4.2334 6.4441 7.7 7.9
flowmesh empb 10 xy 3.9006 7.7012 9.9 10.1
flowmesh empb 10 xy 3.6132 7.0505 11.8 12
flowmesh empb 10 xy 3.341 7.8805 13.6 13.8
flowmesh empb 10 xy 4.3831 7.1795 15.2 15.4
flowmesh empb 10 xy 4.0469 7.7257 16.6 16.8
flowmesh empb 10 xy 3.7259 7.0319 17.9 18.1
flowmesh empb 10 xy 3.4297 7.3119 19.1 19.3
flowmesh empb 10 xy 3.1581 6.6196 20.2 20.4
flowmesh empb 10 xy 2.8866 6.6375 21.3 21.5
flowmesh empb 10 xy 3.22 5.84 22.4 22.6
flowmesh empb 10 xy 3.235 5.84 23.15 23.35
flowmesh empb 10 xy 3.25 5.84 23.9 24.1
flowmesh empb 10 xy 2.6712 5.84 24.65 24.85
flowmesh empb 10 xy 2.69 5.84 25.4 25.6
flowmesh empb 10 xy 2.7087 5.84 26.15 26.35
flowmesh empb 10 xy 2.7275 5.84 26.9 27.1
flowmesh empb 10 xy 2.7462 5.84 27.65 27.85
flowmesh empb 10 xy 2.765 5.84 28.4 28.6

;;;drenagem.dat

;DBS
pfix pp 0.0 pt 14.3868 7.8000
pfix pp 0.0 pt 11.2019 10.0000
pfix pp 0.0 pt 8.5691 11.9000
mark hnode dbs pt 14.3868 7.8000
mark hnode dbs pt 11.2019 10.0000
mark hnode dbs pt 8.5691 11.9000

;DBI
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
pfix pp 11.0 pt 13.6571 5.4000
pfix pp 11.0 pt 11.4169 5.4000
mark hnode dbi pt 13.6571 5.4000
mark hnode dbi pt 11.4169 5.4000
```

```
;DFS
pfix pp 9.0 pt 12.5561 2.8000
pfix pp 37.0 pt 8.2697 0.0000
pfix pp 67.0 pt 5.5131 -3.0000
mark hnode dfs pt 12.5561 2.8000
mark hnode dfs pt 8.2697 0.0000
mark hnode dfs pt 5.5131 -3.0000
```

```
;DFP
pfix pp 37.0 pt 11.0262 0.0000
pfix pp 97.0 pt 8.2697 -6.0000
pfix pp 158.0 pt 5.5131 -12.1250
mark hnode dfp pt 11.0262 0.0000
mark hnode dfp pt 8.2697 -6.0000
mark hnode dfp pt 5.5131 -12.1250
```

```
;DJ
pfix pp 10.0 pt 19.2959 0.0000
pfix pp 40.0 pt 16.5394 -3.0000
pfix pp 70.0 pt 13.7828 -6.0000
mark hnode dj pt 19.2959 0.0000
mark hnode dj pt 16.5394 -3.0000
mark hnode dj pt 13.7828 -6.0000
```

```
;;;print.dat
```

```
prf str jmat bf str.res
prf for jmat bf for.res
prf flowmesh hh hh-edbfac-id.res
prf flowmesh fr fr-edbfac-id.res
```

```
set write 12
prf flowmesh ha ha-edbfac-id.res
```

```
;;;par.dat
```

```
flowmesh transferload
set flow off
```

```
hist reset
hist on
```

```
set small off
```

```
prop jmat bf te 0.0 co 0.0 fr 35
cy 150000
cy 150000
```

```
prop jmat bf fr 34
cy 150000
cy 150000
```

```
prop jmat bf fr 33
cy 150000
cy 150000
```

```
prop jmat bf fr 32
cy 150000
cy 150000
```

```
prop jmat bf fr 31
cy 150000
cy 150000
```

```
prop jmat bf fr 30
cy 150000
cy 150000
```

Ficheiro de dados do modelo D-BF-AC-ID-S

```
;;;ficheiro base

;E-D-BF-AC-ID
ca edbfac.dat

;;; analise dinamica

;reset time
set time 0.0

;massas adicionais
flowmesh wppth 285.0
flowmesh dwdens

;massas associadas
bou added_mass_cos2 0.0 28.5 sreg pmon

;aplicacao accao dinamica e alteracao condicoes de fronteira
flowmesh transferload
set flow off
bou xyfree
set dyn on
set viscbou dampf

bou hread EC8_05-018.txt

bou xhist 1 sreg base
bou yhist 1 sreg base

bou str 0.0 -4260.0 -3913.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg base

bou xvisc sreg base
bou yvisc sreg base

;ffield

ffield gen_left sreg lesq
ffield gen_right sreg ldir

bou xhist 1 ffbase
bou yhist 1 ffbase

bou str 0.0 -4260.0 -3913.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 ffbase

bou xvisc ffbase
bou yvisc ffbase

;historia

hist ncyc 10

hist ndispl2 bf pt 0.0 0.0
hist sdispl2 bf pt 0.0 0.0

hist nstr2 bf pt 0.0 0.0
hist sstr2 bf pt 0.0 0.0

hist nforce2 bf pt 0.0 0.0
hist sforce2 bf pt 0.0 0.0

hist ndispl2 bf pt 22.05 0.0
hist sdispl2 bf pt 22.05 0.0

;amortecimento

damp mass 0.05 14.2
damp stiff 0.0 0.0

;corre accao sismica

set small off
cy time 20.0
```

```
pr hist 1 1def5.res
pr hist 2 2def5.res
pr hist 3 3def5.res
pr hist 4 5def5.res
pr hist 5 5def5.res
pr hist 6 6def5.res
pr hist 7 7def5.res
pr hist 8 8def5.res
```

Análises do Capítulo 7

Ficheiro de dados relativo ao exemplo da pequena barragem localizada no Canadá

```
;;; DEC-DAM

;variaveis internas
set ctol 0.005
set factol 5
set pctol 0.75
set seltol 0.1
set upcelmesh off
set dimcelmesh 9
set overcelmesh 1.5
set telement on
set small on
set cmodel tptm
set tshtptm on
set delc off
set jcons standard
set upld on
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set msdt dtmin
set rdtf 1.0
set updt off
set facglobal 1.0
set spuforce on
set mech on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;modelo
;blocos da base: da esquerda para a direita
block 0 0 0.53 0 0.53 0.62 0 0.62 reg bar
block 0.53 0 1.061 0 1.061 0.62 0.53 0.62 reg bar
block 1.061 0 1.591 0 1.591 0.62 1.061 0.62 reg bar
block 1.591 0 2.121 0 2.121 0.62 1.591 0.62 reg bar
block 2.121 0 2.652 0 2.652 0.62 2.121 0.62 reg bar
block 2.652 0 3.182 0 3.182 0.62 2.652 0.62 reg bar
block 3.182 0 3.65 0 3.65 0.15 3.182 0.62 reg bar
;nivel 1: da esquerda para a direita
block 0 0.62 0.53 0.62 0.432 1.215 0 1.215 reg bar
block 0.53 0.62 1.061 0.62 0.863 1.215 0.432 1.215 reg bar
block 1.061 0.62 1.591 0.62 1.295 1.215 0.863 1.215 reg bar
block 1.591 0.62 2.121 0.62 1.726 1.215 1.295 1.215 reg bar
block 2.121 0.62 2.652 0.62 2.158 1.215 1.726 1.215 reg bar
block 2.652 0.62 3.182 0.62 2.59 1.215 2.158 1.215 reg bar
;nivel 2: da esquerda para a direita
block 0 1.215 0.432 1.215 0.333 1.81 0 1.81 reg bar
block 0.432 1.215 0.863 1.215 0.666 1.81 0.333 1.81 reg bar
block 0.863 1.215 1.295 1.215 0.999 1.81 0.666 1.81 reg bar
block 1.295 1.215 1.726 1.215 1.331 1.81 0.999 1.81 reg bar
block 1.726 1.215 2.158 1.215 1.664 1.81 1.331 1.81 reg bar
block 2.158 1.215 2.59 1.215 1.997 1.81 1.664 1.81 reg bar
;nivel 3: da esquerda para a direita
block 0 1.81 0.333 1.81 0.284 2.107 0 2.107 reg bar
block 0.333 1.81 0.666 1.81 0.567 2.107 0.284 2.107 reg bar
block 0.666 1.81 0.999 1.81 0.851 2.107 0.567 2.107 reg bar
block 0.999 1.81 1.331 1.81 1.134 2.107 0.851 2.107 reg bar
```

```
block 1.331 1.81 1.664 1.81 1.418 2.107 1.134 2.107 reg bar
block 1.664 1.81 1.997 1.81 1.701 2.107 1.418 2.107 reg bar
;nivel 4: da esquerda para a direita
block 0 2.107 0.284 2.107 0.234 2.405 0 2.405 reg bar
block 0.284 2.107 0.567 2.107 0.468 2.405 0.234 2.405 reg bar
block 0.567 2.107 0.851 2.107 0.702 2.405 0.468 2.405 reg bar
block 0.851 2.107 1.134 2.107 0.937 2.405 0.702 2.405 reg bar
block 1.134 2.107 1.418 2.107 1.171 2.405 0.937 2.405 reg bar
block 1.418 2.107 1.701 2.107 1.405 2.405 1.171 2.405 reg bar
;nivel 5: da esquerda para a direita
block 0 2.405 0.234 2.405 0.182 2.702 0 2.702 reg bar
block 0.234 2.405 0.468 2.405 0.364 2.702 0.182 2.702 reg bar
block 0.468 2.405 0.702 2.405 0.547 2.702 0.364 2.702 reg bar
block 0.702 2.405 0.937 2.405 0.729 2.702 0.547 2.702 reg bar
block 0.937 2.405 1.171 2.405 0.911 2.702 0.729 2.702 reg bar
block 1.171 2.405 1.405 2.405 1.093 2.702 0.911 2.702 reg bar
;coroamento: da esquerda para a direita
block 0 2.702 0.182 2.702 0.14 2.97 0 2.918 reg bar
block 0.182 2.702 0.364 2.702 0.273 2.995 0.14 2.97 reg bar
block 0.364 2.702 0.547 2.702 0.409 2.995 0.273 2.995 reg bar
block 0.547 2.702 0.729 2.702 0.562 2.969 0.409 2.995 reg bar
block 0.729 2.702 0.911 2.702 0.759 2.901 0.562 2.969 reg bar
block 0.911 2.702 1.093 2.702 0.933 2.813 0.759 2.901 reg bar
;fundacao
block 0 -1 4.65 -1 4.65 0 0 0 reg fund

;propriedade material bloco
prop mat mbar ym 20000000 pr 0.2 dens 2.4
prop mat mfund ym 20000000 pr 0.3 dens 24

;propriedade material junta
prop jmat jbarbar kn 10000000 ks 3333333 te 10000000000 fr 45 co 10000000000
prop jmat jbarfund kn 10000000 ks 3333333 te 10000000000 fr 45 co 10000000000

;atribuicao material bloco
ch mat mbar reg bar
ch mat mfund reg fund

;atribuicao material junta
ch jmat jbarbar mint mbar mbar
ch jmat jbarfund mint mbar mfund

;condicoes de apoio
hide
find reg fund
bou xvel 0.0 xy -0.100 4.750 -1.100 0.100
bou yvel 0.0 xy -0.100 4.750 -1.100 0.100
find

;marca sregiao para aplicacao da ph montante
mark sreg phm xy -0.100 0.100 -0.100 3.018

;marca sreg para aplicacao da subpressao
mark sreg sub xy -0.100 3.750 -0.100 0.100
interface create base sub jbarfund

;cria macrobloco
join reg bar

;corre pp
cy 2500

;estrutura de reforco
;prop original
;struct prop amat 3121500 1099000 10000000000 10000000000 10000000000 10000000000
;k=50x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 50000 10000000000 10000000000 10000000000 10000000000
;k=350x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 350000 10000000000 10000000000 10000000000 10000000000
;k=550x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 550000 10000000000 10000000000 10000000000 10000000000
;k=1000x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 1000000 10000000000 10000000000 10000000000 10000000000
;k=1000x10^3 kN/m
struct prop amat 3000000 2000000 10000000000 10000000000 10000000000 10000000000
struct axial 0.600 -0.025 0.600 0.025 amat
```

Anexo 3

Ficheiro de dados de algumas análises efectuadas

```
;aplicacao ph montante
bou str -48.1 -48.1 0 ygrad 10.0 10.0 0 sreg phm

;aplicacao da subpressao
bou str -48.1 -48.1 0 xgrad 8.21918 8.21918 0 sreg sub

;corre phm e sub elastico
cy 2500

;passa jmat para nao elastico
prop jmat jbarfund te 0 co 0
cy 5000

;impressao das tensoes na base
;prf str jmat jbarfund str.res
;prf for jmat jbarfund for.res
```

Ficheiro de dados do Modelo R2, relativo ao exemplo da barragem de Bhandardara

```
;;; DEC-DAM

;variaveis internas
set cmodel D
set upcelmesh off
set dimcelmesh 50
set overcelmesh 1.1
set ctol 0.1
set telement on
set damp global
set mscale on
set rdtf 1
set small on
set updt off
set spuforce on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

set echo off

;geometria
;barragem
mesh 375m.msh
mesh msh2bl
mark reg b xy -0.1 71.36 -0.1 82.39
;fundacao
ca fundacao.bl

;sub-regiao
mark sreg crack xy 5.8921 9.8421 40.18 40.38
mark sreg pmon xy -0.1 2.3575 -0.1 11.5525
mark sreg pmon xy 2.1575 4.57 11.3525 22.99
mark sreg pmon xy 4.37 5.49 22.79 30.61
mark sreg pmon xy 5.29 6.53 30.41 45.85
mark sreg pmon xy 6.33 7.14 45.65 53.47
mark sreg pmon xy 6.94 8.36 53.27 68.71
mark sreg pmon xy 8.16 8.36 68.51 82.39
mark sreg lesq xy -82.39 -82.19 -123.535 0.1
mark sreg ldir xy 153.45 153.65 -123.535 0.1
mark sreg base xy -82.39 153.65 -123.535 -123.335
mark sreg anchor xy 8.16 14.46 82.19 82.39

;materiais
;blocos
prop mat b dens 2.4 ym 8.5e6 pr 0.2
prop mat f dens 2.4 ym 30e6 pr 0.2 grav off damp 0.0
;juntas
prop jmat bb kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat bf kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat ff kn 10e6 ks 3e6 te 1e10 co 1e10 fr 45

;atribuicao de materiais
;blocos
ch mat b reg b
```

```
ch mat f reg f
;juntas
ch jmat bb mint b b
ch jmat bf mint b f
ch jmat ff mint f f

;macrobloco
;join reg b
join reg f

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 sreg lesq
bou xvel 0.0 sreg ldir
bou yvel 0.0 sreg base
bou xvel 0.0 sreg base

;historias
hist ncyc 10
hist xdispl pt 8.260 82.290
hist ydispl pt 8.260 82.290

set echo on

;ancoragem
;k=50x10^3 kN/m
struct prop amat 3000000 50000 1e10 1e10 1e10 1e10
;k=350x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 350000 1e10 1e10 1e10 1e10
;k=550x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 550000 1e10 1e10 1e10 1e10
;k=1000x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 1000000 1e10 1e10 1e10 1e10
;k=1000x10^3 kN/m
;struct prop amat 3000000 2000000 1e10 1e10 1e10 1e10
;primeira pregagem
struct axial 20.5833 37.0327 20.7803 37.0675 amat
struct axial 21.7549 37.2393 21.9518 37.2740 amat
struct axial 24.2602 37.6811 24.4572 37.7158 amat
struct axial 26.2526 38.0324 26.4496 38.0671 amat
struct axial 27.8093 38.3069 28.0062 38.3416 amat
struct axial 29.3267 38.5744 29.5237 38.6091 amat
struct axial 31.0040 38.8702 31.2010 38.9049 amat
;segunda pregagem
struct axial 25.4726 32.6508 25.6259 32.7793 amat
struct axial 26.4660 33.4843 26.6192 33.6128 amat
struct axial 28.1325 34.8826 28.2857 35.0112 amat
struct axial 28.5476 35.2309 28.7008 35.3595 amat
struct axial 29.7673 36.2544 29.9203 36.3828 amat
struct axial 31.1310 37.3987 31.2842 37.5272 amat
struct axial 31.7109 37.8852 31.8641 38.0138 amat
;terceira pregagem
struct axial 28.4102 29.5264 28.5010 29.7047 amat
struct axial 28.9726 30.6302 29.0634 30.8084 amat
struct axial 30.2917 33.2191 30.3825 33.3973 amat
struct axial 31.2051 35.0117 31.2959 35.1899 amat
struct axial 31.8536 36.2845 31.9444 36.4627 amat
struct axial 32.6933 37.9326 32.7841 38.1108 amat

struct off

;corre pp
solve rat 1e-5
;prf str jmat bf tensoes_base_pp.res

;aplicacao phmon
bou str -822.9 -822.9 0 ygrad 10 10 0 sreg pmon

;corre phmon
solve rat 1e-5
;prf str jmat bf tensoes_base_pp_ph.res
;prf hist tensoes_par_pp_ph.res

;inicio da fissura
crack xy 5.8921 9.8421 40.18 40.38 fkn 0.0 fks 0.0 ffr 0.0 fco 0.0 fte 0.0

;corre crack
solve rat 1e-5
```

```
;alteracao das propriedades
;juntas
prop jmat bb kn 10e6 ks 3e6 te 1000.0 co 1000.0 fr 22.5

;corre alteracao dos materiais
solve rat 1e-5

;activacao das ancoragens
struct reset
struct on

;subpressao na fissura
bou str -201.4 -201.4 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg crack
bou str -201.4 -201.4 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg crack
bou str -201.4 -201.4 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg crack
bou str -201.4 -201.4 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg crack
bou str -201.4 -201.4 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg crack
bou str -201.4 -201.4 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg crack
bou str -201.4 -201.4 0.0 xgrad 0.0 0.0 0.0 sreg crack

;corre subpressao na fissura
solve rat 1e-5
```

Análises do Capítulo 8

Ficheiro de dados relativo ao exemplo de aplicação

```
;;; decdam

;variaveis internas

set ctol 0.005
set pctl 0.75
set seltol 0.1
set upcelmesh off
set dimcelmesh 9
set overcelmesh 1.5
set telement on
set small on
set cmodel tptm
set tshtptm on
set delc on
set jcons standard
set upld on
set mscale on
set damp global
set autoalpha on
set msdt dtmin
set rdtf 1.0
set updt off
set facglobal 1.0
set spuforce on
set mech on

;gravidade
grav 0.0 -10.0

;modelo
ca modelo.bl

;sregioes
mark sreg ph xy -1.0 1.0 -1.0 87.0

;propriedades
prop mat mi p_strain dens 2.3 ym 24e6 pr 0.2
prop mat ms p_strain dens 2.3 ym 24e6 pr 0.2
prop jmat mii kn 240e6 ks 240e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat mss kn 240e6 ks 240e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
prop jmat mis kn 240e6 ks 240e6 te 1e10 co 1e10 fr 45
```

```
;atribuicao de propriedades
ch mat mi reg i
ch mat ms reg s
ch jmat mii mint mi mi
ch jmat mss mint ms ms
ch jmat mis mint mi ms

;condicoes de fronteira
bou xvel 0.0 xy -1.0 71.0 -1.0 1.0
bou yvel 0.0 xy -1.0 71.0 -1.0 1.0

;historias
hist ncyc 1000
hist uforce
hist xdispl pt 0.0 90.0
hist ydispl pt 0.0 90.0

;shell

;corre pp
solve rat 1e-5
prf mecheff jmat mis mecheff_pp.res
prf str jmat mis str_pp.res

;shell

;ph montante
bou str -860.0 0.0 0.0 ygrad 10.0 0.0 0.0 sreg ph

;corre ph
solve rat 1e-5
prf mecheff jmat mis mecheff_ph.res
prf str jmat mis str_ph.res

;shell

;junta nao-elastica
prop jmat mis te 100.0

;corre junta nao-elastica
solve rat 1e-5
prf mecheff jmat mis mecheff_nl.res
prf str jmat mis str_nl.res

;shell

;escoamento
set flow on
prop jmat mis ares 0.02e-3 azero 0.05e-3 amax 0.125e-3
fluid dens 1.0 visc 1e-6 bulk 2e6 co 0.0
flowmesh xy -1.0 71.0 9.0 11.0
flowmesh empb 1000 xy -1.0 11.0 9.0 11.0
flowmesh haperture coupled
flowmesh mecheff on
pfix pp 760.0 pt 0.0 10.0
pfix pp 0.0 pt 62.3529 10.0
cy 100000
cy 100000
cy 100000
prf mecheff jmat mis mecheff_esc.res
prf str jmat mis str_esc.res

;shell

;injeccao

flowmesh haperture grouting
set binghamfr on
fluid co 2.5e-3
flowmesh chfluid
;pfix pp 860.0 pt 10.0 10.0
;pfix pp 1075.0 pt 10.0 10.0
pfix pp 1290.0 pt 10.0 10.0
cy 100000
cy 100000
cy 100000
prf mecheff jmat mis mecheff_inj_1290.res
```

Anexo 3
Ficheiro de datos de algunas análises efectuadas

```
prf str jmat mis str_inj_1290.res

;shell

;presa
set flow off
flowmesh mecheff postgrout
flowmesh mecheff postgrout
fluid ymg 1e6 prg 0.2 frg 45 cog 1000 teg 1000
bou str 860 0 0 ygrad -10 0 0 sreg ph
cy 100000
cy 100000
cy 100000
prf mecheff jmat mis mecheff_presa_sph.res
prf str jmat mis str_presa_sph.res

;shell

bou str -860.0 0.0 0.0 ygrad 10.0 0.0 0.0 sreg ph
cy 100000
cy 100000
cy 100000
prf mecheff jmat mis mecheff_presa_cph.res
prf str jmat mis str_presa_cph.res
```

