

Laboratório Nacional de Engenharia Civil

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CENÁRIOS DE ROTURA EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO ENSAIOS ESTÁTICOS E DINÂMICOS



Jorge Manuel Neto Pereira Gomes
(Licenciado)

Tese submetida para obtenção do
Grau de Doutor pela Universidade Federal do Rio de Janeiro e do
Grau de Especialista pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil,
no domínio da Engenharia Civil,
no âmbito do Convénio celebrado entre as duas instituições

Lisboa, Dezembro de 2005

***À Cristina
e ao Diogo***

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho só foi possível devido aos meios humanos e materiais que foram postos à disposição pela Direcção do Laboratório Nacional de Engenharia e pela Chefia do Departamento de Barragens de Betão, a quem desejo expressar os mais sinceros agradecimentos.

Este trabalho enquadra-se na perspectiva de investigação em barragens de betão delineada no Departamento de Barragens de Betão do LNEC e, em particular, no Núcleo de Modelação Matemática e Física. Por isso, foi desenvolvido com o apoio de várias pessoas, a quem desejo manifestar o meu reconhecimento, em particular:

- ao Investigador Coordenador Carlos Alberto de Brito Pina, cuja orientação e constante incentivo contribuíram determinadamente para a formação do autor nos domínios das barragens de betão, métodos experimentais e numéricos e, conseqüentemente na concretização deste trabalho;
- ao Investigador Coordenador José Vieira de Lemos, pela constante disponibilidade e preciosa ajuda na modelação matemática relativa aos cálculos apresentados neste trabalho;
- ao Investigador Principal Carlos Alberto Pereira da Costa, pelos preciosos ensinamentos transmitidos na área da modelação física de barragens de betão durante os meus primeiros anos no LNEC;
- ao Investigador Coordenador Romano Câmara, pela constante disponibilidade e preciosa ajuda na discussão e resolução de problemas surgidos no desenrolar do trabalho relativo essencialmente ao comportamento dinâmico de barragens de betão e análise numérica;
- ao Investigador Principal Alfredo Campos Costa, pela constante disponibilidade e preciosa ajuda na preparação e execução dos ensaios realizados na mesa sísmica;
- aos colegas do Departamento de Barragens de Betão, Investigadores António Lopes Batista, Sérgio Oliveira, António Tavares de Castro, José Mora Ramos, José Muralha, e Engenheiros Ricardo Resende e Luísa Braga, pelo apoio e disponibilidade para diversas trocas de impressões;

-
- ao pessoal da carreira de experimentação do Núcleo de Modelação Matemática e Física, sem os quais não seria possível realizar todo o trabalho experimental desenvolvido, nomeadamente ao Técnico Especialista Principal José Fonseca Nunes, aos Técnicos Profissionais Helder Vitória, Carlos Resende e Jorge Gião e ao Auxiliar de Ensaios António Ascensão Nunes;
 - ao pessoal do Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas sem os quais não teria sido possível realizar o ensaio na mesa sísmica, nomeadamente ao Técnico Profissional Artur Santos, à Auxiliar Técnica de Ensaios Dulcina Marecos e à Bolseira de Experimentação Ana Marques;
 - ao pessoal das oficinas de mecânica e carpintaria que muito contribuíram na elaboração e execução de diversos elementos utilizados nos dois modelos físicos ensaiados.

De uma forma muito particular queria ainda agradecer:

- à Cristina pelo constante apoio e incentivo, mesmo nas horas mais complicadas, acreditando sempre que o trabalho chegaria a bom termo;
- ao Diogo pela compreensão e paciência na minha constante indisponibilidade em dar o apoio merecido;
- à Odete e ao Fernando, pelo constante apoio e, principalmente por estarem sempre presentes em todos os momentos difíceis porque todos passamos;
- aos amigos Eliane e Artur pelo seu companheirismo, amizade sincera e pelas contribuições para o presente trabalho;
- aos meus Amigos que me acompanharam e me apoiaram, de perto e de longe, agradeço a amizade e o encorajamento recebido.

E, por fim, a todos aqueles que de alguma forma contribuíram, para que este barco conseguisse navegar pelas águas conturbadas e por vezes pouco previsíveis do mar da experimentação.

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE CENÁRIOS DE ROTURA EM FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO ENSAIOS ESTÁTICOS E DINÂMICOS

RESUMO

Para verificação do cumprimento das exigências de segurança das barragens, tanto relativamente à funcionalidade (cenários correntes), como em relação à segurança ao colapso (cenários de rotura), é essencial utilizar modelos de simulação ou de interpretação (no caso de obras existentes) do seu comportamento. Estes modelos são idealizações (simplificações) da realidade, tanto no que diz respeito às acções (modelos das acções), como no que respeita à componente estrutural (modelos estruturais). A solução destes modelos, através de adequados métodos de análise, quantifica parâmetros da resposta das estruturas que permitem avaliar a sua segurança, utilizando critérios de segurança previamente definidos.

A validação destes modelos pode ser feita, no caso de cenários correntes, através da sua comparação com os resultados da observação do comportamento de barragens. No caso de cenários de rotura, não existe muita experiência de comparação destes resultados com situações reais: é pequeno o número de acidentes ocorrido e, mesmo nestes, o volume de informação é reduzido. Desta forma, o recurso a métodos experimentais, para o estudo de cenários de rotura, tem uma importância acrescida. Assim o principal objectivo deste trabalho é contribuir para melhorar a capacidade de avaliação da segurança de barragens de betão envolvendo cenários de rotura pela fundação.

Neste trabalho desenvolveram-se dois ensaios experimentais em modelos físicos: um primeiro envolvendo uma barragem abóbada, para o estudo de cenários de rotura da fundação para acções estáticas; e um segundo de uma barragem gravidade ensaiado em mesa sísmica, com vista a estudar a rotura pela fundação para acções dinâmicas.

A previsão e interpretação dos ensaios foram efectuadas com modelos matemáticos adequados, que permitiram a sua validação e posterior utilização no estudo de outros cenários.

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF FAILURE SCENARIOS FOR CONCRETE DAMS FOUNDATIONS

STATIC AND DYNAMIC TESTS

ABSTRACT

The dam safety requirements, which regard both the functionality (current scenarios) and the collapse (failure scenarios), can be verified with the use of both simulation models and interpretation models. These models are idealisations based on simplifications assumed on both the loading conditions (action models) and the structural behaviour (structural models). The solution of these models, obtained with the use of reliable methods of analysis, leads to quantification of the structural response parameters, which makes it possible to carry out the safety verification with predefined criteria.

In the case of current scenarios, the validation of these models can be done by comparing the model results with results of physical observation. In the case of failure scenarios, there is not a significant experience in comparing model results with real behaviour since the number of accidents is reduced and there is not much information. Thus, the use of experimental methods is of paramount importance in the study of failure scenarios. In this context, this research aims to contribute to improve the safety assessment of concrete dams regarding scenarios of foundation failure.

In this research, two experiments using physical models were developed: a first one that deals with an arch dam for the study of failure scenarios of the foundation under static loading conditions; a second one that deals with a gravity dam on a shaking table for the study of failure scenarios of the foundation under dynamic loading conditions.

The prediction and interpretation of the physical models were carried out with the use of proper and reliable mathematical models, which, in turn lead to their validation and to their use to study other scenarios.

PALAVRAS CHAVE

Barragens de betão
Controlo da segurança de barragens
Análise até à rotura
Modelos físicos
Análise dimensional
Mesa sísmica
Modelos numéricos
Método dos elementos finitos
Método dos elementos discretos

KEY WORDS

Concrete Dam
Dam safety control
Failure analysis
Scale models
Dimensional analysis
Shake table
Numerical models
Finite element model
Discrete element model

Índice do Texto

Capítulo 1 - Introdução	1
1.1 - Considerações gerais	1
1.2 - Breve resenha histórica	3
1.2.1 - Considerações gerais	3
1.2.2 - Barragens de gravidade	4
1.2.3 - Barragens de contrafortes	9
1.2.4 - Barragens em arco	13
1.3 - Evolução das barragens	19
1.4 - Justificação e objectivos	22
1.5 - Organização da Tese	24
Capítulo 2 - Análise estrutural de barragens de betão	27
2.1 - Considerações gerais	27
2.2 - Modelos	28
2.2.1 - Considerações gerais	28
2.2.2 - Características geométricas	30
2.2.3 - Características gerais do comportamento dos materiais	31
2.2.3.1 - Descontinuidades	31
2.2.3.2 - Heterogeneidades	32
2.2.3.3 - Anisotropias	33
2.2.4 - Comportamento mecânico do betão	34
2.2.5 - Comportamento mecânico do maciço rochoso	39
2.2.6 - Comportamento mecânico das superfícies de descontinuidade	42
2.2.7 - Acções	47
2.2.7.1 - Considerações gerais	47
2.2.7.2 - Peso próprio	48
2.2.7.3 - Acção da água	48
2.2.7.4 - Acções térmicas	49
2.2.7.5 - Acção dinâmica	50
2.2.7.6 - Outras acções	51

2.3 - Métodos	52
2.3.1 - Considerações gerais	52
2.3.2 - Métodos experimentais	53
2.3.2.1 - Considerações gerais	53
2.3.2.2 - Teoria da Semelhança	54
2.3.2.2.1 - Considerações gerais	54
2.3.2.2.2 - Teorema dos Π ou de Vaschy-Buckingham	56
2.3.2.2.3 - Determinação dos números Π	59
2.3.2.3 - Ensaio estáticos de modelos reduzidos de barragens de betão	66
2.3.2.3.1 - Considerações gerais	66
2.3.2.3.2 - Relações de semelhança em ensaios de mecânica estrutural	68
2.3.2.3.3 - Ensaio em regime elástico	70
2.3.2.3.4 - Ensaio até à rotura de modelos "sem peso"	71
2.3.2.3.5 - Ensaio até à rotura de modelos geomecânicos	73
2.3.2.4 - Ensaio dinâmicos de modelos reduzidos de barragens de betão	73
2.3.2.4.1 - Considerações gerais	73
2.3.2.4.2 - Relações de semelhança em ensaios de mecânica estrutural	74
2.3.2.4.3 - Ensaio em regime elástico	76
2.3.2.4.4 - Ensaio até à rotura	77
2.3.3 - Métodos matemáticos	77
2.3.3.1 - Método dos elementos finitos	78
2.3.3.1.1 - Considerações gerais	78
2.3.3.1.2 - Formulação genérica do método dos elementos finitos	80
2.3.3.2 - Método dos elementos discretos	83
2.3.3.2.1 - Considerações gerais	83
2.3.3.2.2 - Formulação genérica do método dos elementos discretos	84
Capítulo 3 - Rotura de barragens: acidentes e prevenção	91
3.1 - Considerações gerais	91
3.2 - Cenários de rotura	92
3.2.1 - Generalidades	92
3.2.2 - Caracterização dos principais tipos de acidentes	93
3.2.2.1 - Galgamento	96
3.2.2.2 - Rotura do maciço de fundação	99
3.2.2.3 - Escorregamento da encosta	102
3.2.2.4 - Sismos	104

3.2.2.5 - Reacções químicas _____	114
3.3 - Pequena referência estatística _____	115
3.4 - Prevenção _____	116
3.5 - Considerações finais _____	122
Capítulo 4 - Modelos físicos de barragens de betão envolvendo o comportamento da fundação _____	123
4.1 - Considerações gerais _____	123
4.2 - Modelos planos _____	127
4.2.1 - Ensaios estáticos _____	127
4.2.2 - Ensaios dinâmicos _____	133
4.3 - Modelos tridimensionais _____	136
4.3.1 - Ensaios estáticos _____	136
4.3.2 - Ensaios dinâmicos _____	141
4.4 - Modelos desenvolvidos no LNEC _____	148
4.4.1 - Ensaios estáticos _____	148
4.4.2 - Ensaios dinâmicos _____	152
4.5 - Considerações finais _____	154
Capítulo 5 - Rotura pela fundação de uma barragem abóbada para acções estáticas _____	157
5.1 - Considerações gerais _____	157
5.2 - Caracterização do empreendimento _____	158
5.2.1 - Barragem _____	158
5.2.2 - Maciço Rochoso _____	159
5.3 - Modelo físico _____	161
5.3.1 - Considerações gerais _____	161
5.3.2 - Propriedades mecânicas do material do modelo _____	162
5.3.3 - Propriedades mecânicas das diaclases _____	166
5.3.4 - Construção do modelo _____	169
5.3.5 - Relações de semelhança _____	172
5.3.6 - Sistema de carga _____	174
5.3.7 - Sistema de medição _____	175
5.3.8 - Resultados dos ensaios _____	178

5.3.8.1 - Ensaio A _____	178
5.3.8.2 - Ensaio B _____	182
5.4 - Modelo matemático _____	187
5.4.1 - Considerações gerais _____	187
5.4.2 - Definição do modelo _____	188
5.4.3 - Interpretação dos ensaios _____	190
5.4.3.1 - Modelo matemático A _____	190
5.4.3.2 - Modelo matemático B _____	193
5.4.4 - Determinação da segurança à rotura pela fundação _____	194
5.5 - Considerações finais _____	197
Capítulo 6 - Rotura pela fundação de uma barragem gravidade para acções dinâmicas _____	199
6.1 - Considerações gerais _____	199
6.2 - Modelo físico _____	200
6.2.1 - Considerações gerais _____	200
6.2.2 - Propriedades mecânicas do material do modelo _____	201
6.2.3 - Propriedades mecânicas das diaclases _____	202
6.2.4 - Construção do modelo _____	204
6.2.5 - Relações de semelhança _____	207
6.2.6 - Sistema de carga _____	208
6.2.6.1 - Mesa sísmica _____	208
6.2.6.2 - Pressão hidrostática _____	209
6.2.6.3 - Sub-pressão _____	212
6.2.7 - Sistema de medição _____	213
6.3 - Ensaio e medições _____	216
6.3.1 - Considerações gerais _____	216
6.3.2 - Tratamento dos resultados _____	218
6.3.3 - Resultados dos ensaios _____	219
6.3.3.1 - Ensaio E-10-PH _____	221
6.3.3.2 - Ensaio E-5-PH _____	225
6.3.3.3 - Ensaio E-10-PP _____	227
6.3.3.4 - Ensaio E-5-PP _____	231
6.3.3.5 - Ensaio E2-10-PH _____	234
6.3.3.6 - Ensaio E2-10-SUB _____	238

6.3.3.7 - Considerações finais _____	242
6.4 - Modelo matemático _____	244
6.4.1 - Considerações gerais _____	244
6.4.2 - Definição do modelo _____	244
6.5 - Comparação de resultados _____	246
6.5.1 - Ensaio E-10-PH _____	246
6.5.2 - Ensaio E-5-PH _____	251
6.5.3 - Ensaio E2-10-PH _____	253
6.5.4 - Ensaio E2-10-SUB _____	256
6.6 - Considerações finais _____	259
Capítulo 7 - Conclusões _____	261
7.1 - Síntese _____	261
7.2 - Perspectivas futuras _____	264
Referências bibliográficas _____	267

Índice das Figuras

Capítulo 1

Fig. 1.1 – Ruínas actuais da barragem de Saad El-Kafara, Egipto [Vogel, 2004]	3
Fig. 1.2 – Sistema de abastecimento de água à cidade de Jawa (Jordânia) em 3000AC: a) ruínas actuais da barragem principal de Jawa, b) esquema da composição do sistema de alimentação de água à cidade [Schnitter, 1994]	5
Fig. 1.3 – Secção transversal da barragem de gravidade de Jawa (Jordânia)	5
Fig. 1.4 – Pintura da barragem de Subiaco (Itália) [Schnitter, 1994]	6
Fig. 1.5 – Ruínas da barragem de Cavdarhisar (Turquia) [Vogel, 2004]	7
Fig. 1.6 – Barragem de Lower Crystal Springs (EUA) [Cracking Dams]	8
Fig. 1.7 – Barragem de gravidade de Hoover (EUA) [Bureau of Reclamation]	9
Fig. 1.8 – Barragem gravidade de Grand Dixence (Alpes Suíços) [Encarta MSN]	9
Fig. 1.9 – Ruínas da barragem de Olisipo (Portugal) [Wilke D. Schram]	10
Fig. 1.10 – Barragem de contrafortes de Esparragalejo (Espanha) [Schnitter, 1994]	10
Fig. 1.11 – Barragem de contrafortes de Castellar (Espanha) [Schnitter, 1994]	11
Fig. 1.12 – Barragem de contrafortes de Feria (Espanha) [Schnitter, 1994]	12
Fig. 1.13 – Visão de Peruzzi para uma barragem de contrafortes [Schnitter, 1994]	12
Fig. 1.14 – Barragem de Itaipu (Brasil-Paraguai) [Comité Brasileiro de Barragens]	13
Fig. 1.15 – Planta da barragem em arco de alvenaria Vallon Baume (França) [Schnitter, 1994]	14
Fig. 1.16 – Barragem de alvenaria de Monte Novo (Portugal): a) planta [Schnitter, 1994], b) vista do paramento de montante [Quintela et al, 1986]	14
Fig. 1.17 – Barragem em arco de alvenaria de Kurit (Irão) [Schnitter, 1994]	15
Fig. 1.18 – Barragem em arco de Tibi (Espanha) [Vogel, 2004]	16
Fig. 1.19 – Barragem de Elche (Espanha): a) vista de jusante [Vogel, 2004], b) vista de montante [Schnitter, 1994]	16

Fig. 1.20 – Barragem de Salmon Creek (EUA)	17
Fig. 1.21 – Definição da consola central das barragens de Le Gage (França) e Tolla (Córsega) [Thomas, 1976]	18
Fig. 1.22 – Barragem de Morrow Point (EUA) [Bureau of Reclamation]	18

Capítulo 2

Fig. 2.1 – Curva tensão-deformação obtida durante um ensaio à compressão simples de um provete de betão. Fase de endurecimento	35
Fig. 2.2 – Comportamento uniaxial do betão observado em ensaios cíclicos de tracção e de compressão [Mazars, 1991]	36
Fig. 2.3 – Efeito de recuperação de rigidez observado num ensaio cíclico uniaxial de um provete de betão [Reinhardt, 1986]	37
Fig. 2.4 – Envolvente de rotura para estados de tensão biaxiais [Hobbs, 1977]	38
Fig. 2.5 – Resistência do betão a estados triaxiais de tensão: a) Compressão-compressão biaxiais; b) Tracção-compressão biaxiais [Coutinho e Gonçalves, 1994]	39
Fig. 2.6 – Ensaio de compressão uniaxial da rocha [Rocha, 1981]	40
Fig. 2.7 – Ensaio de compressão uniaxial da rocha sujeita a ciclos de carga e descarga [Rocha, 1981]	41
Fig. 2.8 – Ensaio de tracção uniaxial de um provete de granito [Labuz, 1985].	42
Fig. 2.9 – Comportamento de superfícies de descontinuidade em compressão [Barton, 1985]	43
Fig. 2.10 – Comportamento de superfícies de descontinuidade em ensaios cíclicos de compressão [Barton, 1985]	44
Fig. 2.11 – Comportamento de superfícies de descontinuidade ao corte, com diferentes tensões de compressão [Muralha, 1995] a) tensão residual inferior à tensão de pico, b) tensão residual idêntica à tensão de pico	44
Fig. 2.12 – Definição da dilatância no deslizamento de superfícies de descontinuidade	45
Fig. 2.13 – Efeitos da dilatância no deslizamento de superfícies de descontinuidade. Variação dos deslocamentos normais nos ensaios de corte [Barton, 1985]	46
Fig. 2.14 – Efeito de escala em superfícies de descontinuidade. Decréscimo da tensão tangencial de pico com o aumento da dimensão das amostras [Bandis, 1980]	46

Fig. 2.15 – Variação da resistência tangencial com: a) o sentido do deslizamento e b) com a tensão normal [Jing, 1992]	47
Fig. 2.16 – Curva tensões-extensões para os materiais do modelo e do protótipo	67
Fig. 2.17 – Vista de um ensaio de um modelo físico de uma barragem para determinação do estado de tensão devido à aplicação da pressão hidrostática	71
Fig. 2.18 – Vista de jusante após a rotura de um modelo físico de uma barragem para um cenário de deterioração do betão	72
Fig. 2.19 – Vista de jusante de um ensaio de um modelo físico de uma barragem para um cenário de movimento numa falha do maciço de fundação	72
Fig. 2.20 – Ensaio de um modelo físico geomecânico de uma barragem para um cenário de deslizamento ao longo da fundação	73
Fig. 2.21 – Ensaio dinâmico em regime elástico de um modelo físico de uma barragem abóbada [Pedro e Pereira, 1979]	76
Fig. 2.22 – Contactos entre blocos deformáveis planos	85
Fig. 2.23 – Contactos entre blocos rígidos tridimensionais	85

Capítulo 3

Fig. 3.1 – Barragem de Alla Sella Zerbino: a) vista de jusante da barragem, b) cheia provocada pela rotura da barragem [Il Disastro di Molare]	97
Fig. 3.2 – Barragem de Lake Lanier (EUA), da zona da margem esquerda após a rotura [ICOLD; 1974]	98
Fig. 3.3 – Barragem de Gibson: a) geometria da barragem, b) galgamento da barragem [Toshio Shibata]	98
Fig. 3.4 – Barragem de Saint Francis (EUA): a) vista de jusante da obra [Saint Francis Dam Site], b) infiltrações na zona central do corpo da barragem [Engineering and the Good]	100
Fig. 3.5 – Barragem de Saint Francis (EUA) após o colapso [Saint Francis Dam Site]	100
Fig. 3.6 – Barragem de Malpasset (França) [Cracking Dams]	101
Fig. 3.7 – Barragem de Malpasset vista de jusante da margem direita: a) antes do colapso, b) após a rotura	102
Fig. 3.8 – Rotura da barragem de Malpasset: a) vista do colapso dos blocos da barragem, b) vista do estado actual do local da barragem [Cracking Dams]	102
Fig. 3.9 – Barragem de Vajont (Itália) [Capitanata]	103

Fig. 3.10 – Albufeira da barragem de Vajont: a) antes do acidente [Il disastro del Vajont], b) após o escorregamento da encosta da margem esquerda para a albufeira [Capitanata] _____	103
Fig. 3.11 – Barragem de Pacoima (EUA) [Exploration Technologies, Inc] _____	104
Fig. 3.12 – Danos no local da barragem de Pacoima provocados pelo sismo de Northridge em 1994 [Florida State University]: : a) escorregamentos do maciço rochoso, b) fenda no betão projectado e fundação sob o encontro da margem esquerda _____	107
Fig. 3.13 – Barragem de Lower Crystal Springs (EUA) [Cracking Dams] _____	107
Fig. 3.14 – Barragem de Gibraltar (EUA) [The city of Santa Barbara] _____	108
Fig. 3.15 – Barragem de Sefid Rud (Irão) [Wielan, 2002] _____	109
Fig. 3.16 – Fissuras na barragem de Seif Rud após o sismo de Manjil em 1990 [Wielan, 2002]: a) zona da margem esquerda de montante, b) pavimento do coroamento, c) pavimento do coroamento _____	110
Fig. 3.17 – Barragem de Shih-Kang após o movimento de uma falha localizada na sua fundação durante o sismo Chi-Chi de 1990 [Wielan, 2002] _____	111
Fig. 3.18 – Barragem de Shih-Kang após o movimento de uma falha localizada na sua fundação durante o sismo Chi-Chi de 1990, pormenor da posição final do coroamento [Foster e Campbell, 2000] _____	111

Capítulo 4

Fig. 4.1 – Mesa de ensaios baseada no método de " <i>base friction</i> ", desenvolvida por Goodman na década de 70 _____	128
Fig. 4.2 – Mesa de ensaios baseada no método de " <i>base friction</i> " modificado, desenvolvida por Egger em 1979 _____	130
Fig. 4.3 – Mesa de ensaios baseada no método de " <i>base friction</i> ", desenvolvida por Baumgartner e Stimpson em 1979 _____	131
Fig. 4.4 – Ensaio dinâmico de modelo de barragem gravidade. Esquema de ensaio [Horyna et al, 1998] _____	134
Fig. 4.5 – Ensaio de deslizamento sob acções sísmicas de barragem gravidade. Esquema de ensaio [Tinawi et al, 1998] _____	135
Fig. 4.6 – Barragem de Kyona, Índia _____	135
Fig. 4.7 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Canelles [Fumagalli, 1979] _____	137
Fig. 4.8 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Itaipu [Fumagalli, 1978] _____	138

Fig. 4.9 – Modelo geomecânico da barragem de Itaipu. Pormenor de aplicação da subpressão nas juntas [Fumagalli, 1978]_____	138
Fig. 4.10 – Modelo geomecânico plano da barragem de Er _____	139
Fig. 4.11 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Jintan [Yuan et al, 1987] _____	140
Fig. 4.12 – Vista do sistema de imposição de um estado de tensão num bloco do modelo geomecânico de escavação de galerias [Zhongkui et al, 2003]._____	141
Fig. 4.13 – Esquema do conjunto de cavernas a escavar no modelo e vista interior cavernas [Zhongkui et al, 2003]. _____	141
Fig. 4.14 – Modelo de uma barragem abóbada com albufera, colocado na mesa sísmica [Oberti e Laulett, 1967]._____	142
Fig. 4.15 – Vista do modelo de uma barragem abóbada após a rotura [Oberti e Laulett, 1967]._____	143
Fig. 4.16 – Modelo da barragem abóbada de Futatsuno após o ensaio na mesa sísmica [Yoshida e Baba, 1965]. _____	144
Fig. 4.17 – Modelo da barragem abóbada de Ikehara durante um ensaio dinâmico [Yoshida e Baba, 1965]._____	144
Fig. 4.18 – Modelo da barragem abóbada de Tonoyama (Japão) para um ensaio dinâmico [Shigemitsu e Yamada, 2003]. _____	145
Fig. 4.19 – Arco da barragem de Techii colocado na mesa sísmica [Nima e Clough, 1980]. _____	147
Fig. 4.20 – Rotura de um modelo de uma barragem abóbada ensaiada numa mesa sísmica [Harris, 2002]._____	148
Fig. 4.21 – Modelo plano da fundação da barragem de Cambambe, com dois sistemas de juntas contínuas _____	149
Fig. 4.22 – Modelo plano da fundação da barragem de Cambambe, com um sistema de juntas contínuo e outro descontínuo _____	149
Fig. 4.23 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Cambambe _____	150
Fig. 4.24 – Modelo de uma barragem abóbada posicionada para um ensaio dinâmico [Pedro e Pereira, 1981]. _____	152
Fig. 4.25 – Modelo de uma barragem abóbada após ensaio na mesa sísmica [Pedro e Pereira, 1981]._____	153

Capítulo 5

Fig. 5.1 - Planta e consola central da barragem de Alqueva _____	158
Fig. 5.2 - Vista do paramento de jusante da Barragem de Alqueva _____	159

Fig. 5.3 - Vista de montante do local do vale de construção da Barragem de Alqueva _____	159
Fig. 5.4 – Pormenor de colocação dos blocos para representar o maciço de fundação _____	162
Fig. 5.5 – Vista da realização do ensaio de rotura à compressão _____	163
Fig. 5.6 – Esquema do ensaio brasileiro _____	164
Fig. 5.7 – Vista da realização do ensaio brasileiro _____	164
Fig. 5.8 – Vista do prisma preparado para ensaio à tracção simples e sua definição geométrica (dimensões em cm) _____	165
Fig. 5.9 – Vista da realização do ensaio à tracção simples _____	166
Fig. 5.10 - Pormenor do tratamento das faces dos blocos que simulam a falha 22 _____	167
Fig. 5.11 - Pormenor da representação da falha 22 no modelo _____	167
Fig. 5.12 – Prismas para determinar as propriedades mecânicas das descontinuidades do modelo _____	168
Fig. 5.13 – Vista da zona de implantação do modelo com alguns blocos de gesso para representar a fundação contínua _____	169
Fig. 5.14 – Vista da fase final da construção da fundação contínua do modelo _____	170
Fig. 5.15 – Pormenor da colocação dos blocos para simular a fundação diaclasada _____	170
Fig. 5.16 – Vista da execução do molde da barragem sobre um modelo de gesso _____	171
Fig. 5.17 – Vista da colocação do molde da barragem sobre a fundação _____	172
Fig. 5.18 – Vista de jusante do modelo geomecânico da barragem de Alqueva _____	172
Fig. 5.19 – Pormenor do saco de borracha e da parede de reacção para aplicação da pressão hidrostática _____	175
Fig. 5.20 – Plano de colocação dos pontos de medição de deslocamentos. _____	176
Fig. 5.21 – Vista geral do modelo e do sistema de aquisição _____	177
Fig. 5.22 – Vista geral do modelo com a aparelhagem de medida instalada _____	177
Fig. 5.23 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 5, 6 e 7, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio A _____	179
Fig. 5.24 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 3, 4, 8 e 9, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio A _____	180
Fig. 5.25 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 18, 19, 20 e 21, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio A _____	180

Fig. 5.26 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 22, 23 e 24, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio A _____	181
Fig. 5.27 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 154 m, obtidos no ensaio A _____	181
Fig. 5.28 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio A _____	182
Fig. 5.29 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 450 m, obtidos no ensaio A _____	182
Fig. 5.30 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 5, 6 e 7, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio B _____	184
Fig. 5.31 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 3, 4, 8 e 9, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio B _____	184
Fig. 5.32 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 18, 19, 20 e 21, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio B _____	185
Fig. 5.33 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 22, 23 e 24, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio B _____	185
Fig. 5.34 – Comparação da evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 5, 6 e 7, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio A (traço contínuo) e no ensaio B (tracejado) _____	186
Fig. 5.35 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 154 m, obtidos no ensaio B _____	186
Fig. 5.36 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio B _____	187
Fig. 5.37 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 450 m, obtidos no ensaio B _____	187
Fig. 5.38 - Vista de montante do modelo de elementos discretos _____	190
Fig. 5.39 - Vista de jusante do modelo de elementos discretos _____	190
Fig. 5.40 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 200 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático _____	191
Fig. 5.41 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático _____	191
Fig. 5.42 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 200 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático _____	193

Fig. 5.43 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático _____	193
Fig. 5.44 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 2, 6 e 10, localizados no coroamento do modelo _____	195
Fig. 5.45 – Evolução do deslocamento segundo o eixo do vale no ponto 6 (modelo A1), localizado na consola central do coroamento do modelo em função do número das iterações do cálculo matemático, com indicação dos patamares do nível de água _____	196
Fig. 5.46 – Evolução do deslocamento segundo o eixo do vale no ponto 6, localizado na consola central do coroamento do modelo em função do número das iterações do cálculo matemático, para os modelos A1, A2 e A3 _____	196
Fig. 5.47 – Localização das zonas em rotura para a hipótese 2 devido à aplicação da água à cota 400 m _____	197

Capítulo 6

Fig. 6.1 – Definição do modelo plano de um perfil gravidade (dimensões em metros) _____	200
Fig. 6.2 – Vistas do modelo colocado na plataforma de ensaio _____	201
Fig. 6.3 – Prismas para determinar as propriedades mecânicas das descontinuidades _____	203
Fig. 6.4 – Definição da base metálica de suporte do modelo (dimensões em milímetros) _____	204
Fig. 6.5 – Vista da base metálica de suporte do modelo _____	205
Fig. 6.6 – Vista da fundação continua sobre a base metálica _____	205
Fig. 6.7 – Vista do molde e dos blocos de argamassa do modelo _____	206
Fig. 6.8 – Vista do modelo colocado sobre a plataforma de ensaio _____	206
Fig. 6.9 – Designação dos blocos e diaclases constituintes do modelo do perfil gravidade _____	207
Fig. 6.10 – Vista da mesa sísmica uniaxial _____	208
Fig. 6.11 – Curva resposta do actuador para uma carga total de 5 tf [LNEC, 1982] _____	209
Fig. 6.12 – Aplicação de duas forças ao modelo para simulação da pressão hidrostática _____	210
Fig. 6.13 – Pormenor dos macacos pneumáticos para aplicação da pressão hidrostática _____	210
Fig. 6.14 – Pormenor do sistema macaco-depósito de ar utilizado para aplicação das forças de simulação da pressão hidrostática _____	211

Fig. 6.15 – Esquema utilizado para simulação da pressão hidrostática por aplicação de duas forças concentradas _____	212
Fig. 6.16 – Pormenor do sistema de aplicação da sub-pressão nas diaclases H2 e I1 correspondentes ao bloco 2 _____	213
Fig. 6.17 – Vista da furação executada no bloco 2 correspondente à diaclase H2 _____	213
Fig. 6.18 – Plano de colocação dos equipamentos de medição _____	214
Fig. 6.19 – Vista geral do modelo e do sistema de aquisição _____	215
Fig. 6.20 – Vista geral do modelo com a aparelhagem de medida instalada _____	215
Fig. 6.21 – Resposta em frequência do filtro passa-baixo tipo Butterworth de 8 pólos com uma frequência de corte de 20 Hz, utilizado no processamento digital das leituras dos aparelhos de medida _____	219
Fig. 6.22 – Modo de rotura do modelo ao longo das juntas H2 e I2, indicação do sistema de forças envolvido neste cenário. _____	221
Fig. 6.23 – Acção registada na mesa para o ensaio E-10-PH, em termos de deslocamento e aceleração _____	222
Fig. 6.24 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-10-PH _____	223
Fig. 6.25 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-10-PH _____	224
Fig. 6.26 – Vista geral do modelo (a) e pormenor da posição do bloco 1 (b) após o ensaio E-10-PH _____	224
Fig. 6.27 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E-5-PH _____	225
Fig. 6.28 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-5-PH _____	226
Fig. 6.29 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-5-PH _____	227
Fig. 6.30 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E-10-PP _____	228
Fig. 6.31 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-10-PP _____	229
Fig. 6.32 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-10-PP _____	230
Fig. 6.33 – Vista geral do modelo após o ensaio E-10-PP _____	230
Fig. 6.34 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E-5-PP _____	231
Fig. 6.35 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-5-PP _____	232

Fig. 6.36 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-5-PP _____	233
Fig. 6.37 – Vista geral do modelo (a) e pormenor da posição do bloco 1 (b) após o ensaio E-5-PP _____	233
Fig. 6.38 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E2-10-PH _____	235
Fig. 6.39 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E2-10-PH _____	236
Fig. 6.40 – Evolução dos deslocamentos verticais durante o ensaio E2-10-PH _____	236
Fig. 6.41 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E2-10-PH _____	237
Fig. 6.42 – Vista geral do modelo após o ensaio E2-10-PH _____	237
Fig. 6.43 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E2-10-SUB _____	239
Fig. 6.44 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E2-10-SUB _____	240
Fig. 6.45 – Evolução dos deslocamentos verticais durante o ensaio E2-10-SUB _____	240
Fig. 6.46 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E2-10-SUB _____	241
Fig. 6.47 – Vista do geral do modelo após o ensaio E2-10-SUB _____	242
Fig. 6.48 - Modelo de elementos discretos do perfil gravidade _____	244
Fig. 6.49 – Comparação dos deslocamentos horizontais do ensaio E-10-PH com os valores obtidos analiticamente para duas situações ($\phi=34,7^\circ$ e $\phi=34,8^\circ$) _____	247
Fig. 6.50 – Valores determinados no ponto 4 na modelação numérica durante a aplicação da segunda sinusóide para o ensaio E10-PH _____	248
Fig. 6.51 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da primeira sinusóide do ensaio E-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,7^\circ$) _____	249
Fig. 6.52 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da segunda sinusóide do ensaio E-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,7^\circ$) _____	250
Fig. 6.53 – Comparação dos deslocamentos horizontais do ensaio E-5-PH com os valores obtidos analiticamente para duas situações ($\phi=34,4^\circ$ e $\phi=34,5^\circ$) _____	251
Fig. 6.54 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da primeira sinusóide do ensaio E-5-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,5^\circ$) _____	252

Fig. 6.55 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da segunda sinusóide do ensaio E-5-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,5^\circ$) _____	253
Fig. 6.56 – Comparação dos deslocamentos horizontais do ponto 2 do ensaio E2-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=30,0^\circ-38,0^\circ$, $\phi=31,0^\circ-38,0^\circ$ e $\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$) _____	254
Fig. 6.57 – Comparação das acelerações horizontais do ensaio E2-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$) _____	255
Fig. 6.58 – Comparação dos deslocamentos horizontais no ponto 1 do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=30,0^\circ-38,0^\circ$, $\phi=31,0^\circ-38,0^\circ$ e $\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$) _____	256
Fig. 6.59 – Comparação dos deslocamentos horizontais no ponto 2 do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=30,0^\circ-38,0^\circ$, $\phi=31,0^\circ-38,0^\circ$ e $\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$) _____	257
Fig. 6.60 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da primeira sinusóide do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$) _____	258
Fig. 6.61 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da segunda sinusóide do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$) _____	259

Índice dos Quadros

Capítulo 2

Quadro 2.1 – Matriz dimensional para um problema de aplicação de acções estáticas _____	62
Quadro 2.2 – Matriz dimensional para um problema de aplicação de acções dinâmicas _____	64
Quadro 2.3 - Relações de semelhança. Ensaios estáticos de modelos de barragens de betão _____	70
Quadro 2.4 - Relações de semelhança. Ensaios dinâmicos de modelos de barragens _____	75

Capítulo 3

Quadro 3.1 – Efeitos da acção de grandes sismos sobre algumas barragens de betão e alvenaria (com base em [Delliou, 1995]) _____	112
Quadro 3.2 - Número de vitimas provocadas por roturas de barragens [Pinto, 2001] _____	119

Capítulo 5

Quadro 5.1 – Composição do material utilizado na construção do modelo da barragem de Alqueva _____	163
Quadro 5.2 – Propriedades mecânicas das discontinuidades do modelo _____	169
Quadro 5.3 – Relações de semelhança _____	173
Quadro 5.4 – Deslocamentos obtidos para os pontos 2, 6 e 10 segundo o eixo do vale para os modelos matemáticos A1, A2 e A3, para a aplicação da água à cota 400 m _____	197

Capítulo 6

Quadro 6.1 – Composição do material utilizado na construção do modelo da barragem gravidade _____	202
Quadro 6.2 – Propriedades mecânicas das misturas utilizadas no modelo da barragem gravidade _____	202
Quadro 6.3 – Propriedades mecânicas das discontinuidades do modelo _____	204
Quadro 6.4 – Relações de semelhança _____	207
Quadro 6.5 – Descrição dos ensaios realizados sobre o modelo _____	217
Quadro 6.6 – Valores dos intervalos das acelerações de colapso e dos ângulos de atrito das superfícies de deslizamento _____	243
Quadro 6.7 – Comparação dos ângulos de atrito das superfícies de deslizamento entre a modelação numérica e experimental _____	260

Lista de Símbolos

- \underline{B} - Matriz resultante da multiplicação do operador diferencial (\underline{L}) pela matriz das funções de interpolação (\underline{N}) do elemento finito
- \underline{D} - Matriz de elasticidade
- E - Módulo de elasticidade
- E_m - Módulo de elasticidade no modelo físico
- E_p - Módulo de elasticidade no protótipo
- f - Força
- \mathbf{f} - Frequência
- f_m - Frequência no modelo físico
- f_p - Frequência no protótipo
- $f()$ - Função de parâmetros adimensionais
- F - Unidade de força
- $F()$ - Função de parâmetros dimensionais
- \tilde{F}^e - Vector das forças aplicados dos graus de liberdade do elemento finito
- F_g - Forças gravíticas
- F_i - Forças totais aplicadas no centróide dos blocos
- F_I - Forças de inércia
- F_i^a - Restantes forças aplicadas no centróide dos blocos
- F_i^c - Forças devidas aos contactos aplicadas no centróide dos blocos
- F_i^g - Forças devidas à aceleração da gravidade aplicadas no centróide dos blocos
- F_R - Forças de restituição
- g_m - Aceleração da gravidade no modelo físico
- g_p - Aceleração da gravidade no protótipo
- H_i - Peso dos pontos de integração
- i - Ângulo de dilatância das descontinuidades
- I_s - Momento de inércia médio no centróide do bloco
- k - Relação entre as grandezas dos modelos físicos e do protótipo

-
- k_f - Relação de semelhança de forças
- k_f - Relação de semelhança das frequências
- k_i - Rigidez associada ao nó i
- k_i^c - Rigidez devida aos contactos associada ao nó i
- k_i^e - Rigidez devida aos elementos associada ao nó i
- k_ℓ - Relação de semelhança de comprimentos
- k_n - Rigidez normal das descontinuidades
- k_s - Rigidez tangencial das descontinuidades
- k_t - Relação de semelhança dos tempos
- $k_{\dot{u}}$ - Relação de semelhança das velocidades
- $k_{\ddot{u}}$ - Relação de semelhança das acelerações
- k_E - Relação de semelhança dos módulos de elasticidade
- k_δ - Relação de semelhança dos deslocamentos
- k_ϵ - Relação de semelhança das extensões
- k_γ - Relação de semelhança dos pesos específicos
- k_ρ - Relação de semelhança das massas específicas
- k_σ - Relação de semelhança das tensões
- \underline{K}^e - Matriz de rigidez do elemento finito
- ℓ - Comprimento
- L - Unidade de comprimento
- \underline{L} - Matriz constituída por operadores diferenciais para o elemento finito
- m - Massa
- m_i - Massa associada ao nó i
- M - Unidade de massa
- M_i - Momentos aplicados no centróide do bloco segundo a direcção i
- M_i^a - Restantes momentos aplicadas no centróide dos blocos
- M_i^c - Momentos devidos aos contactos aplicados no centróide dos blocos

-
- M_i^g - Momentos devidos à aceleração da gravidade aplicados no centróide dos blocos
- η_i - Vector caracterizador da direcção normal ao contacto
- \underline{N} - Matriz das funções de interpolação do elemento finito
- p - Pressão
- p_m - Pressão no modelo físico
- t - Tempo
- t_m - Tempo no modelo físico
- t_p - Tempo no protótipo
- T - Unidade de tempo
- u - Deslocamento
- \underline{u} - Vector de deslocamentos (3 componentes no caso tridimensional)
- u_i - Deslocamento segundo a direcção i
- \dot{u} - Velocidade
- \dot{u}_i - Velocidade na direcção i
- \ddot{u} - Aceleração
- \ddot{u}_i - Aceleração na direcção i
- \underline{u}^e - Vector dos deslocamentos nodais do elemento finito
- u_n - Deslocamento normal
- u_t - Deslocamento tangencial
- x_i - Parâmetros dimensionais que exprimem uma lei ou fenómeno físico
- x_j - Eixo cartesiano segundo a direcção j
- X_i - Parâmetros adimensionais que exprimem uma lei ou fenómeno físico
- w_i - Rotação no centróide do bloco segundo direcção i
- \dot{w}_i - Velocidade de rotação no centróide do bloco segundo a direcção i
- α - Coeficiente de amortecimento viscoso na formulação do método dos elementos discretos
- α_i - Expoentes das grandezas fundamentais para a determinação dos números "PI"
- ε - Extensão

-
- ε - Vector das extensões num ponto (6 componentes no caso tridimensional)
 - ε^0 - Vector das extensões iniciais num ponto (6 componentes no caso tridimensional)
 - ε_{ij} - Vector das extensões num ponto (6 componentes no caso tridimensional)
 - ε_m - Extensão no modelo físico
 - ε_{rm}^c - Extensão de rotura à compressão do material do modelo físico
 - ε_{rm}^t - Extensão de rotura à tracção do material do modelo físico
 - ε_p - Extensão no protótipo
 - ε_{rp}^c - Extensão de rotura à compressão do material do protótipo
 - ε_{rp}^t - Extensão de rotura à tracção do material do protótipo
 - ϕ_p - Ângulo de atrito interno de pico das descontinuidades
 - ϕ_r - Ângulo de atrito interno residual das descontinuidades
 - γ - Peso específico
 - γ_m - Peso específico no modelo físico
 - γ_p - Peso específico no protótipo
 - μ - Coeficiente de atrito
 - ρ - Massa específica
 - σ - Tensão
 - σ^0 - Vector das tensões iniciais num ponto (6 componentes no caso tridimensional)
 - σ_n - Tensão normal
 - σ_m - Tensão no modelo físico
 - σ_p - Tensão no protótipo
 - σ_r - Tensão representativa do material (normalmente tensão de rotura)
 - σ_r^c - Tensão de rotura à compressão
 - σ_r^t - Tensão de rotura à tracção
 - σ_{rm}^c - Tensão de rotura à compressão do material do modelo físico
 - σ_{rm}^t - Tensão de rotura à tracção do material do modelo físico
-

-
- σ_{rp}^c - Tensão de rotura à compressão do material do protótipo
- σ_{rp}^t - Tensão de rotura à tracção do material do protótipo
- τ - Tensão tangencial
- τ_m - Tensão tangencial no modelo físico
- τ_p - Tensão tangencial resistente de pico nos ensaios de rotura ao corte das descontinuidades
- τ_r - Tensão tangencial resistente residual nos ensaios de rotura ao corte das descontinuidades
- ν - Coeficiente de Poisson
- ω_{max} - Frequência própria mais alta
- ∂ - Derivada parcial
- Δu_i - Incremento de deslocamento nos contactos dos blocos
- Δu^n - Incremento de deslocamento normal no contacto
- Δu^s - Incremento de deslocamento tangencial no contacto
- Δt - Passo de cálculo, incremento de tempo
- Δt_b - Passo de cálculo máximo a considerar devido aos movimentos dos blocos, num cálculo de blocos deformáveis
- Δt_{crit} - Passo de cálculo crítico, valor máximo a considerar num cálculo de blocos
- Δt_e - Passo de cálculo máximo a considerar devido às deformações internas dos blocos, num cálculo de blocos deformáveis
- $\Delta \sigma_n$ - Incremento da tensão normal no contacto
- $\Delta \sigma_t$ - Incremento da tensão tangencial no contacto
- Π - Números "PI"

Capítulo 1 - Introdução

1.1 - Considerações gerais

As barragens estão inseridas nas mais importantes realizações do Homem. Destacam-se não só pela sua importância económica, mas também pelo elevado risco que lhes está associado. Devido à ocorrência de acidentes em algumas barragens, a preocupação com a sua segurança tem vindo a assumir uma relevância acrescida, na tentativa de minimização do risco associado a este tipo de obras.

As barragens e respectivas albufeiras, assim como outras criações do homem, fazem actualmente parte integrante do meio ambiente, que influenciam e transformam. A relação das barragens com o meio ambiente tem algum grau de complexidade, que por vezes aponta para opções totalmente contrárias. Nesta problemática, em que os objectivos parecem divergentes, e por vezes até contraditórios, existe a necessidade de chegar a um consenso, para que este tipo de obras possa continuar a promover o desenvolvimento e progresso da humanidade, sem atropelos ao meio ambiente, que deve ser preservado. Esta tarefa é um dos desafios mais importantes da engenharia de barragens.

A humanidade precisa das barragens e dos benefícios provenientes das suas albufeiras, que armazenam água nas épocas de excesso para a poder distribuir nas alturas de escassez. As barragens conseguem prevenir ou diminuir substancialmente as catástrofes provenientes de cheias ou secas, porque permitem regular o caudal dos rios, independentemente da sua própria sazonalidade, satisfazendo as necessidades de produção de energia, rega agrícola, abastecimento de água e navegação. Assim, as barragens e respectivas albufeiras tornaram-se parte integrante das infra-estruturas da humanidade, estão na base da nossa sobrevivência, e por isso, futuramente serão necessárias mais barragens para um adequado e mais proveitoso aproveitamento dos recursos hídricos. Para que este desenvolvimento seja sustentado, é urgente reconhecer a necessidade de preservar e conservar o meio ambiente, como base de toda a vida animal e vegetal. O impacto das barragens no meio ambiente é inevitável e incontestável; terras submersas, populações realojadas, continuidade da vida aquática

alterada, etc.. Assim, os engenheiros de barragens, são confrontados com os problemas básicos inerentes à transformação do ambiente natural da Terra, num ambiente humano. A busca incessante de uma vida melhor para cada vez maior número de pessoas, obriga a aproveitar os recursos naturais, incluindo a água, o que implica que o ambiente natural não possa permanecer inalterado. Temos que cooperar em consciência com a inerente fragilidade da natureza, bem como com o seu dinamismo sem sobrecarregar os seus poderes de regeneração, é necessário conseguir um equilíbrio ecológico equivalente, projectando sempre estes empreendimentos para que as pessoas directamente afectadas pela sua construção fiquem melhores do que anteriormente.

Não existe vida no planeta Terra sem água, o nosso maior recurso retirando o ar e a terra. Mesmo actualmente, a água permanece essencial para a sobrevivência e futuro desenvolvimento das populações, indústrias e agricultura. Durante os últimos 3 séculos, a quantidade de água doce aproveitada dos recursos naturais aumentou 35 vezes, enquanto que a população mundial aumentou 8 vezes. A população actual é de 5,6 biliões de pessoas com um crescimento de 90 milhões anuais, e com as suas legítimas expectativas de aumentar os padrões de qualidade de vida, espera-se que a procura de água aumente cerca de 2 a 3% anualmente, nas próximas décadas. Uma das maneiras mais eficazes de controlo dos recursos da água para as necessidades do homem, é através da construção de barragens que armazenam a água nas suas albufeiras para uma posterior distribuição. Efectivamente, o controlo da água é essencial para o sustento da população actual e futura, havendo a necessidade de existirem mais barragens, especialmente em países em desenvolvimento e regiões áridas. A chave para obter uma optimização das fontes provenientes da água, é a existência de um planeamento rigoroso relativo às bacias hidrográficas a aproveitar.

Entre os eventos que podem provocar grandes perdas, a rotura de barragens, devido ao desenvolvimento tecnológico existente, está inserida nos acontecimentos de muito baixa probabilidade de ocorrer. A grande maioria das barragens tem actualmente mais de 30 anos, facto este que merece bastante preocupação, principalmente, porque a implantação de uma barragem vai proporcionar um desenvolvimento natural das zonas circundantes, aumentando conseqüentemente o risco potencial da obra. Este risco é aumentado devido, por um lado, ao desenvolvimento económico que surge naturalmente a jusante destas grandes obras, ao

envelhecimento dos materiais que compõem a estrutura da barragem e, por vezes, a degradação dos órgãos hidráulicos que controlam o nível das águas.

1.2 - Breve resenha histórica

1.2.1 - Considerações gerais

A barragem de Saad El-Kafara (Fig. 1.1) foi, provavelmente, a primeira barragem a ser construída há mais de 5000 anos. Localizada a cerca de 30 km da cidade do Cairo, no Egito, colapsou devido a um provável galgamento. A barragem tinha uma altura de cerca de 14 m, 113 m de desenvolvimento e uma capacidade de armazenamento de cerca de 500 000 m³. No projecto desta barragem de enrocamento, já naquela época, foi admitida uma secção transversal muito semelhante às utilizadas actualmente, principalmente no que diz respeito às inclinações das faces de montante e jusante. Na literatura dedicada à história das barragens [Schnitter, 1994], existem referências a barragens que estiveram em funcionamento durante mais de 1000 anos.

As barragens de betão podem ser divididas em três grandes tipos: barragens de gravidade, em arco e de contrafortes. Nos pontos seguintes aborda-se de uma forma muito sumária a história da evolução de cada um destes tipos estruturais.



Fig. 1.1 – Ruínas actuais da barragem de Saad El-Kafara, Egito [Vogel, 2004]

1.2.2 - Barragens de gravidade

A barragem mais antiga, mais documentada e pesquisada até ao presente é a barragem de gravidade de Jawa, localizada na Jordânia aproximadamente a 100 km da capital Aman (Fig. 1.2a). Esta barragem fazia parte integrante de um elaborado sistema de abastecimento de água da cidade de Jawa (Fig. 1.2b) que teve o seu apogeu por volta do ano 3000 AC. A cidade de Jawa foi implantada no local onde existiam algumas piscinas naturais que serviram para suprir as necessidades de água durante a construção da cidade, tendo, também, constituído o arranque para criação de outros reservatórios artificiais inseridos no sistema de abastecimento de água à cidade [Schnitter, 1994].

Este sistema de alimentação satisfaz as necessidades de água durante a construção da cidade, através de reservatórios artificiais, tendo sido construídos canais a partir do rio Rajil para proceder ao seu enchimento. Metade da capacidade de armazenamento foi concentrada no reservatório nº 4, que possuía uma altura de cerca de 4,5 m, e estava localizado a uma distância de 80 m da barragem. A estrutura interna desta barragem era um pouco complexa. Possuía duas paredes de alvenaria, que protegiam um núcleo de terra com uma espessura de 2 m, sendo a estabilidade da estrutura assegurada por uma zona de aterro, a jusante da barragem. A parede do paramento de montante foi revestida com uma camada impermeável. Posteriormente, a barragem foi alteada em cerca de 1 m, tendo sido seguidos essencialmente os mesmos princípios, embora o núcleo de terra, neste caso, tenha sido aumentado para 7 m (Fig. 1.3). Para efectuar uma drenagem fácil durante o esvaziamento da albufeira, foi colocada na parede de montante uma pedra que poderia ser retirada para deixar passar a água. Em função desta passagem de água, a parede foi protegida de forma a suportar a pressão de retorno da água, uma medida de precaução que foi retomada somente na época moderna. Por razões inexplicáveis, esta cidade miraculosa do deserto, desmoronou-se tão rapidamente como se ergueu. Pode mesmo ter sido vítima do seu sucesso, pois, é natural que tenha havido uma grande afluência de população à cidade, passando a ser deficitário o sistema de alimentação de água.

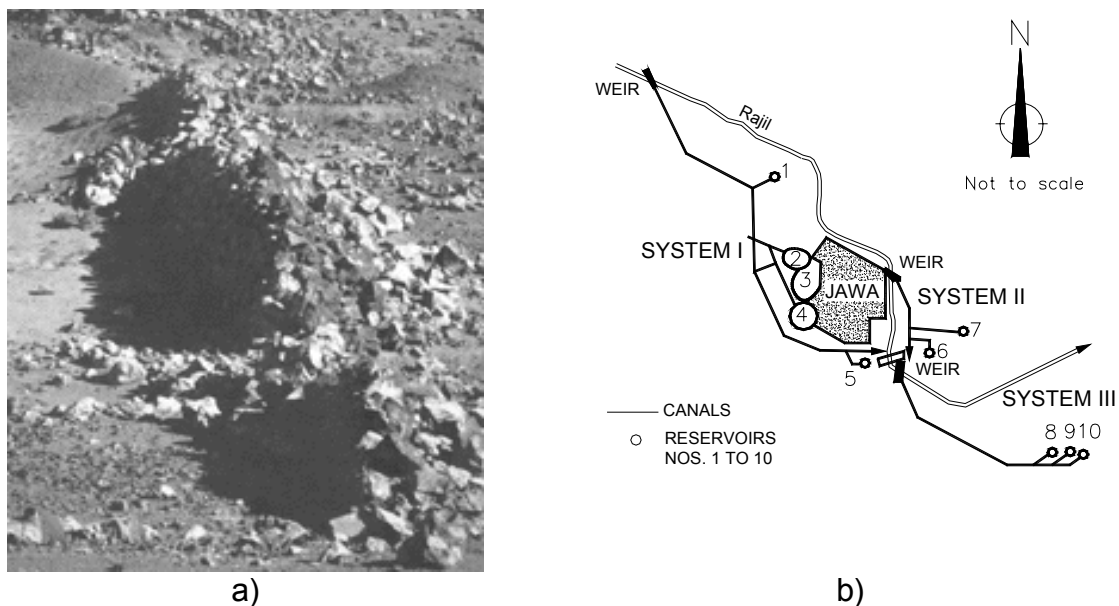


Fig. 1.2 – Sistema de abastecimento de água à cidade de Jawa (Jordânia) em 3000AC: a) ruínas actuais da barragem principal de Jawa, b) esquema da composição do sistema de alimentação de água à cidade [Schnitter, 1994]

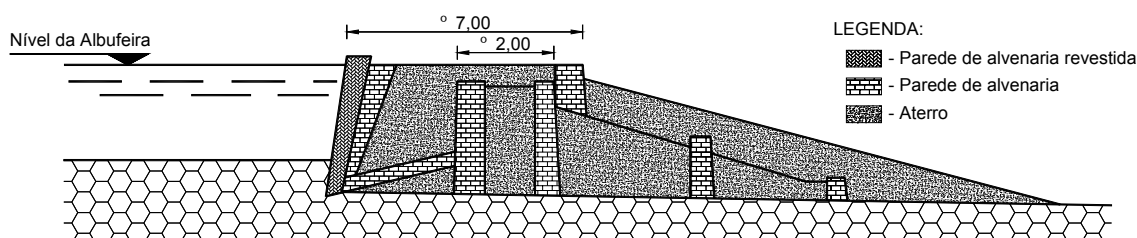


Fig. 1.3 – Secção transversal da barragem de gravidade de Jawa (Jordânia)

O Imperador Nero mandou construir a barragem de Subiaco em Itália, localizada no rio Anio, com 40 m de altura, 13,5 m de espessura e 80 m de desenvolvimento para proporcionar um lago artificial de lazer e de abastecimento de água à cidade com o mesmo nome. Esta estrutura foi a barragem mais alta construída pelos Romanos e, conjuntamente com outras duas barragens menores localizadas nas proximidades, as únicas construídas por este povo em Itália. Embora a barragem fosse demasiado fina, permaneceu intacta até 1305, época em que colapsou. No interior de um mosteiro das proximidades, a barragem perdura numa pintura de 1428, mostrando St. Benedict pescando no coroamento da barragem de Subiaco (Fig. 1.4). Esta pintura tem ainda a particularidade de constituir a ilustração mais antiga de uma barragem.

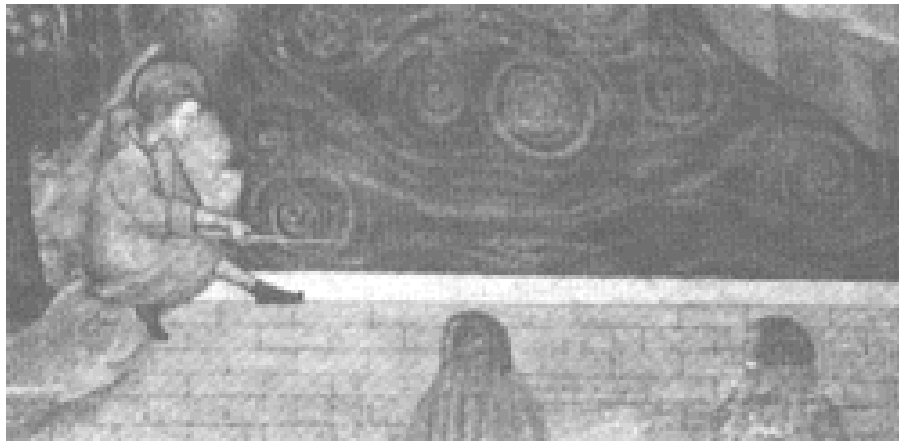


Fig. 1.4 – Pintura da barragem de Subiaco (Itália) [Schnitter, 1994]

Em contraste com o pequeno número de barragens romanas construídas em Itália, foram abundantes as obras deste tipo realizadas pelos Romanos na Península Ibérica, no Norte de África, e no Médio Oriente. A estrutura típica deste tipo de obras era constituída por uma secção rectangular formada por um núcleo de terra e protegido por duas paredes de alvenaria. Durante os dois primeiros séculos foram construídas diversas barragens de gravidade pelos Romanos das quais se podem destacar três grandes obras localizadas na Turquia. A maior, deste conjunto de três obras, estava localizada perto da cidade de Örukaya a cerca de 190 km a nordeste da cidade de Ancara. A barragem possuía uma altura de 16 m, com uma espessura de 5 m, um comprimento de 40 m e uma capacidade do reservatório de 400000 m³. A segunda barragem, localizada a cerca de 210 km a sul de Istambul, perto da vila de Cavdarhisar, possuía uma altura de 10 m, uma espessura de 6 m e um comprimento de 80 m. Devido ao depósito de sedimentos, junto do paramento de montante, actualmente a barragem apresenta apenas uma altura de cerca de 1,5 m (Fig. 1.5). A barragem de Böget, estava localizada a cerca de 120 km a noroeste da cidade de Adana e tinha uma altura de cerca de 4 m e um comprimento de 300 m.



Fig. 1.5 – Ruínas da barragem de Cavdarhisar (Turquia) [Vogel, 2004]

O maior reservatório feito pelos Romanos foi criado por uma barragem construída perto de Homs, Síria, no ano de 284. A barragem teve um comprimento extraordinário de 2000 m e proporcionou uma albufeira de aproximadamente 90 milhões de m³ de água. O corpo principal da barragem consistia em blocos de alvenaria alinhados, com as faces ligeiramente inclinadas.

A altura da barragem romana de Subiaco, só foi ultrapassada em 1594 com a construção da barragem de Tibi, em Espanha, com 46 m de altura. Entretanto, o conceito romano de uma secção rectangular, foi mantido na grande maioria das barragens, verificando-se, contudo algumas tentativas hesitantes de utilização de secções trapezoidais, as quais seriam as precursoras das secções ideais em forma de triângulo, actualmente utilizadas.

Em 1765 e em 1800, foram construídas no México as primeiras barragens de gravidade com secção triangular, permanecendo desconhecido o seu autor. Surpreendentemente, o autor adoptou a forma moderna, quase um século antes do início do seu desenvolvimento se ter verificado em França. Em 1850, o francês J. Augustin Tortene de Sazilly demonstrou que a secção mais vantajosa para uma barragem de gravidade, seria a forma de um triângulo com a face de montante vertical. Numa comunicação publicada postumamente em 1853, Sazilly analisou três barragens francesas da altura, tendo utilizado estes exemplos para ilustrar a confusão e a incerteza, no projecto de barragens de gravidade; de facto, duas das barragens possuíam uma inclinação errada da face de montante.

O betão foi usado pela primeira vez, na barragem de gravidade de Boyds Corner que foi concluída em 1872, em Nova York. A barragem Lower Crystal Springs (Fig. 1.6), na Califórnia, terminada em 1890, foi a primeira em que o índice de água do betão era especificamente controlado. Todo o cimento utilizado na construção da barragem foi importado da Inglaterra, devido ao facto de não existir indústria de cimento nos EUA. Em 1892, em França, e em 1918, nos Estados Unidos, determinou-se cientificamente, que se aumentava a resistência do betão, diminuindo a quantidade de água e aumentando a quantidade de cimento. No entanto, havia valores limites, tanto para a quantidade mínima de água, de forma a assegurar a trabalhabilidade do betão, como para a quantidade máxima de cimento, para minimizar a quantidade de calor desenvolvida durante a fase de presa.



Fig. 1.6 – Barragem de Lower Crystal Springs (EUA) [Cracking Dams]

Um grande passo no desenvolvimento da construção de grandes barragens, foi dado com a realização da barragem de Hoover (Fig. 1.7), construída pelo USBR (United State Department of the Interior - Bureau of Reclamation), tendo constituído um grande salto nas dimensões das barragens até à data construídas. A barragem possui uma altura de cerca de 221 m, espessuras no coroamento de 13,7 m e na base de 201 m e desenvolvimento do coroamento de 379 m. As dimensões da barragem em conjugação com os cerca de 38.550 milhões de m³ de capacidade da albufeira, conferiam-lhe uma imponência apreciável. A barragem foi construída entre 1931 e 1936 e projectada como uma barragem de gravidade curva.

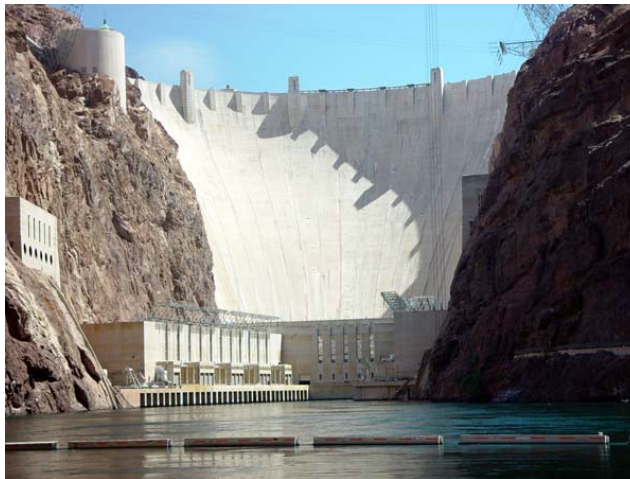


Fig. 1.7 – Barragem de gravidade de Hoover (EUA) [Bureau of Reclamation]

A barragem de gravidade em betão mais alta está localizada nos Alpes Suíços e é designada por Grand Dixence (Fig. 1.8), tendo sido construída entre 1951 e 1962, possuindo uma altura de 285 m.



Fig. 1.8 – Barragem gravidade de Grand Dixence (Alpes Suíços) [Encarta MSN]

1.2.3 - Barragens de contrafortes

As primeiras barragens de contrafortes, surgiram na época dos Romanos, quando os responsáveis pela sua construção, consideravam, por vezes erradamente, que a estabilidade da obra não estava assegurada, e como solução implantavam alguns contrafortes ao longo do seu desenvolvimento, para melhorar a segurança global. Um terço das barragens construídas na Península Ibérica era de contrafortes, e as suas

formas ainda não estavam perfeitamente optimizadas. Havia situações em que as obras apresentavam espessuras muito finas e outras em que eram projectadas por excesso, como por exemplo, a barragem de Oisipo que tinha 6,5 m de espessura e não necessitava do auxílio de contrafortes (Fig. 1.9). A mais notável das barragens de contrafortes romanas está localizada perto da vila de Esparragalejo (Fig. 1.10). Trata-se de uma estrutura com uma altura de 5,6 m e 320 m de desenvolvimento, cujo corpo central é constituído por 12 contrafortes que têm em média 1,2 m de largura e 3,2 m de espessura com um espaçamento de 8,6 m. A característica inovadora consistia no facto de a face de montante das zonas entre os contrafortes, com uma espessura de 2 m, ser em arco, sendo assim a primeira barragem de arcos múltiplos colocada em funcionamento [Schnitter, 1994].



Fig. 1.9 – Ruínas da barragem de Oisipo (Portugal) [Wilke D. Schram]



Fig. 1.10 – Barragem de contrafortes de Esparragalejo (Espanha) [Schnitter, 1994]

A barragem de Castellar (Fig. 1.11), em Espanha, foi construída por volta do ano de 1500, e tinha a particularidade de possuir um moinho na parede de jusante, com três rodas de água e as respectivas tomadas de água. A estrutura de extremidade e as paredes resistentes da casa do moinho, eram, de facto, contrafortes que asseguravam a estabilidade da barragem. Não foi certamente por coincidência que este conceito estrutural ressurgiu numa região em que os Romanos tinham construído muitas barragens de contrafortes.



Fig. 1.11 – Barragem de contrafortes de Castellar (Espanha) [Schnitter, 1994]

As barragens, em Espanha e Portugal, continuaram a utilizar soluções baseadas no moinho, na sequência da barragem medieval de Castellar. Entre 1565 e 1570, um novo arquitecto Francisco Becerra construiu a barragem de Casillas II, a cerca de 28 km para SW da sua terra natal (Trujillo), utilizando a velha técnica romana, isto é, uma parede rectangular de retenção de água, colocada sobre contrafortes pouco espaçados. Em 1572, começou a construção da grande barragem de San Jorge, a 2 km SW de Trujillo, que tinha uma parede de retenção de água tão resistente, que os contrafortes, pouco espaçados, eram desnecessários. Este facto também ocorreu na barragem de Féria (Fig. 1.12), com uma altura original de 19 m.

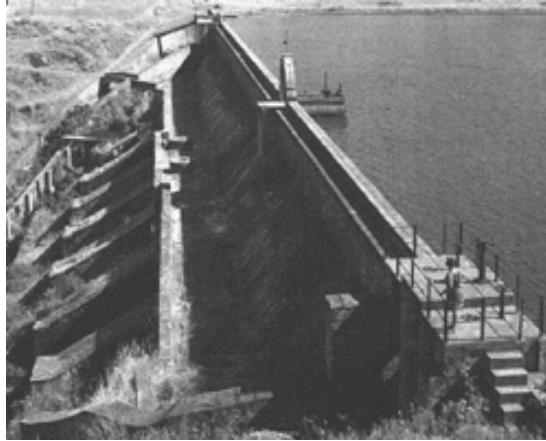


Fig. 1.12 – Barragem de contrafortes de Feria (Espanha) [Schnitter, 1994]

Alguns anos antes da construção da barragem de Féria, cinco estruturas menores foram construídas perto de Bilbao, Espanha. Pela primeira vez desde a barragem de Esparragalejo, foi construída uma barragem de contrafortes de arcos múltiplos. Realmente, este conceito já tinha sido proposto cerca de 200 anos antes, em 1530, pelo arquitecto Baldassare Peruzzi em Siena (Fig. 1.13), Itália, para a reconstrução da falhada lagoa de peixes no rio Bruna. A obra era constituída por uma série de arcos apoiados em contrafortes que suportavam uma parede com inclinação para montante. Cerca de 30 anos mais tarde, a ideia reapareceu "Nos vinte e um livros de dispositivos e máquinas", um livro espanhol não publicado, em que o seu autor concluiu correctamente, que se a face de montante fosse inclinada, a pressão da água aumentaria a estabilidade da barragem.

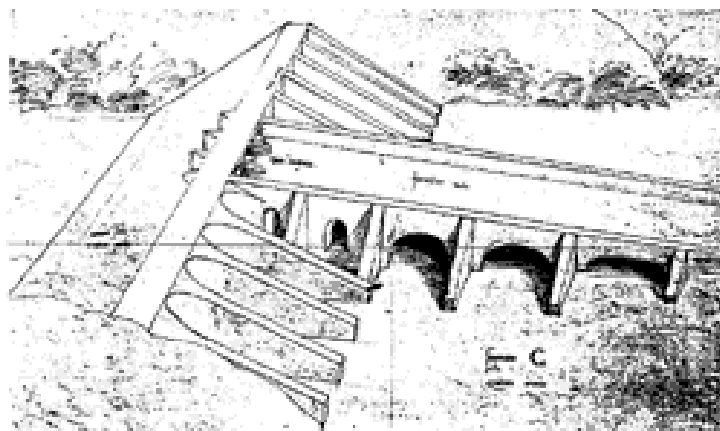


Fig. 1.13 – Visão de Peruzzi para uma barragem de contrafortes [Schnitter, 1994]

A extraordinária barragem de arcos múltiplos de Mir Alam na Índia, foi concluída em 1804 para o abastecimento de água de Hyderabad. Esta barragem foi um trabalho impressionante de Henry Russel, um membro do colégio de engenheiros reais britânicos. A estrutura tinha uma altura de 12 m e era constituída por 21 arcos semicirculares verticais com espessura constante e desenvolvimento variável. A grandeza desta barragem, ficou demonstrada pelo facto de ter sido necessário esperar cerca de 100 anos até que uma barragem similar fosse construída.

A barragem de contrafortes de Itaipu (Fig. 1.14), localizada na fronteira do Brasil com o Paraguai, é a maior obra deste tipo no Mundo. Esta obra foi construída entre 1975 e 1991, e integra diversas soluções estruturais, possuindo uma altura máxima de 225 m e um comprimento total de 7,7 km.



Fig. 1.14 – Barragem de Itaipu (Brasil-Paraguai) [Comité Brasileiro de Barragens]

1.2.4 - Barragens em arco

Os Romanos na construção das suas estruturas, pontes, edifícios, aquedutos, etc., utilizavam muito o conceito de arco, mas muito raramente era adoptado para a construção de barragens. Uma das poucas barragens de arco construídas pelos Romanos estava localizada em Vallon de Baume (Fig. 1.15), França, com a finalidade de fornecer água à cidade mais próxima. A barragem tinha 12 m de altura, 18 m de desenvolvimento, era constituída por um arco com um raio aproximadamente de 14 m e um ângulo central de 73° . A estrutura da barragem consistia em duas paredes de alvenaria, uma do lado de montante com uma espessura de 1,3 m e outra com 1 m do

lado de jusante, que limitavam o núcleo central constituído por terra com cerca de 1,6 m [Schnitter, 1994].



Fig. 1.15 – Planta da barragem em arco de alvenaria Vallon Baume (França) [Schnitter, 1994]

Uma outra barragem de arco foi construída em Monte Novo (Fig. 1.16a), Portugal, estando actualmente submersa pela albufeira de uma barragem recente. A barragem tinha 5,7 m de altura, 52 m de desenvolvimento, um arco com um raio aproximadamente de 19 m e um ângulo central de 90° (Fig. 1.16b). A barragem foi construída com blocos de xisto colocados horizontalmente e ligados com argila.

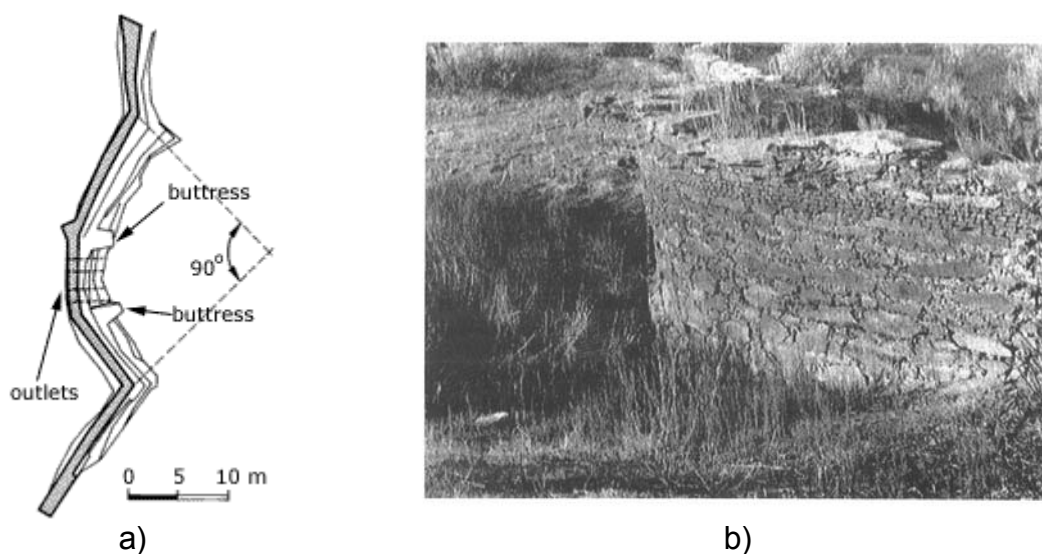


Fig. 1.16 – Barragem de alvenaria de Monte Novo (Portugal): a) planta [Schnitter, 1994], b) vista do paramento de montante [Quintela et al, 1986]

A principal característica da antiga barragem de Monte Novo, era que, em ambas as extremidades da zona central, não existiam apoios para absorver as forças horizontais do arco. Aparentemente, os construtores não confiaram inteiramente no seu projecto, pois, adicionaram dois contrafortes à face de jusante. Colocaram também duas tomadas de água para alimentar os moinhos localizados a jusante.

Os Mongóis construíram as primeiras barragens de arco a seguir aos Romanos, sendo a mais recente construída por volta de 1300 perto de Kebar, Irão. A barragem em arco de Kebar, considerada a primeira obra deste tipo no Mundo, tinha 26 m de altura, 55 m de desenvolvimento, um arco com um raio de aproximadamente 35 m e um ângulo central de 40°. O arco não apoiava em blocos de encontros, mas numas paredes de asa recta, como a barragem de Monte Novo. A segunda barragem de arco, construída por este povo, foi por volta de 1350 em Kurit (Fig. 1.17), Irão. A barragem de Kurit é especialmente notável pela sua extraordinária altura de 60 m. Em 1850, a sua altura foi aumentada em 4 m, ficando desde então, a ser a barragem mais elevada do Mundo até ao século XX. A barragem, foi construída numa garganta muito estreita, tendo o desenvolvimento do coroamento cerca de 44% da sua altura.



Fig. 1.17 – Barragem em arco de alvenaria de Kurit (Irão) [Schnitter, 1994]

A barragem de Tibi (Fig. 1.18), foi uma das primeiras barragens em arco construídas na Europa, entre 1580 e 1594, e está localizada a cerca de 25 km de Alicante, Espanha. A barragem nunca foi finalizada, mas ainda hoje se encontra em funciona-

mento com uma albufeira de cerca de 5,4 milhões de metros cúbicos. A obra foi inicialmente projectada para uma altura de 50 m, mas ficou somente nos 42 m devido à falta de verbas para a sua conclusão.



Fig. 1.18 – Barragem em arco de Tibi (Espanha) [Vogel, 2004]

A primeira barragem de arcos múltiplos do Mundo foi construída entre 1632 e 1640, perto de Elche (Fig. 1.19), Espanha. O arco principal da barragem tem uma altura de 23 m, um desenvolvimento do coroamento de 75 m, com um raio de 62 m e um ângulo central de 70° . A secção transversal adoptada para a barragem era perfeitamente adequada de acordo com a análise moderna posteriormente realizada.

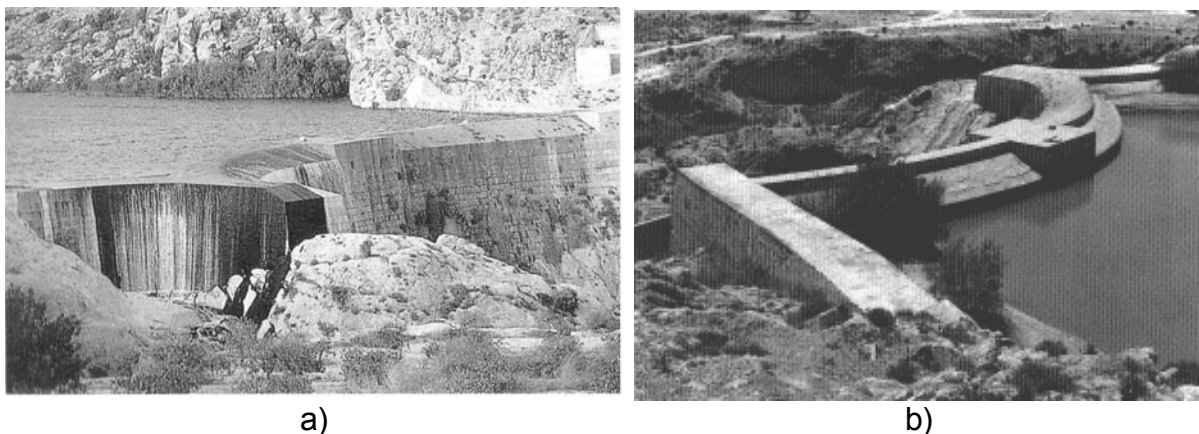


Fig. 1.19 – Barragem de Elche (Espanha): a) vista de jusante [Vogel, 2004], b) vista de montante [Schnitter, 1994]

A barragem de Elche foi projectada por Joanes del Temple que a adaptou com sucesso às particularidades do local, pois foi implantada sobre um pequeno cume. Os arcos ficaram implantados sobre a garganta, de modo, a obstruir o cume apoiando a

extremidade direita num bloco de encontro comprido. Na extremidade esquerda do arco, o apoio foi materializado por uma parede colocada na direcção de montante. Com esta configuração o arco não possuía sustentação nas suas extremidades, por isso, não era fácil a transmissão das forças horizontais provenientes da pressão da água nos arcos para os encontros. Assim, grande parte das forças eram transmitidas para a zona inferior do arco, ou seja, a estrutura tinha um funcionamento essencialmente em consola e, não em arco como seria a ideia original. Por este motivo, existiam grandes deformações dos arcos, que se puderam verificar noutras barragens semelhantes, com foi o caso, por exemplo, de Kebar e de Monte Novo.

Em 1914, a construção da primeira barragem em arco de raio variável foi concluída em Salmon Creek, Alaska (Fig. 1.20). Tinha uma altura de 51,2 m e 195,2 m de desenvolvimento do coroamento. A forma desta barragem transformou-se num padrão e foi seguido na construção de outras barragens deste tipo. A realização deste projecto foi possível devido ao facto da barragem ter sido construída em betão.



Fig. 1.20 – Barragem de Salmon Creek (EUA)

A técnica, bem como as vantagens económicas deste tipo de solução, foi imediatamente reconhecida. A construção deste tipo de barragens, ganhou rapidamente popularidade nos EUA e em todo o Mundo. No entanto, esta solução não substituída completamente a barragem em arco com raio constante, era necessário provar, que esta solução era apropriada para barragens de elevada altura e grande desenvolvimento. Assim, para estudar o desempenho deste tipo de solução, foram executadas algumas barragens só para ensaios experimentais, como por exemplo os casos das barragens Le Gage (França) e Tolla (Córsega) (Fig. 1.21). O objectivo da construção destas estruturas, foi a realização de um ensaio do protótipo, por forma a validar as análises teóricas

de peças delgadas quando aplicadas às barragens. As duas barragens atingiram os objectivos propostos, e demonstraram possuir uma adequada margem de segurança.

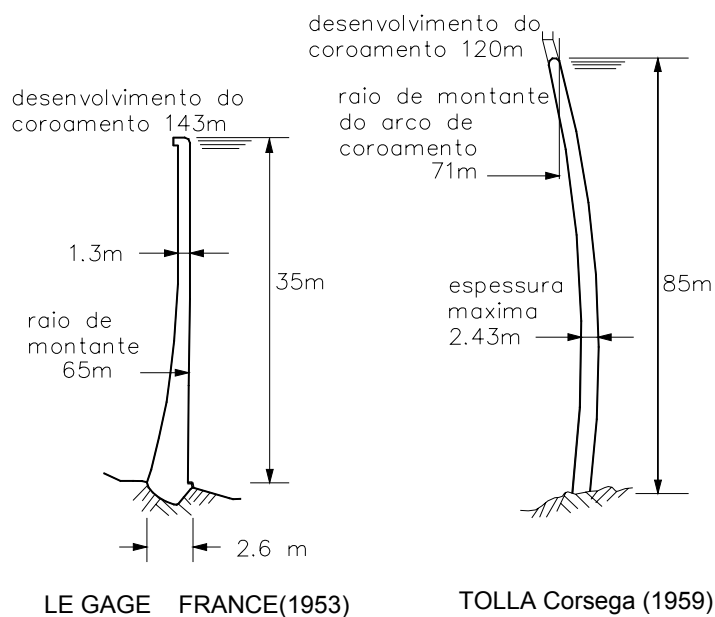


Fig. 1.21 – Definição da consola central das barragens de Le Gage (França) e Tolla (Córsega) [Thomas, 1976]

Os anos 60 trouxeram uma revitalização na construção de barragens em arco nos EUA, principalmente, por se terem adoptado soluções de barragens abóbada de dupla curvatura, utilizadas pelo USBR, para algumas das suas estruturas mais importantes, como por exemplo a barragem de Morrow Point, com 143 m de altura, construída em 1968 (Fig. 1.22).

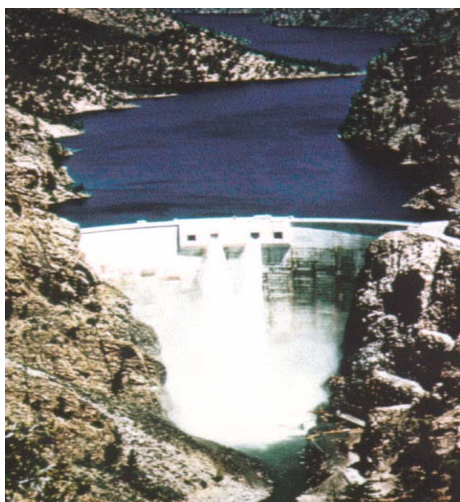


Fig. 1.22 – Barragem de Morrow Point (EUA) [Bureau of Reclamation]

Os projectos e as técnicas de construção alcançaram uma uniformidade considerável. Contudo, apesar da perfeição e da elevada produtividade alcançada na sua construção, as barragens de arco têm vindo a ser menos utilizadas, nas últimas décadas, tal como as barragens de gravidade, sendo substituídas por barragens cuja construção é mais mecanizada, como as barragens de betão compactado com cilindros (BBC), de aterro ou de enrocamento, mesmo para estruturas com alturas consideráveis.

1.3 - Evolução das barragens

As estruturas de retenção de água, mais conhecidas por barragens, têm sido construídas para facilitar e melhorar a vida da humanidade durante os últimos 5000 anos. Com os avanços da ciência e tecnologia, foi possível construir estruturas de retenção e distribuição de água cada vez maiores e mais complexas, especialmente durante os séculos XIX e XX. Felizmente, estes avanços coincidiram com o crescimento da população global durante o mesmo período, implicando um aumento nas necessidades de água da humanidade repartidas pelos sectores doméstico, agrícola e industrial. Com base nos avanços do conhecimento, da tecnologia, da economia mundial e da abundante disponibilidade de água, foi possível combinar o aumento na necessidade de água com a criação de reservatórios que suprissem essas necessidades. A natural expansão da população e da economia, originou um aumento substancial, nas exigências de electricidade, sendo consensual que a sua produção em grande escala não pode ser efectuada sem o recurso à energia hidráulica. Assim, a água transformou-se num componente crítico do processo de desenvolvimento para o Mundo inteiro nomeadamente nos dois últimos séculos.

O resultado natural deste desenvolvimento, foi a necessidade da construção de grandes barragens para satisfazer as crescentes necessidades de água, para as diferentes finalidades. Desde a antiguidade que os seres humanos procuraram estabelecer-se em planícies férteis, sendo por isso, as zonas das margens dos grandes rios normalmente as eleitas para a instalação de grandes povoações. As pessoas concentraram-se em tornos dos rios, havendo por isso a necessidade de controlar um pouco esta força da natureza, de forma a fornecer água necessária à vida humana e minimizar os efeitos das cheias e secas. Assim, construir as barragens foi a solução para todos estes problemas

inerentes às necessidades humanas de sobrevivência e de minimização de catástrofes naturais.

O controlo da água, assegurar a sua disponibilidade e qualidade, tornaram-se exigências essenciais no desenvolvimento económico e social do mundo. A energia hidráulica transformou-se numa fonte de energia fundamental, podendo referir-se, a título de exemplo, que no Canadá a palavra “hydro” tornou-se sinónimo de electricidade. Desde 1930, muitas barragens foram construídas por todo o Mundo destinadas a produção de energia, controle das inundações, rega, ou com fins múltiplos.

Antes de 1960, foi significativa a construção de grandes barragens essencialmente nos países desenvolvidos, nomeadamente Austrália, Canadá, Estados Unidos, Europa Ocidental, Japão e ex. União Soviética. Após 1950, muitos países da Ásia e África obtiveram a independência, e pretenderam acelerar o seu processo de desenvolvimento nacional. O acelerado desenvolvimento económico e social de todos estes países, transformou-se numa necessidade urgente para melhorar o nível de vida dos seus povos. A água foi considerada como um dos meios mais importantes para promover esses processos de desenvolvimento. Devido à contribuição das grandes barragens para os processos de desenvolvimento nacional, a construção destas obras transformou-se frequentemente num símbolo do orgulho nacional, contribuindo muitas vezes para a unidade nacional. Por exemplo, o mais respeitado dos primeiros ministros da Índia, Jawaharlal Nehru, disse que as barragens se tornariam nos novos templos da Índia moderna. Em face destas posições, não foi surpreendente que as barragens de Bhakra e de Hirakud na Índia, de Volta no Ghana, de Kariba na Zâmbia, e de Aswan no Egipto fossem consideradas como símbolos do desenvolvimento e do progresso nos países recentemente independentes. Os eminentes líderes desse tempo, como o presidente Gamal Abdel Nasser do Egipto e o primeiro ministro Kwame Nkrumah do Ghana, viram estas grandes estruturas, como indicadores do desenvolvimento pós-colonial e um definitivo afastamento do passado colonial.

Por volta de 1975, os Estados Unidos, Canadá e os países desenvolvidos da Europa Central, tinham basicamente finalizado os respectivos programas de construção de grandes barragens, uma vez que já tinham sido implantadas obras em praticamente todos os locais mais adequados e económicos. Após este período, também pelo crescimento das pressões da sociedade para a preservação do meio ambiente, a construção

de grandes barragens raramente ocorreu nos países mencionados, deslocando-se quase exclusivamente para países em desenvolvimento como o Brasil, China, Índia, Indonésia, Malásia, Tailândia, Turquia, etc.. O Japão foi um dos poucos países desenvolvidos em que a construção de grandes barragens continuou após 1975.

No período pós 1975, notabilizou-se o aparecimento dos movimentos ambientais e sociais, em alguns países desenvolvidos, que contribuíram gradualmente para a mudança das mentalidades. Durante a década de 70, realizaram-se muitas conferências mundiais que abordavam de uma forma ou de outra o tema “O Ambiente da Humanidade”, inserido em diversos assuntos: como população, alimentação, água, desertificação, desenvolvimento da ciência e tecnologia e novas fontes de energia renovável. A realização destes eventos, provocou algum impacto negativo na percepção da sociedade para a necessidade de empreendimentos de grandes barragens.

Quando ocorreu a primeira conferência do ambiente em 1972, na cidade de Estocolmo, havia muito poucos países que detinham um ministério preocupado com este tema. Passados quase 30 anos dessa data, é difícil encontrar um país que não possua um ministério ou departamento ambiental. O ambiente tem-se transformado num tema importante, e as avaliações dos impactos ambientais das grandes obras tornaram-se igualmente imperativos em quase todos os países do Mundo.

Actualmente, na elaboração de um projecto, as questões ambientais são encaradas como uma importante especialidade que deve ser devidamente enquadrada. As questões ambientais devem ser vistas de uma forma global, avaliando não só os aspectos negativos mas também os impactos positivos dos novos empreendimentos, em particular a melhoria da qualidade de vida das pessoas e dos ecossistemas.

Enquanto as populações dos países em desenvolvimento continuarem a aumentar a necessidade de água “per capita”, elevando os baixos níveis de consumo actuais, com a finalidade de incrementar o desenvolvimento, será necessária muito mais disponibilidade de água nos próximos anos. A construção de grandes barragens continuará a ser uma das importantes alternativas para resolver as necessidades de água e energia renovável nas próximas décadas. Estes novos empreendimentos, deverão ser construídos e controlados com o melhor conhecimento científico e técnico disponível, de modo a não atrasar o desenvolvimento e erradicar a pobreza, mas protegendo o ambiente.

1.4 - Justificação e objectivos

A avaliação da segurança de barragens é uma actividade multidisciplinar, pois abrange áreas muito diversas, das quais se podem salientar, os estudos geológicos, geotécnicos, estruturais, hidráulicos, ambientais, etc.. A segurança estrutural das barragens, é avaliada para vários cenários, quer representando condições normais de exploração, quer situações extremas que possam envolver a rotura da barragem. A primeira situação representa cenários correntes e a segunda diz respeito a cenários de rotura.

Para verificação do cumprimento das exigências de segurança das barragens, tanto relativamente à funcionalidade (cenários correntes), como em relação à segurança ao colapso (cenários de rotura), é essencial utilizar modelos de simulação ou de interpretação do seu comportamento. Estes modelos são idealizações (simplificações) da realidade, tanto no que diz respeito às acções (modelos das acções), como no que respeita ao comportamento estrutural (modelos estruturais). A solução destes modelos, através de adequados métodos de análise, quantifica parâmetros da resposta das estruturas que permitem avaliar a sua segurança, utilizando critérios de segurança previamente definidos.

A validação destes modelos pode ser feita, no caso de cenários correntes, através da sua comparação com os resultados da observação do comportamento de barragens. No caso de cenários de rotura, não existe significativa experiência de comparação destes resultados com situações reais (é pequeno o número de acidentes ocorrido e, mesmo nestes, o volume de informação é reduzido). Desta forma, o recurso a métodos experimentais, para o estudo de cenários de rotura, tem uma importância acrescida por permitirem também a validação dos resultados de modelos matemáticos.

A avaliação de coeficientes de segurança ao colapso de barragens de betão envolve usualmente o maciço de fundação. Efectivamente, as situações de acidente que têm ocorrido até hoje em barragens de betão têm sido, em geral, condicionadas pelo comportamento da fundação e, designadamente, por deslizamentos ao longo de superfícies de descontinuidade, existentes no maciço rochoso de fundação. Se o deslizamento ocorresse segundo uma única superfície plana, seria possível determinar o coeficiente de segurança através de um modelo simples. No entanto, os mecanismos reais de colapso envolvem várias superfícies de deslizamento, pelo que é necessário recorrer a

modelos mais complexos, cuja análise poderá ser realizada por métodos experimentais ou métodos matemáticos.

Em relação ao estudo de cenários de colapso condicionados pela rotura do betão das barragens, o LNEC tem uma tradição de aplicação de métodos experimentais bastante antiga, bastante anterior à capacidade dos modelos matemáticos para a realização do mesmo tipo de estudos. Assim, aproveitando esta experiência, o presente trabalho, procura dar um contributo para o estudo de cenários de rotura envolvendo a fundação, através da execução e análise de dois ensaios em modelos físicos:

- Modelo físico de uma barragem abóbada, com representação na fundação de diferentes famílias de diaclases, para o estudo de cenários de rotura pela fundação para acções estáticas.
- Modelo físico de uma barragem gravidade, a ensaiar em mesa sísmica, para o estudo de cenários de rotura pela fundação para acções dinâmicas.

A preparação e interpretação dos ensaios foi efectuada com modelos matemáticos adequados, o que permitiu a sua validação e posterior utilização no estudo de outros cenários.

O desenvolvimento deste trabalho procura demonstrar que a utilização conjunta de métodos experimentais e numéricos na avaliação da segurança de barragens de betão para cenários de rotura pela fundação é de grande utilidade.

Para cenários de rotura que envolvam acções estáticas, é apresentado um estudo de uma barragem abóbada localizada numa fundação com acidentes geológicos de alguma relevância, representando o corolário da investigação do LNEC ao longo dos últimos anos nesta área.

Para cenários de rotura que envolvam acções dinâmicas, foi utilizado um modelo plano de uma barragem gravidade em que foram representadas na fundação algumas famílias de diaclases. Um dos aspectos inovadores deste estudo é a análise de um cenário, em que são aplicadas conjuntamente as acções relativas à pressão hidrostática, sub-pressão nas diaclases, acção dinâmica na fundação, num modelo em que são representadas na fundação mais do que uma descontinuidade.

1.5 - Organização da Tese

A presente dissertação está organizada em sete capítulos.

O primeiro capítulo compreende uma introdução, os objectivos pretendidos, a sua justificação e termina com esta apresentação da organização da Tese.

No capítulo 2, é discutida a problemática da análise de barragens de betão, através de métodos experimentais e numéricos. Para os ensaios em modelos físicos, começa por se descrever a teoria de semelhança que dá suporte à análise experimental recorrendo a modelos reduzidos. São descritos diversos tipos de estudos que são efectuados com o objectivo da determinação do comportamento de barragens de betão, apoiados em métodos experimentais. Para os modelos numéricos, são apresentados os métodos dos elementos finitos e dos elementos discretos que serão utilizados ao longo do presente trabalho. Para a avaliação da segurança de qualquer tipo de estrutura, é necessário executar um modelo que tente simular o comportamento do protótipo. Na elaboração deste modelo, é indispensável adoptar algumas simplificações que são condicionadas pelos objectivos que se pretendem alcançar. Essas simplificações poderão ser de geometria, comportamento dos materiais, aplicação das acções, etc. Depois de definido o modelo, deverá ser escolhido o método de análise do problema proposto (métodos numéricos ou experimentais). São apresentadas algumas considerações relativamente à avaliação das acções e comportamento da barragem e do maciço de fundação.

No capítulo 3 apresentam-se algumas considerações sobre a segurança, para cenários de rotura, das barragens de betão incluindo a sua fundação. Neste capítulo, descreveram-se alguns cenários de rotura sendo apresentados os exemplos mais importantes para cada situação.

No capítulo 4, tenta-se efectuar uma breve resenha histórica da utilização de modelos físicos, envolvendo o comportamento da fundação. Estes modelos, são utilizados quando se pretende simular o comportamento de maciços rochosos, inicialmente eram modelos simples planos, tendo vindo a aumentar o grau de complexidade com o desenvolvimento de novas técnicas de ensaio.

Os capítulos 5 e 6 dizem respeito às aplicações, sendo apresentado um estudo em cada capítulo, um primeiro relativo à rotura pela fundação de uma barragem

abóbada para acções estáticas, e um segundo respeitando a rotura pela fundação de uma barragem gravidade para acções dinâmicas. Estes estudos foram efectuados sobre modelos físicos reduzidos, tendo-se comparado os resultados com modelos matemáticos previamente desenvolvidos, baseados nos métodos dos elementos finitos e elementos discretos. No capítulo 5, com base no modelo matemático calibrado com os resultados dos ensaios, foram efectuadas extrapolações para o protótipo com a alteração de alguns parâmetros definidores das propriedades mecânicas das diaclases e do material do corpo da barragem.

Finalmente, no sétimo capítulo, apresentam-se as conclusões e propõem-se desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2 - Análise estrutural de barragens de betão

2.1 - Considerações gerais

A segurança estrutural das barragens é entendida como a sua capacidade para satisfazer os requisitos de comportamento estrutural necessários para evitar a ocorrência de incidentes (anomalias susceptíveis de afectar, a curto ou longo prazo, a funcionalidade da obra) ou acidentes (ocorrência excepcional cuja evolução pode conduzir a uma rotura estrutural, originando uma onda de inundação). A avaliação da segurança é, assim, efectuada para determinados cenários, correntes e de rotura, correspondentes a situações representativas, de forma envolvente, de condições normais de exploração e de situações extremas que se admite possam vir a ocorrer [Pedro, 1987].

O controlo de segurança das barragens corresponde ao conjunto de medidas a tomar nas várias fases da vida da obra (projecto, construção, primeiro enchimento da albufeira, exploração, abandono e demolição) com vista ao conhecimento adequado e continuado do estado da barragem, à detecção oportuna de eventuais anomalias e a uma intervenção eficaz sempre que esta se revele necessária [RSB, 1990]. O controlo de segurança envolve a consideração de aspectos estruturais, hidráulicos, ambientais e operacionais.

Uma das componentes essenciais para a avaliação da segurança estrutural é a capacidade de análise do comportamento estrutural, complementando os estudos de sítio e de concepção, na fase de projecto, a caracterização dos materiais e os métodos construtivos, na fase de construção e a observação (ou monitoramento) nas restantes fases da vida da obra.

Na análise do comportamento estrutural de barragens de betão, os métodos experimentais tiveram uma grande utilização até ao final da década de setenta, altura em que o desenvolvimento da mecânica computacional veio permitir a generalização do uso dos métodos matemáticos.

O crescimento exponencial das capacidades computacionais tornou possível o desenvolvimento de modelos matemáticos cada vez mais sofisticados. Modelos mais simples, admitindo comportamento linear dos materiais, foram sucessivamente compa-

rados com os métodos experimentais (validação dos métodos) e com a observação do comportamento das barragens de betão em exploração (calibração e validação dos modelos), tornando a utilização de métodos experimentais praticamente dispensável no estudo de cenários correntes. No entanto, a calibração e validação de modelos no estudo de cenários de rotura, tem sido dificultada pela deficiente informação existente sobre os acidentes que se têm verificado em barragens de betão (para além, felizmente do seu pequeno número). É, assim, necessário o recurso a métodos experimentais para validar os resultados da análise de cenários de rotura por modelos matemáticos [Pina, 1999].

Neste capítulo são apresentados os modelos e métodos utilizados na análise do comportamento estrutural de barragens de betão. Nos modelos faz-se referência a modelos estruturais, modelos das acções e modelos mistos; relativamente aos métodos para resolução destes modelos apresentam-se métodos matemáticos, o método dos elementos finitos e o método dos elementos discretos e métodos experimentais. Relativamente a estes, descreve-se a Teoria da Semelhança, que fundamenta a realização de ensaios em modelo físico reduzido, referindo-se, em particular, os ensaios que têm sido realizados para a análise estrutural de barragens de betão.

2.2 - Modelos

2.2.1 - Considerações gerais

A primeira fase da análise estrutural consiste na definição de modelos de comportamento das obras. Cada modelo é uma idealização do sistema que se pretende representar, no qual se fazem intervir apenas as variáveis que se julgam essenciais à caracterização do comportamento desse sistema. Na engenharia de barragens, o sistema é constituído pelo conjunto barragem-fundação-albufeira, sendo necessário conhecer as suas propriedades e determinar as variáveis do sistema. As propriedades do sistema são constituídas pela geometria da estrutura e pelas características mecânicas dos materiais, enquanto que as variáveis as solicitações geradas pelas acções (peso próprio dos materiais, acção da água, variações de temperatura, acção sísmica, etc.) e as respectivas respostas mecânicas [Ramos, 1994].

Os modelos das acções permitem determinar as solicitações mecânicas a aplicar ao sistema barragem-fundação-albufeira e dependem de algumas propriedades

dos materiais (propriedades térmicas, hidráulicas, químicas, etc) ligadas directamente ao tipo de acções.

No entanto, os modelos essenciais na avaliação da segurança estrutural das barragens de betão são os modelos estruturais. Estes modelos, em função das propriedades do sistema e das solicitações geradas pelas acções, permitem determinar as respostas mecânicas.

Em alguns problemas, o comportamento estrutural influencia decisivamente as solicitações induzidas pelas acções, havendo necessidade de resolver o modelo estrutural e o modelo das acções em conjunto; nestas situações utilizam-se os denominados modelos mistos [Pina, 1988]. No entanto, a influência desta interacção não é relevante na maior parte dos casos, o que justifica a utilização corrente, no estudo de barragens de betão, de modelos estruturais independentes dos modelos das acções.

A solução destes modelos, através de adequados métodos de análise, quantifica parâmetros da resposta das estruturas que permitem avaliar a sua segurança, utilizando critérios de segurança previamente definidos.

Os modelos apoiam-se em hipóteses simplificativas, que no caso da análise de barragens de betão estão relacionadas com: i) as características geométricas das estruturas; ii) o tipo e comportamento dos materiais (modelos com e sem superfícies de descontinuidade, com comportamentos lineares e não-lineares, dependentes ou não do tempo, consideração ou não de heterogeneidades e anisotropias, etc.), iii) as aproximações do comportamento estrutural (equilíbrios planos, tridimensionais e de casca); e iv) as ligações exteriores.

As hipóteses simplificativas adoptadas nos modelos para reproduzir a realidade, entre outras condições, são condicionadas pelo tipo de resultados e análise a efectuar, ou seja, o modelo é desenvolvido para responder a algumas questões e é em função delas que são admitidas as diversas hipóteses simplificativas. O desenvolvimento de um modelo, quando possível, deve basear-se em metodologias simples e de fácil controle, ou seja, não interessa desenvolver modelos extremamente complexos se não é possível introduzir os parâmetros de entrada necessários, com adequada aproximação à realidade.

2.2.2 - Características geométricas

A definição geométrica das barragens de betão é, em geral, bem conhecida, o que permite representar nos modelos as suas formas com o pormenor que se considerar necessário.

No entanto, atendendo às dimensões deste tipo de estruturas, ainda hoje não é corrente a representação de todos os pormenores nos modelos globais. Efectivamente, o grau de pormenorização e a dimensão do próprio modelo a analisar dependem dos objectivos específicos de cada estudo. Os modelos globais, constituídos correntemente pela barragem e pela zona do maciço rochoso adjacente à superfície de fundação, permitem a avaliação do comportamento geral das estruturas, mas não captam as perturbações localizadas resultantes da existência de singularidades geométricas e mecânicas (galerias, poços, orifícios dos descarregadores e de passagem de condutas, ligações entre peças de diferentes materiais, etc.) que habitualmente não são representadas. Os modelos de pormenor, representando apenas as formas e as propriedades de uma zona da barragem onde as singularidades estão integradas, permitem a análise detalhada dessa zona. Nestes modelos são introduzidos como condições de fronteira os resultados obtidos por meio dos modelos globais.

Os modelos desenvolvidos actualmente, para avaliar o comportamento de barragens de betão normalmente envolvem a representação do maciço rochoso. A definição geométrica do maciço rochoso, ao contrário do que sucede para a barragem, não é perfeitamente conhecida, e é difícil obter informação rigorosa. Esta dificuldade prende-se essencialmente com o levantamento dos acidentes geológicos existentes (falhas, diaclases, dobras, etc.) e não com os elementos morfológicos correspondentes à topografia do terreno. De facto, quando se pretendem modelar elementos da natureza a dificuldade aumenta, pois é quase impossível obter a geometria completa, ao contrário das estruturas construídas pelo homem que têm uma definição de formas perfeitamente conhecida. Assim, tal como sucede para a barragem em que não são representados todos os elementos geométricos, no maciço rochoso, procura-se respeitar a geometria global e assinalar no modelo os acidentes geológicos mais importantes que à partida poderão condicionar significativamente o comportamento global da obra.

2.2.3 - Características gerais do comportamento dos materiais

2.2.3.1 - Descontinuidades

Nas barragens e nas suas fundações ocorrem diversos tipos de superfícies de descontinuidade. São exemplos as superfícies de contacto entre cristais, as fissuras, as juntas de contracção, as juntas de betonagem, os planos de xistosidade, as diaclases, as falhas, as juntas perimetrais, etc. [Grossman, 1983; Rocha, 1981 e Batista, 1998]. Relativamente à sua representação nos modelos, as superfícies de descontinuidade podem ser divididas em dois grupos: i) superfícies que, pela grande frequência com que ocorrem ou pela sua pequena dimensão em relação aos volumes em estudo, podem ser aproximadas por um meio contínuo equivalente; e ii) superfícies que, face às suas dimensões e/ou aos objectivos do estudo, obrigam ao recurso a modelos descontínuos (modelos formados por um conjunto de volumes, supostos contínuos, separados por superfícies de descontinuidade).

As superfícies de descontinuidade mais importantes das estruturas em betão das barragens são introduzidas durante o processo construtivo. A sua consideração nos modelos não oferece qualquer dificuldade já que as suas características geométricas e mecânicas podem ser conhecidas com um rigor aceitável.

O método tradicionalmente utilizado na construção das barragens de betão convencional consiste na betonagem de um conjunto de blocos verticais, separados por juntas de contracção. Estas juntas de contracção são definidas no projecto e destinam-se, essencialmente, a minorar os efeitos associados ao processo de cura e endurecimento do betão. Antes da entrada em serviço da obra, é realizada a injeção e a selagem destas juntas, por forma a dotar o corpo da barragem de continuidade estrutural. Dada a sua natureza, estas juntas constituem zonas de maior fraqueza mecânica e hidráulica, sendo as mais susceptíveis à ocorrência de aberturas. A observação do comportamento de muitas barragens em exploração tem confirmado esta susceptibilidade, verificando-se correntemente movimentos de abertura para o conjunto das solicitações habituais, nomeadamente quando os níveis da albufeira são baixos durante o Inverno.

Para possibilitar a libertação do calor de hidratação dos cimentos sem provocar variações excessivas da temperatura do betão, a betonagem dos blocos processa-se, de forma programada, por camadas horizontais de espessura previamente escolhida. Estas superfícies de contacto constituem, também, "planos de fraqueza" e será nelas

que tenderá a concentrar-se a fendilhação que poderá ocorrer durante o próprio processo construtivo ou em outras fases de vida da obra.

A observação e interpretação do comportamento das barragens de betão tem mostrado que a utilização de modelos contínuos é suficiente para uma adequada interpretação do comportamento estrutural global em condições normais de exploração. No entanto, no estudo da fase de construção, devem ser utilizados modelos descontínuos de forma a considerar mais correctamente a influência de eventuais juntas previstas no projecto, bem como das juntas de contracção que separam os diversos blocos, já que a sua influência pode ser significativa. No estudo de alguns cenários de rotura, como por exemplo quando se consideram acções sísmicas muito elevadas, a representação destas descontinuidades é essencial [Zenz et al, 1998].

Nos maciços rochosos que constituem a fundação das barragens existem, em geral, superfícies de descontinuidade de diversos tipos, as quais, consoante o seu espaçamento em relação à base da barragem, poderão exigir uma representação em modelos descontínuos.

A utilização de modelos descontínuos no estudo de cenários de rotura que envolvam o maciço de fundação da barragem é da maior importância [Dinis, 1994; Lemos, 1996; Gomes, 1995 e Gomes, 1999], sendo essencial a consideração da subpressão nestas superfícies, pois são os escorregamentos ao longo das descontinuidades que condicionam os cenários de rotura.

2.2.3.2 - Heterogeneidades

A heterogeneidade dos materiais é caracterizada pela variação, de ponto para ponto, das propriedades mecânicas, sendo uma característica comum à maioria dos materiais. Esta característica é mais notória no caso dos maciços rochosos, em que a variação é geralmente aleatória, não sendo por isso possível geralmente o estabelecimento de uma lei de variação, mesmo que de uma forma aproximada [Rocha, 1981 e Rodrigues e Graça, 1983]. Apesar das dificuldades de caracterização das heterogeneidades dos maciços rochosos, é possível, em geral, subdividir o maciço rochoso em zonas onde as propriedades mecânicas mais importantes (nomeadamente a deformabilidade e a resistência) apresentem heterogeneidades menos significativas.

O betão é intrinsecamente um material heterogéneo, mas é habitualmente idealizado como um material homogéneo, dado o nível macroscópico dos fenómenos

que se pretendem modelar. No entanto, pode igualmente ser aconselhável, por vezes, o zonamento da estrutura, para ter em conta não só betões com diferenças de constituição mas, fundamentalmente, com idades diferentes (em alguns casos, diferenças de vários anos) o que é particularmente importante para o estudo do comportamento da obra durante a construção e nos primeiros anos de exploração.

2.2.3.3 - Anisotropias

De uma maneira geral, todos os materiais, naturais e artificiais, exibem anisotropia na maior parte das suas propriedades, o que significa não existirem materiais perfeitamente isotrópicos, ou seja, a maior parte das propriedades dos materiais apresenta valores variáveis consoante a direcção que se considere. Contudo, a consideração da isotropia em muitos materiais, sobretudo artificiais, ligada à hipótese da elasticidade, da plasticidade e da viscosidade, ou combinações destas, e por vezes à linearidade, tem permitido a criação de teorias definidoras do comportamento dos materiais sujeitos a estados de tensão ou deformação [Rodrigues, 1983].

Tem-se verificado, em peças prismáticas de betão, anisotropia nas características de deformabilidade e resistência referentes às direcções longitudinal e transversal [Hobbs, 1977]. Também em cubos, se observa em alguns ensaios um aumento de cerca de 10 a 20% da tensão de rotura à compressão na direcção de moldagem. Esta anisotropia explica-se pela acumulação de água, devido a exsudação, debaixo das partículas de inerte grosso, limitando a ligação entre a argamassa e os inertes [Coutinho, 1974]. Assim, em betões com uma relação água-cimento baixa, o grau de exsudação de água é diminuto, pelo que o nível de anisotropia será muito limitado.

No entanto, tal como a heterogeneidade, é no caso dos maciços rochosos que a anisotropia desempenha um papel mais relevante [Rocha, 1981 e Rodrigues, 1983].

A utilização de modelos representando a anisotropia das propriedades mecânicas pode ser feita com toda a generalidade. Apesar disso, nos estudos de barragens de betão admite-se, em geral, tanto para o maciço rochoso como para o betão, um comportamento isotrópico nos meios contínuos (salvo se forem modelos contínuos equivalentes a meios descontínuos). Este facto deve-se à dificuldade de, com os meios de ensaio habitualmente disponíveis, obter valores fiáveis para as diferentes constantes necessárias para caracterizar a anisotropia.

A consideração de modelos de comportamento dos maciços rochosos abordando a anisotropia pode ser efectuada recorrendo essencialmente a dois métodos, o indutivo e o dedutivo [Rodrigues, 1983]. O indutivo, é essencialmente baseado na história de resultados dos ensaios experimentais, procurando definir leis que traduzam da melhor forma toda a informação existente, leis essas que, devido à quantidade de dados existente, são induzidas por métodos estatísticos. O dedutivo considera que o comportamento da maioria dos materiais rochosos se pode assemelhar a um corpo transversalmente isotrópico, admitindo-se, por isso, que para a caracterização anisotrópica da deformação, é suficiente o conhecimento de cinco parâmetros, dois módulos de elasticidade e três coeficientes de Poisson.

2.2.4 - Comportamento mecânico do betão

O betão é um material compósito constituído por uma matriz de pasta de cimento onde se encontram embebidos inertes de diferentes dimensões. Esta pasta de cimento engloba todos os componentes finos (areia, cimento e todo o tipo de adjuvantes) que compõem a mistura e água.

O comportamento isolado da pasta de cimento e dos agregados apresenta um andamento, de curvas tensão-extensão, quase linear, mas com deformabilidades bastante diferentes, ao contrário do betão, cujo comportamento é não linear, em parte devido à existência de escorregamentos dos agregados no seio da pasta e à ocorrência de mecanismos de propagação de fissuras. Estas fissuras, mesmo sem a aplicação de qualquer carga, estão presentes, e resultam da retracção ou da exsudação; nesta zona de ligação pasta-agregado, os cristais apresentam acentuada orientação devida a efeitos de parede.

A caracterização do comportamento da generalidade dos materiais, e em particular do betão, é normalmente executada em separado para a compressão e para a tracção, visto apresentarem comportamentos bastante diferentes devido à sua natureza interna. Relativamente à caracterização do comportamento uniaxial à compressão, a informação existente é bastante vasta, sendo mais escassa no que diz respeito a comportamentos biaxial, triaxial e à tracção. Isto deve-se à facilidade de execução de ensaios de compressão uniaxial quando comparados com os restantes.

O diagrama de tensão-deformação obtido num ensaio uniaxial de compressão realizado em laboratório com a duração de cerca de uma hora, pode ser dividido em

quatro zonas, segundo Glücklich [Glücklich, 1968], de acordo com a Fig. 2.1. Inicialmente, até cerca de 0,3 da tensão máxima, o comportamento é praticamente linear, devido ao facto da deformação corresponder praticamente a movimentos de átomos quase reversíveis, não havendo incremento significativo da fissuração (zona 1, Fig. 2.1). Devido à diferença de deformabilidade existente entre a pasta de cimento e os inertes e à concentração de tensão, as fissuras existentes na ligação entre os dois componentes começam a desenvolver-se lentamente até cerca de 0,5 da tensão máxima de compressão (zona 2, Fig. 2.1). A partir desta altura, inicia-se a fissuração da pasta de cimento unindo as fissuras da ligação pasta-agregado, provocando descoesões, incrementando, por isso, a resposta não linear já iniciada na faixa anterior (zona 3, Fig. 2.1). O incremento de tensão nesta zona pode levar a mudanças irreversíveis na estrutura macroscópica do betão, atingindo as fissuras um comprimento crítico por volta de 0,75 da tensão de compressão máxima. Aumentando a tensão, a não linearidade acentua-se e, devido ao rápido crescimento das fissuras, o volume do provete aumenta e a rotura final é atingida quando exista um conjunto de fissuras que consigam formar uma superfície de descontinuidade que atravesse todo o prisma (zona 4, Fig. 2.1).

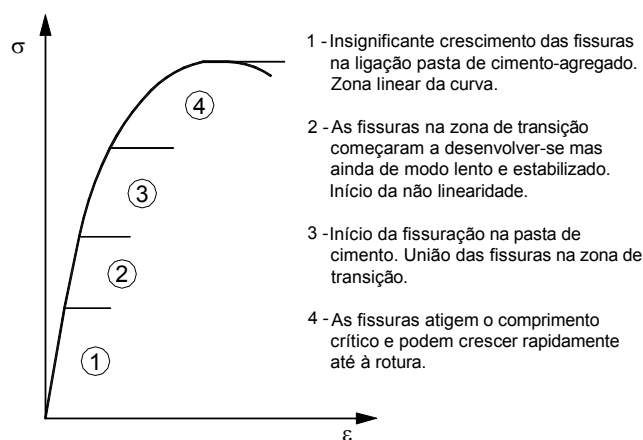


Fig. 2.1 – Curva tensão-deformação obtida durante um ensaio à compressão simples de um provete de betão. Fase de endurecimento

Segundo a teoria de Griffith [Griffith, 1924], a rotura por compressão tem a sua origem em tensões de tracção que se geram nos bordos dos defeitos, originando a formação de fissuras que se propagam até à rotura do material. Já Mesnager tinha colocado esta hipótese anteriormente [Mesnager, 1923]. Em função deste facto os parâmetros que influenciam os dois tipos de rotura (tracção e compressão) terão que ser semelhantes. Assim, o comportamento do betão em ensaios uniaxiais de tracção é de uma

forma qualitativa semelhante ao comportamento à compressão. No entanto, existem as seguintes diferenças quantitativas: i) a resistência à tracção é muito inferior à que se verifica em compressão (é usual verificar-se uma relação próxima de 1/10 entre as respectivas tensões de rotura); ii) a relação entre a tensão correspondente ao limite de elasticidade e a tensão de rotura tem, em compressão, um valor máximo da ordem de 40%, mas em tracção essa relação é muito maior, atingindo valores superiores a 80%; e iii) o comportamento em compressão é caracterizado por uma certa ductilidade, mas a rotura em tracção é do tipo frágil, devido à perda de coesão do material ser mais acentuada.

A determinação experimental do comportamento do material após atingida a tensão máxima (tensão de pico), pode ser efectuada utilizando máquinas de ensaio rígidas, próprias para imposição de deformações, verificando-se que depois de alcançar o valor da tensão máxima o material continua a evidenciar capacidade de resistir a tensões, embora cada vez mais pequenas, à medida que se vão aumentando as deformações, designado-se usualmente este fenómeno por enfraquecimento.

Os diagramas tensões-deformações obtidos experimentalmente para ensaios cíclicos uniaxiais de provetes de betão, apresentam, para tensões superiores ao limite da zona linear, a ocorrência de deformações irreversíveis, quer em tracção simples, quer em compressão simples (Fig. 2.2). Estas deformações irreversíveis são devidas à existência de rugosidades nas fissuras que, conjuntamente com a ocorrência de escorregamentos internos, impossibilitam o seu fecho total.

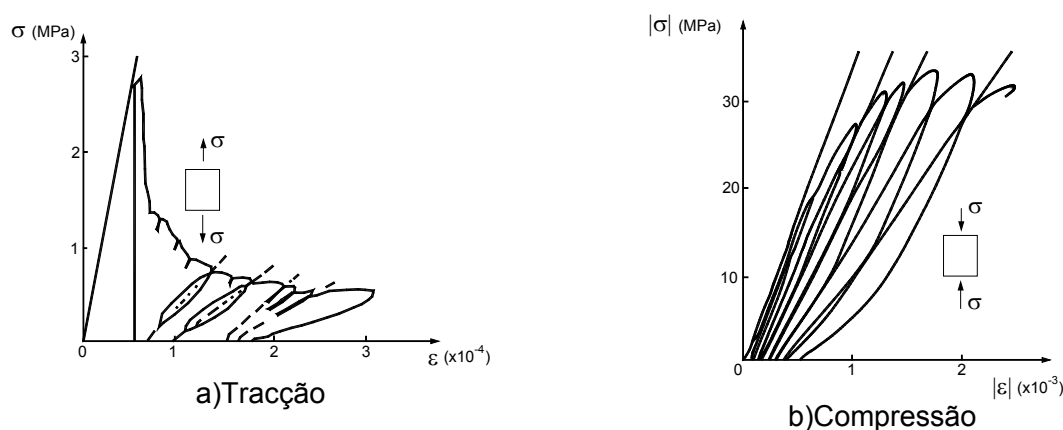


Fig. 2.2 – Comportamento uniaxial do betão observado em ensaios cíclicos de tracção e de compressão [Mazars, 1991]

Em ensaios cíclicos, quando se passa do domínio da tracção para o da compressão, verifica-se uma recuperação quase total da rigidez, mas na transição inversa, a recuperação da rigidez mantém-se apenas para um nível moderado de extensões, verificando-se uma degradação progressiva dessa rigidez com o aumento do número de ciclos e conseqüentemente um aumento da fissuração (Fig. 2.3). Este fenómeno é devido ao facto de tensões superiores ao limite elástico provocarem o aparecimento de microfissuras dispersas no seio do material, as quais, uma vez formadas, provocam uma irreversível perda de rigidez à tracção, por simples abertura. Mas ao fecharem, sob tensões de compressão, permitem que seja mobilizada uma rigidez à compressão idêntica à do material intacto [Yankelevsky, 1989].

O comportamento do betão sujeito a estados de tensão uniaxial tem vindo a ser analisado exaustivamente. No entanto, são escassas as situações em que as estruturas de betão estão sujeitas a este tipo de solicitações. Por isso, é de extrema importância a compreensão da resposta do material quando sujeito a estados de tensão biaxiais e triaxiais. Este tipo de estudo é de difícil execução, pois requer aparelhagem sofisticada de modo a impor ao provete um sistema de forças que provoque um estado de tensão plano ou tridimensional. Devido a este facto constata-se a existência de menor quantidade de informação relativamente a esta matéria.

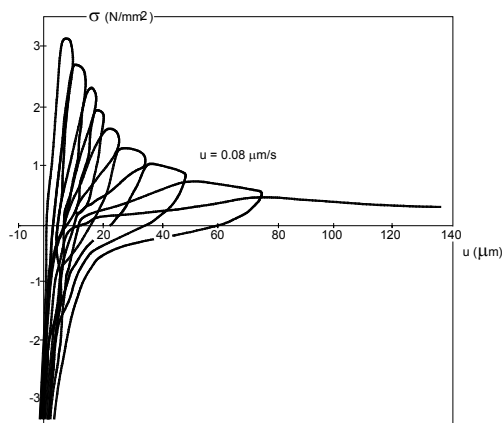


Fig. 2.3 – Efeito de recuperação de rigidez observado num ensaio cíclico uniaxial de um provete de betão [Reinhardt, 1986]

As curvas tensão-deformação obtidas em ensaios biaxiais ou triaxiais, têm um andamento semelhante ao verificado em ensaios uniaxiais, nomeadamente, no que diz respeito à não linearidade da relação tensão-deformação e à existência de deformações irreversíveis a partir de um determinado nível de tensão aplicado.

Aplicando a um provete um estado plano de tensão de compressão, obtêm-se valores de tensão de rotura superiores aos obtidos para ensaios uniaxiais. Este incremento da tensão de rotura é limitado a um valor máximo de cerca de 30%, quando uma das tensões principais é cerca de 60% da tensão de rotura uniaxial (Fig. 2.4). Analisando o comportamento do betão quando sujeito a estados biaxiais de tensão, verifica-se que, se estiver aplicada uma tensão na direcção da deformação provocada pelo coeficiente de Poisson, a tensão de rotura à compressão aumenta, quando a tensão se exerce no sentido contrário ao da deformação, e diminui no caso contrário, enquanto que para estados biaxiais de tracção a resistência praticamente não se altera.

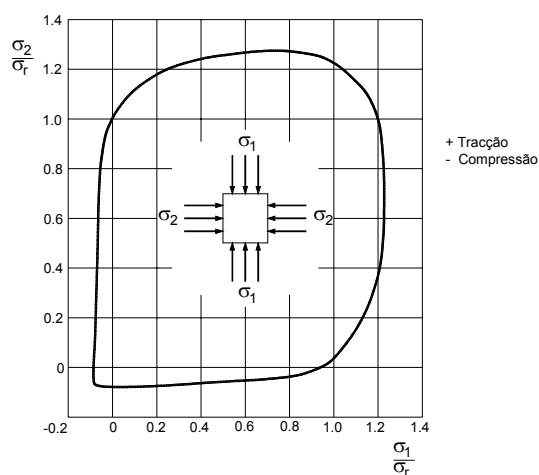


Fig. 2.4 – Envoltura de rotura para estados de tensão biaxiais [Hobbs, 1977]

No caso de ensaios triaxiais de compressão, a rotura do betão ocorre por esmagamento do ligante, uma vez que a evolução da fendilhação está parcialmente limitada, devido às tensões de confinamento aplicadas, provocando por isso, uma rotura mais dúctil [Chen, 1982].

O processo mais simples para o estudo do comportamento do betão quando sujeito a estados de tensão triaxial, é a utilização de provetes cilíndricos. Assim, aplica-se uma pressão na superfície do provete e faz-se actuar uma carga crescente segundo a sua directriz até provocar o colapso. Neste caso admite-se que para um estado de tensão triaxial a tensão intermédia tem pouca influência na determinação das tensões de rotura máximas e mínimas.

Quando a tensão de confinamento do provete é de compressão, a rotura por compressão pode atingir valores cerca de 20 vezes maiores do que a correspondente

resistência uniaxial (Fig. 2.5 a). Quando a tensão aplicada axialmente é de tracção, o aumento da tensão de confinamento do provete provoca diminuição no valor da tensão de rotura à tracção, podendo, no caso limite, atingir o valor nulo a que corresponde uma rotura por compressão diametral (Fig. 2.5 b).

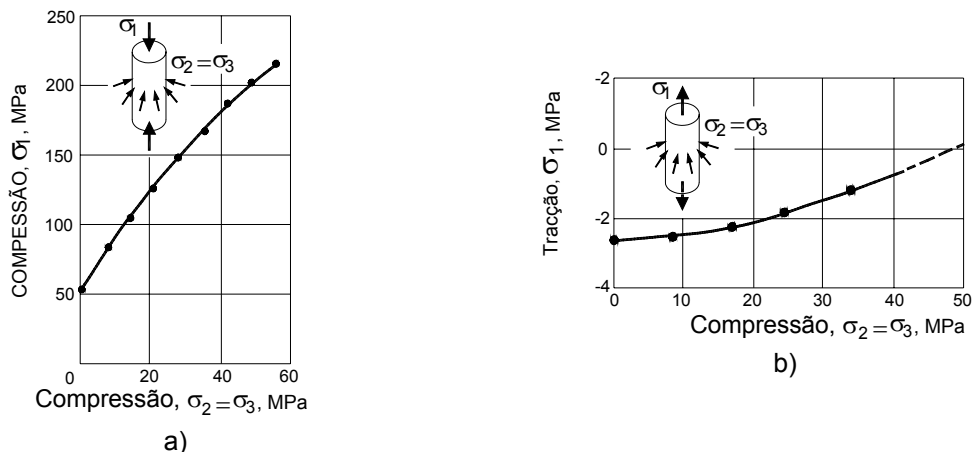


Fig. 2.5 – Resistência do betão a estados triaxiais de tensão: a) Compressão-compressão biaxiais; b) Tracção-compressão biaxiais [Coutinho e Gonçalves, 1994]

2.2.5 - Comportamento mecânico do maciço rochoso

Apesar dos maciços rochosos estarem sujeitos a estados triaxiais de tensão e a estados biaxiais de tensão na vizinhança de superfícies, tem grande interesse o estudo do comportamento das rochas quando submetidas a compressão simples, porque estes estudos permitem pôr em evidência diversos fenómenos com interesse fundamental na mecânica dos maciços rochosos. O comportamento instantâneo do material do maciço rochoso quando sujeito a um estado uniaxial de compressão (Fig. 2.6), é bastante semelhante ao apresentado pelo betão [Rocha, 1981]. No entanto, ao invés do betão, a rocha não é um material fabricado, por isso, até a rocha mais sã apresenta fissuração que influencia o comportamento do material. Inicialmente, a rocha apresenta um comportamento não linear, com um aumento da rigidez resultante do progressivo fecho das fissuras existentes (zona I, Fig. 2.6). Após o fecho das fissuras iniciais, o material apresenta um comportamento aproximadamente linear, composto por duas zonas com andamento semelhante, correspondendo à resposta da rocha quase intacta, uma vez que a fissuração existente se encontra fechada não influenciando o comportamento do material para este nível de tensões (zona II, Fig. 2.6). Atingindo um determinado valor de

tensão, começa a gerar-se microfissuração em algumas zonas, mas sem influenciar significativamente a resposta do material (zona III, Fig. 2.6). No final desta zona atinge-se o valor da tensão de cedência do material rochoso a partir do qual se começa a gerar fracturação resultante da combinação do aumento de fissuração provocada pelo incremento de tensão, combinada com a fissuração inerente à própria rocha. Esta alteração macroscópica da rocha provoca uma perda de rigidez constante e uma consequente resposta não-linear do material (zona IV, Fig. 2.6). Aumentando a tensão, acentua-se a não linearidade devido ao rápido crescimento das fracturas, o volume do provete aumenta e a rotura final é atingida quando as dimensões das fracturas são da ordem de grandeza das dimensões da peça. Dependendo do tipo de rocha ensaiada e da rigidez da máquina de ensaio, pode-se observar o comportamento pós-pico com enfraquecimento ou rotura frágil (zona V, Fig. 2.6).

Tal como no betão o confinamento do material rochoso aumenta significativamente a sua resistência à compressão. O aumento das deformações transversais tem um incremento muito acentuado no fim da zona de comportamento linear (transição da zona III para a zona IV). Assim, se houver uma restrição a esse andamento das deformações transversais a resistência à compressão aumenta.

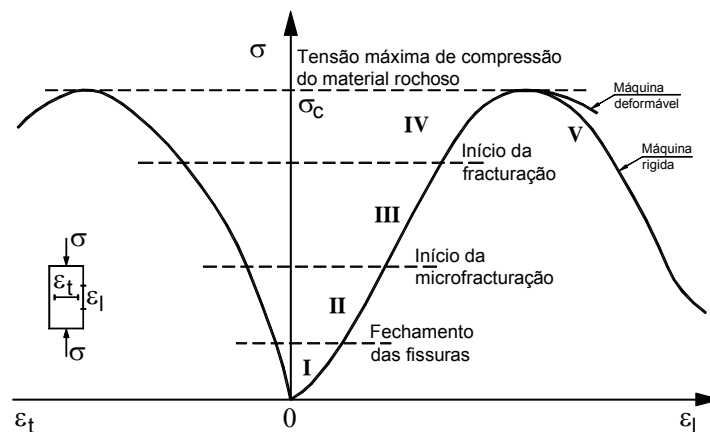


Fig. 2.6 – Ensaio de compressão uniaxial da rocha [Rocha, 1981]

O comportamento típico da rocha, no caso de se efectuarem ciclos de carga e descarga num ensaio de compressão uniaxial, é apresentado na Fig. 2.7. Pode-se observar que a descarga a partir do ponto P apresenta uma parte inicial aproximadamente rectilínea, com inclinação maior do que o ramo de carga, seguida de um troço com curvatura acentuada, verificando-se em geral uma deformação permanente. O

ramo de carga não apresenta em geral curvatura acentuada e vai encontrar o diagrama inicial num ponto um pouco mais acima de P.

As rochas de elevada resistência só apresentam em geral deformações permanentes quando a descarga é iniciada para um nível de tensões em que o processo de fracturação da rocha já teve o seu início (zona IV ou V, Fig. 2.6). Por outro lado, as rochas de fraca resistência, em particular as rochas alteradas, podem exibir deformações permanentes importantes desde o troço curvo inicial.

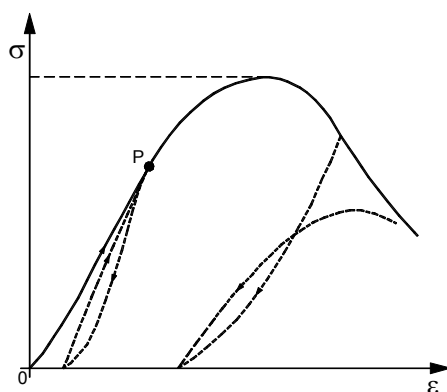


Fig. 2.7 – Ensaio de compressão uniaxial da rocha sujeita a ciclos de carga e descarga [Rocha, 1981]

O comportamento à tracção dos materiais rochosos é de difícil caracterização, devido essencialmente à dificuldade em executar ensaios de tracção e à grande dispersão que se obtêm nos resultados. A dispersão de resultados obtidos nos ensaios de tracção é mais comum nos materiais que apresentam um comportamento frágil, isto é, quando a rotura ocorre para pequenas deformações. No caso de maciços rochosos, esta situação é agravada pela existência de descontinuidades, por isso, a aplicação de tracções nos maciços rochosos acarreta em primeiro lugar o aumento da abertura e do desenvolvimento de fracturas já existentes, e numa fase mais avançada, a ocorrência de novas fracturas. Por outro lado, a resistência à tracção tem pouca relevância no comportamento de maciços rochosos, pelo que existe pouca informação relativa a resultados de ensaios à tracção. Na Fig. 2.8, apresentam-se os resultados de um ensaio de tracção pura realizado numa máquina rígida sobre provetes de granito [Labuz, 1985]. O comportamento da rocha quando sujeito a um estado uniaxial de tracção é praticamente linear até ao valor de pico, seguindo-se depois uma curva descendente com a forma de uma exponencial negativa, com tendência para tangente horizontal. Verifica-se que as des-

cargas aplicadas no ramo de enfraquecimento apresentam uma perda de rigidez, devido ao natural aumento da fracturação do material.

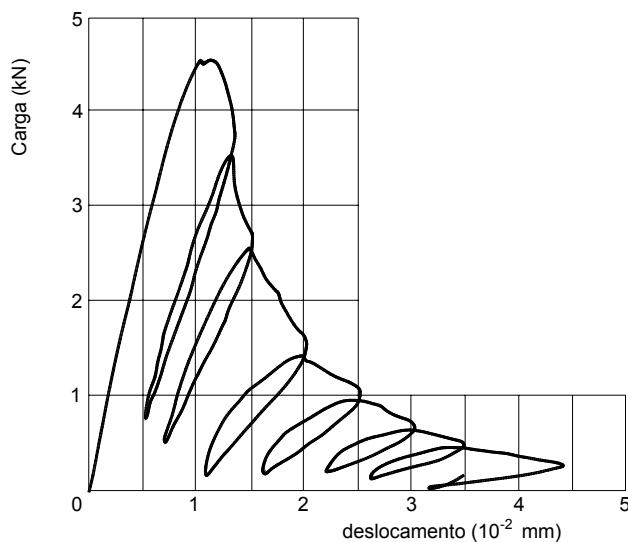


Fig. 2.8 – Ensaio de tracção uniaxial de um provete de granito [Labuz, 1985].

2.2.6 - Comportamento mecânico das superfícies de descontinuidade

As superfícies de descontinuidade que importa considerar como tal, no estudo das barragens de betão, limitam-se, fundamentalmente, às juntas de betonagem, às juntas de contracção, às eventuais juntas estruturais (juntas nos socos e/ou perimetrais), às juntas betão-rocha e às superfícies de descontinuidade do maciço rochoso. Estas últimas, devido à sua génese natural, apresentam uma grande diversidade de situações relativamente ao seu preenchimento e às características de rugosidade e de resistência das suas paredes. Todas as outras são resultantes da construção e, com excepção das juntas de contracção, correspondem a tipos em que o contacto é directo entre paredes de materiais com coesão elevada, não apresentando nem aberturas significativas nem preenchimentos que determinem as suas propriedades mecânicas. As juntas de contracção constituem um caso particular pois apresentam um preenchimento (calda de cimento endurecida) que influencia o seu comportamento mecânico.

Os ensaios de caracterização do comportamento mecânico das superfícies de descontinuidades das barragens de betão e dos maciços rochosos de fundação

podem ser realizados "in situ", sobre provetes intactos preparados para o efeito, ou em laboratório, sobre amostras da descontinuidade.

Na caracterização das propriedades mecânicas das superfícies de descontinuidade é habitual analisar-se separadamente os comportamentos segundo as direcções normal e tangencial à superfície. Os ensaios utilizados para essa caracterização são, respectivamente, o ensaio de compressão uniaxial e o ensaio de corte directo. Estes ensaios são realizados, de um modo geral, impondo forças nas direcções normal e tangencial ao plano médio da superfície de descontinuidade, e medindo os deslocamentos relativos normal Δu_n e tangencial Δu_t que ocorrem entre as paredes.

As superfícies de descontinuidade constituem um caso particular do problema relativo ao contacto de dois sólidos com atrito. De facto, o tipo de comportamento observado nos ensaios pode ser explicado com base na rugosidade das paredes da superfície de descontinuidade.

O deslocamento normal relativo que se observa no ensaio de compressão resulta, em grande parte, de não existir um contacto perfeito entre as duas paredes (esse deslocamento aumenta com o desacerto entre as irregularidades) (Fig. 2.9). Ainda neste ensaio, o aumento progressivo da tensão normal de compressão, provocando o esmagamento das irregularidades existentes no contacto entre as paredes, origina um rápido acréscimo da rigidez à medida que aumenta a variação dos deslocamentos normais até se atingir, no limite, o encosto entre ambas as paredes, o que corresponde ao fecho total da descontinuidade.

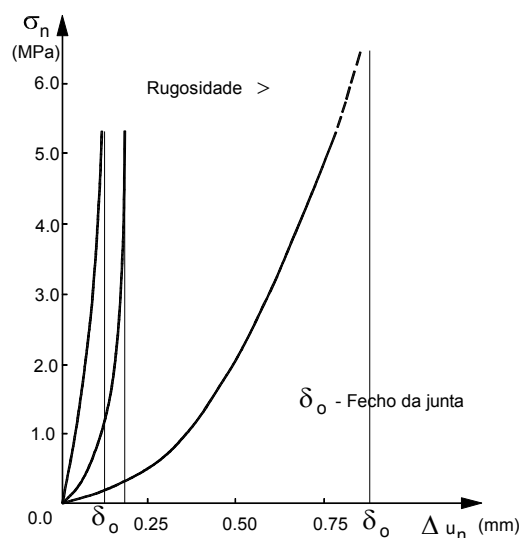


Fig. 2.9 – Comportamento de superfícies de descontinuidade em compressão [Barton, 1985]

É este esmagamento das irregularidades que explica que a rigidez na primeira descarga seja superior à da carga e que, em ciclos seguintes de carga e descarga, essa diferença tenda a esbater-se (Fig. 2.10).

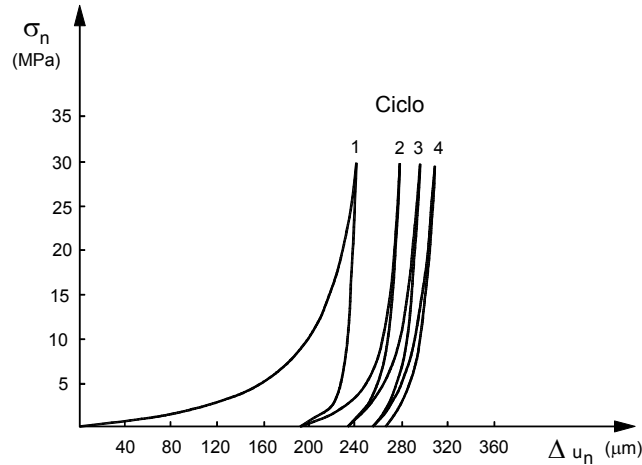


Fig. 2.10 – Comportamento de superfícies de descontinuidade em ensaios cíclicos de compressão [Barton, 1985]

Nas curvas relativas ao comportamento na direcção tangencial, sob tensão normal constante (Fig. 2.11), a diferença entre o valor de pico e o valor residual da tensão tangencial corresponde à tensão necessária para eliminar as asperezas mais importantes existentes no contacto entre paredes (esta justificação é concordante com o facto da tensão tangencial de pico ser superior quando aumenta a rugosidade e se impede o deslocamento normal). O valor residual da tensão tangencial corresponde às forças de atrito de contacto entre as paredes que é necessário vencer para impor um deslocamento tangencial.

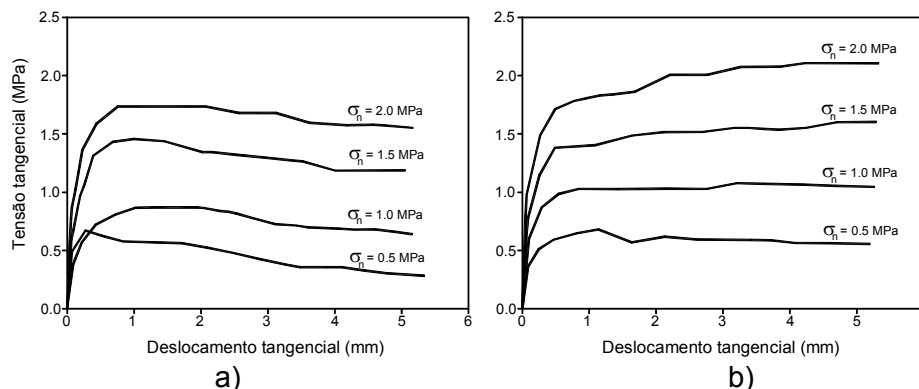


Fig. 2.11 – Comportamento de superfícies de descontinuidade ao corte, com diferentes tensões de compressão [Muralha, 1995] a) tensão residual inferior à tensão de pico, b) tensão residual idêntica à tensão de pico

Os valores das tensões tangenciais de pico e residual são fortemente dependentes da tensão normal aplicada, enquanto que o deslocamento correspondente à tensão tangencial de pico parece ser independente da tensão normal. Da relação entre a resistência de pico e a tensão residual depende a formação ou não de um pico acentuado. Esta relação depende da rugosidade da descontinuidade, como se referiu, da resistência mecânica da rocha na vizinhança da superfície, e também da tensão normal aplicada, associando-se curvas com picos mais acentuados a juntas mais rugosas e a altas relações tensão normal-resistência da rocha.

O arco cuja tangente é o declive da relação entre o valor de pico ou residual da tensão tangencial e o valor da tensão normal aplicada é designado por ângulo de atrito interno de pico ϕ_p ou residual ϕ_r , respectivamente,

$$\phi_p = \text{arctg} \left(\frac{d \tau_p}{d \sigma_n} \right) \quad (2.1)$$

$$\phi_r = \text{arctg} \left(\frac{d \tau_r}{d \sigma_n} \right) \quad (2.2)$$

Nos ensaios de corte directo sob tensão normal constante, ocorre variação do deslocamento na direcção normal ao plano médio da descontinuidade (abertura). Este fenómeno designa-se por dilatância e resulta dos deslocamentos tangenciais acentuarem o desencontro entre as rugosidades (Fig. 2.12).

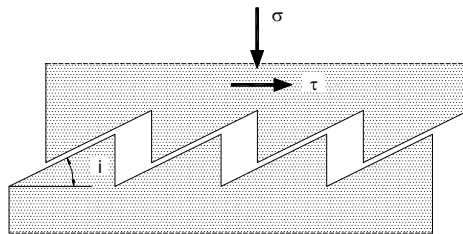


Fig. 2.12 – Definição da dilatância no deslizamento de superfícies de descontinuidade

Nas descontinuidades naturais, habitualmente com paredes de configuração geométrica irregular, o ângulo de dilatância i varia com o deslocamento tangencial, sendo definido por,

$$i = \text{tg}^{-1} \left(\frac{d(\Delta u_n)}{d(\Delta u_t)} \right) \quad (2.3)$$

O máximo ângulo de dilatância verifica-se, em geral, para o deslocamento tangencial correspondente à tensão tangencial de pico. Ultrapassado este pico, o ângulo de dilatância decresce, tendendo para zero logo que se atinge a tensão tangencial residual (Fig. 2.13).

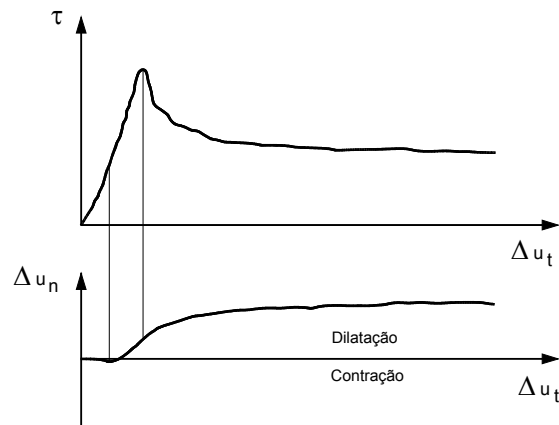


Fig. 2.13 – Efeitos da dilatância no deslizamento de superfícies de descontinuidade. Variação dos deslocamentos normais nos ensaios de corte [Barton, 1985]

Os resultados de ensaios de corte realizados sobre amostras de diferentes tamanhos da mesma superfície de descontinuidade puseram em evidência o efeito de escala na resistência de pico (Fig. 2.14), verificando-se que a diferença entre os valores de pico e residual da tensão tende a esbater-se com o aumento da dimensão das amostras.

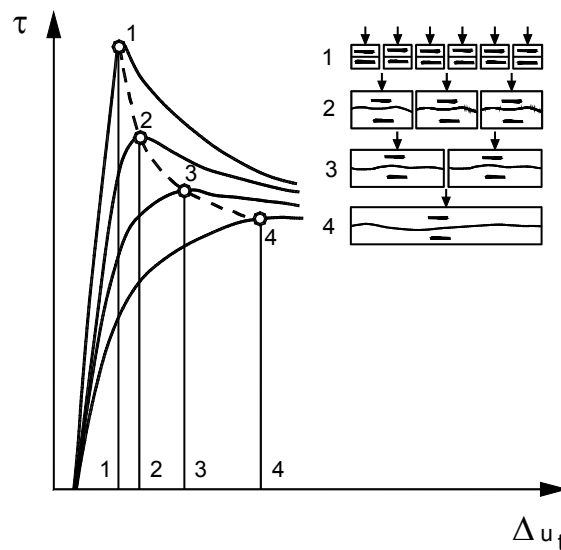


Fig. 2.14 – Efeito de escala em superfícies de descontinuidade. Decréscimo da tensão tangencial de pico com o aumento da dimensão das amostras [Bandis, 1980]

A variação do comportamento tangencial com a direcção é correntemente modelada através de uma elipse de variação do ângulo de atrito com o sentido de aplicação da tensão tangencial (Fig. 2.15). A variação do ângulo de atrito tende a diminuir com o aumento da tensão normal (Fig. 2.15).

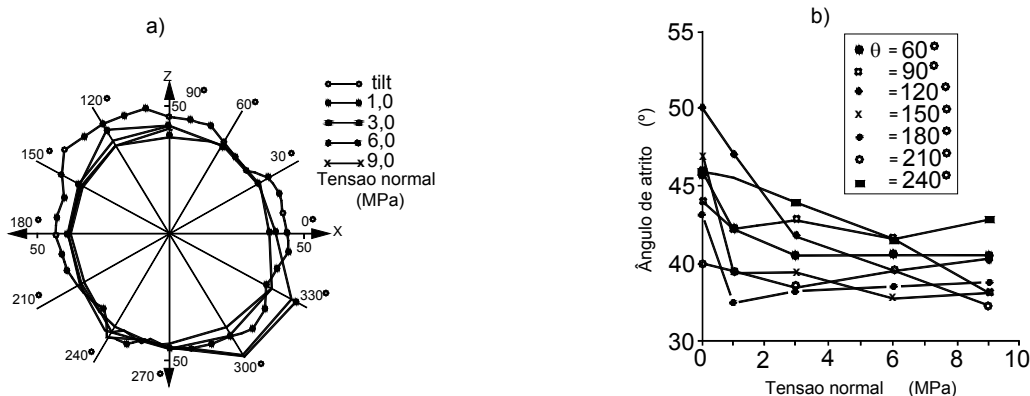


Fig. 2.15 – Variação da resistência tangencial com: a) o sentido do deslizamento e b) com a tensão normal [Jing, 1992]

2.2.7 - Acções

2.2.7.1 - Considerações gerais

As acções podem ser agrupadas de acordo com diferentes critérios, nomeadamente: i) em estáticas e dinâmicas, conforme puderem ou não ser desprezadas, na análise dos respectivos efeitos estruturais, as forças de inércia e de amortecimento; ii) de acordo com as solicitações a que dão origem, em acções directas (traduzidas por forças mássicas ou de superfície actuando na estrutura) e em acções indirectas (traduzidas pela imposição de deslocamentos ou deformações).

As barragens de betão e as suas fundações estão sujeitas a várias acções, na sua maioria variáveis ao longo do tempo. Dada a especificidade das diferentes fases da vida das barragens, podem considerar-se as acções que actuam: i) durante a construção e no período que decorre até ao primeiro enchimento da albufeira; ii) durante o primeiro enchimento da albufeira; e iii) ao longo do período de exploração corrente da obra. Neste contexto, considera-se que o estado inicial na barragem corresponde àquele que se verifica no início do primeiro enchimento da albufeira, correspondendo a um estado de referência para as fases futuras da vida da obra.

2.2.7.2 - Peso próprio

A colocação do betão, durante a construção das barragens, instala forças distribuídas no volume da estrutura (forças mássicas), actuando na direcção vertical. A intensidade destas forças varia pouco com a composição do betão, podendo adoptar-se em geral um valor médio de 24 kNm^{-3} .

Para os maciços rochosos de fundação das barragens de betão, as tensões provocadas pela construção da barragem e de obras anexas sobrepõem-se (ou são condicionadas, no caso de escavações) aos estados de tensão que se instalaram ao longo do tempo, à escala das formações rochosas. A consideração destes estados de tensão iniciais como resultando apenas da acção do peso próprio do maciço é, em geral, um modelo afastado da realidade, dada a importância assumida por outras acções de origem tectónica e/ou metamórfica, as quais, por sua vez, são de muito difícil quantificação. Assim, e tendo em conta a necessidade do conhecimento deste estado de tensão inicial para o julgamento das condições de segurança destas obras, a sua determinação deve ser realizada por medição directa.

2.2.7.3 - Acção da água

A acção mecânica da água sobre um sólido permeável pode considerar-se como a sobreposição da pressão hidrostática sobre as superfícies que constituem o contorno, admitindo que estas são impermeáveis, com as subpressões nos interstícios do interior do sólido. Desta forma, as acções mecânicas da água nas barragens de betão e suas fundações induzem nas zonas imersas: i) pressões hidrostáticas sobre os paramentos; e ii) subpressões resultantes da percolação nos meios porosos e fracturados.

No estudo das barragens de betão, dada a pequena permeabilidade do betão, considera-se geralmente o corpo da barragem como um meio impermeável, donde resulta que a acção da água sobre a estrutura de betão se reduz à pressão hidrostática no paramento de montante e à subpressão na superfície de inserção da estrutura na fundação.

Nos maciços rochosos de fundação das barragens de betão o escoamento verifica-se essencialmente através das superfícies de descontinuidade, já que estas apresentam, em geral, permeabilidades bastante mais elevadas que a da matriz rochosa. Desta forma, o modelo mais adequado para estudo das acções da água nas funda-

ções deverá considerar o meio como descontínuo e, por exemplo, as leis de escoamento através de fissuras planas. No entanto, é bastante difícil, na prática, caracterizar adequadamente as superfícies de descontinuidade dos maciços rochosos, tanto do ponto de vista geométrico como hidráulico. Assim, em geral, utiliza-se uma idealização de meio contínuo, procurando representar, em termos médios, o efeito das descontinuidades por intermédio de um tensor da condutividade hidráulica de um meio contínuo equivalente, eventualmente anisotrópico (falhas e outras singularidades poderão simultaneamente ser explicitadas).

2.2.7.4 - Acções térmicas

Uma das acções mais relevantes no comportamento de barragens abóbada, são as variações de temperatura, devido às suas características de permanência e de alternância com os consequentes efeitos estruturais e de deterioração dos materiais.

O estado térmico de uma barragem é influenciado pelos factores climáticos, pelas propriedades dos materiais e pelos processos construtivos adoptados. Os factores climáticos permitem definir as condições de fronteira em termos de acção térmica; as propriedades dos materiais que interessa considerar dizem respeito às características térmicas e termomecânicas do betão da barragem e do maciço rochoso de fundação; e os processos construtivos determinam os estados térmicos e de tensão instalados na obra na altura da sua entrada em serviço (primeiro enchimento).

Em climas como o de Portugal continental as variações de temperatura ambiente que influenciam o comportamento das barragens de betão podem ser bem simuladas por ondas harmónicas de período anual e de período diário. Estas últimas apenas influenciam a zona dos paramentos numa profundidade de cerca de 0,5 m, o que significa que na maioria das obras apenas produzem um efeito de pele (só em obras de espessura muito reduzida é que as variações diárias podem ter algum efeito estrutural significativo).

O calor de hidratação, gerado pela reacção dos componentes do cimento com a água da amassadura durante o processo de presa e endurecimento do betão, é uma das mais importantes causas da origem das tensões iniciais nas barragens.

A reacção dos componentes do cimento com a água da amassadura durante o processo de presa e endurecimento do betão, é gerado pelo chamado calor de hidratação, provocando nos volumes de betão, uma importante subida de temperatura nos

primeiros dias após a betonagem. Em seguida, verifica-se uma diminuição lenta dessa temperatura até se atingir o equilíbrio com o exterior, ao fim de alguns meses (esse equilíbrio pode ser conseguido antes ou após o primeiro enchimento da albufeira, dependendo da extensão do período de tempo entre o final das betonagens e o início do enchimento). O aumento da temperatura ocorre quando o betão ainda apresenta uma deformabilidade considerável, verificando-se um aumento significativo da sua rigidez no período em que se dá o arrefecimento.

A quantificação destas variações de temperatura depende, para além da sequência cronológica das betonagens, da composição do betão, do tipo de cimento utilizado, da temperatura de colocação, da temperatura ambiente e, naturalmente, das propriedades térmicas que influenciam a condução do calor através do betão e regulam as trocas de calor, por convecção e radiação, nas fronteiras [Silveira, 1961 e Coutinho, 1974].

2.2.7.5 - Acção dinâmica

As barragens de betão e os órgãos de segurança e exploração podem ser solicitadas por acções dinâmicas de diversos tipos, nomeadamente por sismos, explosões, pelas vibrações resultantes do funcionamento das centrais e pelo funcionamento dos órgãos de descarga. Os sismos merecem uma referência especial já que podem provocar vibrações intensas e/ou movimentos diferenciais significativos ao longo de falhas existentes na fundação.

Apesar das barragens de betão que têm sido solicitadas por sismos terem revelado um comportamento satisfatório, não havendo notícia, até à data, de nenhuma rotura global provocada por esta solicitação, os graves riscos envolvidos justificam a consideração de acções sísmicas em regiões reconhecidas como de pequena actividade sísmica, já que a criação das albufeiras, principalmente as de grandes dimensões, alterando significativamente o equilíbrio de tensões existente nos maciços rochosos que as suportam, pode induzir o desenvolvimento de sismos (sismicidade induzida).

Os sismos provocam variações, ao longo do tempo, dos deslocamentos, velocidades e acelerações da crosta terrestre (definidos pelas suas três componentes). Alguns registos destes movimentos têm sido obtidos durante a ocorrência de sismos de grande intensidade. As vibrações sísmicas podem também ser representadas, em termos de frequência, designadamente pela densidade espectral de potência das acelera-

ções. A representação sob esta forma dos registos existentes apresenta uma certa regularidade, apesar da forma dos espectros ser influenciada pelas características do sismo (magnitude e profundidade do foco), pela distância entre o epicentro e o local de registo e pelas características dos terrenos.

2.2.7.6 - Outras acções

Variações autogéneas de volume

As variações autogéneas de volume do betão têm origem em fenómenos químicos resultantes de reacções entre os componentes do betão (hidratação do cimento durante o processo de cura e endurecimento, ou reacções entre os constituintes dos agregados e os álcalis dos cimentos) ou provocados por materiais transportados na água da albufeira, nomeadamente pelos sulfatos. Outro tipo de variações de volume do betão estão relacionadas com as variações do teor de humidade do betão, provocadas pelo processo de secagem do betão (retracção) e pelas variações do nível da água na albufeira.

Injecção de juntas

As tensões resultantes da injecção das juntas de contracção podem também considerar-se com tensões iniciais. As juntas de contracção e as descontinuidades dos maciços de fundação são injectadas, após a construção da barragem, com caldas de cimento. Na estrutura de betão estas injecções devem ocorrer, de preferência, numa época em que o campo de temperaturas no betão seja o mais baixo possível. Desta forma, estando o betão quente nas restantes épocas do ano, garante-se o fecho das juntas e, conseqüentemente, assegura-se a continuidade estrutural do corpo da barragem, independentemente da acção das restantes solicitações. Por este motivo, é usual injectar as juntas no final do Inverno. Nos casos em que estas obras se realizam pouco depois da construção, sem que se garanta a libertação total do calor de hidratação, as injecções das juntas são por vezes precedidas de refrigeração artificial dos volumes de betão.

Sedimentos

A formação da albufeira provoca a acumulação ao longo do tempo de sedimentos no fundo do vale, junto à barragem, aumentando as pressões sobre o paramen-

to de montante e sobre o maciço rochoso de fundação. Devido à localização destes impulsos, os seus efeitos estruturais são pequenos. Deve, no entanto, referir-se que estes sedimentos podem afectar a segurança da obra limitando a funcionalidade de órgãos de segurança fundamentais, nomeadamente a manobra das comportas das descargas de fundo.

Movimentos da fundação

Fenómenos de natureza tectónica ou, por vezes, a construção de obras subterrâneas na vizinhança das barragens de betão [Pougatsch, 1982] podem provocar movimentos inesperados na superfície de fundação das obras, alterando consequentemente os estados de tensão, deformação e deslocamento instalados.

Se for conhecida a dimensão destes movimentos os seus efeitos podem ser determinados introduzindo no modelo representativo da barragem os movimentos referidos como deslocamentos impostos. No caso da construção de obras subterrâneas, pode ser obtida uma melhor aproximação por intermédio de modelos representando conjuntamente a barragem e uma zona do maciço rochoso que englobe a obra subterrânea.

Gelo e degelo

Em climas em que se atingem temperaturas negativas durante períodos prolongados, como é o caso, embora de forma limitada, das zonas montanhosas do interior norte e centro de Portugal, a eventual formação de uma camada de gelo à superfície da albufeira pode dar origem a um acréscimo dos impulsos sobre o paramento da barragem, no caso de se verificar uma expansão dessa camada devido a um aumento de temperatura (por radiação solar ou aumento de temperatura ambiente).

2.3 - Métodos

2.3.1 - Considerações gerais

Os métodos de análise consistem na resolução dos modelos adoptadas para o estudo de um determinado fenómeno.

No caso de se pretender estudar um determinado fenómeno físico recorrendo a um modelo matemático é necessário formular as equações matemáticas que regem esse comportamento. Essas equações podem ser resolvidas, recorrendo a métodos

analíticos, em que se obtêm a solução exacta, mas normalmente só é possível em alguns problemas elementares, ou a métodos numéricos, que são soluções aproximadas dessas equações.

Os modelos de comportamento estrutural das barragens de betão têm sido analisados, essencialmente, por meio de dois métodos: experimentais e matemáticos.

2.3.2 - Métodos experimentais

2.3.2.1 - Considerações gerais

A utilização de modelos reduzidos no estudo de fenómenos mecânicos observáveis num protótipo requer a satisfação da teoria da semelhança, com implicações na escolha dos materiais do modelo, do sistema de carga, dos sistemas de medição das grandezas físicas e na interpretação dos resultados.

Dois modelos dizem-se semelhantes se for possível estabelecer relações entre grandezas físicas que se observam em todos os pontos homólogos desses modelos. As relações de semelhança que importa estabelecer dizem respeito às grandezas que se pretendem estudar, podendo-se desprezar outras que se considerem menos importantes ou mesmo irrelevantes para os fenómenos em estudo.

A teoria da semelhança que rege o projecto e o ensaio de modelos físicos é composta por condições e relações que resultam da necessidade do protótipo e do modelo obedecerem às mesmas leis físicas. As relações de semelhança podem ser obtidas recorrendo às equações que regem os fenómenos físicos, como as relações constitutivas e de compatibilidade ou equações de equilíbrio, ou recorrendo à análise dimensional.

Numa primeira abordagem, os estudos realizados sobre modelos reduzidos, poderão ser divididos em dois grupos em função do tipo de solicitação: i) ensaios para acções estáticas; e ii) ensaios para acções dinâmicas.

Nos estudos experimentais até à rotura, sob acções estáticas, podem ser utilizados, basicamente, dois tipos de modelos físicos [Pina, 1999]:

- modelos “sem peso”, em que as acções, incluindo o peso próprio, são simuladas recorrendo a forças exteriores ao modelo (o peso do material utilizado na construção do modelo é desprezável);

- modelos “pesados”, em que existe uma correcta reprodução do gradiente das tensões devido ao peso próprio, considerando o peso do material do modelo. Estes modelos são normalmente designados por modelos geomecânicos.

Os ensaios de modelos físicos do primeiro tipo têm sido utilizados em estudos até à rotura de barragens abóbada apenas para análise do comportamento estrutural do corpo da barragem [Rocha, 1969], tendo em conta cenários de rotura que contemplem a deterioração global da resistência do betão, ou a ocorrência de deslocamentos em falhas existentes na fundação [Gilg et al, 1988]. Estes modelos são construídos, ou a partir de misturas de gesso, diatomite e água, ou utilizando argamassas de cimento. As acções, correspondentes ao peso próprio e pressão hidrostática, são aplicadas recorrendo a macacos hidráulicos dispostos no paramento de montante e os deslocamentos através de um dispositivo mecânico colocado de um dos lados da falha.

Um outro tipo de ensaios à rotura consiste em provocar o colapso da barragem envolvendo o maciço de fundação. Neste tipo de ensaio, em que o peso do maciço de fundação e as suas características de resistência devem estar correctamente representados, são normalmente utilizados modelos geomecânicos, construídos a partir de uma mistura de areia de ilmenite, zarcão, gesso e água. Este material apresenta um peso específico elevado e baixa resistência, conforme exigido pelas relações de semelhança a respeitar. No maciço reproduzem-se as superfícies de potencial escorregamento, como falhas, sistemas de diaclases e planos de estratificação. Nestes modelos as forças exteriores a aplicar resultam apenas da acção da água, uma vez que o peso próprio é simulado pelo peso do material do modelo.

No estudo de modelos reduzidos sob acções dinâmicas, é essencial a correcta representação da massa e conseqüentemente do peso próprio do material utilizado para simulação do material do protótipo. Devido a este facto, só os modelos “com peso” atrás referidos poderão ser utilizados neste tipo de ensaio.

2.3.2.2 - Teoria da Semelhança

2.3.2.2.1 - Considerações gerais

O estudo de um fenómeno físico num dado sistema pode ser levado a cabo recorrendo à análise de um outro sistema desde que as variáveis dos dois sistemas estejam relacionadas. A Teoria da Semelhança, permite prever o comportamento de um deles quando é conhecido o do outro.

Dois sistemas que pretendem simular o comportamento de um determinado fenómeno físico dizem-se semelhantes quando é possível estabelecer uma correspondência entre as grandezas que definem aquele fenómeno em pontos homólogos dos dois sistemas, sendo a relação entre as grandezas dos dois sistemas constante.

A análise dimensional constitui a formulação mais geral para a obtenção das relações de semelhança das diversas grandezas envolvidas num determinado fenómeno. O princípio em que se baseia esta teoria designa-se por *princípio da homogeneidade dimensional* em que toda a equação que exprima matematicamente uma lei natural ou um fenómeno físico deve ser invariante, relativamente a qualquer mudança no sistema de unidades empregado, ou seja, todas as equações que gerem um determinado fenómeno físico são independentes do sistema que se está a estudar.

Embora a análise dimensional seja incapaz, por si só, de caracterizar a formulação completa de uma lei física, ela fornece indicações preciosas sobre combinações dos parâmetros envolvidos, de modo a reduzir o número total de variáveis a incluir nas equações [Carneiro, 1996]. É assim, um valioso guia para a elaboração de teorias que se proponham interpretar resultados experimentais. Além das históricas aplicações ao electromagnetismo com que Vaschy ilustrou a sua formulação pioneira do teorema de Π em 1882 [Vaschy, 1890; Vaschy, 1892a; Vaschy, 1892b; Vaschy, 1892c; e Vaschy, 1896], deve ser salientada a utilização da análise dimensional feita por Einstein em 1911, em três problemas da física do sólido [Einstein, 1911], e por Lord Rayleigh, entre 1900 e 1915, em quatorze problemas de mecânica dos sólidos deformáveis, mecânica dos fluídos, transferência de calor, óptica e electromagnetismo [Rayleigh, 1900; Rayleigh, 1915; Riabouchinsky, 1915; Rayleigh, 1915a; Buckingham, 1914 e Buckingham, 1915]. “*Por meio de considerações dimensionais*”, afirma Einstein, “*podem-se encontrar de modo aproximado relações funcionais gerais entre grandezas físicas, sempre que se conhecem todas as grandezas que participam na relação considerada*”. E foi inspirado em considerações dimensionais que Maxwell foi levado à teoria electromagnética da luz.

Além de incluir obrigatoriamente todos os parâmetros que possam ter influência no problema estudado, o que exige pelo menos uma cuidadosa análise qualitativa baseada em observações e pesquisas experimentais, a análise dimensional incorpora, de modo indirecto, as leis físicas em que se baseiam as fórmulas dimensionais das constantes físicas universais ou específicas que figuram entre esses parâmetros.

Para que os resultados obtidos em ensaios com modelos possam ser estendidos aos protótipos, (utilizando as adequadas constantes de proporcionalidade) é preciso que haja semelhança, a começar pela semelhança geométrica.

É muito difícil reproduzir no modelo todas as condições impostas pela semelhança física. Já Galileu, que foi pioneiro na teoria da semelhança física, mostrava, que a simples semelhança geométrica, em problemas de resistência das estruturas, é insuficiente, se os materiais do protótipo e do modelo forem os mesmos, as forças de gravidade são reproduzidas numa escala diferente da escala das resistências. Um modelo reduzido em que tais forças são significativas poderá apresentar comportamento satisfatório e o protótipo não.

A dificuldade mencionada é tanto maior quanto mais complexo o processo físico, e a análise dimensional, além de orientar o modo como devem ser executados os modelos, passa a ter como papel principal o de advertir contra conclusões simplistas, revelando grandes discrepâncias que podem existir entre o comportamento do modelo e do protótipo. Isto não significa que a análise dimensional condene a utilização de modelos físicos em tais casos, pois a crítica rigorosa dessas discrepâncias permite a melhoria dos modelos e a avaliação do grau de importância dos erros delas resultantes.

Desta forma, em muitos casos introduzem-se distorções, isto é, adoptam-se no modelo escalas diferentes para grandezas de um mesmo tipo, as consequências destas distorções devem ser cuidadosamente analisadas, para evitar erros de interpretação dos resultados.

2.3.2.2.2 - Teorema dos Π ou de Vaschy-Buckingham

O princípio da homogeneidade dimensional baseia-se na condição de que todas as equações, ou, de um modo mais geral, todas as relações de funções que exprimem matematicamente um determinado fenómeno físico devem ser invariantes relativamente a qualquer mudança do sistema de unidades empregues, ou seja, os fenómenos físicos descritos por uma expressão matemática são sempre válidos independentemente das unidades utilizadas.

No estudo de um determinado fenómeno físico, são definidas as grandezas necessárias à compreensão do problema em análise (geometria, características dos materiais, acções, resposta estrutural, etc.) sendo divididas em dois grupos, independentes e dependentes, a escolha das grandezas de cada grupo deverá ser efectuada em

função do tipo de fenómeno físico em análise. A definição das equações que regem um determinado comportamento físico deverá ser efectuada em função de um certo número de unidades de medida (comprimento, força, massa, tempo, etc.). É necessário escolher as unidades de medida fundamentais do sistema, que deverá ser igual ao número de grandezas independentes, sendo as restantes unidades definidas como dependentes e escritas em função das primeiras.

O princípio da homogeneidade dimensional consiste em que toda a equação que exprima uma lei física ou descreva um processo físico deve ser homogénea relativamente a cada grandeza base. Neste caso essa equação continuará válida, se forem mudadas as magnitudes das unidades fundamentais.

Como base neste princípio foi demonstrado o “teorema dos Π ” ou de Vaschy-Buckingham que está na base da teoria da semelhança utilizada no estudo de fenómenos físicos recorrendo a modelos reduzidos. Este teorema, hoje conhecido como “teorema dos Π ”, foi pela primeira vez enunciado e demonstrado por Vaschy em 1892, no artigo *sobre as leis da semelhança em física*, publicado pela revista *Annales Télégraphiques* [Vaschy, 1892a].

No entanto, 22 anos após o anúncio pioneiro do teorema e sua demonstração por Vaschy, foi publicado em 1914, o famoso artigo de Buckingham *sobre sistemas fisicamente semelhantes: ilustrações do uso de equações dimensionais* [Buckingham, 1914]. Foi graças ao artigo de Buckingham que o teorema obteve uma grande difusão. São nele apresentados alguns complementos importantes à formulação original de Vaschy, tendo também inserido a denominação de “números Π ”, inspirada na letra grega π maiúsculo, que corresponde à letra latina P, inicial da palavra produto.

O “teorema dos Π ”, ou de Vaschy-Buckingham, estabelece que se uma equação for dimensionalmente homogénea ela pode ser reduzida a uma relação funcional equivalente entre um conjunto completo de produtos adimensionais. Isto é, uma equação original que exprima uma lei ou fenómeno físico, contendo n parâmetros dimensionais (2.4), pode ser reduzida a uma equação de $n-r$ parâmetros adimensionais (2.5) que são monómios, produtos de potências dos r parâmetros originais (2.6).

$$F(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0 \quad (2.4)$$

$$F(X_1, X_2, X_3, \dots, X_{n-r}) = 0 \quad (2.5)$$

$$X_j = A_j \cdot x_1^{\alpha_1^j} \cdot x_2^{\alpha_2^j} \cdot x_3^{\alpha_3^j} \dots x_r^{\alpha_r^j} \quad (2.6)$$

As r grandezas de base referidas no teorema, são de um modo geral, os parâmetros cujas unidades são independentes entre si. No caso mais geral coincidem com o número de grandezas fundamentais do sistema de unidades necessário para a formulação do problema.

Para demonstrar este teorema, e com base na equação (2.6), sendo as grandezas $x_{r+1}, x_{r+2}, \dots, x_n$ referidas a unidades dependentes, podem-se determinar os expoentes para as grandezas fundamentais de forma a ser possível estabelecer a seguinte relação:

$$X_j = \frac{x_{r+j}}{x_1^{\alpha_1^j} \cdot x_2^{\alpha_2^j} \cdot x_3^{\alpha_3^j} \dots x_r^{\alpha_r^j}} \quad (2.7)$$

em que os valores numéricos de X_j são independentes dos valores arbitrários para as unidades independentes das grandezas fundamentais, ou seja, quaisquer que sejam os valores das unidades independentes das grandezas fundamentais a relação mantém-se constante. Assim, a equação (2.4) pode ser rescrita da seguinte forma:

$$F(x_1, x_2, \dots, x_r, x_{r+1}, x_{r+2}, \dots, x_n) = 0 \quad (2.8)$$

$$F(x_1, x_2, \dots, x_r, X_1 \cdot (x_1^{\alpha_1^1} \cdot x_2^{\alpha_2^1} \dots x_r^{\alpha_r^1}), X_2 \cdot (x_1^{\alpha_1^2} \cdot x_2^{\alpha_2^2} \dots x_r^{\alpha_r^2}), \dots, X_{n-r} \cdot (x_1^{\alpha_1^{n-r}} \cdot x_2^{\alpha_2^{n-r}} \dots x_r^{\alpha_r^{n-r}})) = 0$$

ou mais simplificada:

$$F(x_1, x_2, \dots, x_r, X_1, X_2, \dots, X_{n-r}) = 0 \quad (2.9)$$

Analisando a equação anterior, verifica-se que, variando unidades das grandezas fundamentais, podem-se alterar os valores numéricos de x_1, x_2, \dots, x_r , mas os valores de X_1, X_2, \dots, X_{n-r} não sofrem qualquer alteração. Quaisquer que sejam os valores arbitrários para as unidades independentes das grandezas fundamentais a equação (2.9) mantém-se, ou seja, é independente desses parâmetros, chegando, assim, a uma expressão idêntica à equação (2.5):

$$F(X_1, X_2, \dots, X_{n-r}) = 0 \quad (2.10)$$

A demonstração do teorema não é mais do que uma simples mudança de base. A equação (2.4) que rege um determinado fenómeno físico está escrita em função de n grandezas consideradas independentes, no entanto, pode-se escrever a mesma equação adoptando para o efeito um determinado número r de grandezas base (número de grandezas fundamentais necessárias para a formulação do problema), e as restantes grandezas $n-r$ são reescritas em função das r primeiras (2.5). Assim, os números Π

(valores X_1, X_2, \dots, X_{n-r}) são iguais à relação entre cada um dos parâmetros ($n-r$) dependentes e o produto dos r parâmetros de base elevados a expoentes reais.

$$\Pi_j = \frac{X_{r+j}^{\alpha_j}}{X_1^{\alpha_1} \cdot X_2^{\alpha_2} \cdot X_3^{\alpha_3} \dots X_r^{\alpha_r}} \quad (2.11)$$

O conjunto dos números Π assim obtidos, por mudança de base, podem ser substituídos por um conjunto equivalente, obtido através de simples aplicações da álgebra linear, como será demonstrado mais adiante.

2.3.2.2.3 - Determinação dos números Π

A análise dimensional é subordinada às teorias físicas, portanto, para dar o primeiro passo na formação de um conjunto completo de números Π é necessário organizar uma lista de todos os parâmetros que devem figurar no problema estudado, tomando-se como base a observação e experimentação. A escolha dos parâmetros que vão descrever um determinado fenómeno físico é muito importante, pois não se pode omitir nenhuma das variáveis ou constantes físicas que intervenham no problema em estudo, nem deverá ser introduzido nenhum parâmetro que não exerça nenhum papel no fenómeno físico em análise. Tanto a omissão como a inclusão indevida de parâmetros podem conduzir a resultados incorrectos na determinação dos números Π . A aplicação da análise dimensional exige um conhecimento qualitativo muito claro da natureza do fenómeno físico em estudo, no entanto, não é necessário o prévio conhecimento das relações funcionais que o representam matematicamente.

Depois de elaborada a lista completa dos parâmetros definidores de um determinado fenómeno físico (n variáveis ou grandezas) procede-se à escolha das variáveis base ou independentes (r variáveis ou grandezas). Estas variáveis devem ter dimensões independentes entre si, sendo o número delas igual à quantidade de unidades fundamentais do sistema de medida utilizado para descrever o fenómeno físico. Organizando as variáveis em colunas, colocando primeiro as independentes e em seguida as dependentes, e as unidades fundamentais do sistema de medida em linha, forma-se uma matriz de coeficientes. Esta matriz, pode ser preenchida para que em cada coluna, correspondente a cada variável, sejam colocados os valores dos expoentes das unidades fundamentais dessa variável. Pode-se dividir esta matriz em duas submatrizes, uma correspondente às variáveis independentes e outra às dependentes. Uma

forma de verificar se a escolha das variáveis independentes está correcta, pode ser efectuada através do cálculo do determinante da sub-matriz dos coeficientes relativa a estas variáveis. Se o determinante for diferente de zero quer dizer que as variáveis são independentes, caso contrário terão que ser escolhidas outras variáveis.

Um problema simples, de determinação da resposta de uma estrutura solicitada por um conjunto de forças estáticas, pode ser abordado através da análise dimensional. A partir das equações constitutivas que relacionam deslocamentos, extensões e tensões, e dos critérios de resistência, é possível relacionar estas grandezas de uma forma adimensional, referindo todos os parâmetros à resistência representativa do material (por ex. tensão de rotura à tracção e à compressão). Assim, neste tipo de problema temos as seguintes variáveis envolvidas:

- geometria (comprimento l , área A e volume V);
- características dos materiais (módulo de elasticidade E , coeficiente de Poisson ν , tensão representativa σ_r , massa específica ρ , peso específico γ , etc.);
- forças aplicadas (força f , pressão p , etc.); e
- resposta da estrutura (deslocamento u , tensão σ , extensão ε , etc.).

Com base na definição das variáveis envolvidas, deve-se escolher as que são necessárias para a correcta representação do fenómeno físico em estudo. Assim, para cada um dos grupos representados anteriormente, deve-se fazer uma análise criteriosa para a escolha das variáveis. Recordando que o objectivo do presente problema é o estudo do comportamento estrutural sob forças estáticas, temos:

Geometria

Na definição da geometria é necessário ter uma variável representativa que será o comprimento l , todas as outras dimensões, área e volume, poderão ser escritas em função dela.

Características dos materiais

Dependendo do tipo de análise, poderá ser escolhido o módulo de elasticidade, no caso de comportamento linear, ou a tensão representativa para a situação de comportamento até à rotura. Para tornar o problema

geral vai-se proceder à escolha da tensão representativa com variável indicadora do comportamento do material σ_r . No entanto, esta variável pode ser substituída pelo módulo de elasticidade, no caso de análise de estruturas com comportamento linear, uma vez que as unidades representativas do módulo de elasticidade e da tensão são idênticas.

Para que a definição das características do material fique completa é necessário também escolher uma variável que represente a densidade do material, assim, poderá ser escolhido o peso específico γ . Neste caso poderíamos escolher, tanto o peso específico como a massa específica, mas como estamos perante um problema de acções estáticas optou-se pelo primeiro.

Forças aplicadas

Relativamente às forças aplicadas, poderá ser escolhida uma variável representativa segundo a qual todo o tipo de solicitação poderá ser escrito, assim, foi escolhida a força f .

Resposta da estrutura

A resposta da estrutura poderá ser caracterizada pela determinação das tensões internas, com base nas quais poderão ser calculadas todas as outras grandezas. Como a tensão já é uma variável do problema não é necessário proceder a mais nenhuma escolha.

Deste modo, com base nas variáveis escolhidas pode-se escrever a equação que exprime o fenómeno físico em estudo (2.12):

$$F(\ell, \sigma_r, \gamma, f) = 0 \quad (2.12)$$

Passada a primeira fase é necessário proceder à escolha das variáveis independente e das unidades fundamentais do sistema de medida adoptado. Relativamente a estas, e como estamos perante um problema básico de forças aplicadas versus resposta da estrutura, poderá ser escolhido o comprimento L e a força F . A escolha das variáveis independentes é de extrema importância, e tem que respeitar as condições enumeradas anteriormente, assim, neste caso procedeu-se à escolha do comprimento ℓ

e da tensão σ_r . Com base nestes elementos já é possível escrever a matriz dimensional formada pelos coeficientes das grandezas fundamentais do sistema de medidas utilizado (L e F) e das variáveis escolhidas (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Matriz dimensional para um problema de aplicação de acções estáticas

Unidades fundamentais	Var. Independentes		Var. dependentes	
	l	σ_r	γ	f
L	1	-2	-3	0
F	0	1	1	1
(expoentes)	α_1	α_2	α_3	α_4

A verificação, se as variáveis independentes foram bem escolhidas pode ser efectuada através do cálculo do determinante da sub-matriz dos coeficientes relativa a estas variáveis:

$$\begin{vmatrix} 1 & -2 \\ 0 & 1 \end{vmatrix} = 1 \neq 0 \quad (2.13)$$

Com a equação (2.12) e o Quadro 2.1, pode-se escrever o seguinte sistema de equações:

$$\begin{cases} \alpha_1 - 2\alpha_2 - 3\alpha_3 = 0 \\ \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 = 0 \end{cases} \quad (2.14)$$

O sistema de equações (2.14) define relações adimensionais entre as variáveis do sistema.

Com base no teorema de Vaschy-Buckingham pode-se reescrever a equação (2.12) na seguinte forma:

$$f(\Pi_1, \Pi_2) = 0 \quad (2.15)$$

em que Π_1 corresponde à variável dependente γ e Π_2 a f , sendo obtidos pelas relações apresentadas na expressão (2.16).

$$\begin{aligned} \Pi_1 &= \frac{\gamma^{\alpha_3}}{l^{-\alpha_1} \sigma_r^{-\alpha_2}} \\ \Pi_2 &= \frac{f^{\alpha_4}}{l^{-\alpha_1} \sigma_r^{-\alpha_2}} \end{aligned} \quad (2.16)$$

A determinação dos números Π (adimensionais) passa pelo cálculo dos expoentes α_1 e α_2 . Para cada número Π , só é necessário arbitrar o valor do coeficiente da respectiva variável dependente, uma vez que os coeficientes das restantes variáveis dependentes são nulos. Na mecânica dos sólidos é usual atribuir o valor +1 quando a variável dependente corresponde a uma grandeza e -1 quando corresponde a uma constante física. Para determinar Π_1 , que corresponde à variável dependente γ , sendo $\alpha_4=0$, atribui-se $\alpha_3=1$:

$$\begin{cases} \alpha_1 - 2\alpha_2 - 3 = 0 \\ \alpha_2 + 1 = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 1 \\ \alpha_2 = -1 \end{cases} \quad (2.17)$$

logo Π_1 é dado pela expressão:

$$\Pi_1 = \frac{\gamma \ell}{\sigma_r} \quad (2.18)$$

este número tem sido designado por número de Galileu e não é mais do que a relação entre as tensões aplicadas devidas ao peso próprio e a tensão resistente do material.

Para determinar Π_2 , temos $\alpha_3=0$ e atribui-se $\alpha_4=1$, assim a equação (2.14) tem a seguinte expressão:

$$\begin{cases} \alpha_1 - 2\alpha_2 = 0 \\ \alpha_2 + 1 = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha_1 = -2 \\ \alpha_2 = -1 \end{cases} \quad (2.19)$$

Logo Π_2 é dado pela expressão:

$$\Pi_2 = \frac{\ell}{\ell^2 \sigma_r} \quad (2.20)$$

Este número representa a relação entre as forças aplicadas e as forças resistentes.

No caso das acções serem dinâmicas estamos perante um outro tipo de problema, sendo necessário novamente estabelecer uma equação que descreva o fenómeno físico em questão, assim, inicialmente é preciso perceber quais as grandezas envolvidas, para a partir delas escolher as essenciais para descrever correctamente o fenómeno físico:

- geometria (comprimento ℓ);
- características dos materiais (módulo de elasticidade E , coeficiente de poisson ν , tensão representativa σ_r , massa específica ρ , peso específico γ , etc.);

- forças aplicadas (força f , pressão p , etc.); e
- resposta da estrutura (deslocamento u , velocidade \dot{u} , aceleração \ddot{u} , tensão σ , extensão ε , tempo t , frequência f , etc.).

Com base na lista de variáveis envolvidas no problema em estudo, são escolhidas as variáveis representativas do fenómeno: comprimento ℓ , massa específica ρ , velocidade \dot{u} , módulo de elasticidade E e peso específico γ , o que origina a seguinte equação:

$$F(\ell, \rho, \dot{u}, E, \gamma) = 0 \quad (2.21)$$

Escolhidas as variáveis independentes (ℓ, ρ e \dot{u}) e as unidades fundamentais do sistema de medidas utilizado (L, M e T) pode-se escrever a matriz dimensional deste problema.

Quadro 2.2 – Matriz dimensional para um problema de aplicação de acções dinâmicas

Grandezas fundamentais	Var. Independentes			Var. dependentes	
	ℓ	ρ	\dot{u}	E	γ
L	1	-3	1	-1	-2
M	0	1	0	1	1
T	0	0	-1	-2	-2
(expoentes)	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5

O determinante da matriz dos coeficientes das unidades fundamentais relativos às variáveis independentes é dado pela expressão (2.22).

$$\begin{vmatrix} 1 & -3 & 1 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & -1 \end{vmatrix} = -1 \neq 0 \quad (2.22)$$

Com a equação (2.21) e o Quadro 2.2, pode-se escrever o seguinte sistema de equações:

$$\begin{cases} \alpha_1 - 3\alpha_2 + \alpha_3 - \alpha_4 - 2\alpha_5 = 0 \\ \alpha_2 + \alpha_4 + \alpha_5 = 0 \\ -\alpha_3 - 2\alpha_4 - 2\alpha_5 = 0 \end{cases} \quad (2.23)$$

Com base no teorema de Vaschy-Buckingham pode-se reescrever a equação (2.21) na seguinte forma:

$$f(\Pi_1, \Pi_2) = 0 \quad (2.24)$$

em que Π_1 corresponde à variável dependente E e Π_2 a γ , sendo obtidos pelas relações apresentadas na expressão (2.25).

$$\begin{aligned} \Pi_1 &= \frac{E^{\alpha_4}}{\ell^{-\alpha_1} \rho^{-\alpha_2} \dot{u}^{-\alpha_3}} \\ \Pi_2 &= \frac{\gamma^{\alpha_5}}{\ell^{-\alpha_1} \rho^{-\alpha_2} \dot{u}^{-\alpha_3}} \end{aligned} \quad (2.25)$$

Para determinar Π_1 , sendo $\alpha_5=0$, atribui-se $\alpha_4=-1$, reescrevendo o sistema de equações (2.23):

$$\begin{cases} \alpha_1 - 3\alpha_2 + \alpha_3 + 1 = 0 \\ \alpha_2 - 1 = 0 \\ -\alpha_3 + 2 = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0 \\ \alpha_2 = 1 \\ \alpha_3 = 2 \end{cases} \quad (2.26)$$

logo Π_1 é dado pela expressão:

$$\Pi_1 = \frac{\rho \dot{u}^2}{E} \quad (2.27)$$

este número é designado por número de Cauchy, e fisicamente pode ser visto como a relação entre as forças de inércia e as forças elásticas.

Para determinar Π_2 , temos $\alpha_4=0$ e atribui-se $\alpha_5=-1$, assim a equação (2.23) tem a seguinte expressão:

$$\begin{cases} \alpha_1 - 3\alpha_2 + \alpha_3 + 2 = 0 \\ \alpha_2 - 1 = 0 \\ -\alpha_3 + 2 = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha_1 = -1 \\ \alpha_2 = 1 \\ \alpha_3 = 2 \end{cases} \quad (2.28)$$

logo Π_2 é dado pela expressão:

$$\Pi_2 = \frac{\rho \dot{u}^2}{\gamma \ell} \quad (2.29)$$

este número é designado por número de Froude, e fisicamente pode ser visto como a relação entre as forças de inércia e as forças gravíticas.

A análise dimensional não é mais do que um método que permite obter relações entre grandezas físicas, a partir exclusivamente das respectivas dimensões, obtendo-se expressões adimensionais. Esta análise levante um problema relativamente às

grandezas que não possuem quaisquer unidades (por ex, coeficiente de Poisson e extensão), assim, não é possível obter qualquer relação adimensional gerada pela análise dimensional que incorpore este tipo de grandezas. A conclusão é que os valores destas grandezas deverão ser os mesmos, qualquer que seja o sistema que está a ser utilizado para estudar um determinado fenómeno físico (por ex. modelo físico reduzido e protótipo).

2.3.2.3 - Ensaio estático de modelos reduzidos de barragens de betão

2.3.2.3.1 - Considerações gerais

Os modelos físicos utilizados neste tipo de ensaios são geometricamente semelhantes ao protótipo, representando-se todos os elementos, tendo em conta a escala do modelo, que se consideram relevantes para o comportamento mecânico da estrutura. A dimensão dos modelos é normalmente considerada uma grandeza fundamental, não só porque o espaço disponível para materializar o modelo pode ser uma condicionante, como a sensibilidade exigida aos instrumentos de medida, tendo em conta o valor esperado, deve ser compatível com os meios disponíveis e com a precisão a alcançar.

No que respeita aos materiais dos modelos, as grandezas fundamentais são escolhidas e as relações de semelhança estabelecidas tendo em conta o objectivo a atingir com o ensaio.

Nos ensaios realizados em regime elástico, sendo, portanto, válido o princípio da sobreposição dos efeitos, determina-se o estado de tensão na barragem em condições normais de exploração, sobrepondo-se os valores obtidos separadamente para cada acção (pressão hidrostática e peso próprio) aplicadas exteriormente ao modelo. Utiliza-se habitualmente uma mistura de gesso e diatomite que facilita a construção dos solidificados. Estes são esculpidos a partir de blocos paralelepípedicos de grandes dimensões previamente moldados. Para representar a pressão da água deve recorrer-se a um líquido com elevada densidade para que as grandezas a medir sejam mensuráveis, sendo corrente a utilização de mercúrio.

Considerando o comportamento não linear dos materiais têm sido realizados estudos de dois tipos: o estudo de cenários de rotura que envolvam apenas o betão da barragem e o estudo de cenários de rotura que contemplem mecanismos de deslizamento no maciço de fundação.

No primeiro caso, em estudos relativos a barragens abóbada, a correcta representação do gradiente de tensões devido ao peso próprio não tem sido considerada importante, garantindo-se apenas a correcta representação da resultante do peso e da acção da água, aplicada recorrendo a forças exteriores (normalmente, através de macacos hidráulicos, cuja pressão é determinada de acordo com as relações de semelhança). Deste modo, o peso específico do material utilizado na construção do modelo deverá ser desprezável (modelos “sem peso”), para que o estado de tensão instalado antes do ensaio não tenha influência na rotura do modelo.

Por outro lado, a semelhança entre o modelo e o protótipo exige que as relações tensões-deformações ($\sigma-\varepsilon$), para estados simples, bi e triaxiais de tensão destes materiais sejam homotéticas. A verificação plena destas condições é difícil, aceitando-se, em regra, como suficiente o respeito pela semelhança para tensões de compressão e tracção uniaxiais (Fig. 2.16) e que o material do modelo e do protótipo exibam o mesmo coeficiente de Poisson. São normalmente utilizadas, para o material destes modelos, argamassas de cimento ou misturas de gesso e diatomite. As argamassas possuem uma curva $\sigma-\varepsilon$ bastante homotética da evidenciada pelo betão, mas a construção do modelo é mais difícil, ao passo que as misturas de gesso e diatomite são bastante mais fáceis de trabalhar, apresentando, no entanto, uma curva $\sigma-\varepsilon$ mais linear e mais frágil que a do betão e uma relação entre as resistências à tracção e à compressão superior à do betão.

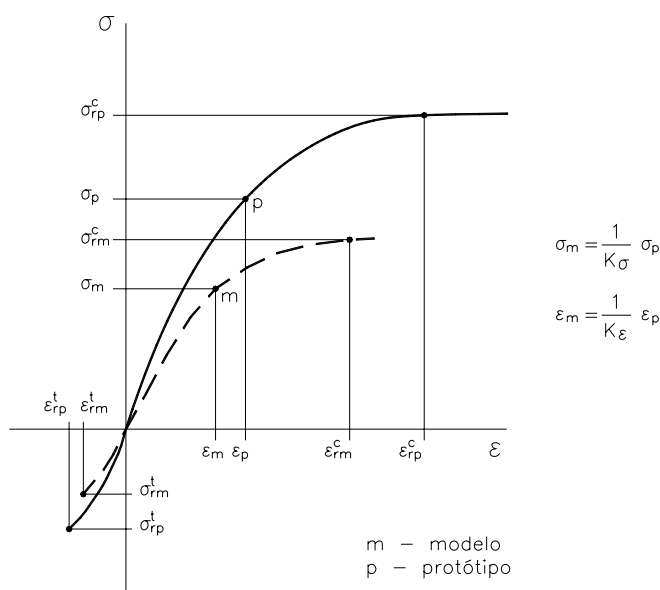


Fig. 2.16 – Curva tensões-extensões para os materiais do modelo e do protótipo

O objectivo do segundo tipo de ensaios em regime não linear corresponde à determinação de deslizamentos em superfícies de descontinuidade existentes no maciço de fundação que possam vir a originar o colapso da barragem. Nestes problemas de estabilidade, a correcta representação da distribuição do peso próprio é muito importante pois tem influencia nos mecanismos de colapso originados. Assim, o peso próprio do material do modelo representará o peso do protótipo (modelos “pesados”) pelo que intervirá nas relações de semelhança a adoptar, e, em conjunto, com a escala geométrica condicionará a deformabilidade e resistência. Naturalmente que a curva σ - ε deverá ser o mais homotética possível da do material do protótipo.

2.3.2.3.2 - Relações de semelhança em ensaios de mecânica estrutural

Como já foi referido anteriormente, para que seja possível prever um determinado fenómeno físico no protótipo, a partir dos resultados obtidos num modelo reduzido, é necessário que todos os números Π tenham o mesmo valor nas duas situações (modelos semelhantes). No entanto, há situações em que não é possível respeitar todos os números Π dando origem por isso a modelos distorcidos.

No caso de modelos semelhantes e para um problema de determinação do comportamento de uma estrutura sujeita ao peso próprio poderemos escrever a igualdade referida relativamente ao número de Galileu a partir da equação (2.18):

$$\Pi_G^p = \Pi_G^m \Leftrightarrow \frac{\gamma_p l_p}{\sigma_{rp}} = \frac{\gamma_m l_m}{\sigma_{rm}} \quad (2.30)$$

em que o índice p e m representam as diferentes grandezas, respectivamente, no protótipo e no modelo. A relação entre o valor da grandeza no protótipo e no modelo é designada por factor de escala dessa grandeza. Assim, a equação (2.30) pode ser escrita em função dos factores de escala respectivos:

$$\frac{k_\gamma k_\ell}{k_{\sigma_r}} = 1 \Leftrightarrow k_{\sigma_r} = k_\gamma k_\ell \quad (2.31)$$

Assim, para que o modelo seja semelhante, é necessário que a relação entre a tensão representativa do material do protótipo e do modelo seja igual ao produto entre a escala do peso específico e a escala geométrica.

Ainda para acções estáticas, se a acção não for só o peso próprio é necessário respeitar a equação (2.20), que pode ser escrita também em função dos factores de escala:

$$\frac{k_f}{k_\ell^2 k_{\sigma_r}} = 1 \Leftrightarrow k_{\sigma_r} = k_f k_\ell^{-2} \quad (2.32)$$

No caso das tensões devidas às solicitações estáticas atingirem valores em que se pode considerar o comportamento do material como linear e se adoptou uma escala de extensões unitária, as equações (2.31) e (2.32) podem ser escritas em função da escala do módulo de elasticidade:

$$k_E = k_\gamma k_\ell \quad (2.33)$$

$$k_E = k_f k_\ell^{-2} \quad (2.34)$$

Apresentam-se no Quadro 2.3 resumidamente as relações de semelhança que devem ser respeitadas em ensaios estáticos de modelos físicos geometricamente semelhantes (não distorcidos), e em que os coeficientes de Poisson do material do modelo e do protótipo são aproximadamente iguais.

Quadro 2.3 - Relações de semelhança. Ensaio estáticos de modelos de barragens de betão

Grandezas	Regime Elástico	Rotura	
		Modelos geométricos	Modelos de gesso-diatomite
Comprimento (ℓ) [L]	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$
Peso específico (γ) [FL ⁻³]	(*)	$k_\gamma = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$	(**)
Módulo de elasticidade (E) [FL ⁻²]	$k_E = \frac{E_p}{E_m}$	$k_E = k_\gamma k_\ell$	$k_E = \frac{E_p}{E_m}$
Líquido de exerce a pressão hidrostática (γ_{liq}) [FL ⁻³]	$k_{\gamma_{liq}} = \frac{\gamma_{liq p}}{\gamma_{liq m}}$	$k_{\gamma_{liq}} = k_\gamma$	(**)
Força (\mathcal{F}) [F]	$k_f = k_{\gamma_{liq}} k_\ell^3$	$k_f = k_\gamma k_\ell^3$	$k_f = k_\sigma k_\ell^2$
Tensão (σ) [FL ⁻²]	$k_\sigma = k_{\gamma_{liq}} k_\ell$	$k_\sigma = k_\gamma k_\ell$	$k_\sigma = \frac{\sigma_p}{\sigma_m}$
Extensão (ε) [F ⁰ L ⁰]	$k_\varepsilon = \frac{k_{\gamma_{liq}} k_\ell}{k_E}$	$k_\varepsilon = 1$	$k_\varepsilon = 1$
Deslocamento (δ) [L]	$k_\delta = \frac{k_{\gamma_{liq}} k_\ell^2}{k_E}$	$k_\delta = k_\ell$	$k_\delta = k_\ell$

(*) O material do modelo pode não respeitar as relações de semelhança.

(**) O peso próprio do protótipo e a pressão hidrostática são aplicados recorrendo a forças exteriores.

2.3.2.3.3 - Ensaio em regime elástico

Este tipo de ensaios foi bastante utilizado no dimensionamento de barragens abóbada até ser praticamente substituído por modelos numéricos de elementos finitos no final do século XX (Fig. 2.17).



Fig. 2.17 – Vista de um ensaio de um modelo físico de uma barragem para determinação do estado de tensão devido à aplicação da pressão hidrostática

Como são estudos em fase elástica poderão ser realizados diversos ensaios sobre o mesmo modelo e, assim, verificar a reprodutibilidade do ensaio e minimizar os erros. No entanto, há que ter cuidado com o nível carga aplicado ao modelo durante o decorrer dos ensaios, por forma a não ultrapassar o nível de tensões em que material tem um comportamento linear.

2.3.2.3.4 - Ensaio até à rotura de modelos “sem peso”

Nos ensaios para estudo de cenários de rotura, a escolha do material a utilizar na construção do modelo é essencialmente condicionada pela garantia de homotetia entre as relações tensões-deformações no protótipo e no modelo, o que pode inviabilizar o respeito pela relação de semelhança entre os pesos específicos, obrigando à aplicação externa do peso próprio.

Um dos cenários de rotura de barragens de betão que tem sido tradicionalmente estudado recorrendo a modelos “sem peso” é o da perda de resistência do material resultante da deterioração do betão [Rocha et al, 1959 e Rocha, 1969]. De forma a conduzir os ensaios sobre um único modelo, estuda-se habitualmente o cenário fictício equivalente de aumento proporcional das forças correspondentes às condições normais de exploração (peso próprio e pressão hidrostática correspondente ao nível de pleno armazenamento), até se atingir a ruína da barragem (Fig. 2.18). Estas forças são aplicadas por intermédio de um sistema de carga constituído por macacos hidráulicos com direcções e áreas de distribuição das forças apropriadas, actuados por pressão de óleo aumentada incrementalmente durante o ensaio.

Dado que este cenário é condicionado pelas resistências à compressão dos materiais, é habitual utilizar modelos de gesso-diatomite, de fácil construção, mas em que a homotetia das relações tensões-deformações apenas se verifica na zona das compressões e até à tensão de rotura. Com estes modelos físicos, obtêm-se em regra, coeficientes de segurança conservativos dada a maior fragilidade da rotura à compressão daqueles materiais relativamente ao betão de barragens.



Fig. 2.18 – Vista de jusante após a rotura de um modelo físico de uma barragem para um cenário de deterioração do betão

No estudo de cenários de rotura em que são impostos deslocamentos na fundação, as relações de semelhança a respeitar são iguais às referidas anteriormente. No entanto, dada a influência, na redistribuição de tensões, da resistência à tracção e da forma da curva σ - ε , após se atingirem as tensões de rotura, utilizam-se normalmente modelos de argamassa de cimento (Fig. 2.19).

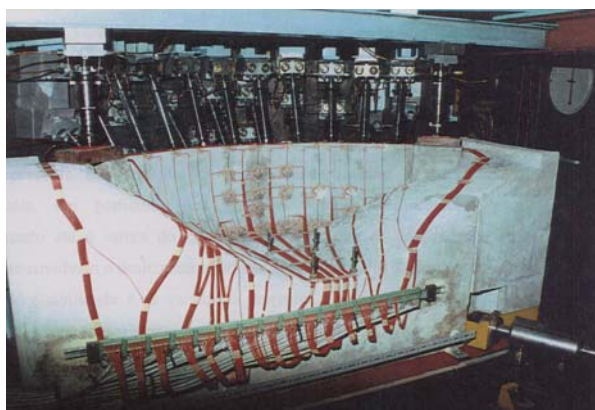


Fig. 2.19 – Vista de jusante de um ensaio de um modelo físico de uma barragem para um cenário de movimento numa falha do maciço de fundação

2.3.2.3.5 - Ensaio até à rotura de modelos geomecânicos

Nos ensaios até à rotura, em que a representação do peso próprio é fundamental, uma vez que é uma acção preponderante no desenvolvimento dos mecanismos de colapso, utilizam-se modelos geomecânicos.

Neste tipo de ensaios utiliza-se, como já se referiu, um material um pouco mais pesado que o betão, o que implica a utilização de um líquido também mais pesado que a água (aplicando a pressão através de um saco de borracha, encostado ao paramento de montante, tal como nos ensaios estáticos). A grande dificuldade para a realização destes ensaios, prende-se com a necessidade de se utilizarem materiais com resistências muito baixas (função da escala geométrica do modelo), tornando difícil a construção e manuseamento do modelo (Fig. 2.20).

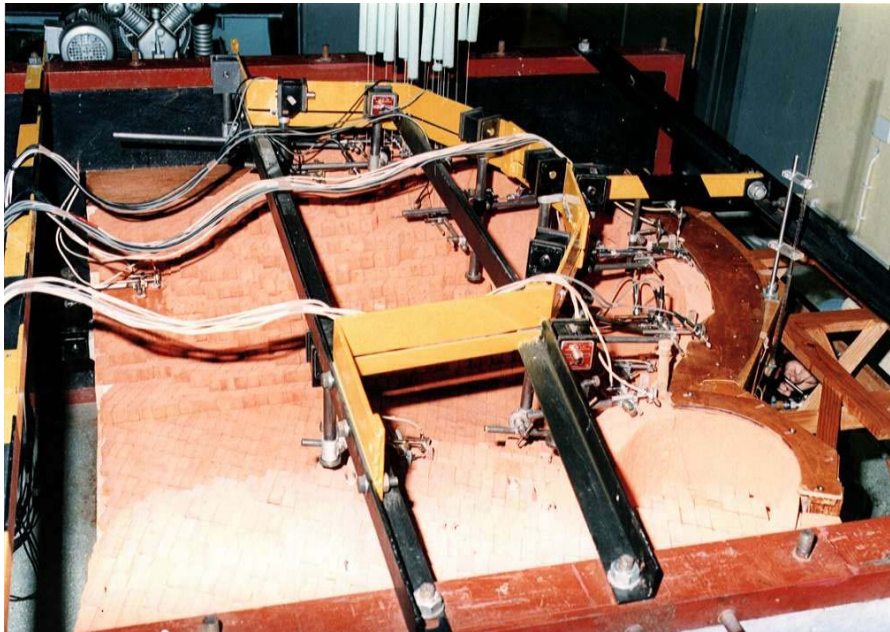


Fig. 2.20 – Ensaio de um modelo físico geomecânico de uma barragem para um cenário de deslizamento ao longo da fundação

2.3.2.4 - Ensaio dinâmicos de modelos reduzidos de barragens de betão

2.3.2.4.1 - Considerações gerais

As relações de semelhança a respeitar em ensaios dinâmicos provêm das leis governativas do comportamento dinâmico das estruturas. O estado natural de vibração de um corpo contínuo é determinado pelo equilíbrio entre as forças de inércia (F_I) e as forças de restituição (F_R), tendo em conta as condições de fronteira. A condição de

equilíbrio, que deverá ser válida quer no protótipo, quer no modelo, pode ser expressa pela relação F_I / F_R , sendo necessário e suficiente, para que os dois modelos (físico e protótipo) sejam semelhantes, que este quociente, medido no modelo e no protótipo, seja igual à unidade.

De acordo com a natureza da força de restituição, assim se caracteriza o tipo de semelhança. No caso de se tratar de uma força gravítica, o quociente F_I / F_g define o número de Froude, sendo a semelhança correspondente obtida considerando este quociente constante, permitindo determinar as restantes relações de semelhança. Do mesmo modo, se a força de restituição for do tipo elástico, o quociente F_I / F_E define o número de Cauchy, determinando-se as relações de semelhança das grandezas intervenientes admitindo-o como constante.

2.3.2.4.2 - Relações de semelhança em ensaios de mecânica estrutural

Com base na equação (2.27) onde se define o número de Cauchy, pode-se escrever a relação das escalas das grandezas envolvidas, que caracteriza a semelhança de Cauchy:

$$\frac{k_p k_{\dot{u}}^2}{k_E} = 1 \Leftrightarrow k_E = k_p k_{\dot{u}}^2 \quad (2.35)$$

Da mesma forma, a semelhança de Froude fica respeitada quando é verificada a seguinte expressão:

$$\frac{k_p k_{\dot{u}}^2}{k_\gamma k_\ell} = 1 \Leftrightarrow k_\gamma = k_p k_{\dot{u}}^2 k_\ell^{-1} \quad (2.36)$$

Nos ensaios em que o modelo físico e o protótipo estão sujeitos à mesma aceleração da gravidade a equação (2.36) pode ser simplificada:

$$g_p = g_m \Rightarrow k_\gamma = k_p \Rightarrow k_\ell = k_{\dot{u}}^2 \quad (2.37)$$

Com base nas equações (2.35) e (2.36) apresenta-se no Quadro 2.4 as relações de semelhança para as grandezas intervenientes em ensaios dinâmicos de modelos reduzidos de barragens, tendo em conta o tipo de semelhança que se pretende respeitar.

Quadro 2.4 - Relações de semelhança. Ensaio dinâmico de modelos de barragens

Grandeza	Semelhança de Froude	Semelhança de Cauchy	
		Reservatório vazio	Reservatório cheio
Comprimento (ℓ) [L]	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$
Módulo de elasticidade (E) [M L ⁻¹ T ⁻²]	$k_E = \frac{E_p}{E_m}$	$k_E = \frac{E_p}{E_m}$	$k_E = 1$
Peso específico (γ) [M L ⁻² T ⁻²]	$k_\gamma = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$	$k_\gamma = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$	$k_\gamma = 1$
Massa específica (ρ) [M L ⁻³]	$k_\rho = k_\gamma k_\ell^3$	$k_\rho = k_\gamma k_\ell^3$	$k_\rho = k_\ell^3$
Velocidade (\dot{u}) [L T ⁻¹]	$k_{\dot{u}} = \sqrt{k_\ell}$	$k_{\dot{u}} = \sqrt{k_E/k_\gamma}$	$k_{\dot{u}} = 1$
Aceleração (\ddot{u}) [L T ⁻²]	$k_{\ddot{u}} = 1$	$k_{\ddot{u}} = \frac{k_E}{k_\ell k_\gamma}$	$k_{\ddot{u}} = \frac{1}{k_\ell}$
Pressão (p) [M L ⁻¹ T ⁻²]	$k_p = k_\gamma k_\ell$	$k_p = k_E$	$k_p = 1$
Força (F) [M L T ⁻²]	$k_f = k_\gamma k_\ell^3$	$k_f = k_E k_\ell^2$	$k_f = k_\ell^2$
Tempo (t) [T]	$k_t = \sqrt{k_\ell}$	$k_t = k_\ell \sqrt{k_\gamma/k_E}$	$k_t = k_\ell$
Frequência (f) [T ⁻¹]	$k_f = \frac{1}{\sqrt{k_\ell}}$	$k_f = \frac{1}{k_\ell \sqrt{k_\rho/k_E}}$	$k_f = \frac{1}{k_\ell}$
Tensão (σ) [M L ⁻¹ T ⁻²]	$k_\sigma = k_E$	$k_\sigma = k_E$	$k_\sigma = 1$
Extensão (ε) [M ⁰ L ⁰ T ⁰]	$k_\varepsilon = 1$	$k_\varepsilon = 1$	$k_\varepsilon = 1$
Deslocamento (δ) [L]	$k_\delta = k_\ell$	$k_\delta = k_\ell$	$k_\delta = k_\ell$

2.3.2.4.3 - Ensaio em regime elástico

Para a determinação da resposta de uma estrutura a solicitações dinâmicas, admitindo que o comportamento se mantém em regime elástico, apenas se torna necessário satisfazer a semelhança de Cauchy, desde que o efeito do peso próprio do modelo seja irrelevante. Desta forma, para se obterem as tensões do protótipo ter-se-á que sobrepor as tensões devidas ao peso próprio.

As acções sísmicas podem ocorrer em barragens para diferentes níveis de água na albufeira. As situações limites são as de reservatório vazio ou cheio, sendo esta última normalmente a mais desfavorável. Nos ensaios dinâmicos de modelos de barragens, em qualquer dos casos, a semelhança de Cauchy deverá ser respeitada, tendo-se em conta que no caso do reservatório cheio as forças de restituição elástica incluem as forças hidrodinâmicas.

Têm sido realizados ensaios dinâmicos deste tipo, considerando o reservatório vazio, utilizando modelos reduzidos a escalas 1:150 e 1:300, construídos em diversos materiais: gesso-diatomite, plástico e argamassa de cimento [Pedro e Pereira, 1979 e Borges et al, 1963].

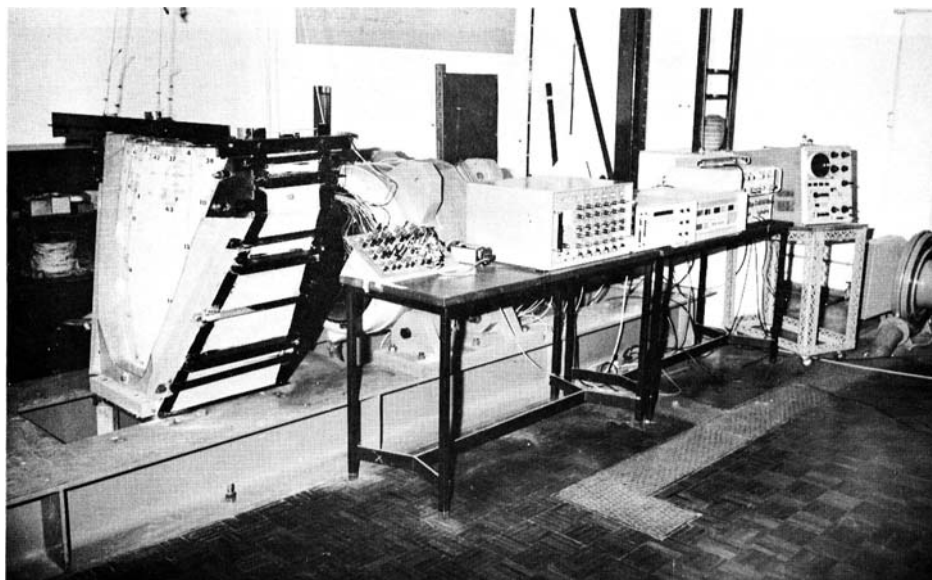


Fig. 2.21 – Ensaio dinâmico em regime elástico de um modelo físico de uma barragem abóbada [Pedro e Pereira, 1979]

2.3.2.4.4 - Ensaio até à rotura

Os ensaios até à rotura de barragens de betão sob acções dinâmicas deveriam, em princípio, respeitar simultaneamente as semelhanças de Cauchy e de Froude. No entanto, dada a dificuldade de construir modelos que respeitem as semelhanças, têm sido realizados ensaios deste tipo verificando apenas a semelhança de Cauchy. Aumentando sucessivamente a amplitude da acção dinâmica aplicada ao modelo, é possível determinar o nível de vibrações que provocam a fendilhação do material [Pedro e Pereira, 1979].

Após se atingir esta situação, que é identificada por se verificar uma redução das frequências próprias de vibração da estrutura em consequência da redução de rigidez devido à fissuração, a estabilidade da estrutura fendilhada pode ser analisada através da determinação de possíveis mecanismos de rotura. Uma vez que a correcta representação do peso próprio do material se torna fundamental nesta análise, o equilíbrio deverá ser estabelecido em termos de forças gravíticas (F_g) e de inércia (F_i), e, portanto, a semelhança que se deverá verificar é a de Froude.

A utilidade da realização deste tipo de ensaios é muito limitada, porque apenas permite detectar o início do comportamento não-linear, não sendo possível estudar a evolução da fendilhação com o aumento do nível das acções dinâmicas.

2.3.3 - Métodos matemáticos

O desenvolvimento das capacidades computacionais tem permitido uma crescente utilização de métodos numéricos na solução de problemas regidos por equações diferenciais. Os métodos numéricos embora produzam soluções aproximadas, têm um campo de aplicação muito vasto, tendo vindo a ser aplicados a cada vez mais ramos da ciência.

De entre os métodos numéricos destaca-se o método dos elementos finitos, dado que tem uma utilização mais generalizada, no entanto, existem outros métodos numéricos como sejam o método dos elementos discretos, método dos elementos de fronteira, métodos das diferenças finitas, etc. Cada um destes métodos tem vantagens de aplicação em campos específicos. Por exemplo, o método dos elementos finitos é bastante potente sobretudo no estudo de meios essencialmente contínuos; o método dos elementos de fronteira é muito útil no estudo de meios infinitos, contínuos, homogé-

neos e isotrópicos; enquanto que o método dos elementos discretos, apresenta grandes vantagens no estudo de meios descontínuos.

Assim, quando se pretende estudar um modelo que é constituído por uma zona contínua (por exemplo, uma barragem) e uma zona descontínua (o maciço rochoso de fundação), podem-se utilizar conjuntamente os métodos de elementos finitos e de elementos discretos [Lemos, 1998]. Esta utilização conjunta de vários métodos numéricos, embora não seja corrente, é uma ferramenta muito potente tendo em vista melhorar o estudo de fenómenos mais complexos ou localizados. Seguidamente é feita uma breve descrição destes dois últimos métodos bastante utilizados actualmente na área das barragens de betão e que foram utilizados ao longo deste trabalho.

2.3.3.1 - Método dos elementos finitos

2.3.3.1.1 - Considerações gerais

Com o método dos elementos finitos é possível obter soluções aproximadas para problemas representados, num dado domínio finito, por sistemas de equações diferenciais com determinadas condições de fronteira.

O método dos elementos finitos consiste fundamentalmente, na decomposição do domínio a estudar em subdomínios (designados por elementos finitos e separados entre si por superfícies fictícias), interligados num número finito de pontos (designados por pontos nodais e localizados sobre aquelas superfícies). Em cada elemento finito, as variáveis de campo são aproximadas de forma unívoca por funções dependentes de um número finito de parâmetros, geralmente o valor dessas funções nos pontos nodais. Com base em teoremas energéticos ou aplicando o método dos resíduos pesados ao conjunto de equações diferenciais que caracterizam o problema, é possível obter, em função desses parâmetros, um sistema de equações lineares para cada elemento. O agrupamento conveniente destes sistemas para o conjunto de elementos finitos considerado e a introdução das restrições correspondentes às condições de fronteira, conduz a um sistema de equações lineares independentes, em que as incógnitas são os parâmetros utilizados para aproximar as variáveis de campo.

Nas suas aplicações à análise estrutural, o método dos elementos finitos pode ser considerado como uma generalização ao estudo de estruturas bidimensionais ou tridimensionais dos métodos de análise matricial de estruturas constituídas por peças lineares. De referir, no entanto, que não é possível, em geral, assegurar o equilíbrio e a

compatibilidade ao longo de todos os pontos da fronteira entre os elementos finitos, ao contrário do que se passa nos nós de ligação das barras das estruturas reticuladas.

Como foi referido, o método dos elementos finitos tem por base a aproximação das variáveis de campo, em cada elemento, através de funções dependentes, em regra, dos respectivos valores nos pontos nodais. Dependendo das variáveis para as quais se definem estas funções, podem distinguir-se as seguintes formulações do método, recorrendo cada uma delas a diferentes princípios energéticos [Oliveira, 1971a]:

- formulação em deslocamentos, em que se definem as funções de interpolação dos deslocamentos, no interior e sobre as fronteiras dos elementos, geralmente de forma a garantir a compatibilidade em todo o domínio. O equilíbrio é apenas garantido nos pontos nodais (ou, em termos médios, no volume do elemento). Se for garantida totalmente a compatibilidade, as soluções que se obtêm através desta formulação correspondem a aproximações por defeito do campo de deslocamentos [Veubeke, 1965]
- formulação em tensões, em que é definida a forma de variação do campo de tensões nos elementos, pelo que se podem assim obter soluções satisfazendo o equilíbrio, mas assegurando apenas a compatibilidade nos pontos nodais. Estas soluções correspondem a aproximações dos deslocamentos por excesso em relação à solução exacta [Veubeke, 1965];
- formulação de elementos híbridos através da definição da forma das tensões no interior dos elementos, e da forma dos deslocamentos (identificados como multiplicadores de Lagrange) sobre as fronteiras;
- formulação de elementos mistos, fixando a forma de variação nas fronteiras e no interior dos elementos, tanto de componentes dos deslocamentos como das tensões e considerando-as como variáveis independentes.

A definição do campo de deslocamentos ou tensões é feita através de funções apropriadas dependentes da forma dos elementos e do número de pontos nodais utilizados. No entanto, tendo em vista garantir a convergência das soluções aproximadas para a solução exacta à medida que aumenta o número de elementos utilizados (reduzindo as suas dimensões) obriga a que determinados critérios devam ser respeitados [Oliveira, 1971b e Zienkiewicz, 1967].

Os primeiros trabalhos sobre o método dos elementos finitos surgiram no início da década de sessenta [Clough, 1960] e, desde então, este método tem tido um

enorme desenvolvimento, tendo sido utilizado na solução de problemas de campo em diversos domínios da Engenharia. A aplicação do método dos elementos finitos ao estudo de barragens de betão e maciços rochosos, nomeadamente na análise estrutural de barragens abóbada, assumiu desde logo particular relevância.

Para estudo de problemas estruturais, a formulação em deslocamentos é actualmente a mais utilizada, dada a sua maior facilidade de aplicação a diferentes tipos de problemas. Ela será adoptada neste trabalho, sendo, em seguida, desenvolvida com mais detalhe, utilizando o Teorema dos Trabalhos Virtuais (equivalente à minimização da energia potencial total).

2.3.3.1.2 - Formulação genérica do método dos elementos finitos

Como foi referido anteriormente, o Método dos Elementos Finitos (MEF) pode ser formulado em deslocamentos (elementos de compatibilidade), em tensões (elementos de equilíbrio) ou de forma mista (elementos mistos ou híbridos). Na formulação em deslocamentos, definem-se funções de interpolação dos deslocamentos no interior e na fronteira dos elementos, por forma a garantir a compatibilidade em todos os pontos nodais do domínio. Estas funções traduzem a aproximação fundamental do MEF, que permitem calcular os deslocamentos (\underline{u}) em qualquer ponto do interior e da fronteira do elemento:

$$\underline{u} = \underline{N} \underline{u}^e \quad (2.38)$$

sendo \underline{u}^e o vector de deslocamentos nodais do elemento e \underline{N} a matriz das funções de interpolação adoptada.

A equação anterior permite calcular o deslocamento no interior ou na fronteira do elemento, conhecidos os deslocamentos nos graus de liberdade dos nós do elemento pesados por funções de interpolação. Estas funções de interpolação, tentam representar de uma forma aproximada, a variação de deslocamentos ao longo do elemento finito. No caso, destas funções de interpolação representarem exactamente essa variação de deslocamento, então os valores determinados pelo MEF nos pontos nodais são exactos (à excepção de erros numéricos ocorridos durante o processo de cálculo); no caso contrário serão apenas aproximados. Daqui ressalta a importância das funções de interpolação em toda a formulação do MEF, porque quanto mais próxima for a forma das funções da deformada exacta do elemento, mais reais serão os valores obtidos. No caso de peças

lineares, com comportamento físico e geometricamente linear, é fácil determinar a expressão exacta das funções de interpolação, enquanto que nos elementos planos e tridimensionais é extremamente difícil.

As funções de interpolação, estão associadas a cada grau de liberdade do elemento finito, pelo que, existirão tantas funções de interpolação quantos os graus de liberdade do elemento finito adoptado. A função de interpolação pretende representar o efeito da variação do deslocamento de um grau de liberdade do elemento sob os deslocamentos em todo o elemento, excepto nos restantes pontos nodais. Assim, a função de interpolação N_i , que está associada ao grau de liberdade elementar i , tem valor unitário no nó corresponde ao grau de liberdade i e 0 em todos os restantes graus de liberdade.

Na hipótese dos pequenos deslocamentos, as relações de compatibilidade entre deslocamentos e deformações podem ser escritas em notação indicial da seguinte forma:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (2.39)$$

No caso tridimensional a equação (2.39) dá origem à seguinte expressão matricial:

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix}}_{\underline{\varepsilon}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \end{bmatrix}}_{\underline{L}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_{\underline{u}} \Leftrightarrow \underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u} \quad (2.40)$$

Substituindo, na equação (2.40), os deslocamentos \underline{u} pela equação (2.38) que representa a aproximação fundamental do MEF, obtém-se uma equação que permite determinar as extensões em qualquer ponto do domínio do elemento finito a partir dos deslocamentos nodais:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{u}^e \Leftrightarrow \underline{\varepsilon} = \underline{B} \underline{u}^e \quad (2.41)$$

em que os valores não nulos da matriz \underline{B} correspondem às derivadas das funções de interpolação em ordem às coordenadas gerais.

As relações constitutivas, no domínio elástico linear, podem escrever-se na forma:

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{\varepsilon} - \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 + \underline{\sigma}^0 \quad (2.42)$$

em que \underline{D} representa a matriz de elasticidade, $\underline{\varepsilon}^0$ as deformações iniciais e $\underline{\sigma}^0$ as tensões iniciais. Conjugando as equações (2.41) e (2.42), obtêm-se

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{B} \underline{u}^e - \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 + \underline{\sigma}^0 \quad (2.43)$$

Admitindo que sobre os elementos de volume dv e de superfície da fronteira ds actua um determinado conjunto de forças, representadas pelas forças mássicas \underline{X} e forças de superfície \underline{S} , a equação de equilíbrio do elemento finito pode ser obtida através do Princípio dos Trabalhos Virtuais (ou da condição de estacionaridade da energia potencial total), dando origem à seguinte equação:

$$\int_V \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dv \underline{u}^e - \int_V \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 dv + \int_V \underline{B}^T \underline{\sigma}^0 dv = \int_V \underline{N}^T \underline{X} dv + \int_S \underline{N}^T \underline{S} ds \quad (2.44)$$

o que é equivalente a

$$\underline{K}^e \underline{u}^e = \underline{F}^e \quad (2.45)$$

sendo que a matriz de rigidez elementar (\underline{K}^e) é dada por:

$$\underline{K}^e = \int_V \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dv \quad (2.46)$$

e o vector das forças nodais equivalentes (\underline{F}^e), considerando as forças devidas a extensões e tensões iniciais, por:

$$\underline{F}^e = \underbrace{\int_V \underline{N}^T \underline{X} dv}_{\text{Forças mássicas}} + \underbrace{\int_S \underline{N}^T \underline{S} ds}_{\text{Forças de superfície}} + \underbrace{\int_V \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 dv}_{\text{Forças equivalentes a extensões iniciais}} - \underbrace{\int_V \underline{B}^T \underline{\sigma}^0 dv}_{\text{Forças equivalentes a tensões iniciais}} \quad (2.47)$$

A determinação dos integrais envolvidos na equação (2.45) que traduz o equilíbrio de um elemento finito para forças e deslocamentos nodais é, em geral, efectuada numericamente em coordenadas locais, usando, por exemplo, os pontos de Gauss para integração. Substituindo o integral por somatórios ao número de pontos de Gauss (n) considerados, pode-se escrever a equação (2.46) genérica para um elemento tridimensional:

$$\underline{K}^e = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} H_i H_j H_k \quad (2.48)$$

sendo H_i , H_j e H_k os pesos dos pontos de integração.

2.3.3.2 - Método dos elementos discretos

2.3.3.2.1 - Considerações gerais

O método dos elementos discretos (ou método dos blocos) é uma técnica numérica desenvolvida para a modelação de meios descontínuos, inicialmente vocacionada para o estudo de problemas de Mecânica das Rochas [Cundall, 1971 e Cundall, 1988]. No entanto, a sua aplicação a outros domínios onde é necessário estudar o comportamento mecânico de um meio formado por partículas ou blocos, praticamente rígidos, tem-se revelado muito útil [Lemos, 1995a e Lemos, 1997].

Com este método é possível analisar o comportamento de sistemas de partículas ou blocos interagindo entre si, assim como de meios contínuos intersectados por superfícies de descontinuidade. Neste caso, as descontinuidades são encaradas como zonas de contacto entre corpos distintos, sendo possível adoptar para o seu comportamento mecânico modelos constitutivos bastante gerais.

O método tem particular interesse em situações onde a resposta mecânica do sistema é essencialmente condicionada pela existência de descontinuidades que constituem, normalmente, zonas de maior deformabilidade e menor resistência. Está ainda vocacionado para estudar a evolução de processos de deformação e rotura nessas descontinuidades determinando-se mecanismos de colapso e cargas de colapso. Estes factos resultam da sua capacidade de modelar grandes deslocamentos, actualizando a geometria do sistema ao longo do processo de cálculo.

A aplicação prática destes métodos exige o desenvolvimento de rotinas de detecção automática dos contactos entre os blocos na sua configuração inicial e a sua actualização durante o cálculo. Estas rotinas de detecção e actualização de contactos são uma componente muito importante em qualquer programa de elementos discretos.

Na resolução dos modelos de elementos discretos recorre-se, em regra, a algoritmos explícitos de diferenças finitas centrais para integrar no domínio do tempo as equações do movimento dos blocos. Esta técnica pode ser utilizada, quer em problemas dinâmicos, quer em estáticos ou quase-estáticos recorrendo-se, nestes casos, à introdução artificial de um amortecimento viscoso para dissipar a energia cinética e assim con-

vergir para a solução estática. Este método de solução tem a vantagem de permitir facilmente a inclusão do comportamento não-linear dos materiais, quer das descontinuidades quer dos blocos, assim como não linearidades geométricas, por exemplo, grandes deslocamentos dos blocos.

2.3.3.2.2 - Formulação genérica do método dos elementos discretos

Na aplicação prática do método dos elementos discretos é necessário começar por dividir o domínio de estudo em blocos separados por descontinuidades reais ou virtuais. Estes blocos têm normalmente uma forma poliédrica e podem ser considerados rígidos, concentrando-se toda a deformabilidade do sistema nas descontinuidades, tendo os blocos apenas movimentos de corpo rígido. A consideração de blocos rígidos é adequada nos casos em que as tensões internas são baixas ou são constituídos por materiais muito pouco deformáveis. No entanto, se a deformabilidade dos blocos não puder ser desprezada, por se considerar que o comportamento do conjunto depende não só das descontinuidades mas também do próprio meio contínuo, devem ser utilizados blocos deformáveis. Estes blocos podem ser, por exemplo, discretizados internamente numa malha de elementos finitos, sendo habitualmente utilizados elementos de deformação constante (tetraedros em 3D ou triângulos em 2D).

Após a definição das superfícies de descontinuidade é necessário identificar os contactos entre os diversos blocos constituintes do modelo numérico adoptado. A necessidade de identificar as sucessivas posições espaciais dos blocos, obriga a uma actualização dos contactos entre esses elementos, podendo originar novos contactos ou a eliminação de alguns existentes.

A maioria dos modelos de elementos discretos baseia-se na hipótese de contacto pontual, definindo-se a interacção entre blocos por intermédio de pontos de contacto normalmente localizados nos vértices dos blocos [Lemos, 1995b]. No caso dos blocos serem deformáveis, os nós dos elementos em que são discretizados funcionam como novos vértices, estabelecendo-se o contacto nestes pontos (Fig. 2.22).

O contacto entre blocos não é, obviamente, apenas pontual, existindo portanto vários tipos possíveis de contacto. No entanto, estes diversos tipos podem ser sempre decompostos em contactos pontuais, facilitando o processo de detecção dos contactos sem perda de rigor. Assim, no caso bidimensional, os contactos entre blocos poligonais podem ser de três tipos: vértice-vértice, vértice-lado e lado-lado. Em termos práticos,

apenas dois tipos de contactos necessitam de ser detectados, uma vez que o contacto lado-lado pode ser decomposto em contactos tipo vértice-lado (Fig. 2.22).

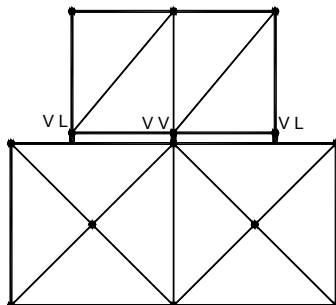


Fig. 2.22 – Contactos entre blocos deformáveis planos
(VV – vértice-vértice e VL – vértice-lado)

No caso tridimensional, existem seis tipos diferentes de contacto, correspondentes às diversas combinações dos elementos que definem um bloco: vértices, arestas e faces. Também neste caso, todas as combinações de contactos possíveis podem ser reduzidas a apenas dois tipos fundamentais vértice-face e aresta-aresta (Fig. 2.23).

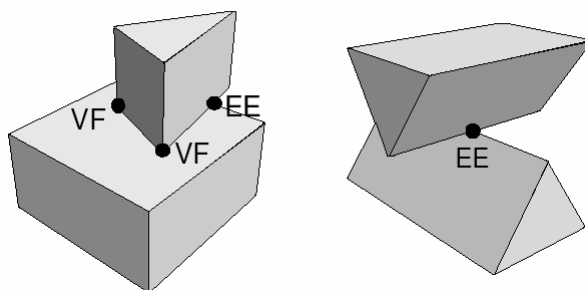


Fig. 2.23 – Contactos entre blocos rígidos tridimensionais
VF– vértice-face e EE – aresta-aresta [Lemos, 2001]

Tendo em conta o tempo despendido na realização dos testes aos blocos para detecção dos contactos, não se torna conveniente a sua realização em cada passo de cálculo. Deste modo, é definido um indicador de movimento do bloco, normalmente um majorante do movimento real do bloco, em que o processo de detecção só é desencadeado quando este indicador atinge um determinado valor.

Após a detecção dos contactos é necessário determinar os parâmetros geométricos associados, como a área de influência e direcção normal, possibilitando assim a determinação das forças de interacção entre blocos.

Após a identificação da geometria dos blocos e dos contactos, inicia-se a resolução passo a passo das equações de movimento de todos os blocos, aplicando relações força-deslocamento em todos os contactos.

No caso de blocos rígidos, pode-se caracterizar o movimento de cada bloco a partir do movimento do seu centróide, sendo necessário considerar seis graus de liberdade nesse ponto (três translações e três rotações). As equações descritivas do movimento do bloco são, assim, de dois tipos: um primeiro relativo a movimentos de translação e um segundo a movimentos de rotação. Os movimentos de translação do centróide do bloco respeitam a 2ª Lei de Newton:

$$\ddot{u}_i + \alpha \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} \quad (2.49)$$

em que i representa a direcção do deslocamento, os vectores \dot{u} e \ddot{u} a velocidade e aceleração do centróide respectivamente, α o coeficiente de amortecimento viscoso, F o vector resultante das forças a actuar no bloco e m a massa do bloco.

Os movimentos de rotação terão que respeitar a versão simplificada das equações de Euler de rotação de corpos rígidos:

$$\dot{w}_i + \alpha w_i = \frac{M_i}{I_s} \quad (2.50)$$

sendo w e \dot{w} os vectores de rotação e de velocidade rotacional do bloco, respectivamente, M o vector resultante dos momentos aplicados no centróide e I_s é o momento e inércia (escalado) igual nas três direcções. Para simplificar a equação original de Euler foram desprezados, na equação (2.50), os produtos de inércia e o momento de inércia (I_s) é uma média dos momentos principais de inércia do bloco. Estas simplificações são válidas no caso das velocidades serem pequenas, ou seja, para resolução de problemas quase-estáticos.

No caso de blocos deformáveis, o movimento é função dos movimentos dos pontos nodais, e assim, as equações de movimento resumem-se às translações (2.49), sendo escritas em relação a todos os pontos nodais do domínio em estudo.

Para resolver em cada passo as equações (2.49) e (2.50), é necessário determinar as forças actuantes em cada bloco, no caso de blocos rígidos, ou em todos

os nós para blocos deformáveis. No caso de blocos rígidos, o valor da força F aplicada no centróide do bloco é dado pela soma de três parcelas:

$$F_i = F_i^c + F_i^g + F_i^a \quad (2.51)$$

em F_i^c representa as forças resultantes da interacção entre blocos, ou seja, as forças nos contactos de cada bloco, F_i^g parcela devida à aceleração da gravidade e F_i^a as restantes forças aplicadas.

Com base no sistema de forças aplicado em cada bloco, é determinada a resultante dos momentos relativamente ao centróide do bloco, sendo também dividida em três parcelas:

$$M_i = M_i^c + M_i^g + M_i^a \quad (2.52)$$

No caso de blocos deformáveis, para além das parcelas de forças referidas na equação (2.51), agora calculadas em todos os nós, é necessário somar as forças nodais equivalentes ao estado de tensão dos elementos, que são determinadas para cada elemento através:

$$F^e = \int_v B^T \sigma dv \quad (2.53)$$

em que a matriz B representa as derivadas das funções de interpolação e σ o vector das tensões internas de cada elemento.

A partir das equações (2.49) e (2.50), são obtidos em cada passo novos vectores de velocidade linear e angular dos blocos, o que multiplicando pelo passo de tempo permite determinar a nova posição dos blocos. A partir das novas velocidades e deslocamentos, determinam-se as posições e velocidades na fronteira dos blocos onde existem os contactos, prosseguindo-se assim para o cálculo das novas forças de interacção entre os blocos, e para um novo passo de cálculo.

O incremento de deslocamento no contacto (Δu) é determinado em cada passo de cálculo por:

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t \quad (2.54)$$

sendo decomposto nas suas componentes normal (Δu^n) e tangencial (Δu^s) através do vector caracterizador da direcção normal ao contacto (n_i)

$$\Delta u^n = \Delta u_i n_i \quad (2.55)$$

$$\Delta u^s = \sqrt{\|\Delta u\|^2 - (\Delta u_i n_i)^2} \quad (2.56)$$

Após a detecção dos contactos é necessário determinar os parâmetros geométricos associados, como a área de influência e direcção normal, possibilitando assim a determinação das forças de interacção entre blocos.

Após a identificação da geometria dos blocos e dos contactos, inicia-se a resolução passo a passo das equações de movimento de todos os blocos, aplicando relações força-deslocamento em todos os contactos.

No caso de blocos rígidos, pode-se caracterizar o movimento de cada bloco a partir do movimento do seu centróide, sendo necessário considerar seis graus de liberdade nesse ponto (três translações e três rotações). As equações descritivas do movimento do bloco são, assim, de dois tipos: um primeiro relativo a movimentos de translação e um segundo a movimentos de rotação. Os movimentos de translação do centróide do bloco respeitam a 2ª Lei de Newton:

$$\ddot{u}_i + \alpha \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} \quad (2.49)$$

em que i representa a direcção do deslocamento, os vectores \dot{u} e \ddot{u} a velocidade e aceleração do centróide respectivamente, α o coeficiente de amortecimento viscoso, F o vector resultante das forças a actuar no bloco e m a massa do bloco.

Os movimentos de rotação terão que respeitar a versão simplificada das equações de Euler de rotação de corpos rígidos:

$$\dot{w}_i + \alpha w_i = \frac{M_i}{I_s} \quad (2.50)$$

sendo w e \dot{w} os vectores de rotação e de velocidade rotacional do bloco, respectivamente, M o vector resultante dos momentos aplicados no centróide e I_s é o momento e inércia (escalado) igual nas três direcções. Para simplificar a equação original de Euler foram desprezados, na equação (2.50), os produtos de inércia e o momento de inércia (I_s) é uma média dos momentos principais de inércia do bloco. Estas simplificações são válidas no caso das velocidades serem pequenas, ou seja, para resolução de problemas quase-estáticos.

No caso de blocos deformáveis, o movimento é função dos movimentos dos pontos nodais, e assim, as equações de movimento resumem-se às translações (2.49), sendo escritas em relação a todos os pontos nodais do domínio em estudo.

Para resolver em cada passo as equações (2.49) e (2.50), é necessário determinar as forças actuantes em cada bloco, no caso de blocos rígidos, ou em todos os

os nós para blocos deformáveis. No caso de blocos rígidos, o valor da força F aplicada no centróide do bloco é dado pela soma de três parcelas:

$$F_i = F_i^c + F_i^g + F_i^a \quad (2.51)$$

em F_i^c representa as forças resultantes da interacção entre blocos, ou seja, as forças nos contactos de cada bloco, F_i^g parcela devida à aceleração da gravidade e F_i^a as restantes forças aplicadas.

Com base no sistema de forças aplicado em cada bloco, é determinada a resultante dos momentos relativamente ao centróide do bloco, sendo também dividida em três parcelas:

$$M_i = M_i^c + M_i^g + M_i^a \quad (2.52)$$

No caso de blocos deformáveis, para além das parcelas de forças referidas na equação (2.51), agora calculadas em todos os nós, é necessário somar as forças nodais equivalentes ao estado de tensão dos elementos, que são determinadas para cada elemento através:

$$F^e = \int_v B^T \sigma dv \quad (2.53)$$

em que a matriz B representa as derivadas das funções de interpolação e σ o vector das tensões internas de cada elemento.

A partir das equações (2.49) e (2.50), são obtidos em cada passo novos vectores de velocidade linear e angular dos blocos, o que multiplicando pelo passo de tempo permite determinar a nova posição dos blocos. A partir das novas velocidades e deslocamentos, determinam-se as posições e velocidades na fronteira dos blocos onde existem os contactos, prosseguindo-se assim para o cálculo das novas forças de interacção entre os blocos, e para um novo passo de cálculo.

O incremento de deslocamento no contacto (Δu) é determinado em cada passo de cálculo por:

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t \quad (2.54)$$

sendo decomposto nas suas componentes normal (Δu^n) e tangencial (Δu^s) através do vector caracterizador da direcção normal ao contacto (n_i)

$$\Delta u^n = \Delta u_i n_i \quad (2.55)$$

$$\Delta u^s = \sqrt{\|\Delta u\|^2 - (\Delta u_i n_i)^2} \quad (2.56)$$

A variação de tensão pode ser determinada a partir dos incrementos de deslocamento calculados:

$$\Delta\sigma^n = k_n \Delta u^n \quad (2.57)$$

$$\Delta\sigma^s = k_s \Delta u^s \quad (2.58)$$

em que k_n e k_s representam respectivamente a rigidez normal e tangencial da descontinuidade. Os incrementos de tensão agora determinados são somados aos valores de tensão vindos do passo de cálculo anterior. Os novos valores de tensão normal e tangencial são avaliados pelo modelo constitutivo do contacto, verificando, se os novos valores são admissíveis ou não, calculando neste caso novos valores de tensão. Após a determinação das tensões de contacto definitivas, são calculadas as forças nos contactos através da área de influência (A) de cada contacto:

$$F^n = \sigma^n A \quad (2.59)$$

$$F^s = \sigma^s A \quad (2.60)$$

Com estes valores aplicados na equação (2.51), inicia-se um novo passo de cálculo.

Cada passo de cálculo passa pela integração das equações (2.49) e (2.50), que normalmente é efectuado com o recurso ao método das diferenças finitas centrais. Considerando um passo de cálculo de Δt , no instante t a velocidade em cada ponto é dada pela média das velocidades a meio do intervalo anterior e posterior.

$$\dot{u}_i(t) = \frac{\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)}{2} \quad (2.61)$$

A aceleração no mesmo instante t é calculada da mesma forma:

$$\frac{\partial \dot{u}_i(t)}{\partial t} = \frac{\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) - \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)}{\Delta t} \quad (2.62)$$

Inserindo estas equações ((2.61) e (2.62)) na equação geral de movimento translacional (2.49), é possível resolver a equação em ordem ao termo $\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)$, uma vez que o termo $\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)$ já é conhecido do passo anterior e as resultantes das forças e dos momentos (F e M) são conhecidas para o instante t :

$$\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = \left[\left(1 - \alpha \frac{\Delta t}{2}\right) \dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \left(\frac{F_i(t)}{m} + g_i\right) \Delta t \right] \frac{1}{1 + \alpha \frac{\Delta t}{2}} \quad (2.63)$$

Neste esquema de cálculo a velocidade é determinada a meio do intervalo de tempo, e as forças, momentos e deslocamentos, são determinados no fim do intervalo. O deslocamento no passo de tempo seguinte ($t + \Delta t$) é calculado através de:

$$u_i(t + \Delta t) = u_i(t) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \Delta t \quad (2.64)$$

Uma das vantagens deste algoritmo consiste na versatilidade com que pode ser aplicado tanto a problemas estáticos como dinâmicos, lineares ou não-lineares. Em relação aos algoritmos iterativos (nos quais tem de ser assegurada a convergência em cada passo de tempo) têm a vantagem de serem independentes em relação ao tipo de elemento empregue e aos modelos constitutivos dos contactos e dos materiais.

Em problemas estáticos, a convergência de um algoritmo do tipo explícito dá-se por dissipação de energia da equação de movimento através de amortecimento, sendo a estabilidade numérica dependente do passo de cálculo escolhido. Enquanto nos cálculos dinâmicos têm de ser utilizadas as propriedades físicas reais do sistema, na resolução de problemas estáticos, o amortecimento, a massa e o passo de tempo não têm significado real, podendo ser calibrados de forma a maximizar a eficiência do cálculo.

Num cálculo estático, a convergência do algoritmo de integração explícita está dependente da escolha do passo de cálculo, que por sua vez depende da maior frequência própria do sistema ω_{\max} (Belytschko & Hughes, 1986):

$$\Delta t_{\text{crit}} < \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (2.65)$$

A determinação da frequência própria mais alta (ω_{\max}) é morosa, pois implica a determinação dos valores próprios de um sistema, cujas propriedades vão sendo alteradas a cada passo.

No caso de um modelo de elementos discretos deformáveis, em que os blocos são discretizados numa malha interna de elementos finitos, para que haja convergência do algoritmo de cálculo, é necessário determinar o valor de Δt_{crit} relativo a dois tipos de resposta da estrutura, um relativo às deformações internas dos elementos e outro ao movimento entre blocos.

Relativamente às deformações internas dos elementos, o passo de cálculo máximo é dado pela menor relação entre a massa e a rigidez de cada nó dos elementos finitos:

$$\Delta t_e = 2 \text{ MIN} \left(\sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \right) \quad (2.66)$$

em que m_i representa a massa associada a no i e k_i a sua rigidez. O cálculo da rigidez associada a cada nó i , no caso de nós na fronteira dos blocos, engloba duas parcelas, uma primeira, relativa à rigidez dos elementos associados ao nó (k_i^e), que depende das propriedades e dimensões dos elementos finitos adjacentes, e uma segunda, relativa à rigidez dos contactos (k_i^c), que depende da rigidez das juntas entre blocos e das áreas em contacto:

$$k_i = \sum (k_i^e + k_i^c) \quad (2.67)$$

No que diz respeito à resolução das equações considerando blocos rígidos, o passo de cálculo máximo é dado pela relação entre a massa do menor bloco (M_{\min}) e a maior rigidez de contacto do sistema (K_{\max}), ponderado por um factor (frac) que contabiliza a possibilidade de dois blocos pequenos poderem estar em contacto.

$$\Delta t_b = 2 \text{ frac MIN} \left(\sqrt{\frac{M_{\min}}{K_{\max}}} \right) \quad (2.68)$$

Assim, o passo de cálculo máximo, ou crítico (Δt_{crit}), será o menor dos valores anteriormente determinados

$$\Delta t_{\text{crit}} < \text{MIN} (\Delta t_e, \Delta t_b) \quad (2.69)$$

Capítulo 3 - Rotura de barragens: acidentes e prevenção

3.1 - Considerações gerais

As barragens têm proporcionado uma melhoria na qualidade de vida da humanidade, através do abastecimento de água, controle de cheias, produção de energia eléctrica, rega e recreação, e são actualmente uma parte integrante das grandes infra-estruturas mundiais. As barragens levantaram também uma série de questões, nomeadamente, quanto aos riscos inerentes às zonas a jusante destas obras para um cenário de colapso, os impactos ambientais devido às alterações provocadas pela construção da barragem, etc. Nos últimos anos têm vindo a ser questionados os benefícios provenientes da construção deste tipo de obras quando comparados com os prejuízos que esta situação acarreta. A opinião mundial reconhece que as barragens têm um papel indispensável no aproveitamento dos recursos hídricos. Ultimamente, esta opinião tem vindo a ser reforçada com a tomada de medidas de órgãos reconhecidos mundialmente, como foi o caso do World Bank que estabeleceu novas linhas estratégicas no sector dos recursos hídricos, permitindo o financiamento para a construção de barragens. Durante o III World Water Forum que decorreu em Kyoto foi feita uma declaração ministerial que reconheceu o papel importante das centrais hidroeléctricas como fonte de energia alternativa e limpa. Mais recentemente, o Bonn Renewables Ministerial Conference, também reconheceu as centrais hidroeléctricas como uma fonte de energia renovável [Viotti, 2004].

Segundo a ICOLD o projecto de uma barragem para além de respeitar os três critérios clássicos, técnico, económico e financeiro, e deve incluir um quarto critério bastante importante que é a sua aceitação política e social. Actualmente, o factor decisivo para a sua aceitação baseia-se na conjugação de duas questões, a segurança da barragem, e a compatibilidade com o meio ambiente. Seguidamente abordar-se-á a questão da segurança estrutural.

Inicialmente, no âmbito da ICOLD definia-se grande barragem, como uma estrutura com altura superior a 30 m (medidos a partir do ponto mais baixo da fundação) e volume de água do reservatório superior a $50 \times 10^6 \text{ m}^3$. Actualmente, considera-se grande barragem se tiver uma altura superior a 15 m ou, se possuir um volume da albu-

feira superior a $1 \times 10^6 \text{ m}^3$, desde que tenha uma altura acima de 5 m. Esta nova classificação reconhece a complexidade de uma barragem, mesmo de pequenas dimensões, mas aponta para uma tarefa gigantesca, devido ao elevado número de barragens que reúnem essas características e, principalmente, devido ao seu estado geral de abandono sob o ponto de vista do cumprimento de rotinas de inspeção, manutenção e regras de operação. O número de grandes barragens, referenciadas no “World Register of Dams” em 1988, já ascendia a mais de 45000.

Muitas dessas barragens apresentam um risco potencial elevado dado que, em caso de rotura, por efeito de cascata, comprometer a segurança de outras de maior porte e importância económica, localizadas a jusante.

Convém realçar a diferença conceptual entre risco e segurança: risco é a probabilidade de ocorrência de um determinado incidente ou acidente, e segurança diz respeito à avaliação sobre o ponto de vista social e legal. Assim, risco é classificado em alto, baixo, muito baixo ou desprezável, enquanto que segurança é avaliada em conjugação com a probabilidade de ocorrência de um acidente e das suas consequências, por isso, pode-se concluir que uma barragem é segura, se o risco for aceitável [Gruetter, 1982].

3.2 - Cenários de rotura

3.2.1 - Generalidades

No estudo de cenários de rotura deste tipo de obras é necessário definir os conceitos de deterioração, incidente, acidente e rotura. O Regulamento Português de Segurança de Barragens (RSB), no seu artº 3º, define os conceitos de incidente e acidente:

- Incidente: anomalia do comportamento susceptível de afectar, a curto ou a longo prazo, o cumprimento dos requisitos necessários ao funcionamento da obra em condições normais de uso e que implica a tomada de medidas de conservação.

- Acidente: ocorrência excepcional relativa ao comportamento da barragem ou da sua fundação, reservatório, órgãos de segurança e exploração, cuja evolução não controlada é susceptível de conduzir à rotura de uma ou mais das componentes estruturais, podendo originar uma onda de inundação.

Segundo a ICOLD [ICOLD, 1983] a deterioração é definida como qualquer

ocorrência numa barragem que altera, ou se considere que pode vir a alterar, o comportamento previsto durante as fases de construção, primeiro enchimento e exploração, ou seja, qualquer situação que possa vir a afectar a funcionalidade ou a segurança. No primeiro caso, tem-se a ocorrência de um incidente e no segundo um acidente. De acordo com as definições anteriormente apresentadas, o termo deterioração engloba os termos incidente, acidente e rotura.

A rotura define-se como qualquer ocorrência no corpo da barragem, suas fundações, órgãos de segurança e zona da albufeira que tenha provocado a libertação não controlada de um grande volume de água para jusante. É uma situação que envolve riscos significativos para pessoas e bens [ICOLD, 1987 e ICOLD, 1995].

A rotura de uma barragem é, em geral, um processo que se inicia com um comportamento anómalo, ou seja, com uma primeira evidência. Estes sintomas nem sempre são detectados atempadamente, conduzindo a uma evolução progressiva descontrolada da anomalia até se verificar um acidente grave ou mesmo rotura. Deste modo, é importante para garantia da segurança de barragens, a realização de inspecções regulares e a exploração de adequados sistemas de observação, que permitam uma análise rápida dos resultados e consequente tomada de decisões.

3.2.2 - Caracterização dos principais tipos de acidentes

A Comissão de Deterioração de Barragens e Albufeiras, da ICOLD, presidida pelo português Eng^o Manuel Rocha, elaborou um trabalho muito importante sobre as deteriorações ocorridas nas barragens de todo o mundo até 1975 [ICOLD, 1983]. Para o tratamento de toda a informação proveniente das comissões nacionais, foi necessário elaborar uma lista exaustiva relativa às causas que poderiam provocar a deterioração das barragens, catalogando, para cada cenário, as causas mais importantes que originaram as anomalias na obra. Posteriormente esta lista foi melhorada, por forma a inserir novas deteriorações entretanto verificadas [ICOLD, 1995]. Assim, para as barragens de betão as deteriorações catalogadas são:

0. - Projecto inadequado.
1. - Devido à fundação.
 - 1.1. - Reconhecimento incompleto ou inadaptado.
 - 1.2. - Deformação e aluimento de terras.
 - 1.3. - Resistência ao corte.

- 1.4. - Percolação.
 - 1.5. - Erosão interna.
 - 1.6. - Degradação.
 - 1.7. - Estado de tensão inicial.
 - 1.8. - Tensões de tracção no pé de montante da barragem.
 - 1.9. - Preparação da superfície da fundação.
 - 1.10. - Tratamento de consolidação.
 - 1.11. - Cortina de impermeabilização e outros dispositivos semelhantes.
 - 1.12. - Sistema de drenagem.
 - 1.13. - Fecho das galerias, poços e furos.
2. - Devido ao betão
- 2.1. - Reacções entre os componentes do betão (incluindo as reacções alcali-agregado).
 - 2.2. - Reacções entre os componentes do betão e o meio ambiente.
 - 2.3. - Resistência ao gelo e degelo.
 - 2.4. - Ataque de bactérias.
 - 2.5. - Resistência à compressão.
 - 2.6. - Resistência ao corte.
 - 2.7. - Resistência à tracção.
 - 2.8. - Permeabilidade.
 - 2.9. - Betonagem.
 - 2.10. - Refrigeração.
 - 2.11. - Juntas de construção (incluindo os dispositivos de impermeabilização).
 - 2.12. - Disposição das armaduras e ancoragens.
 - 2.13. - Envelhecimento do betão.
3. - Devido a acções imprevistas ou de grandeza excepcional (em principio, desde que o cenário não incida sobre outra rubrica)
- 3.1. - Pressão hidrostática e depósito de sedimentos (incluindo a pressão e o impacto do gelo da albufeira).
 - 3.2. - Sub-pressão.
 - 3.3. - Sismos.
 - 3.4. - Variações de temperatura exterior.

- 3.5. - Variação de temperatura devida ao calor de hidratação.
- 3.6. - Variação da humidade ambiente.
- 3.7. - Galgamento.
- 3.8. - Deterioração do contacto rocha-betão.
- 4. - Devido ao comportamento estrutural de barragens abóbadas e abóbadas múltiplas (compreendendo o período da construção)
 - 4.1. - Formas e inserção da barragem no vale.
 - 4.2. - Tensões de tracção.
 - 4.3. - Concentração de tensões devido a singularidades na superfície de fundação.
 - 4.4. - Concentração de tensões junto a aberturas e pontos singulares.
 - 4.5. - Encontros artificiais e fundação.
 - 4.6. - Distribuição e tipo de juntas.
 - 4.7. - Revestimentos.
- 5. - Devido ao comportamento estrutural de barragens gravidade e de contrafortes.
 - 5.1. - Formas e inserção da barragem no vale.
 - 5.2. - Tensões de tracção.
 - 5.3. - Concentração de tensões devido a singularidades na superfície de fundação.
 - 5.4. - Concentração de tensões junto a aberturas e pontos singulares.
 - 5.5. - Distribuição e tipo de juntas.
 - 5.6. - Revestimentos.
- 6. - Devido à observação.
 - 6.1. - Instrumentação inadequada.
- 7. - Devido à manutenção.
 - 7.1. - Inspeções periódicas.
 - 7.2. - Limpeza da drenagem.
 - 7.3. - Controlo das infiltrações.
 - 7.4. - Bombagem das águas de infiltrações.
 - 7.5. - Deterioração dos instrumentos de medida.

Fazendo uma análise das informações referidas no relatório da Comissão de Deterioração de Barragens e Albufeiras relativas aos diferentes tipos de deteriorações

que ocorreram em barragens, pode-se afirmar que a segurança deste tipo de estruturas é ameaçada essencialmente por: galgamento provocado por inundações ou por escorregamentos de terra; deslizamento dos encontros; erosão de zonas do maciço de fundação; deterioração dos materiais e utilização de materiais inadequados. No entanto, a maioria dos acidentes ocorridos com as barragens de betão foi provocada por problemas da fundação, causados essencialmente por um deficiente reconhecimento geotécnico. Também se verifica que as abóbadas finas são mais sensíveis às acções dinâmicas, e que uma distribuição não uniforme da temperatura pode originar uma fissuração de tal forma considerável que pode provocar o colapso da obra. Acções sísmicas não provocaram, até hoje, a rotura de nenhuma barragem abóbada, apesar de várias terem sido sujeitas a sismos bastante intensos. O caso mais grave é o da barragem de Pacoima que sofreu danos significativos mas não atingiu o colapso. Os danos causados tiveram origem, não na intensidade da acção sísmica, mas na sua variação espacial.

Nos parágrafos seguintes são descritos alguns dos acidentes mais significativos ocorridos com barragens de betão.

3.2.2.1 - Galgamento

Uma das principais causas da rotura de barragens, considerando todo o tipo de obras, consiste no galgamento da obra, em regra, devido a inadequados órgãos hidráulicos de descarga. No entanto, o número de barragens de betão que sofreram danos devido a grandes descargas de água é muito pequeno (segundo o boletim 99 do ICOLD [ICOLD, 1995], apenas uma barragem colapsou, Alla Sella Zerbino).

As barragens de betão são normalmente dimensionadas para cenários correntes, limitando as tensões máximas de compressão a valores de 30 a 40 % da tensão de rotura à compressão, o que origina um grande coeficiente de segurança, pelo que o aumento da pressão hidrostática devido a um possível galgamento da obra não afecta normalmente o seu comportamento estrutural. As barragens abóbadas podem suportar uma onda que passe por cima da barragem com cerca de 2 a 2,5 vezes a sua altura. Para além da resistência estrutural da obra é também necessário que o terreno de fundação suporte o aumento de tensões, o que normalmente acontece, uma vez que as barragens de betão estão implantadas, em geral, em maciços rochosos de considerável resistência. Este tipo de cenário é portanto pouco significativo para barragens de betão, enquanto que para obras de aterro pode ser catastrófico.

Alla Sella Zerbino

A barragem de Alla Sella Zerbino, localizada em Itália, era uma barragem secundária construída numa zona lateral da albufeira criada pela barragem de Bric Zerbino, inserida na torrente de Ombra a cerca de 6 km a sul da cidade de Molare. A barragem secundária era uma barragem de arco gravidade, com cerca de 16,5 m de altura máxima, e um desenvolvimento do coroamento de 72 m (Fig. 3.1a). A obra colapsou no dia 13 de Agosto de 1935, devido ao galgamento da barragem seguido de deslizamento do maciço de fundação. Nesta catástrofe perderam a vida mais de 1000 pessoas (Fig. 3.1b) [Federal Energy Regulatory Commission, 1999].

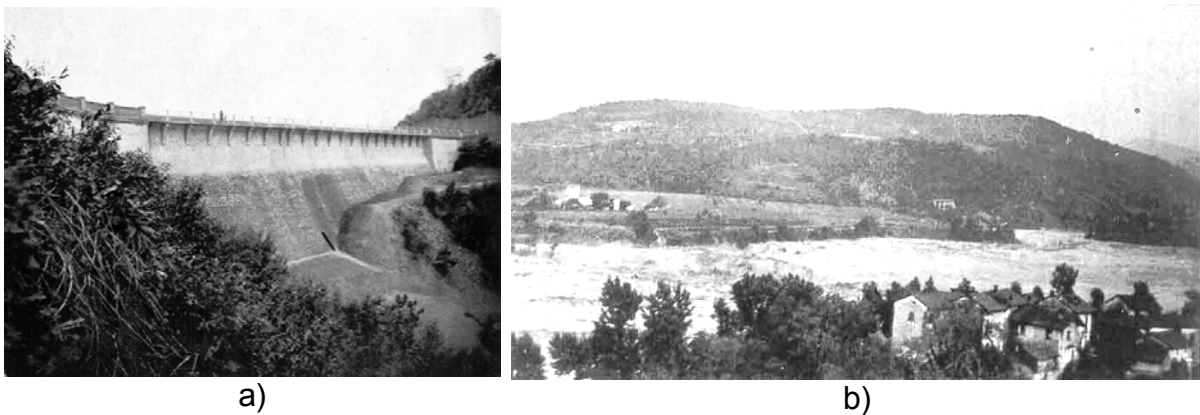


Fig. 3.1 – Barragem de Alla Sella Zerbino: a) vista de jusante da barragem, b) cheia provocada pela rotura da barragem [Il Disastro di Molare]

Lakee Lanier

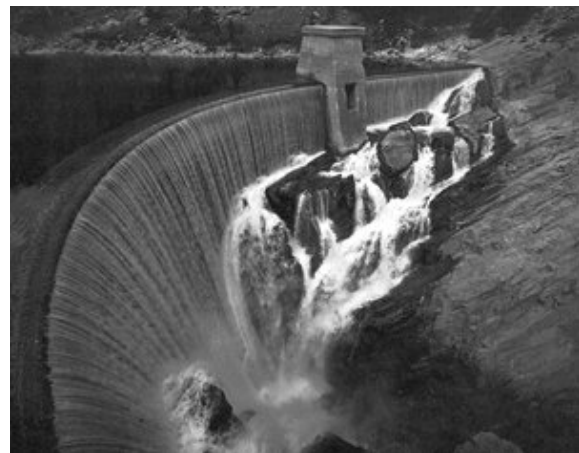
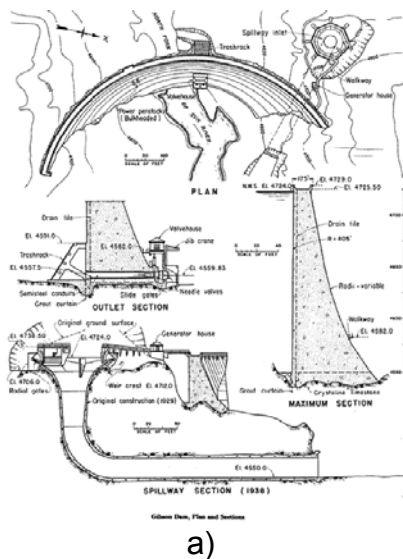
A barragem de Lakee Lanier, implantada no rio Vaughn Creek, perto de Bonner Ferry, Idaho (EUA), era uma barragem de arcos circulares com raio constante de aproximadamente 45,7 m, tendo sido concluída em 1925. A obra possuía, uma altura de cerca de 19 m e um desenvolvimento do coroamento de 71,9 m, com espessuras na base de 3,81 m e no coroamento de 0,30 m. Em Janeiro de 1926, durante o primeiro enchimento, a barragem foi sujeita a um galgamento, devido a um deficiente dispositivo de descarga de água que veio a provocar a rotura da fundação do encontro esquerdo (Fig. 3.2) [ICOLD, 1974].



Fig. 3.2 – Barragem de Lake Lanier (EUA), da zona da margem esquerda após a rotura [ICOLD; 1974]

Gibson

A barragem de Gibson, do tipo arco-gravidade, localizada no rio Sun em Montana (E.U.A), concluída em 1929 (Fig. 3.3a), foi sujeita em Junho de 1964, a um galgamento que durou cerca de 20 horas. O nível da água elevou-se cerca de 2 m acima do coramento da barragem durante o galgamento da obra (Fig. 3.3b), mas a barragem não sofreu danos, tendo-se verificado, apenas, o arrastamento de alguns blocos de rocha junto dos encontros [Federal Energy Regulatory Commission, 1999].



a)

b)

Fig. 3.3 – Barragem de Gibson: a) geometria da barragem, b) galgamento da barragem [Toshio Shibata]

A passagem de grandes caudais sobre a estrutura pode não originar, no caso das barragens de betão, colapso da obra, mas, tratando-se de grandes caudais não controlados, podem causar grandes danos a jusante da barragem.

3.2.2.2 - Rotura do maciço de fundação

Um dos grandes problemas com que os engenheiros de barragens se debateram durante anos dizia respeito à permeabilidade da fundação. Existem registos de alguns acidentes de barragens de betão, que foram provocados por arrastamento de material da fundação pela água originando o conseqüente colapso. Estes casos deveram-se, essencialmente, a um deficiente ou inexistente reconhecimento geotécnico da fundação.

Saint Francis

A barragem de Saint Francis, localizada no rio San Francisquito Creek, perto de Saugus, Califórnia (EUA), foi concluída em 1926 (Fig. 3.4a). Esta barragem de arco gravidade, com um raio em planta de cerca de 152 m, com uma altura máxima de 62 m, possuía espessura máxima na base de 53,4 m e no coroamento de 4,9 m. A barragem tinha um comprimento de cerca de 213 m. Durante o primeiro enchimento o nível da albufeira foi sendo controlado até à altura dos descarregadores de superfície, até que em 5 de Março de 1928, o nível da albufeira atingiu a cota máxima, e assim permaneceu até ao dia 12 do mesmo mês, altura em que se deu a rotura da barragem. Os documentos fotográficos mostram algumas infiltrações importantes que atravessavam o corpo da barragem na zona central (Fig. 3.4 b). Devido às infiltrações existentes no corpo da barragem, com passagem de grande quantidade de água, devem-se ter formado fendas de dimensões apreciáveis. No entanto, muito mais importante que este fenómeno foi o que ocorreu na fundação em que houve também grandes infiltrações. Com a subida do nível de água no reservatório, os caudais infiltrados ao longo da fundação aumentaram substancialmente podendo ter atingido valores de 0,6 m³/s na tarde antes da rotura. No dia 12 de Março de 1928, a barragem colapsou, quando a parte principal da obra, com excepção da zona central, cedeu, dando origem, na zona esquerda a um quantidade enorme de fragmentos que foram arrastados durante umas centenas de metros, e na zona direita, originou um bloco com cerca de 10000 ton e outros pequenos fragmentos (Fig. 3.5) [ICOLD, 1974].

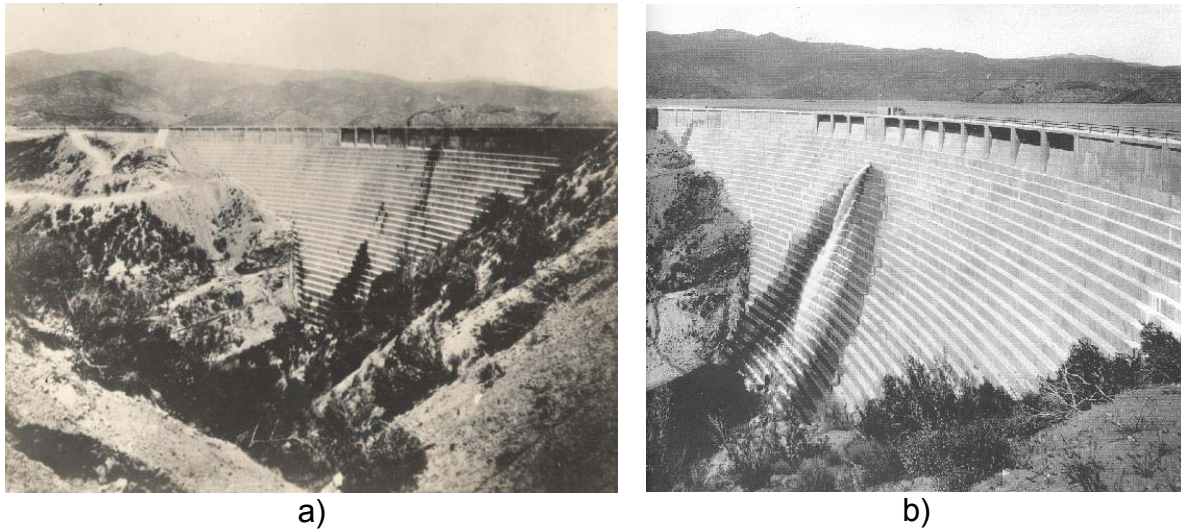


Fig. 3.4 – Barragem de Saint Francis (EUA): a) vista de jusante da obra [Saint Francis Dam Site], b) infiltrações na zona central do corpo da barragem [Engineering and the Good]



Fig. 3.5 – Barragem de Saint Francis (EUA) após o colapso [Saint Francis Dam Site]

Seguidamente, foram feitos diversos estudos para perceber as causas do colapso e o que esteve na sua origem. Os seis especialistas que procederam a estes estudos foram consensuais relativamente às causas, mas divergiram no que diz respeito ao processo de rotura. A rotura foi originada por uma deficiente resistência da fundação, provocada pelo escoamento a grande velocidade da água ao longo do solo, com conseqüente diminuição das suas características mecânicas. Não foi consensual, se a rotura teve início na margem esquerda ou na margem direita.

Malpasset

Quando se aborda o tema relativo à rotura de barragens de betão por colapso da fundação, tem que se referir o caso emblemático da barragem de Malpasset, um dos mais graves que ocorreu em barragens de betão (Fig. 3.6). A barragem de Malpasset, localizada no Rio Reyran em França, era constituída por uma abóbada fina de dupla curvatura (espessura de 6,78 m na base e 1,50 m no coroamento), com cerca de 60 m de altura e 223 m de desenvolvimento do coroamento [ICOLD, 1974].



Fig. 3.6 –Barragem de Malpasset (França) [Cracking Dams]

A rotura da barragem ocorreu em 1959 e foi devida a um deslizamento que ocorreu na fundação sob o encontro esquerdo, provocando a rotação do corpo da barragem em torno de um eixo localizado na margem direita [Londe, 1987] (Fig. 3.7), este movimento de rotação originou o colapso total da obra (Fig. 3.8). Na altura do acidente, o nível da água da albufeira estava apenas a cerca de 0,30 m abaixo do coroamento da barragem.

A rotura da barragem de Malpasset foi a primeira de uma barragem abóbada, tendo provocado a completa destruição da cidade de Frejus localizada a jusante.

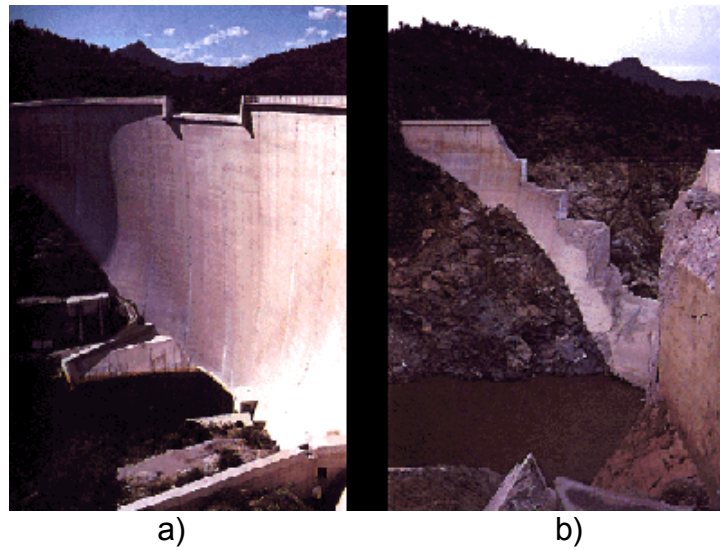


Fig. 3.7 – Barragem de Malpasset vista de jusante da margem direita: a) antes do colapso, b) após a rotura



Fig. 3.8 – Rotura da barragem de Malpasset: a) vista do colapso dos blocos da barragem, b) vista do estado actual do local da barragem [Cracking Dams]

3.2.2.3 - Escorregamento da encosta

Vajont

Neste cenário, o caso mais conhecido diz respeito ao deslizamento de parte da encosta da margem direita para o interior da albufeira da barragem de Vajont, localizada no rio Vajont, em Itália. A barragem de Vajont é uma abóbada fina de dupla curvatura, com cerca de 276 m de altura e espessuras de 27 m na base e 3,4 m no coroamento (Fig. 3.9).

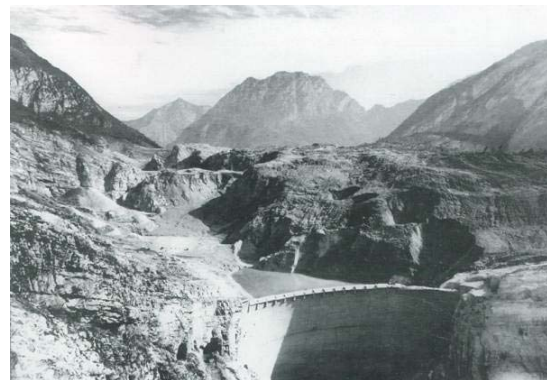


Fig. 3.9 – Barragem de Vajont (Itália) [Capitanata]

Em 9 de Outubro de 1963, durante o enchimento do reservatório ocorreu o deslizamento, em cerca de 2 km, de parte da encosta da margem esquerda, para o interior da albufeira. A quantidade de encosta que escorregou correspondeu a um volume aproximado de 275 milhões de metros cúbicos, que geraram uma onda que galgou a barragem com uma altura de cerca de 260 m acima do coroamento segundo Muller [Muller-Salzburg, 1987], ou de cerca de 100 m acima do coroamento segundo Hendron e Patton [Hendron e Patton, 1985]. Esta gigantesca onda provocou grandes danos a jusante da barragem, tendo cerca de 2000 pessoas perdido a vida. Apesar das dimensões da catástrofe, a barragem teve um desempenho estrutural assinalável, não tendo sofrido danos devido ao acréscimo de solicitações provocado pela pressão hidrostática e pelo impacto do terreno no paramento de montante devido ao escorregamento. Por outro lado este escorregamento criou uma barragem de terra, vedando o acesso do rio à barragem de Vajont (Fig. 3.10).



a)



b)

Fig. 3.10 – Albufeira da barragem de Vajont: a) antes do acidente [Il disastro del Vajont], b) após o escorregamento da encosta da margem esquerda para a albufeira [Capitanata]

3.2.2.4 - Sismos

As barragens de betão, e em particular as barragens abóbada, possuem um bom comportamento relativamente à acção dos sismos, não havendo registos de rotura de barragens abóbada devido à acção sísmica. No entanto, diversas barragens deste tipo estiveram sujeitas a sismos intensos.

Segundo um trabalho publicado em 1987 [Serafim, 1987], havia registos de 43 barragens abóbada localizadas em 14 países terem estado sujeitas a acções sísmicas, embora, só em 4 o epicentro do sismo estive-se localizado junto da barragem. Estas quatro barragens foram Pacoima, Lower Crystal Springs e Gibraltar, nos Estados Unidos, e Ambiesta, em Itália. As 43 barragens, em que existe registo de terem sido sujeitas à acção sísmica, tiveram um bom comportamento, pois não apresentaram praticamente danos, à excepção da barragem de Pacoima que foi sujeita a dois grandes sismos (sismo de São Fernando em 1971 e de Northidge em 1994) que originaram algumas roturas.

Pacoima

A barragem de Pacoima, concluída em 1929, está localizada no rio Pacoima Creek, perto da cidade de São Fernando (Los Angeles), é constituída por uma abóbada com cerca de 123 m de altura e um desenvolvimento de 211 m (Fig. 3.11). O dimensionamento da barragem de Pacoima foi efectuado unicamente para acções estáticas, não tendo sido efectuadas quaisquer considerações relativamente ao efeito das acções dinâmicas no comportamento da barragem.

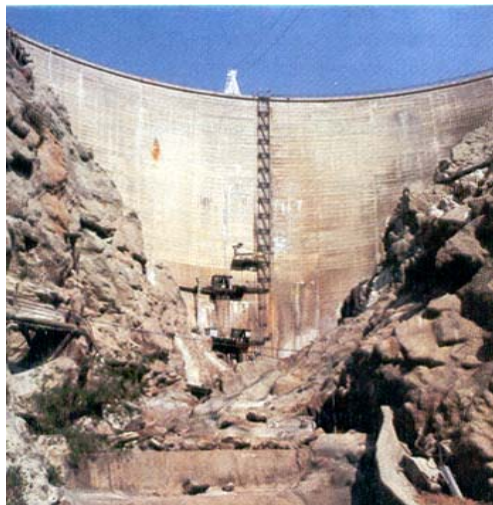


Fig. 3.11 – Barragem de Pacoima (EUA) [Exploration Technologies, Inc]

Em Fevereiro de 1971, ocorreu o sismo de São Fernando, com uma magnitude de 6,7 e uma duração de cerca de 7,5s. O epicentro do sismo ocorreu a cerca de 6,5 km do local da barragem, tendo sido registados acelerogramas na margem esquerda a cerca de 16 m do coroamento com acelerações de pico de 1,25g, em ambas as direcções horizontais, e 0,70g na direcção vertical [Federal Energy Regulatory Commission, 1999]. Os estudos efectuados depois da ocorrência do sismo, concluíram que durante o evento, as acelerações de pico no fundo do vale variaram entre 0,6g e 0,8g. Esta diferença para o registo da margem esquerda, poderá ser explicada devida à forma e composição geológica do vale.

O comportamento estrutural da barragem pode ser considerado como satisfatório, não tendo ocorrido fendilhação considerável no corpo da barragem, nem existe a suspeita da ocorrência de movimentos das juntas apreciáveis. A variação espacial da acção sísmica provocou a rotura da barragem na margem esquerda, na ligação da abóbada ao encontro, até cerca de 15 m abaixo do coroamento, provocando também grande fendilhação do maciço rochoso dessa margem. As consequências para a barragem e para jusante, não foram mais graves porque, durante a ocorrência do sismo, o nível da água na albufeira encontrava-se cerca de 45 m abaixo do coroamento.

Após o sismo foi avaliada a segurança da barragem, recorrendo a um modelo de elementos finitos tridimensionais. Em consequência do estudo, foram executadas obras de reparação e reabilitação da obra e da fundação. As principais medidas tomadas foram: i) realização, no encontro esquerdo, de 35 ancoragens ao terreno para aumentar a sua estabilidade; ii) a fenda entre a abóbada e o encontro esquerdo foi preenchida de forma a dar continuidade estrutural; e iii) reparação de fissuração da fundação. Segundo Hansen e Roehm [Hansen e Roehm, 1979], o excelente comportamento da barragem de Pacoima durante o sismo de 1971 pode ser justificado pelos seguintes factores:

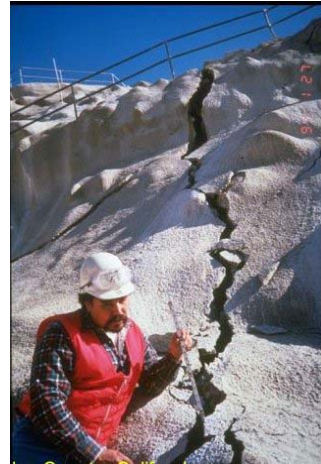
- a resistência do betão sofre um aumento substancial quando sujeito a acções rápidas;
- o maciço de fundação absorve uma parte da energia proveniente do sismo;
- o comportamento não linear do betão contribui para um aumento da capacidade resistente da barragem, quando comparado com os valores previstos através de uma análise linear; e
- as juntas de contracção verticais, com tensões admissíveis baixas, constituem planos segundos os quais grandes tensões horizontais podem ser libertadas.

Em 17 de Janeiro de 1994, a barragem de Pacoima foi novamente sujeita a um grande sismo (Northridge, com uma magnitude de 6,7), com o epicentro a cerca de 18 km do local da barragem e com o nível da água na albufeira cerca de 40 m abaixo do coroamento [Federal Energy Regulatory Commission, 1999]. Após o sismo de São Fernando e durante as obras de reabilitação, a barragem foi bastante instrumentada de modo a que pudesse haver registos da acção sísmica ao longo da fundação e da resposta da barragem durante a ocorrência de um evento deste género. Assim, durante o sismo de Northridge foram registadas, na margem esquerda (mesmo local de registo do sismo de São Fernando) acelerações máximas de 1,47g e 1,70g na direcção horizontal e 1,36g na direcção vertical. No fundo do vale foram registadas acelerações máximas de 0,54g na direcção radial e 0,43g na direcção vertical, tendo-se confirmado a hipótese admitida para o sismo de São Fernando relativa à grande variação da acção sísmica ao longo da superfície de inserção da barragem. Na zona central da barragem foram registadas acelerações superiores a 2,0g, mas não puderam ser digitalizadas, porque os valores excederam a escala dos sensores. Os registos do corpo da barragem revelam uma componente forte nas altas frequências, que pode ser resultado da contribuição de modos superiores ou do impacto provocado pelo fecho das juntas de contracção. As consequências para a barragem devidas a este sismo foram bastante mais gravosas do que as ocorridas durante o sismo de São Fernando.

Os danos mais visíveis provocados pelo sismo no local da obra, incluíram: escorregamentos do maciço rochoso, grande fissuração na zona de betão projectado e fundação sob o encontro da margem esquerda (Fig. 3.12), abertura da junta de ligação da abóbada ao encontro esquerdo e bastante fissuração no paramento de montante. A junta de ligação da abóbada ao encontro esquerdo com uma altura de cerca de 20 m, apresentou uma abertura de cerca de 5,0 cm no coroamento e 0,5 cm na parte inferior.



a)



b)

Fig. 3.12 – Danos no local da barragem de Pacoima provocados pelo sismo de Northridge em 1994 [Florida State University]: : a) escorregamentos do maciço rochoso, b) fenda no betão projectado e fundação sob o encontro da margem esquerda

Lower Crystal Springs

Um dos primeiros casos, em que existem relatos, de que uma barragem foi solicitada por um grande sismo é o da barragem de Lower Crystal Springs, localizada em São Mateus, Califórnia, a cerca de 32 km a sul de São Francisco. A barragem é constituída por um arco gravidade e foi concluída em 1890, possuindo cerca de 46 m de altura e 180 m de desenvolvimento (Fig. 3.13).

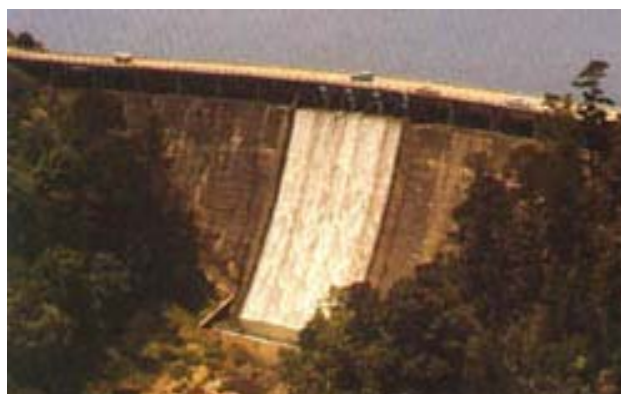


Fig. 3.13 – Barragem de Lower Crystal Springs (EUA) [Cracking Dams]

Em 1906, ocorreu o sismo de São Francisco cuja magnitude estimada foi de 8,3. Este sismo não provocou qualquer tipo de rotura nem fendilhação na barragem, apesar desta estar localizada muito próxima da falha de Santo André e de não ter sido

considerada a acção sísmica aquando do seu dimensionamento [Federal Energy Regulatory Commission, 1999]. Em 17 de Outubro de 1989, ocorreu o sismo de Loma Prieta, com uma magnitude de 7,1, cujo epicentro estava a cerca de 64 km a sul da barragem. Novamente a barragem não apresentou qualquer tipo de anomalia, mas as acelerações ocorridas no local da barragem devem ter sido inferiores às devidas ao sismo de 1906. Um estudo recente relativo à segurança da barragem aos sismos conclui que para um sismo com uma magnitude de 8,5, a barragem resiste sem danos estruturais assinaláveis. O excelente desempenho desta barragem a acções sísmicas pode estar relacionado com os seguintes factores:

- a secção transversal foi dimensionada como uma barragem gravidade, mas foi considerada curva em planta para aumentar a sua capacidade resistente;
- a construção obedeceu a um criterioso processo, que originou o uso de blocos interligados e desfasados por forma a não existirem juntas contínuas horizontais ou verticais; e
- o maciço de fundação é bastante fracturado com visíveis superfícies de descontinuidade, absorvendo por isso grande parte da energia de deformação proveniente do sismo.

Gibraltar

A barragem de Gibraltar localizada perto da cidade de Santa Bárbara, Califórnia, é constituída por um arco gravidade, cerca de 51 m de altura, 180 m de desenvolvimento e foi concluída em 1925 (Fig. 3.14).



Fig. 3.14 – Barragem de Gibraltar (EUA) [The city of Santa Barbara]

A barragem não sofreu qualquer tipo de danos durante o sismo de Santa Bárbara de 1925, cuja magnitude foi de cerca de 6,3 e o epicentro se estima que tenha sido muito próximo da barragem. Segundo os relatos da época: *a barragem sofreu uma vibração de tal ordem que um homem que estivesse no seu interior dificilmente se sustinha de pé* [Federal Energy Regulatory Commission, 1999].

O desempenho das barragens de Gibraltar e de Lower Crystal Springs durante a ocorrência de um sismo intenso comprovou que este tipo de obras tem um comportamento excelente mesmo sem terem sido dimensionadas para este tipo de acção.

Sefid Rud

A barragem de contrafortes de Sefid Rud (Fig. 3.15), localizada na zona norte do Irão, com uma altura de 106 m e um desenvolvimento do coroamento de 417 m, foi sujeita a um sismo intenso com uma magnitude de 7,3 em Junho de 1990 [Wielan, 2002]. A determinação do epicentro deste evento concluiu que deveria estar localizado a menos de 1 km do local da barragem, pelo que, segundo os registos existentes, deverá ter sido maior acção sísmica que já actuou sobre uma barragem de betão. Os danos provocados pelo sismo resumiram-se a algumas fissuras localizadas na parte superior da barragem e no coroamento (Fig. 3.16). A barragem foi reparada e continua em funcionamento.



Fig. 3.15 – Barragem de Sefid Rud (Irão) [Wielan, 2002]

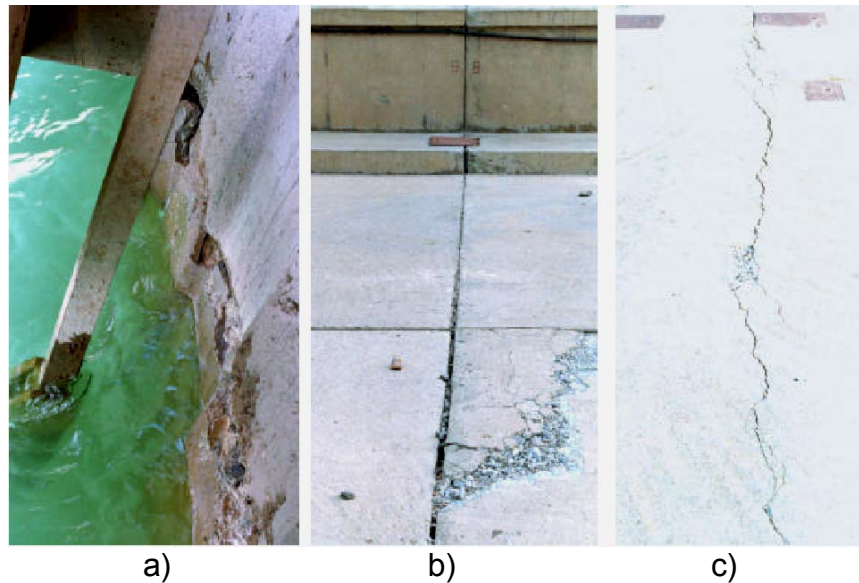


Fig. 3.16 – Fissuras na barragem de Seif Rud após o sismo de Manjil em 1990 [Wielan, 2002]: a) zona da margem esquerda de montante, b) pavimento do coroamento, c) pavimento do coroamento

Shih-Kang

A barragem de gravidade de Shih-Kang, com 25 m de altura e um comprimento de 357 m, localizada no rio Tachia, sofreu danos consideráveis durante a ocorrência do sismo de Chi-Chi em 1990 (Fig. 3.17). A barragem foi finalizada em 1977 e foi dimensionada para as acções dinâmicas recorrendo a um coeficiente sísmico pseudo-estático de 0,15g. O colapso da obra não foi originado pela acção directa de vibrações sísmicas, mas pelo movimento da falha Chelungpu localizada sob a barragem na zona junto do encontro direito. Este movimento foi provocado pela acção do sismo e originou a rotura de parte da barragem e o consequente esvaziamento da albufeira, não tendo provocado danos maiores porque o nível da água era relativamente baixo. Na altura da ocorrência do sismo o nível da albufeira estava a cerca de 4 m do coroamento. Toda a zona esquerda da barragem subiu cerca de 7 a 10 m, originando no final uma diferença apreciável entre as cotas do coroamento da barragem (Fig. 3.18). De acordo com registos efectuados perto do local da barragem, estimou-se que a fundação tenha atingido acelerações máximas de cerca de 0,50g na direcção horizontal e 0,52g na vertical. Conjugando estes valores de aceleração com o nível da albufeira, verificou-se que a barragem durante o sismo foi sujeita a uma acção correspondente a cerca de 55% da acção estática relativa à albufeira cheia e cerca de 45% da soma da acção estática com a acção dinâmica considerada no dimensionamento [Wielan, 2002].



Fig. 3.17 – Barragem de Shih-Kang após o movimento de uma falha localizada na sua fundação durante o sismo Chi-Chi de 1990 [Wielan, 2002]



Fig. 3.18 – Barragem de Shih-Kang após o movimento de uma falha localizada na sua fundação durante o sismo Chi-Chi de 1990, pormenor da posição final do coroamento [Foster e Campbell, 2000]

Ambiesta

A barragem de Ambiesta construída numa região com grande risco sísmico, no norte de Itália, junto à cidade de Gemona, é composta por uma abóbada que foi dimensionada especificamente para resistir à acção dos sismos. A barragem tem uma altura de cerca de 143 m e um desenvolvimento do coroamento de 443 m. Para que a barragem tivesse um comportamento dinâmico melhorado e resistisse com mais segurança às sobrecargas passíveis de serem aplicadas durante toda a vida da obra, os projectistas dimensionaram uma abóbada simétrica com uma curvatura bastante acentuada para jusante [Hansen e Roehm, 1979]. Em 1976, ocorreu o sismo de Gemona-Friuli,

com uma magnitude de 6,5, cujo epicentro foi localizado a cerca de 22 km da barragem, tendo gerado acelerações de 0,33g junto do encontro direito. A barragem esteve sujeita ainda a um sismo com uma magnitude de 4,5 cerca de 1 minuto antes do evento principal e nos 4 meses seguintes ao sismo houve 4 grandes réplicas com magnitudes de 5,1, 5,5, 5,9 e 6,0. Hansen e Roehm [Hansen e Roehm, 1979] relataram que nem a barragem de Ambiesta nem outras 13 barragens de betão situadas na zona sofreram qualquer dano com estes eventos. Em particular, a experiência relativa à barragem de Ambiesta pode de certa forma validar os resultados obtidos com um modelo matemático, uma vez que os cálculos numéricos apontavam para que só acelerações transversais de 0,95g e verticais de 0,73g poderiam provocar danos consideráveis na obra.

As barragens ao longo da sua história têm sido sujeitas a sismos intensos, apresentando-se no Quadro 3.1 uma relação das consequências que este tipo de evento originou em algumas destas obras.

Quadro 3.1 – Efeitos da acção de grandes sismos sobre algumas barragens de betão e alvenaria (com base em [Delliou, 1995])

Barragem	Altura (m)	Tipo	País	Data	Magnitude	Danos
Ambiesta	59	Abóbada	Itália	1976	6,5	Nada a assinalar
Honen Ike	30	Abóbadas múltiplas	Japão	1946	--	Fissuras na abóbada junto dos contrafortes
Hsingfeng-kiang	105	Contrafortes	China	1962	6,1	Fissuras importantes
Blackbrook	29	Gravidade de betão e alvenaria	Inglaterra	1957	5,5	Deslocamentos no coroamento e fissuras
Kasho	46	Gravidade de betão	Japão	2000	6,6	Pequenas fissuras
Koyna	103	Gravidade de betão	Índia	1967	6,5	Fissuras importantes
Lower Crystal Springs	47	Arco gravidade	USA	1906	8,3	Nada a assinalar
Lower Crystal Springs	47	Arco gravidade	USA	1989	7,1	Nada a assinalar
Maina di Sauris	136	Abóbada	Itália	1976	6,5	Nada a assinalar
Pacoima	113	Abóbada	USA	1971	6,7	Fendas assinaláveis junto do encontro esquerdo
Pacoima	113	Abóbada	USA	1994	6,7	Fendas grandes junto do encontro esquerdo e no corpo da barragem

Barragem	Altura (m)	Tipo	País	Data	Magnitude	Danos
Redflag	35	Gravidade de alvenaria	China	1970	--	Fissuras
Rappel	110	Abóbada	Chile	1985	7,8	Estragos nos descarregadores e na tomada de água
Sefid Rud	106	Contrafortes	Irão	1990	7,3 a 7,7	Fissuras importantes
Shenwao	53	Gravidade de betão	China	1975	--	Fissuras

O estudo do comportamento dinâmico de grandes barragens ainda é recente e carece de dados relativos à observação das estruturas quando sujeitas a acções dinâmicas. A obtenção desta informação é de extrema importância quando a estrutura é sujeita a acções dinâmicas intensas, e torna-se indispensável para o desenvolvimento do conhecimento nesta área. Relativamente a esta matéria o *Committee on Seismic Aspects of Dam Design* da ICOLD definiu quatro linhas orientadoras da sua actividade actual [Wieland, 2002]:

- **Segurança aos sismos das barragens existentes:** Uma grande quantidade das barragens existentes, foram projectadas de acordo com os pressupostos analíticos da época em que foram construídas. Um conhecimento mais preciso, relativo à segurança das barragens existentes (usando métodos mais recentes) é considerado cada vez mais uma necessidade. O objectivo desta linha centrar-se-á na reavaliação da segurança aos sismos de barragens existentes.
- **Interpretação da observação sísmica das obras:** O primeiro objectivo é analisar os registos de acelerações já existentes relativos ao comportamento de grandes barragens sujeitas a sismos intensos. No entanto, a observação automática das barragens também deve fornecer registos no tempo de deformações e tensões do corpo da barragem e respectiva fundação sujeitos à acção sísmica. Uma integração de toda esta informação possibilitará uma compreensão mais adequada da resposta estrutural das barragens quando sujeitas a este tipo de solicitação. O objectivo desta linha será direccionado para a instrumentação de grandes barragens.
- **Sismicidade induzida pelo enchimento da albufeira:** Uma justificação para a alteração da sismicidade local devido ao enchimento da albufeira foi alcançada durante a década de 70. Os dados da observação e o conhecimento geral sobre

a resposta dinâmica da barragem e albufeira estão a ser acumulados. Uma reavaliação geral do estado do conhecimento nesta área é o objectivo principal.

- **Técnicas para a determinação do risco sísmico:** Um dos objectivos básicos na verificação da segurança é a determinação do risco sísmico para cada barragem em particular. O objectivo essencial estará centrado na avaliação do perigo sísmico e na vulnerabilidade das barragens aos sismos.

Está a ser desenvolvido um grande trabalho no âmbito destas quatro áreas. O tema mais importante diz respeito à avaliação da segurança aos sismos das barragens existentes, uma vez que a maioria das obras antigas foram projectadas utilizando métodos de verificação sísmica que actualmente são considerados obsoletos (muitas das barragens eram dimensionadas utilizando um coeficiente sísmico de 0,1). Porém, não existe a certeza de que as barragens já construídas verifiquem os critérios actualmente reconhecidos. Este problema foi reconhecido pela comunidade mundial dos especialistas em barragens, e em muitos países, está a proceder-se à análise da segurança das barragens existentes aos sismos, ou então possuem planos para realizar esta importante tarefa.

3.2.2.5 - Reacções químicas

Os efeitos nocivos de reacções químicas internas, como sejam as reacções álcali-agregado (AAR), também designadas por álcali-silica (ASR) ou álcali-carbonato (ACR) em função do tipo de agregado que está envolvido na reacção, tem vindo a ser encontrados num grande número de barragens de betão em todo o mundo (tal como noutros tipos de obras de betão). Este tipo de reacções ocorre entre certos agregados e essencialmente a álcalis do cimento, provocando a formação de um gel que, absorvendo água, aumenta de volume, originando micro-fissuras e deformações estruturais. Para a formação deste tipo de reacções, é necessário que três factores principais ocorram em simultâneo: i) a presença de agregados reactivos; ii) suficiente concentração de álcali; e iii) adequados níveis de água no betão. Hobbs [Hobbs, 1990], referia que como a álcalis era proveniente do cimento, as reacções AAR estariam completas entre 8 a 15 anos, mas existe um número significativo de casos indicativo de que a álcalis proveniente dos agregados, pode ser significativa, criando assim uma condição de auto-regeneração, o que implica um indefinido período de ocorrência de expansões.

Charlwood e Solymar [Charlwood e Solymar, 1995] catalogaram 104 casos

mundialmente conhecidos de AAR em estruturas hidráulicas dos quais 32 diziam respeito a barragens de betão. Os efeitos das reacções expansivas AAR podem ser de simples micro-fissuração até movimentos anormais com alguma expressão. O aparecimento deste tipo de reacções provoca uma perda da capacidade resistente da obra, podendo em algumas situações extremas pôr em causa a segurança estrutural. A evolução deste cenário é muito lenta, podendo por isso, serem tomadas as medidas adequadas para reabilitação ou mesmo a demolição da obra sem a ocorrência de rotura da barragem. A barragem abóbada de Drum Afterbay, localizada na Califórnia, com cerca de 25 m de altura, concluída em 1924, sofreu um processo expansivo bastante acentuado. Este processo originou uma significativa perda da segurança da obra, obrigando à decisão de construir uma nova barragem mais a jusante, durante os anos 60. Este é o único caso conhecido em que foi necessário demolir a barragem por questões de segurança devido às reacções alcali-agregado.

3.3 - Pequena referência estatística

Em 1972, foi referenciada a existência de 466 acidentes e roturas de barragens [ICOLD, 1972]. Deste número, em ca de 50% (236 casos) foi considerado que houve erro humano numa das diversas fases de estudo ou de vida da obra. No entanto, é necessário efectuar uma utilização criteriosa destes dados, já que ocorreram em épocas distantes, tendo-se verificado entretanto uma evolução significativa dos conhecimentos e critérios adoptados nos projectos, conduzindo a uma apreciável redução da probabilidade de ocorrência de acidentes. Deve ainda sublinhar-se que a análise das deteriorações, como o tipo e causas, é muitas vezes difícil e subjectiva, pois depende do julgamento do especialista.

De facto, um trabalho mais recente mostra que a percentagem de rotura de grandes barragens construídas antes de 1950 foi de aproximadamente 2,2%, e depois de 1950 é de 0,5% [ICOLD, 1995]. A maioria destas roturas ocorreu em obras com menos de 30 m de altura, embora a percentagem de colapsos seja independente da altura. A maioria dos acidentes ocorrem em obras acabadas de construir, aproximadamente 70% das roturas aconteceu nos primeiros 10 anos de exploração e grande parte destas, durante o primeiro ano. A causa mais comum na rotura de barragens de terra ou enrocamento é o galgamento da obra provocando erosão interna do corpo da barragem ou da fundação. Relativamente às barragens de betão a maioria dos cenários de colap-

so estão associados a problemas da fundação: erosão interna, deslizamento, etc.. Em termos estatísticos as barragens de contrafortes são as que têm apresentado uma maior percentagem de roturas, cerca de 2,6%, seguindo-se as barragens de aterro com 1,2%. Os valores apresentados anteriormente não contabilizam os acidentes de barragens Chinesas.

No que diz respeito às barragens existentes na China, foi publicado um estudo relativamente a barragens com menos de 30 m de altura [ICOLD, 1998]. Este estudo indica que para barragens construídas depois de 1930, existiram cerca de 1% de roturas devidas a erosão interna e 2 % devidas a cheias durante a exploração, aplicadas a um universo de cerca de 80000 barragens. Estas roturas indicam um baixo risco que não pode ser extrapolado para os dados de países mais industrializados.

Durante o primeiro enchimento é quando ocorre o maior número de roturas, justificando-se, assim, que durante esta fase, a obra seja particularmente observada e acompanhada para sua segurança. Se esta metodologia tivesse sido adoptada desde o início da construção das barragens, mais de 70% das roturas poderiam ter sido evitadas [Serafim, 1981]. Após os primeiros 10 anos de vida deste tipo de obras as roturas diminuem significativamente, não ultrapassando os 20% [Lebreton, 1985].

O elevado número de acidentes devidos ao galgamento verifica-se porque as cheias de projecto têm sido frequentemente subestimadas, especialmente quando os dados meteorológicos e hidrológicos são escassos. As consequências de colapso de barragens por galgamento são hoje em dia bastante minoradas pela melhor capacidade de comunicação e previsão de cheias, o que induz, no entanto, uma sensação falsa de total segurança das populações a jusante.

3.4 - Prevenção

A problemática das deteriorações deverá ser devidamente sistematizada e dividida em etapas para que seja possível intervir de uma forma objectiva e eficaz [Pinto, 2001]. Nesta sistematização pode-se seguir a nomenclatura indicada pela ICOLD [ICOLD, 1994] em que são definidos os aspectos relativos às causas, efeitos e consequências, métodos de detecção e medidas correctivas.

Causas

As causas que originam as deteriorações variam em função das característi-

cas da barragem (tipo, materiais e fundação) e qualidade do projecto e da construção. Em face da análise estatística de acidentes ,deve considerar-se que os estudos hidrológicos e o dimensionamento dos órgãos de descarga têm apresentado acentuadas deficiências e conduzido a previsões de comportamento pouco fiáveis.

Por outro lado, da análise dos acidentes, rapidamente se conclui que o erro humano está muitas vezes presente [Blind, 1983; Serafim, 1984 e Combelles, 1984]. Blind aponta os seguintes aspectos como os mais comuns: caracterização da fundação excessivamente expedita, sobreestimação das propriedades dos materiais, critérios e métodos de projecto deficientes, especificações de construção inadequadas, acções incorrectas na fase do primeiro enchimento, operações do funcionamento das comportas impróprias, actuações deficientes nas fases de inspecção e de observação e atraso no tratamento dos resultados e das obras de reparação. Em muitos casos não se teria verificado a rotura de barragens se alguns destes pontos fossem tratados com mais competência e responsabilidade [Blind,1983].

Vários relatórios mostram, de modo claro, que os estudos de campo para apoio ao projecto, tais como reconhecimento geológico, prospecção e ensaio de materiais em laboratório, têm sido insuficientes, originando mais tarde a rotura de barragens e a necessidade de dispendiosos trabalhos de reabilitação [Budweg, 1987].

São muitas vezes encontrados critérios de projecto inadequados ou incorrectos. Nesse sentido, os critérios e a compatibilidade entre os resultados dos ensaios de campo e os de laboratório e entre os modelos utilizados deveriam ser verificados por terceiros com experiência suficiente nesta temática, pelo menos nas obras de maior risco efectivo.

Efeitos

Os equipamentos de observação instalados nas barragens para monitorizar o seu comportamento medem o efeito provocado pelas solicitações a que estão constantemente sujeitas. Assim, dependendo das cargas aplicadas e das características mecânicas dos materiais, medem-se deslocamentos, tensões e deformações. Há ainda a registar a medição dos caudais, subpressões e tensões neutras.

A partir das diferentes grandezas observadas é de extrema importância conhecer os efeitos relacionados com as deteriorações. Para que este resultado seja eficaz é necessário identificar correctamente as grandezas a medir e o local mais adequa-

do para realizar essa medição. O objectivo principal é procurar intervir eficazmente, de forma a neutralizar qualquer situação anómala, nomeadamente através da adopção de medidas correctivas convenientes.

Em face do exposto, a escolha das grandezas a monitorizar e os respectivos locais de instalação essencial.

Consequências

Quando os efeitos, ou as grandezas dos modelos de comportamento que lhes estão associados, atingem determinados valores limite, a funcionalidade, pelo menos, da estrutura pode ser posta em causa. Verificam-se, assim, mecanismos de deterioração que conduzem a determinadas consequências. As deficiências do comportamento mecânico podem provocar, por exemplo: assentamento excessivo, "heaving", fissuração, superfícies de deslizamento. Por sua vez, o deficiente comportamento hidráulico dá origem a galgamentos, erosão interna e caudais excessivos.

No Quadro 3.2, apresentam-se as vítimas que ocorreram em consequência da rotura de barragens e que foram contabilizadas apenas a partir de 1800. O número de mortes atingiu um valor aproximado de 17 000, sendo 60% deste número devido apenas a 6 catástrofes. Em média, têm-se verificado cerca de 90 mortes por ano devido ao colapso de barragens. Este número aparentemente elevado é extremamente reduzido em face das várias dezenas de milhares de mortes por ano causadas por cheias de natureza comum, valor este que ainda tem sido consideravelmente reduzido devido à acção de controlo de cheias das barragens [Lempière, 1993].

O Quadro 3.2 contempla apenas a existência de um acidente na China, em 1993. Não há dados anteriores deste país. No entanto, foi estimado que, naquele país, devido a cheias, terão ocorrido, apenas neste século, 230 000 mortes [WP&DC, 1993].

Refira-se ainda que no Reino Unido se verificaram, de 1830 a 1930, 12 roturas que deram origem a 421 vítimas. Nesse mesmo ano (1930) foi publicado o "Reservoirs Act", com as directivas necessárias a garantir a segurança das barragens. O sucesso parece ter sido totalmente alcançado pois nos 70 anos seguintes não se verificou qualquer outro acidente mortal naquele país [Budweg, 1997] por rotura de barragens.

Os danos provocados por rotura de barragens têm sido apreciáveis e traumatizantes. Vê-se, por exemplo, que em muitos países após a ocorrência de roturas com

perda de vidas humanas, se efectuou uma reanálise do benefício e risco de construção de barragens, que levou a uma acentuada diminuição na construção deste tipo de obras.

Quadro 3.2 - Número de vítimas provocadas por roturas de barragens

[Pinto, 2001]

Barragem	Pais	Ano da rotura	N.º de vítimas
Puentes	Espanha	1802	607
Dale Dyke	Reino Unido	1864	250
Inuka	Japão	1868	1 200
Mill River	EUA	1874	143
El Habra	Argélia	1881	209
South Fork (Johnstown)	EUA	1889	2209
Walnut Grove	EUA	1890	150
Bouzey	França	1895	100
Austin	EUA	1911	100
Bila Desna	Checoslováquia	1916	65
Gleno	Itália	1923	300
Saint Francis	EUA	1928	420
Granadillar	Espanha	1934	9
Zerbino	Suíça	1935	111
Vega de Terá	Espanha	1959	144
Malpasset	França	1959	421
Orós	Brasil	1960	1 000
Babii Yar	URSS	1961	145
Hyokiri	Coreia do Sul	1961	250
Kuala Lumpur	Malásia	1961	600
Quebrada la Chapa	Colômbia	1963	250
Vajont	Itália	1963	2600
Baldwin Hilfs	EUA	1963	3
Torrejon Tajo	Espanha	1965	30
Vratsa	Bulgária	1966	600
Nanaksagar	Índia	1967	100
Sernpor	Indonésia	1967	200
Pardo	Argentina	1970	25
Canyon Lake	EUA	1972	300
Bear Wallow	EUA	1976	5
Del Monte	Colômbia	1976	80
La Paz	México	1976	430
Santo Thomas	Filipinas	1976	80
Teton	EUA	1976	11
Bolan	Paquistão	1976	20
Kelly Barnes	EUA	1977	37
Machu	Índia	1979	2000
Hirakud	Índia	1980	118
Gotwan	Irão	1980	200

Barragem	Pais	Ano da rotura	N.º de vítimas
Karnataka	Índia	1981	47
Tous	Espanha	1982	40
Belci	Roménia	1982	20
Kantalai	Sri Lanka	1986	127
Sargozan	URSS	1987	28
Gouhou	China	1993	1257
Tirlyan	Rússia	1994	75
Kénogamí	Canada	1996	5

Métodos de detecção

A capacidade de avaliação depende muito do factor humano envolvido. O engenheiro responsável, deve ter sempre bem presente os mecanismos que podem conduzir a um acidente ou incidente, detectá-los a tempo e propor medidas correctivas de modo a reduzir as consequências dos referidos mecanismos e atingirem-se níveis de segurança adequados.

Devem ainda ter-se presente os períodos críticos de avaliação da segurança. Por exemplo, o primeiro enchimento da albufeira é uma fase crucial, dado corresponder ao ensaio de carga do protótipo.

Em muitos casos, aos incidentes segue-se, a ocorrência de roturas. Estas roturas são normalmente um processo complexo, correspondendo a diversas fases ao longo do tempo, com a emissão de sinais que podem ser detectados pela leitura de dispositivos de observação ou inspecção visual.

Embora variando para cada mecanismo de rotura, a evolução para o colapso estrutural vai apresentando, por passos sucessivos, manifestações de perigosidade. Há pois "um período de incubação". A detecção da "doença" depende da experiência e perspicácia do engenheiro e da atenção dada ao "doente", primordialmente pelo número de visitas à obra. Há pois que, a partir de uma gestão adequada, efectuar uma "avaliação do estado do doente" (barragem) e "prescrever-lhe atempadamente os remédios" adequados (realizar medidas correctivas).

Dos métodos mais eficazes para diminuir a ocorrência de deteriorações, destaca-se a revisão do projecto. Na realidade, a análise de projectos tem-se revelado importante na detecção de comportamentos anómalos, quer tendo em conta os critérios tradicionais, quer os mais recentes com elevado grau de inovação [ICOLD, 1983].

Da experiência dos acidentes de barragens, tem-se introduzido a prática de utilizar uma lista de aspectos e pormenores a verificar durante as inspecções visuais às

barragens [ICOLD, 1987]. Este procedimento é importante para evitar a tendência de, ao longo do tempo, baixar o nível de cuidado em face da não existência de anomalias. Repare-se que, em questões de segurança, a não existência de notícias corresponde a boas notícias e transmite uma falsa sensação de segurança.

Os principais métodos utilizados na detecção das deteriorações por ordem decrescente do número de utilizações foram: a observação directa, a medição de caudais, a medição de deslocamentos, a amostragem e a realização de ensaios laboratoriais e a medição de tensões neutras [Silveira, 1990].

É de salientar o lugar destacado que nesta ordem ocupa a observação directa (64% do total de aplicações) e o lugar modesto que ocupam as análises químicas e as medições sónicas. O facto de a generalidade das deteriorações terem sido detectadas por observação directa significa simplesmente que só foram detectadas após a sua ocorrência ter manifestação visível e, portanto, tardiamente. Deve referir-se que os inquéritos da ICOLD [ICOLD, 1983] foram iniciados em 1975, há portanto mais de duas décadas, durante as quais se assistiu a um desenvolvimento significativo nos métodos e critérios da observação de barragens e que muitas das obras em que se registaram deteriorações eram antigas e tinham sistemas de observação deficientes.

Para análise dos resultados de observação podem adoptar-se métodos determinísticos ou estatísticos. Nos primeiros, comparam-se os valores observados com os previstos a partir de modelos matemáticos. Nos modelos estatísticos, os valores observados são comparados com os registados ao longo da vida da obra ou de outras obras idênticas, embora se deva ter em conta a especificidade de cada barragem. Nos primeiros anos de exploração de uma barragem devem utilizar-se métodos determinísticos em face da escassez inicial dos resultados de observação, mas, a partir de certa altura, é possível estabelecer tendências e valores de comparação. A perigosidade está associada não apenas ao valor instantâneo de uma grandeza, mas à sua evolução ao longo do tempo e à diferença entre o comportamento previsto e o observado.

Muitos dos métodos, prescrições, normas, critérios, etc., para avaliação da segurança de barragens, não podem ser incorporados em normas ou recomendações. Assim, o sucesso deste tipo de actividade depende fundamentalmente do discernimento e capacidade de julgamento dos intervenientes, como é apontado pela experiência dos EUA [Dolcimascolo, 1980].

Medidas correctivas

Para além das medidas correctivas de deteriorações, incluem-se, nesta rubrica, acções num determinado período, com vista a facilitar o estudo das anomalias até que a reparação se torne necessária.

3.5 - Considerações finais

Não existe “risco zero”, “segurança absoluta” ou “falha zero” em sistemas com o grau de complexidade de uma barragem. Apesar do avanço tecnológico a Natureza ainda dita as regras, na formação do relevo, dos caudais dos rios, dos movimentos da terra (sismos) e das condições geológico-geotécnicas. A natureza também dita o momento em que nós os humanos somos passíveis de cometer falhas.

Não é possível passar um certificado de garantia contra incidentes ou acidentes, existe sempre risco associado. As ferramentas poderosas de modelação matemática, modelação geomecânica, de controlo de falhas em processos industriais, de análise de risco e instrumentação de observação sofisticada, com leituras, análise e interpretação em estações remotas, devem ser utilizadas com senso crítico. Não se deve perder de vista a importância da observação humana efectuada por especialistas. Têm sido expressivos, os investimentos em todo o mundo na segurança de barragens, voltados para: investigação geotécnica de campo e laboratório, estudo de materiais, sistemas de observação mais eficazes e sofisticados, pesquisa de mecanismos de incidentes e acidentes, modelos hidrológicos, modelação matemática e computacional de cenários de risco, sistemas periciais, formação e captação de pessoal para actuar na área.

Todas estas ferramentas necessitam de dados representativos, utilizam softwares sofisticados e uma boa parcela de “opinião especializada”, ou seja, são necessários elementos que permitam a tomada de decisões, baseada em dados fiáveis, documentação técnica, bibliografia técnica sobre o conhecimento e experiência dos especialistas.

Capítulo 4 - Modelos físicos de barragens de betão envolvendo o comportamento da fundação

4.1 - Considerações gerais

O recurso a modelos físicos geomecânicos para o estudo do comportamento de barragens sobre maciços rochosos ficou a dever-se ao facto do comportamento das fundações ser essencial para a avaliação da segurança das obras.

A reprodução de maciços rochosos em modelos físicos começou a ser efectuada no período de 1955-1960, tendo em vista a verificação da estabilidade de algumas grandes barragens. Estes modelos, a que se deve o nome de modelos geomecânicos, foram essencialmente desenvolvidos no Instituto Experimental de Modelos e Estruturas (ISMES), em Bergamo, Itália, sob a orientação dos Profs. Fumagalli e Oberti.

Os modelos geomecânicos tiveram um grande desenvolvimento nessa época devido ao facto de os modelos matemáticos e os meios de cálculo não estarem suficientemente desenvolvidos para dar uma resposta adequada sobre a estabilidade de uma determinada obra, principalmente no que respeita ao comportamento das superfícies de descontinuidade.

Os conceitos fundamentais ligados aos modelos geomecânicos expostos pelo Prof. Fumagalli, são os seguintes [Fumagalli, 1978]:

- O modelo não reproduz a realidade em toda a sua complexidade, mas unicamente uma idealização desta realizada com base em estudos geológicos, com o objectivo de efectuar algumas verificações de interesse particular.
- O modelo é sempre representado de uma forma tanto mais conservativa, quanto mais incertezas houver no conhecimento da situação real e dos seus parâmetros definidores.
- O modelo geomecânico é de grande utilidade na escolha do tipo de intervenção mais eficiente no reforço de maciços rochosos.
- O modelo geomecânico visa essencialmente ensaios à rotura, permitindo determinar um coeficiente de segurança mínimo.

Nos ensaios de rotura para acções estáticas, inicialmente efectuados no ISMES, a pressão hidrostática era aplicada através de um sistema de macacos hidráulicos.

cos, pelo que consistia unicamente no aumento proporcional da pressão hidrostática. Este cenário, simulando um possível aumento da densidade da água da albufeira (o que só excepcionalmente acontece na realidade), permitia determinar qual seria a densidade da água que provocaria o colapso da barragem.

Um outro tipo de ensaios de rotura que vieram a realizar-se no LNEC, simulava a pressão da água através de um líquido contido num saco de borracha aplicado no paramento de montante do modelo da barragem. Este ensaio, consistia em provocar o colapso do conjunto barragem-maciço de fundação, através do aumento do nível de água na albufeira simulando um possível galgamento da barragem.

Uma das principais características dos modelos geomecânicos, uma vez que pretendem estudar o comportamento de maciços rochosos, tendo em conta a interacção estrutura-fundação, é a necessidade de garantir a reprodução correcta do gradiente de tensões devidas ao peso próprio, isto é, tem que se verificar a equação de Cauchy, que representa o equilíbrio das forças internas, tanto no modelo como no protótipo. Nestas condições, utilizando modelos "pequenos" (escala geométrica 1:100 ou menos), para se respeitarem as relações de semelhança, é necessário utilizar materiais de alto peso específico e de baixa resistência:

$$k_{\sigma} = k_{\gamma} k_{\ell} \quad (4.1)$$

em que:

- k_{σ} - escala de tensões;
- k_{γ} - escala dos pesos específicos; e
- k_{ℓ} - escala geométrica.

Na definição das escalas do modelo é preciso ter em conta as seguintes limitações práticas:

- os materiais do modelo não podem ter resistências demasiado baixas que impossibilitem a sua construção;
- não é possível obter altas densidades, quer dos líquidos que reproduzem a pressão da água quer, simultaneamente, dos materiais constituintes do modelo; e
- por razões económicas o modelo não pode ser demasiado grande.

Para além destes aspectos o estudo experimental até à rotura de barragens de betão, quando solicitadas por uma acção dinâmica, exige a resolução de algumas questões, relacionadas essencialmente com a necessidade de respeitar o mais possível todas as relações de semelhança e com a representação adequada de todas as acções envolvidas. Estas questões tornam-se mais complexas, quando se pretende estudar modelos tridimensionais que englobam o protótipo na sua totalidade, e não só uma pequena parte como acontece, por exemplo, nos modelos planos

Para que o ensaio reproduza com exactidão o comportamento do protótipo é necessário respeitar simultaneamente as semelhanças de Cauchy e de Froude, que representam as relações entre as forças de inércia e as forças elásticas e gravíticas, respectivamente. No entanto, no caso de estudo de barragens de betão é muito difícil atingir este objectivo, pelo que, em geral, é necessário fazer opções em função dos meios disponíveis e dos objectivos a atingir:

- As barragens são estruturas com grandes dimensões o que implica a utilização de modelos com escalas geométricas altas. Os ensaios estáticos realizados no LNEC, utilizam normalmente modelos físicos a uma escala geométrica, que varia entre 1/200 e 1/400. Estas escalas, por um lado facilitam em termos de dimensões do modelo, mas complicam a escolha do material do modelo, pois é necessário um material com características mecânicas muito baixas, e exigem uma mesa sísmica que imponha uma acção com frequências muito altas, na casa das centenas de Hertz, o que só é viável utilizando vibradores electromagnéticos. Se a escala for menor, facilita a escolha do material, mas aumenta a dimensão do modelo o que pode ser incomportável.
- As características da mesa sísmica são condicionantes para a escolha do tipo de estudo que se pretende efectuar, ou através da aplicação de uma sinusóide aumentando a aceleração, ou então a simulação de um sismo. Na maioria dos estudos efectuados dado que não era possível respeitar a escala do tempo em todo o seu domínio, foram aplicadas sinusóides com acelerações crescentes até ao colapso do modelo.

Partindo do princípio que o ensaio a realizar deverá respeitar as duas semelhanças referidas anteriormente, a sua materialização passa pela conjugação de três factores que são inversamente proporcionais entre si, nomeadamente, as características da

mesa sísmica, as características do material do modelo e a escala geométrica. Em função das potencialidades da plataforma sísmica, ficam definidas as dimensões máximas do modelo limitando assim a escala geométrica. Se o estudo englobar o efeito da albufera, representada por água, a escala das acelerações é unitária sendo necessário que a massa volúmica do material do modelo seja igual à do betão ($k_\gamma = 1$). Assim, pode-se reescrever a equação (4.1):

$$k_\sigma = k_\ell \Leftrightarrow \sigma_m = \frac{\sigma_p}{k_\ell} \quad (4.2)$$

$$k_E = k_\ell \Leftrightarrow E_m = \frac{E_p}{k_\ell} \quad (4.3)$$

A partir das equações (4.2) e (4.3) podem-se definir as escalas das tensões (k_σ) e do módulo de elasticidade (k_E) e, conseqüentemente, as características mecânicas do material do modelo (σ_m e E_m), em função das propriedades do protótipo (σ_p e E_p).

As escalas do tempo e da frequência ficam perfeitamente definidas em função da escala geométrica:

$$k_t = \sqrt{k_\ell} \Leftrightarrow t_m = \frac{t_p}{\sqrt{k_\ell}} \quad (4.4)$$

$$k_f = \frac{1}{\sqrt{k_\ell}} \Leftrightarrow f_m = f_p \times \sqrt{k_\ell} \quad (4.5)$$

Através da equação (4.5), verifica-se que a frequência no modelo (f_m) é directamente proporcional à raiz quadrada da escala geométrica, o que implica que para escalas geométricas grandes seja necessário aplicar sinais com frequências altas, como já foi referido anteriormente.

Analisando as equações anteriores, verifica-se que, para utilizar modelos pequenos, é necessário utilizar um material com baixa resistência e peso, o que por vezes é impossível. Por exemplo, para um modelo à escala 1/200, a uma resistência à rotura por compressão de 20 MPa do betão do protótipo corresponderia 0,1 MPa no material do modelo. Por outro lado, as frequências de trabalho durante o ensaio, para esta situação, seriam de algumas centenas de Hertz.

Utilizando uma escala para o modelo baixa, por exemplo 1/20, regista-se uma melhoria em termos de material do modelo, porque, para a mesma referência do protótipo será necessário utilizar um material com uma resistência à rotura por compressão de 1 MPa. Melhora também em termos de frequência, mas piora substancialmente em ter-

mos de dimensões do modelo. Assim, por exemplo, para uma barragem com 100 m de altura e 300 m de desenvolvimento corresponderia um modelo com 5 m de altura e 15 m largura. Se adicionarmos a albufera e o maciço rochoso, as dimensões e peso do modelo seriam enormes.

As questões levantadas anteriormente dizem respeito unicamente a preocupações relativas ao comportamento estrutural da barragem, estando o maciço rochoso na melhor das hipóteses apenas representado pela sua deformabilidade. No caso de se pretender estudar cenários de rotura pela fundação devido a solicitações dinâmicas, aumenta substancialmente a complexidade a desenvolver para estas situações. Este facto justifica que os estudos experimentais nesta área sejam escassos ou mesmo inexistentes.

A verificação da segurança de barragens de betão aos sismos foi realizada para algumas obras durante as décadas de 50 a 70, com o recurso a métodos experimentais. Após a década de 70, com o desenvolvimento dos meios informáticos, que permitiu aos engenheiros a elaboração de métodos numéricos, nomeadamente baseados no método dos elementos finitos, bastante completos, que permitiam avaliar a segurança das obras para qualquer acção, incluindo a acção dinâmica, os métodos experimentais só raramente foram utilizados. No entanto, após alguns sismos intensos ocorridos nos finais da década de 80, princípios da década de 90, foram retomados alguns estudos experimentais com o objectivo de compreender o comportamento das barragens de betão quando sujeitas a acções dinâmicas intensas.

4.2 - Modelos planos

4.2.1 - Ensaios estáticos

Os primeiros ensaios em modelos geomecânicos, que serviram para desenvolver a técnica de ensaio e os materiais a utilizar, foram efectuados para taludes [Müller, 1968; Müller e Hofmann, 1970; Hofmann, 1974 e Reik e Teutsch, 1976] em modelos planos com juntas planas e espaçamento igual. Barton [Barton, 1971] efectuou o mesmo tipo de ensaio mas com juntas rugosas. Estes ensaios procuravam também estudar o comportamento das juntas dos modelos e comparar os resultados com os de ensaios efectuados sobre amostras dos maciços rochosos que os modelos pretendiam representar.

No seguimento de estudos de modelos planos geomecânicos foram desenvolvidas técnicas de ensaio para determinação do comportamento de estruturas subterráneas [Barton e Hansteen, 1979; Langof, 1979; Rossi, 1979 e Sauer e Fornaro, 1979]. Enquanto Barton estudou o efeito da escavação de grandes cavidades em maciços rochosos com juntas de diferentes orientações, os restantes autores procuraram estudar o estado de tensão, no maciço rochoso e no revestimento de betão, devido à abertura de túneis circulares.

Ao longo dos anos foram sendo efectuados ensaios planos em modelos geomecânicos, não havendo grandes inovações a realçar no que diz respeito à execução do ensaio. Apenas, foram melhoradas as técnicas de medição de grandezas, como deslocamentos e extensões, para se poder retirar o máximo de informação possível dos ensaios realizados. Estes ensaios serviram também para validar os modelos matemáticos, que entretanto vinham a ser desenvolvidos, normalmente baseados no método dos elementos finitos.

Uma técnica desenvolvida na década de 70, para simular o efeito do peso próprio em modelos planos, designada por "*base friction*", foi inicialmente proposta primeiro por Goodman (Fig. 4.1) [Ashby, 1971]. Esta técnica consiste em simular o efeito do peso próprio através da mobilização do atrito existente na superfície inferior do modelo quando se coloca em movimento o mecanismo do seu suporte. Esta técnica pode ser aplicada com êxito nos problemas em que as tensões variam bastante em profundidade.

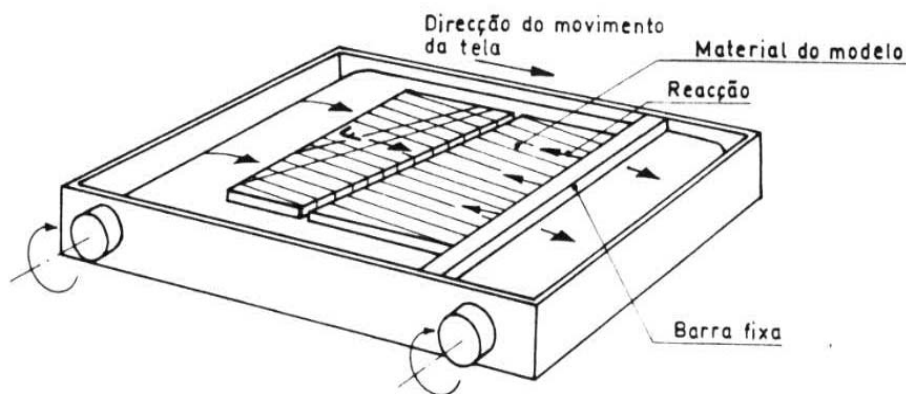


Fig. 4.1 – Mesa de ensaios baseada no método de "*base friction*", desenvolvida por Goodman na década de 70

As tensões que se verificam no modelo são dadas pelas seguintes expressões:

$$p_m = \gamma_m e_m, \tau_m = p_m \mu = \mu \gamma_m e_m \Rightarrow \sigma_m^z = \frac{\tau_m Z_m}{e_m} = \mu \gamma_m Z_m$$

e_m - espessura do modelo;

γ_m - peso específico do material do modelo;

p_m - pressão exercida pelo peso do modelo na superfície rolante;

τ_m - tensão tangencial aplicada na superfície inferior do modelo;

μ - coeficiente de atrito entre o modelo e a superfície rolante;

Z_m - distância do início do modelo ao batente; e

σ_m^z - tensão tangencial aplicada na superfície inferior do modelo, variando com a profundidade do mesmo, quando a tela está em funcionamento.

Assim, verifica-se a seguinte relação entre as tensões no protótipo e no modelo (escala de tensões k_σ):

$$k_\sigma = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{\gamma_p Z_p}{\mu \gamma_m Z_m} = \frac{k_\ell k_\gamma}{\mu}$$

γ_m - peso específico do material do protótipo; e

Z_m - profundidade no protótipo.

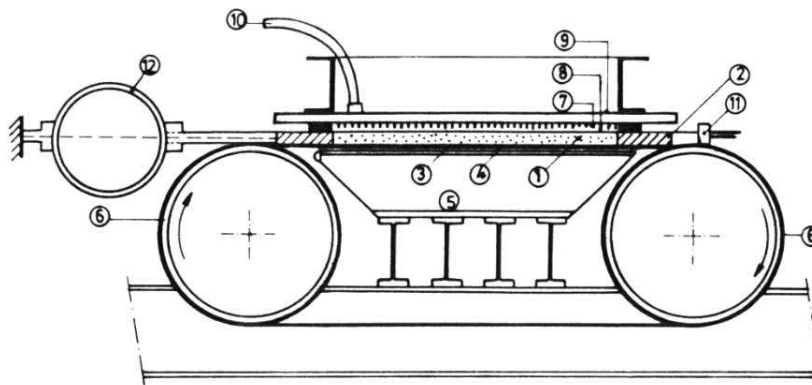
Se os pesos específicos dos materiais do modelo e do protótipo forem semelhantes ($\gamma_p; \gamma_m$) tem-se:

$$k_\sigma = \frac{k_\ell}{\mu} \gg 1$$

Numa primeira abordagem desta técnica, Goodman procurou simular o peso próprio através do atrito entre o modelo, formado por cubos de açúcar, e superfícies rugosas ou lisas, correspondentes a diferentes tipos de tela. Ashby [Ashby, 1971] e Goodman [Goodman et al, 1972] utilizaram esta técnica para modelar mecanismos de derrube (*toppling*) e determinar o comportamento de túneis em maciços diaclasados. Ergunvanli e Goodman [Ergunvanli e Goodman, 1972] introduziram o uso de lixa na base do modelo, para aumentar o coeficiente de atrito entre as duas superfícies e consequentemente a força horizontal aplicada no modelo. Neste trabalho, os autores desenvolveram um material, que era composto por areia, farinha e óleo, para modelar o maciço rochoso que permitia uma fácil representação das discontinuidades geológicas existentes e, tratando-se de um material fraco, possibilitava o aparecimento de fendas duran-

te o ensaio. Com este tipo de material e usando já uma máquina controlada por um motor, construída no Imperial College em Londres, Whyte [Whyte, 1973] estudou o desmoronamento do tecto de minas de cobre da Zâmbia.

Para minimizar as dificuldades que envolvem ensaios em modelos com grandes valores de k_σ foi proposta uma modificação na técnica de "base friction" (Fig. 4.2) [Egger, 1979], que consiste em aplicar na face superior do modelo uma determinada pressão de ar (p_{ar}). Assim, aumenta o valor da força vertical aplicada na tela e consequentemente as forças horizontais aplicadas ao modelo através do atrito existente entre as duas superfícies.



- | | | |
|----------------------|---------------------------------|----------------------------|
| 1 - modelo | 5 - mesa de metal | 9 - placa de perspex |
| 2 - barra de suporte | 6 - tambor rotativo | 10 - tubo de entrada de ar |
| 3 - tela | 7 - camada fina de plástico | 11 - célula de pressão |
| 4 - base de teflon | 8 - espaço para aplicação do ar | 12 - dinamómetro |

Fig. 4.2 – Mesa de ensaios baseada no método de "base friction" modificado, desenvolvida por Egger em 1979

As tensões obtidas no modelo são agora dadas pelas seguintes expressões:

$$p_m = \gamma_m e_m + p_{ar} \approx p_{ar} \because p_{ar} \gg \gamma_m e_m$$

$$\tau_m = p_{ar} \mu \Rightarrow \sigma_m^z = \frac{\tau_m Z_m}{e_m} = \frac{\mu p_{ar} Z_m}{e_m}$$

tendo, consequentemente, uma escala de tensões que pode ser controlada através da pressão de ar aplicada, e é dada pela seguinte expressão:

$$k_\sigma = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} = \frac{\gamma_p Z_p}{\frac{\mu p_{ar} Z_m}{e_m}} = \frac{k_\ell e_m}{\mu p_{ar}}$$

Este método tem uma grande flexibilidade pois, através da combinação da escala geométrica do modelo e da pressão de ar, permite utilizar o material mais conveniente para o modelo.

Egger, no seu primeiro trabalho usando a técnica proposta, usou um material desenvolvido na Universidade de Karlsruhe, composto por barite, óxido de zinco e óleo de vaselina, para estudar a escavação de um túnel pouco profundo num maciço rochoso de fraca resistência. Utilizando este tipo de mistura, que não produz qualquer reacção química, com diferentes níveis de compactação, pode-se fazer variar as suas características mecânicas.

Baumgartner e Stimpsom [Baumgartner e Stimpsom, 1979] introduziram, nos trabalhos baseados na técnica de *"base friction"*, uma mesa de ensaio que se podia inclinar (Fig. 4.3), de modo a adicionar a componente das forças gravíticas do próprio modelo às forças geradas por atrito, tendo aplicado esta técnica ao estudo da estabilidade ao desmoronamento de minas profundas.

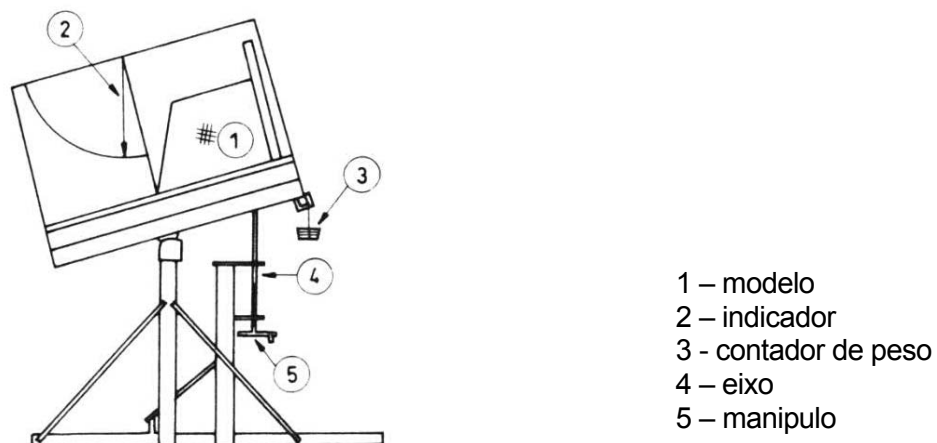


Fig. 4.3 – Mesa de ensaios baseada no método de *"base friction"*, desenvolvida por Baumgartner e Stimpsom em 1979

Mark [Mark, 1982] fez um estudo para utilizar a técnica de *"base friction"* na modelação do comportamento do tecto de minas de carvão, em rochas muito estratificadas, tendo concluído que os modelos representavam bem o referido comportamento, pois em muitos aspectos os resultados eram semelhantes aos descritos por observações empíricas e estudos analíticos.

Kameda [Kameda et al, 1987] desenvolveu um mecanismo de *"base friction"* em que se aplica uma pressão lateral ao modelo (na espessura) e se substitui a tela infe-

rior por uma base metálica, fina, coberta com carbonato de etila, tendo aplicado este método na avaliação do comportamento do tecto de cavidades em rochas estratificadas com diferentes níveis de tensões horizontais (laterais).

Apesar da técnica de "*base friction*" representar bem o comportamento de alguns maciços rochosos, ou de estruturas neles inseridas, existem algumas limitações que condicionam a sua utilização:

- Os modelos são apenas bidimensionais e representam um estado plano de tensão, embora exista uma boa aproximação à situação de estado plano de deformação ocorrida na parte inferior do protótipo tridimensional. Por outro lado, no estudo da estabilidade de taludes e de aberturas em maciços rochosos, pode ser particularmente desfavorável o momento horizontal que se desenvolve nestes modelos devido ao atrito existente entre o modelo e a tela [Goodman, 1976]. Este efeito pode ser limitado, diminuindo a espessura do material do modelo. Existem outros factores que não conseguem ser modelados, como sejam a velocidade e aceleração [Spang, 1976], (movimento dos blocos), que são importantes no estudo de taludes, mas que são desprezáveis no estudo de escavações subterrâneas.
- Modos de rotura que envolvam movimentos perpendiculares ao plano do modelo, como sejam empolamento ou esmagamento, são irrealistas. No entanto, são problemas que podem ocorrer durante o ensaio, pelo que há que ter bastante cuidado na escolha do material e das dimensões do modelo, em especial da sua espessura.
- Na modelação de um maciço rochoso, isotrópico e homogéneo, em profundidade, a escala do modelo é baseada em primeira análise nas condições e características da rocha intacta, como sejam a tensão de rotura e o módulo de elasticidade, que na maior parte das situações são difíceis de determinar, em particular, as tensões instaladas no protótipo.
- Para estruturas de pequenas dimensões inseridas em maciços rochosos, a geometria do modelo torna-se crítica. O comportamento de túneis especialmente a pouca profundidade é condicionado principalmente pela posição, orientação e intensidade de ocorrência de superfícies de descontinuidade, que são de difícil caracterização. A sua modelação envolve a simplificação

para 2 dimensões o que poderá limitar significativamente as conclusões do ensaio.

A técnica do "*base friction*" continua ainda hoje a ser utilizada, apesar das suas limitações, principalmente para o estudo do comportamento de túneis e aberturas em maciços rochosos diaclasados. Actualmente, o material normalmente usado neste tipo de ensaios é composto essencialmente por barite, óxido de zinco e um óleo que tem a finalidade de agrupar os componentes numa forma pastosa.

4.2.2 - Ensaio dinâmico

Os estudos dinâmicos efectuados com modelos físicos planos, referem-se quase que exclusivamente a barragens de gravidade, existindo uma série de trabalhos publicados.

Dadas as dificuldades já referidas, para respeitar todas as relações de semelhança, os estudos efectuados envolvendo acções dinâmicas que têm sido realizados tem fundamentalmente por objectivo comprovar a validade da modelação matemática entretanto desenvolvida e são direccionados para fenómenos particulares: deslizamentos, início da fendilhação, etc.

Em Vancouver, no Canadá, foi analisado um cenário de deslizamento na superfície de ligação betão-rocha, quer a vibrações harmónicas, com várias frequências e amplitudes aplicadas na base, quer a registos sísmicos existentes [Horyna et al, 1998].

Os modelos tinham 1,5 m de altura por 1,2 m de base, com uma espessura de 0,48 m (Fig. 4.4) e foram construídos com argamassas de cimento de baixa densidade ($\gamma = 7,2 \text{ kN/m}^3$; $E = 860 \text{ MPa}$), representando, de acordo com as relações de semelhança, uma barragem tipo com cerca 13,5 m de altura ($\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$; $E = 2600 \text{ MPa}$). Para além dos movimentos aplicados na base, apenas foram consideradas as forças estáticas equivalentes à pressão hidrostática no paramento de montante (aplicadas através de molas), desprezando-se o efeito das pressões hidrodinâmicas e das subpressões na base.

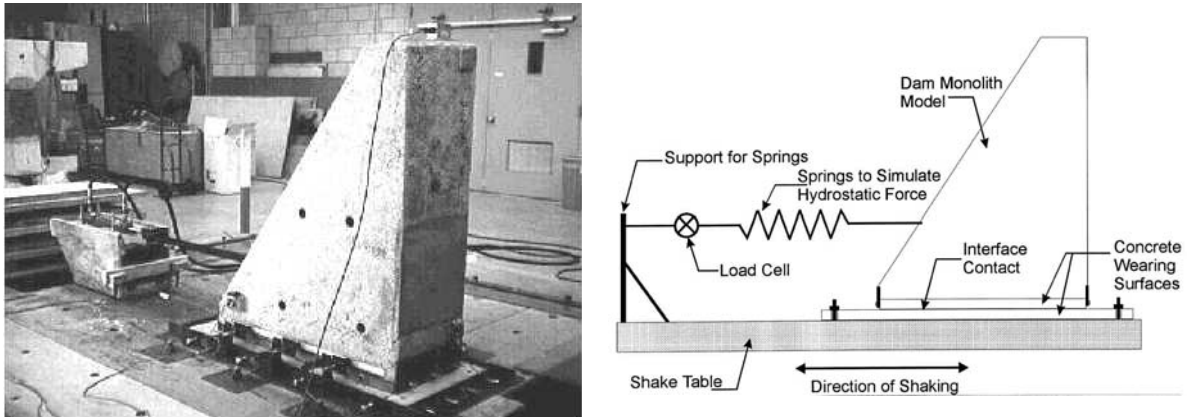


Fig. 4.4 – Ensaio dinâmico de modelo de barragem gravidade. Esquema de ensaio [Horyna et al, 1998]

Foram consideradas superfícies planas de ligação entre a barragem e a fundação, com diferentes características de atrito, para avaliar o seu efeito sobre a possibilidade de deslizamento do modelo.

Em Montreal, no Canadá, foram efectuados estudos sobre modelos de barragens de gravidade, construídos em betão, com 3,4 m de altura, com uma inclinação do paramento de jusante de 0,7 e uma espessura de 0,25 m. Foram conduzidos diversos ensaios dinâmicos com o objectivo de analisar também cenários de deslizamento, mas agora sobre juntas horizontais betão-betão, simulando o que se verifica em barragens antigas (Fig. 4.5) [Tinawi et al, 1998]. Os resultados foram comparados com modelos matemáticos, tendo-se obtido uma boa concordância com modelos baseados no comportamento de corpos rígidos com forças de atrito limitadas pelo critério de Mohr-Coulomb. As acções dinâmicas que foram aplicadas nestes ensaios foram, quer forças impulsivas, quer registos de sismos ocorridos, devidamente amplificados para provocar o deslizamento. No mesmo projecto foram realizados ensaios do mesmo tipo sobre modelos monolíticos, para avaliar o início e a forma de propagação de fendas. Tal como no ensaio anterior não foram consideradas as pressões hidrodinâmicas.

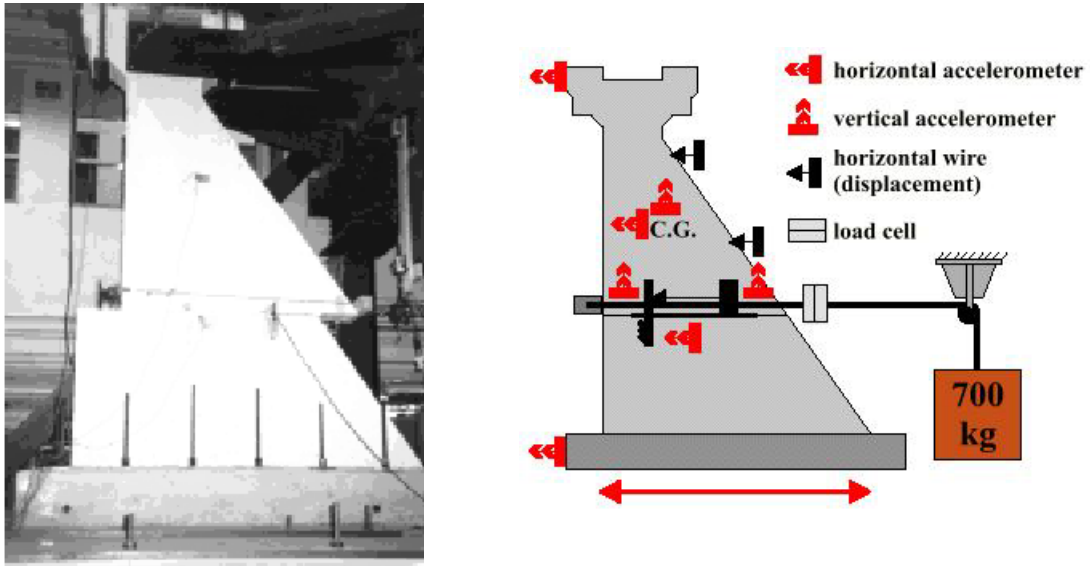


Fig. 4.5 – Ensaio de deslizamento sob acções sísmicas de barragem gravidade. Esquema de ensaio [Tinawi et al, 1998]

Em Cambridge, Inglaterra, foram realizados ensaios em centrífugas geotécnicas com o objectivo de determinar o valor das pressões hidrodinâmicas que se desenvolvem no paramento de montante de barragens sujeitas a acções sísmicas [Madabhushi, 1998].

A barragem de gravidade de Koyna (Fig. 4.6), na Índia, com cerca de 103 m de altura, foi sujeita a um sismo intenso em 1967 que provocou fissuras importantes no seu coroamento. Existem registos indicativos de que a barragem foi sujeita a uma aceleração de 0,49g com a duração de pelo menos 4 segundos. Na altura do sismo o nível a albufeira estava a cerca de 11 m do coroamento. Este caso foi motivo de diversos estudos planos utilizando modelos experimentais e modelos matemáticos [Chopra e Chakrabarti, 1971; Niwa e Clough, 1980; Dolon e Hall; 1991], mas considerando sempre que o maciço rochoso teve comportamento elástico linear.



Fig. 4.6 – Barragem de Kyona, Índia

A propósito desta barragem, no U.S.B.R. (United States Bureau of Reclamation), foram realizados ensaios sobre dois modelos físicos com o objectivo de comparar com modelos matemáticos em que se considerava a modelação do comportamento não-linear do betão [Harris, 2002]. Como o objectivo principal do estudo seria a comparação com os modelos matemáticos desenvolvidos, e de forma a eliminar o maior número de incertezas durante o ensaio, não foi considerado o efeito da albufeira. Os modelos foram construídos à escala 1/50, com uma altura de 2,6 m, com um material composto por areia (com diversas granulometrias), cimento, bentonite e água. Devido à escala geométrica do modelo e às características da mesa sísmica, não foi possível respeitar todas as relações de semelhança de forma a reproduzir um sismo, tendo-se optado pela aplicação de vibrações sinusoidais unidireccionais segundo o eixo o vale.

Numa primeira fase, foi aplicada uma série de sinusóides, com uma aceleração constante de 0,1g e frequências crescentes entre 14 e 28 Hz, com um incremento de 2 Hz. Este intervalo foi escolhido em função das capacidades da mesa (valor máximo de 30 Hz) e do primeiro modo de vibração do modelo na direcção da excitação, cerca de 28 Hz. Este ensaio serviu para estudar o comportamento do modelo em fase linear sujeito a uma excitação dinâmica.

O ensaio à rotura do modelo foi conduzido através da aplicação de uma sinusóide com uma frequência constante de 14 Hz, a que correspondia cerca de 2 Hz no protótipo, e aceleração crescente. As primeiras fissuras no modelo, registaram-se para uma aceleração imposta na base de 2,2g.

4.3 - Modelos tridimensionais

4.3.1 - Ensaio estáticos

Os primeiros passos no domínio dos ensaios de barragens em modelos tridimensionais foram dados no ISMES (Istituto Sperimentale Modelli E Strutture) em Itália, que orientaram fundamentalmente o seu trabalho para a reprodução de maciços rochosos de fundação de grandes barragens. Os modelos geomecânicos desenvolvidos, envolviam a execução de espécimes de grandes dimensões (vários metros), dividiam-se em dois tipos [Fumagalli, 1979]:

- Modelos em que se representava o maciço rochoso com as suas descontinuidades, mas em que o peso próprio era aplicado artificialmente através de cabos em tracção colocados no interior do modelo. Este tipo de modelo não se pode considerar um modelo geomecânico "puro", mas tem a vantagem de permitir estudar o efeito do peso próprio na fundação e também as consequências que deslocamentos (devidos ao peso próprio) ocorridos na rocha possam ter no comportamento da barragem.
- Modelos geomecânicos clássicos em que são utilizados materiais muito deformáveis. Neste caso, o efeito do peso próprio é representado pelo próprio material do modelo.

Um dos primeiros ensaios mais representativos efectuados com modelos geomecânicos, diz respeito ao estudo da barragem de Canelles, em Espanha (Fig. 4.7). O ensaio tinha como objectivo comparar duas soluções de reforço do maciço rochoso da margem direita, uma vez que existiam diaclases nessa margem com orientações muito desfavoráveis relativamente ao apoio da barragem. Uma primeira solução consistia na execução de ancoragens para consolidar o maciço, aumentando assim a tensão normal nas diaclases sub-verticais e, conseqüentemente, a sua resistência ao corte. Uma segunda solução, seria a construção de um contraforte em betão segundo as linhas de nível, de forma a ligar todo o maciço rochoso.



Fig. 4.7 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Canelles [Fumagalli, 1979]

O estudo efectuado sobre a barragem Itaipu, no Brasil (Fig. 4.8), pode-se considerar como uma referência no âmbito dos ensaios em modelos geomecânicos tridimensionais. A barragem de Itaipu é uma barragem de contrafortes na maior parte da sua extensão, que se prolonga por cerca de 8 km, com uma altura máxima de 190 m, tendo-se reproduzido num modelo físico à escala 1/130. Este ensaio destinava-se a verificar a estabilidade ao deslizamento da barragem, em virtude de existirem 4 diaclases horizontais no basalto da fundação. Além da representação no modelo destas diaclases, foi também aplicada a subpressão nas juntas, através de sacos de borracha de grande área (Fig. 4.9) que eram submetidos a pressão de ar.

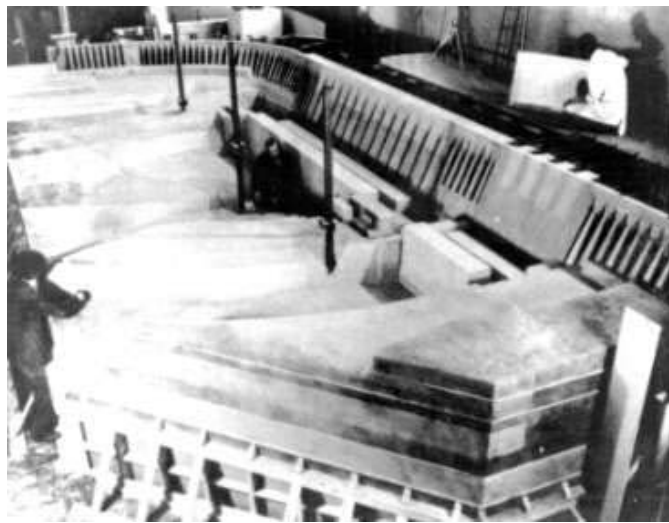


Fig. 4.8 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Itaipu [Fumagalli, 1978]



Fig. 4.9 – Modelo geomecânico da barragem de Itaipu. Pormenor de aplicação da subpressão nas juntas [Fumagalli, 1978]

O material normalmente usado nos modelos geomecânicos ensaiados no ISMES [Fumagalli, 1979a] era composto por uma mistura de calcário e/ou pó de barite, uma resina epoxídica e ainda "glycerol". Enquanto a resina tinha as funções de ligante, o "glycerol" reduzia a pressão do vapor libertado durante a cura do material, de modo a que não se instalassem grandes tensões iniciais que provocassem a sua fissuração. Com esta mistura conseguiam-se módulos de elasticidade de 250 MPa, tensões de rotura à compressão de 0,2 a 0,3 MPa, e densidades de 2,4 a 2,6. Este material foi aplicado no modelo da barragem de Itaipu, mas foi necessário considerar outro tipo de material para representar o maciço rochoso da fundação, uma vez que se teria de ter um módulo de elasticidade de cerca de 100 MPa. Assim, para representar a fundação, recorreu-se ao material desenvolvido na Universidade de Karlsruhe, atrás referido a propósito do método de "base friction" modificado.

Uma outra instituição que se dedicou ao estudo de obras utilizando modelos geomecânicos tridimensionais foi a Universidade de Tsinghua na China, pelo Prof. Zhou Wei Yuan. Dos estudos efectuados podem destacar-se os ensaios das barragens abóbada de Er e Jintan.

Para o estudo da barragem de Er [Yuan et al, 1984] foi utilizado um modelo tridimensional para determinar o comportamento da estrutura para as acções normais, e vários modelos bidimensionais, correspondentes a cortes horizontais, que representavam um arco da barragem e o respectivo maciço rochoso à cota do arco. O material utilizado neste ensaio era composto por pó de barite e gesso (Fig. 4.10).

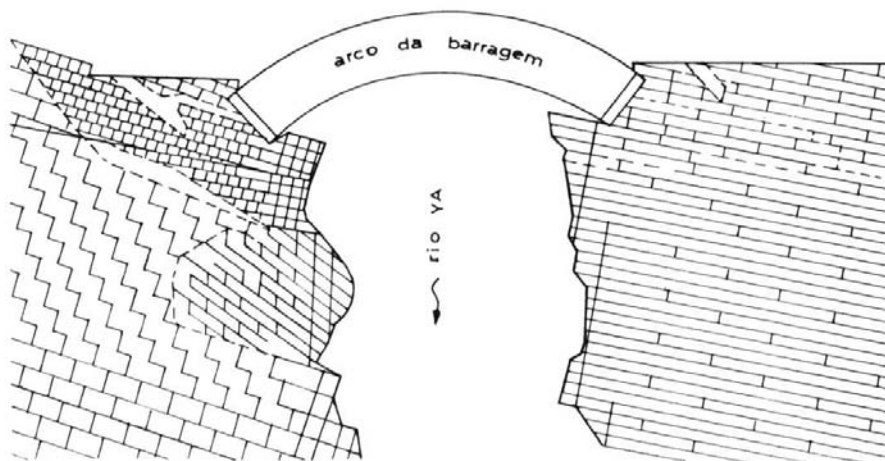


Fig. 4.10 – Modelo geomecânico plano da barragem de Er

No estudo efectuado sobre a barragem de Jintan [Yuan et al, 1987], foi construído um modelo tridimensional com o mesmo material utilizado para a barragem de Er, em que o maciço de fundação foi reproduzido por cerca de 25000 pequenos paralelepípedos (Fig. 4.11).

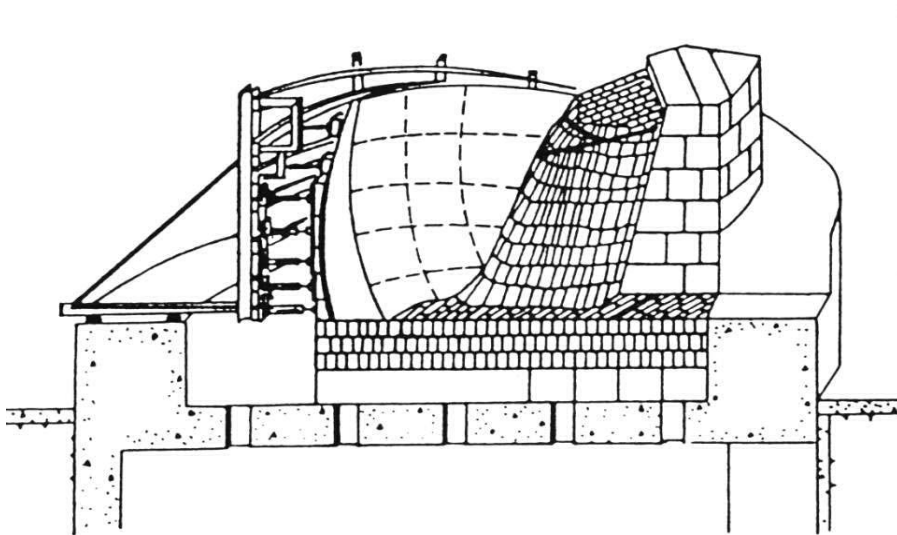


Fig. 4.11 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Jintan [Yuan et al, 1987]

Recentemente foi desenvolvido um estudo, utilizando modelos geomecânicos tridimensionais, com objectivo de avaliar a estabilidade de grandes galerias escavadas num maciço rochoso junto do rio Jiansha, na China [Zhongkui et al, 2003]. Na construção do modelo foi utilizado um material desenvolvido para o efeito, composto por magnetite, areia, gesso e água, conseguindo atingir pesos volúmicos entre 26,5 e 28,5 kN/m³. O estudo consistiu em realizar um bloco com este tipo de material, colocado numa estrutura metálica para o sujeitar a um estado de tensão inicial (Fig. 4.12), procedendo-se em seguida à escavação do conjunto de cavernas (Fig. 4.13) com equipamento desenvolvido especialmente para este fim. Durante a fase de escavação, foram medidos os deslocamentos do modelo.

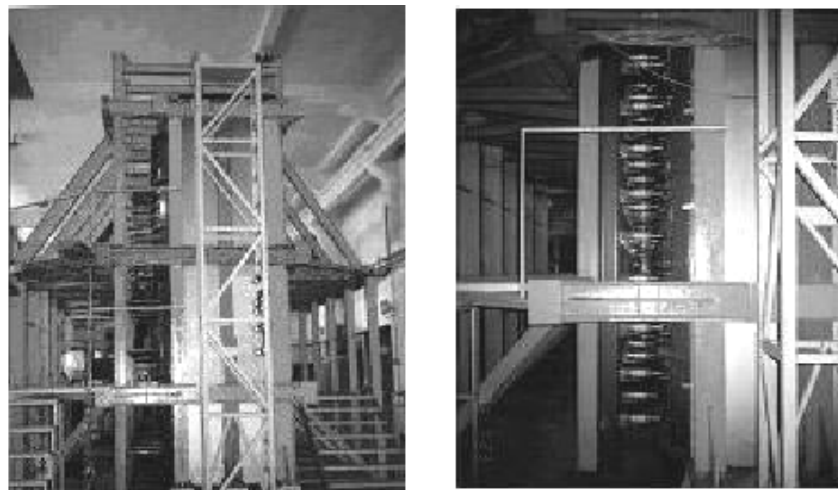


Fig. 4.12 – Vista do sistema de imposição de um estado de tensão num bloco do modelo geomecânico de escavação de galerias [Zhongkui et al, 2003].



Cavernas a serem escavadas

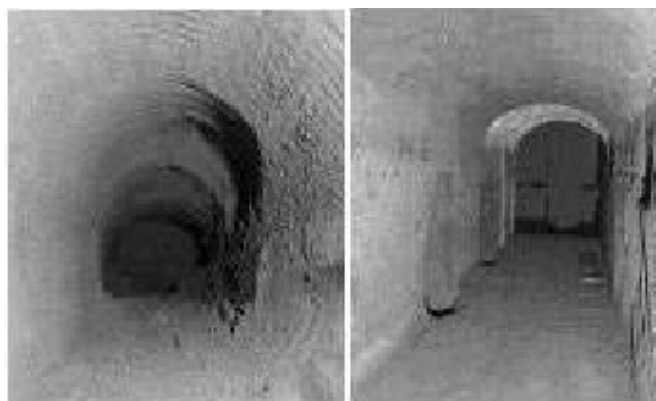


Fig. 4.13 – Esquema do conjunto de cavernas a escavar no modelo e vista interior cavernas [Zhongkui et al, 2003].

4.3.2 - Ensaio dinâmico

Existem alguns trabalhos experimentais, com o objectivo de estudar o comportamento de barragens de betão para cenários de colapso quando sujeitas a acções dinâmicas. Estes estudos não têm em consideração o comportamento à rotura da fundação, admitindo-se que funciona como corpo homogéneo sem descontinuidades.

No ISMES, durante a década de 60 foram realizados diversos ensaios experimentais, com o objectivo de estudar o comportamento de barragens de betão sujeitas a acções dinâmicas. Os modelos eram construídos com um material composto por gesso e litargírio (protóxido de chumbo) cujo peso volúmico era de 40 kN/m^3 . Para simular a albufeira era utilizado uma mistura saturada de água e sal, obtendo um peso volúmico de 16 kN/m^3 . A escala geométrica normalmente utilizada para estes modelos variava entre 1/75 e 1/180 (Fig. 4.14). Estes ensaios eram baseados na semelhança de Cauchy. Os ensaios eram divididos em duas fases, uma primeira fase elástica em que se caracterizava o comportamento dinâmico (frequências próprias e modos de vibração), e, em seguida, levava-se o modelo à rotura através da aplicação de uma acção dinâmica com uma aceleração crescente. A determinação do comportamento dinâmico em fase elástica era efectuada de duas formas, ou pela aplicação de sinusóides efectuando-se um varrimento em frequências, ou aplicando um ruído branco. O estudo em regime não linear, era efectuado através da aplicação de uma sinusóide com uma frequência muito próxima do modo de vibração, mais importante na direcção da excitação, e uma amplitude em aceleração crescente até ao colapso do modelo (Fig. 4.15). Os valores de aceleração de colapso obtidos neste tipo de ensaios não podiam ser extrapolados para o protótipo, uma vez que foram obtidos através da imposição de um sinal sinusoidal com frequência muito próxima do modo de vibração importante, e não se respeitava a semelhança de Froude.

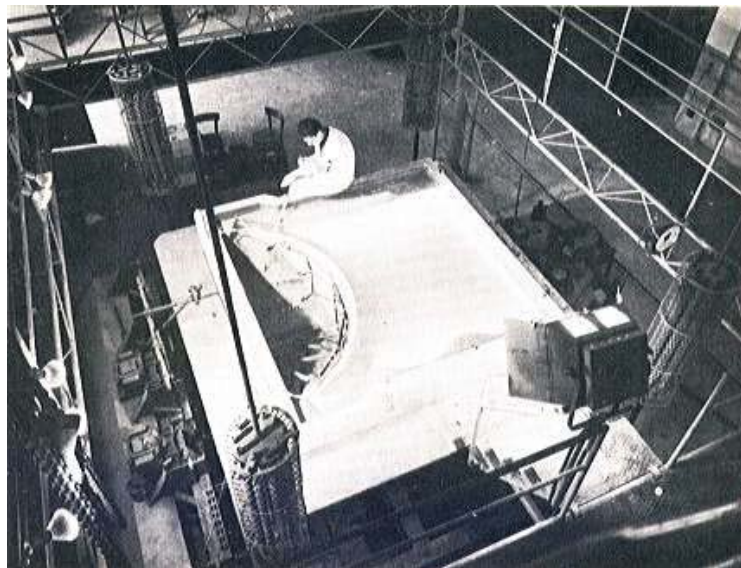


Fig. 4.14 – Modelo de uma barragem abóbada com albufeira, colocado na mesa sísmica [Oberti e Laulett, 1967].

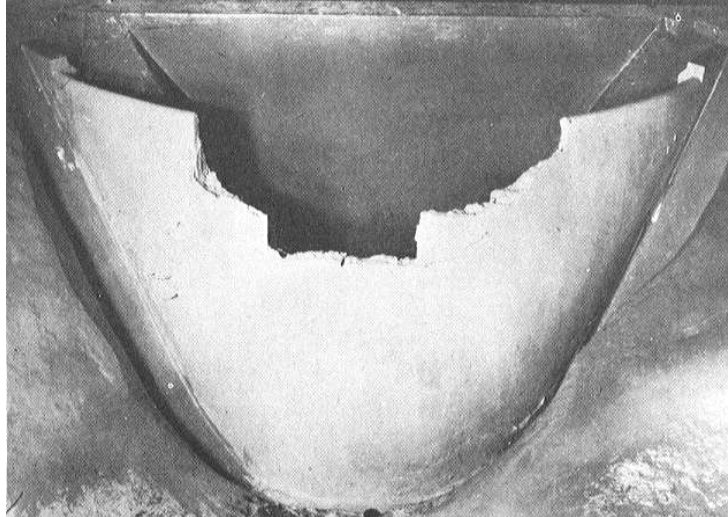


Fig. 4.15 – Vista do modelo de uma barragem abóbada após a rotura [Oberti e Laulett, 1967].

Na mesma altura, no Japão, no Seismological Engineering Laboratory on Dams, inserido no Central Research Institute of Electrical Power Industry em Tokyo, foram efectuados alguns estudos dinâmicos utilizando métodos experimentais. Os estudos realizados eram baseados em duas metodologias diferentes, uma em que a excitação era aplicada à fundação através de uma mesa sísmica e uma outra em que somente o corpo da barragem era sujeito a excitação exterior mantendo a fundação fixa.

Relativamente aos ensaios na mesa sísmica, pode-se referir o estudo sobre a barragem abóbada de Futatsuno, uma obra com 76 m de altura e um desenvolvimento do coroamento de 210 m. O modelo foi construído à escala 1/50 com uma mistura de gesso, diatomite e pó de chumbo, tendo sido representado a barragem e parte da fundação fixa, a uma estrutura metálica extremamente rígida dando origem a um peso final de cerca de 18 ton. O modelo foi ensaiado à rotura, sem a consideração da albufeira, através da aplicação de um acelerograma cuja aceleração máxima foi de 0,69g na altura do colapso. Durante os ensaios foram efectuadas medições de deslocamentos e extensões.

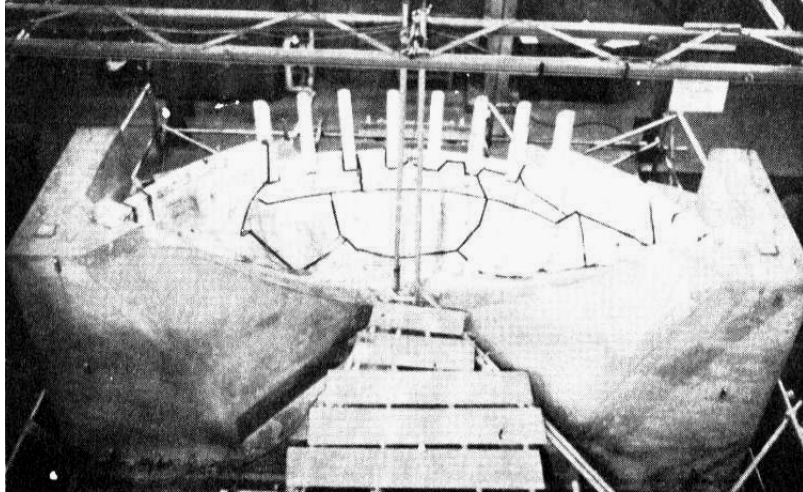


Fig. 4.16 – Modelo da barragem abóbada de Futatsuno após o ensaio na mesa sísmica [Yoshida e Baba, 1965].

Outra metodologia utilizada neste laboratório, consistia em considerar a fundação fixa e excitar o corpo da barragem com o recurso a pequenos excitadores eletromagnéticos. Com esta técnica foi ensaiada a barragem abóbada de Ikehara (Fig. 4.17), que possuía uma altura de 111 m e um desenvolvimento do coroamento de 460 m. O modelo foi construído à escala 1/150 com uma mistura de gesso. Foi estudado o comportamento dinâmico do modelo, através da aplicação de sinusóides pelos excitadores, considerando duas situações para a albufeira, vazia e cheia. A albufeira foi simulada por um saco de borracha com 0,40 m de espessura, contendo água, encostado ao paramento de montante do modelo. Foram também aplicados ao modelo dois tipos de registos sísmicos. O controlo do comportamento do modelo foi efectuado através de deslocamentos e extensões.

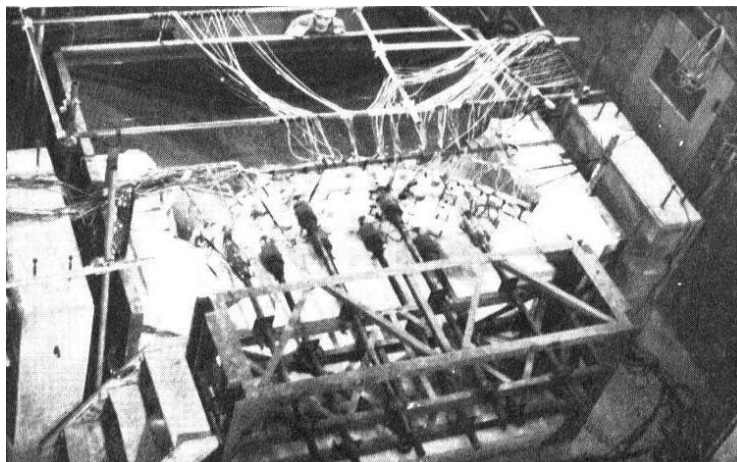


Fig. 4.17 – Modelo da barragem abóbada de Ikehara durante um ensaio dinâmico [Yoshida e Baba, 1965].

Na continuação dos estudos no Japão, foram efectuados recentemente alguns ensaios experimentais com o objectivo de caracterizar o comportamento dinâmico de uma barragem abóbada quando solicitada por um sismo intenso. Os resultados foram comparados com um modelo matemático desenvolvido com base num programa comercial [Shigemitsu e Yamada, 2003]. O estudo experimental foi realizado com a barragem abóbada de Tonoyama localizada no rio Hiki, perto da cidade de Tanabe, tendo sido concluída em 1957. A barragem tem uma altura de 64,5 m e um desenvolvimento do coroamento de cerca de 129 m. O modelo foi construído à escala 1/100 (Fig. 4.18) com uma argamassa constituída por cimento, areia, pó de calcáreo e bolas de ferro com $\phi 0,6$ mm. As características mecânicas desta mistura aproximavam-se das propriedades requeridas para respeitar a semelhança de Froude, como era pretendido. O modelo da barragem com fundação e a albufeira simulada através de água, foi colocado sobre uma mesa sísmica que impunha no máximo uma aceleração de 1g e um campo de frequências de 0,5 a 100 Hz.

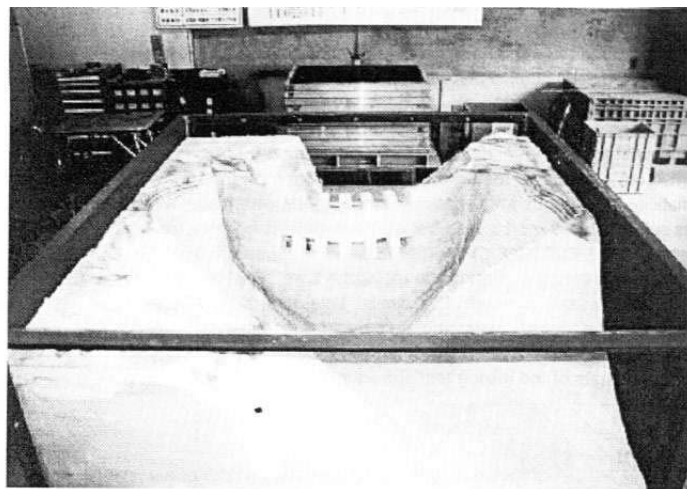


Fig. 4.18 – Modelo da barragem abóbada de Tonoyama (Japão) para um ensaio dinâmico [Shigemitsu e Yamada, 2003].

O estudo do comportamento do modelo para acções dinâmicas desenrolou-se por aplicação de três tipos de excitação. Primeiro, para determinar as características dinâmicas do modelo, (frequências próprias, modos de vibração e amortecimento) foi aplicada na direcção de montante-jusante, uma onda de varrimento em frequência, com este valor a variar continuamente entre 10 e 100 Hz durante 10 s, com uma amplitude

constante de 5 cm/s^2 . Seguidamente foi aplicado um sismo, registado em Janeiro de 1985, cujo epicentro se localizou a cerca de 56 km da barragem, com uma magnitude de 5,9, em que a resposta estrutural da barragem foi observada. A aplicação deste sismo tinha por objectivo a comparação dos valores obtidos no modelo com os registados na barragem aquando da ocorrência do referido evento. Finalmente, foram aplicados ao modelo 3 tipos de registos de sismos intensos ocorridos na década de 90. Os valores máximos das acelerações aplicadas ao modelo foram de cerca de $0,54g$. Os resultados de todos os ensaios foram comparados com o modelo matemático elaborado.

No estudo do comportamento dinâmico de barragens com o recurso a métodos experimentais ou analíticos existem algumas incertezas, nomeadamente, na interacção água estrutura (uma das questões que pode suscitar mais controvérsia), na variação das pressões hidrodinâmicas ao longo da albufeira, no comportamento das juntas de contracção, no amortecimento estrutural, no comportamento do betão a acções dinâmicas intensas, etc.. Como se constata ainda existem algumas questões em que o conhecimento não é total.

O comportamento das juntas de contracção durante a ocorrência de um sismo é de extrema importância, mas o seu desconhecimento ainda é considerável. Com o objectivo de responder a esta questão, foi desenvolvido um estudo experimental em Berkley [Nima e Clough, 1980] sobre um arco de uma barragem. Para o estudo do comportamento não-linear das juntas de contracção, foi escolhida a barragem de Techí, tendo sido modelado unicamente um arco. O material escolhido para a construção do modelo foi uma mistura de argamassa com a mesma densidade do material do protótipo. Para facilitar a interpretação do ensaio foi construído um arco constituído por sete blocos à escala 1/150, montado num plano vertical sobre a mesa sísmica (Fig. 4.19). O peso dos blocos representava parte da pressão hidrostática, tendo sido adicionadas peças de chumbo para reproduzir o estado de compressão real devido à acção da água. Neste incremento de peso foi também estudada uma configuração que tentasse reproduzir o aumento de massa proveniente do efeito dinâmico da albufeira. O ensaio desenrolou-se por aplicação de acelerogramas na direcção vertical simulando uma excitação montante-jusante, e na direcção horizontal, que representa um sismo a actuar perpendicularmente ao eixo do vale. A excitação aplicada correspondeu ao registo do sismo de El Centro, tendo-se aumentado a amplitude até atingir o colapso do arco. Na direcção montante-jusante o colapso ocorreu para uma aceleração de $1,34g$, enquanto que na direcção

perpendicular para um valor de 0,91g, embora nesta direcção o comportamento do não se assemelhe a uma barragem

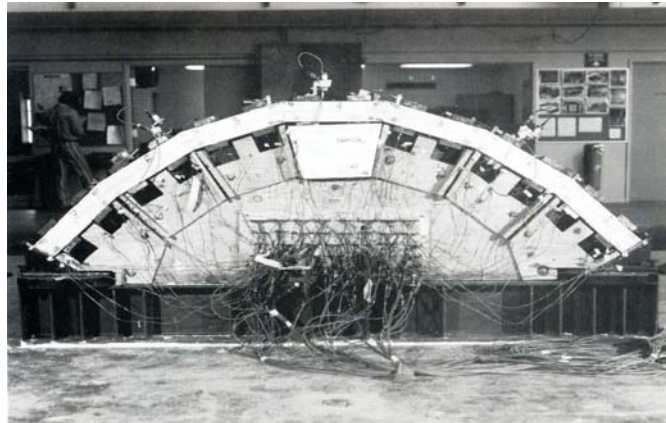


Fig. 4.19 – Arco da barragem de Techí colocado na mesa sísmica [Nima e Clough, 1980].

Na continuação do desenvolvimento de metodologias de ensaio que permitam compreender o comportamento dinâmico das barragens, foram realizados uma série de ensaios no Bureau of Reclamation de uma barragem abóbada (Fig. 4.20) [Harris, 2002]. Os modelos foram construídos à escala 1/150 com uma mistura de areia, bentonite, cimento e água. Foram construídos 15 modelos divididos em 5 categorias:

- barragem monolítica;
- barragem com uma junta horizontal aproximadamente a meia altura;
- barragem com uma junta vertical localizada no fecho dos arcos;
- barragem com 17 juntas verticais correspondentes às juntas de contracção do protótipo; e
- barragem com 17 juntas verticais e duas horizontais.

A acção dinâmica foi aplicada unicamente na direcção de montante-jusante. Numa primeira fase foram analisados todos os modelos em fase elástica para determinação das suas características dinâmicas, através de um varrimento em frequência por aplicação de sinusóides com acelerações baixas (0,5g), de modo a não danificar os modelos. A aplicação destas acelerações, para algumas frequências, corresponde a deslocamentos muito pequenos originando uma deficiente caracterização dinâmica dos modelos. A mesa sísmica utilizada responde bem para sinais com conteúdo em frequência inferiores a 22 Hz, no entanto, a primeira frequência própria dos modelos ocorre por volta dos 30 Hz. Por esta razão, não foi possível simular um sismo, pelo que a rotura dos modelos foi conseguida pela aplicação de uma sinusóide com uma frequência de 14 Hz

e amplitude crescente. A aplicação da acção dinâmica iniciou-se com uma aceleração de base de 0,25g sendo incrementada de 0,25g em cada 30s até se atingir o colapso do modelo, tendo sido registados os valores das acelerações que provocavam o início da fissuração e da rotura. O objectivo destes ensaios era essencialmente estudar o efeito das juntas no comportamento e na segurança da barragem sob acções dinâmicas. Os resultados obtidos podem ser utilizados para a calibração de modelos matemáticos.



Fig. 4.20 – Rotura de um modelo de uma barragem abóbada ensaiada numa mesa sísmica [Harris, 2002].

4.4 - Modelos desenvolvidos no LNEC

4.4.1 - Ensaios estáticos

Um dos primeiros passos com vista a efectuar ensaios geomecânicos no LNEC foi dado no início da década de 70, com a realização de um estudo em modelo plano [LNEC, 1974]. Este estudo pretendia analisar a estabilidade do maciço de fundação do encontro direito da barragem de Cambambe, sujeito às reacções da barragem. Nos modelos planos construídos à escala 1/100, foi representado apenas parte de um arco e dois sistemas de diaclases subverticais, um paralelo à encosta imbricado e o outro contínuo. A espessura considerada para o modelo foi de 0,16 m, de modo a não existir instabilidade lateral. O espaçamento entre as juntas horizontais foi de 2 cm e entre as juntas inclinadas de 2,6 cm, a que corresponderam cerca de 1300 blocos para simular o maciço de fundação. Para a representação da rocha de fundação, foi utilizada uma mistura de gesso diatomite e água que apresentava uma resistência à compressão de 2,6 MPa e um módulo de elasticidade de 2 000 MPa.

A componente horizontal da acção da barragem no maciço de fundação foi reproduzida por um macaco hidráulico, tendo-se estudado a influência da inclinação da força aplicada, o grau de imbricamento das juntas e o ângulo de atrito das diferentes superfícies. Não foram aplicadas forças laterais ao modelo, assumindo-se que as forças de atrito que se produziriam nessas faces eram desprezáveis relativamente às das juntas horizontais. Nas Fig. 4.21 e Fig. 4.22 apresentam-se os modelos com juntas contínuas e com juntas paralelas à encosta imbricadas.

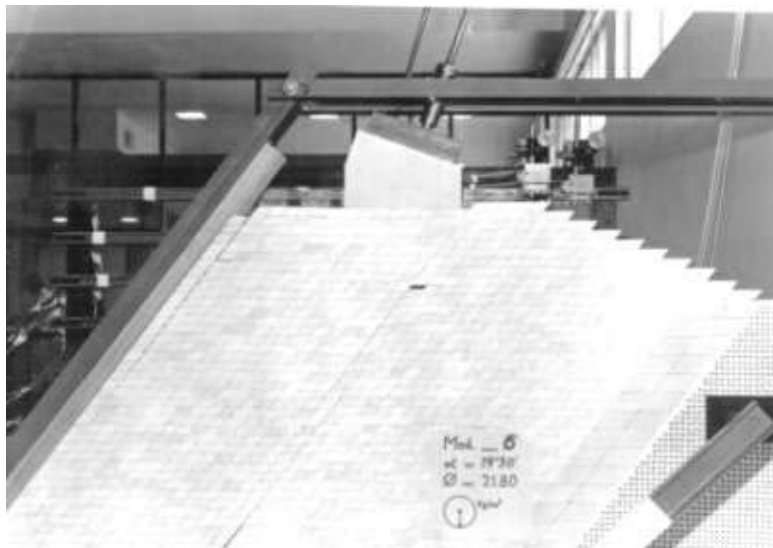


Fig. 4.21 – Modelo plano da fundação da barragem de Cambambe, com dois sistemas de juntas contínuas

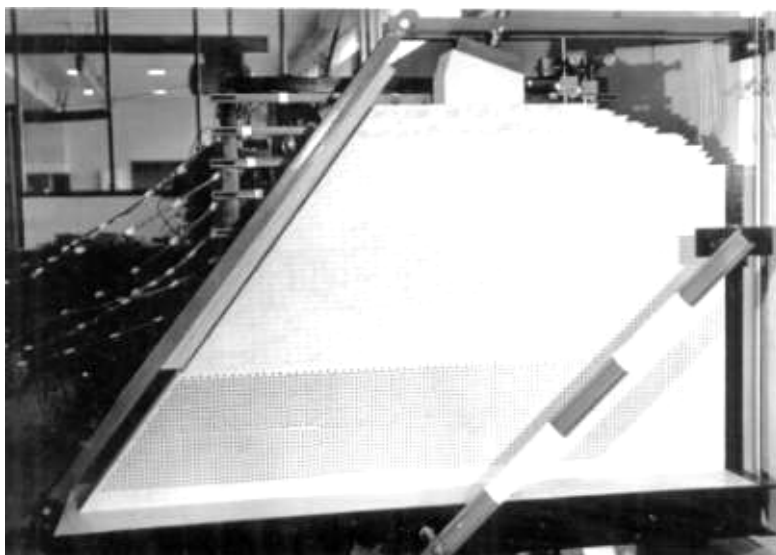


Fig. 4.22 – Modelo plano da fundação da barragem de Cambambe, com um sistema de juntas contínuo e outro descontínuo

No seguimento deste tipo de estudos, e com o objectivo de representar correctamente o peso próprio dos materiais, foi desenvolvido um material para a construção de modelos geomecânicos, composto por zarcão, areia de ilmenite e diatomite ou magnetite como agregados, e gesso e água como ligantes [Azevedo et al, 1979]. Com este tipo de mistura conseguem-se obter materiais com pesos específicos entre 25 e 27 kN/m³ cujas resistências podem descer até 0,14 MPa e materiais com pesos específicos entre 30 e 35 kN/m³ cujas resistências podem descer até 0,29 MPa [Azevedo et al, 1987], que permitem respeitar as relações de semelhança, tanto em forças como em tensões em modelos com escalas da ordem de 1/200.

Na década de 70, foi construído um modelo tridimensional, à escala 1/200, da barragem de Cambambe, com o objectivo do estudo das condições de segurança da obra para cenários de deslizamento no maciço de fundação, em particular ao longo de uma descontinuidade horizontal, à cota 80,0 m, sob o encontro da margem direita (Fig. 4.23). O maciço de fundação desta barragem é composto essencialmente por formações sedimentares, em que alternam grés finos e grés grosseiros com xistos argilosos. A reprodução do maciço diaclasado sedimentar foi feita por meio de blocos de uma mistura do material atrás indicado, cujas faces definem três sistemas de descontinuidade, uma subhorizontal e duas subverticais.

Antes de se executar qualquer modelo com este tipo de material foi necessário efectuar um estudo pormenorizado do comportamento das juntas entre os diferentes blocos [Azevedo et al, 1982]. O estudo efectuado era composto por ensaios de deslizamento unidireccional das juntas, sendo estas sujeitas a diferentes tensões normais e tangenciais.

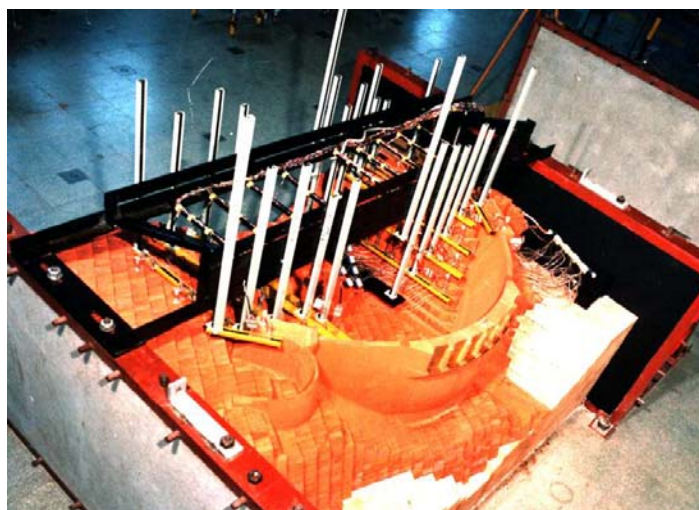


Fig. 4.23 – Modelo geomecânico tridimensional da barragem de Cambambe

A simulação da pressão hidrostática foi efectuada com o recurso à utilização de um liquido mais denso do que água, em virtude do material do modelo ser mais pesado que o betão. Este liquido, era colocado num saco de borracha bastante deformável, encostado ao paramento de montante do modelo.

Em virtude da existência, no maciço de fundação, de uma descontinuidade horizontal sob o encontro da margem direita com resistência ao deslizamento muito baixa, foi necessário desenvolver técnicas para a sua correcta representação no modelo. Foram utilizadas diversas técnicas de redução da resistência ao deslizamento (essencialmente o ângulo de atrito) das quais se podem destacar as seguintes:

- Colocação de tubos de borracha fechados, numa caixa de 5 mm x 5 mm de secção e com o comprimento dos blocos, aberta na face superior da junta à cota 80 m, que durante o ensaio seriam submetidos a pressão de ar de forma a reduzir a tensão vertical a actuar na descontinuidade.
- Colocação de um lubrificante (vaselina), na caixa aberta na face superior da junta já referida anteriormente, que à temperatura ambiente fosse sólido. Esta vaselina foi liquefeita, durante a realização do ensaio, por intermédio de resistências eléctricas colocadas dentro de pequenos orifícios, actuando como lubrificante logo que se espalhasse pelo espaço entre as faces da descontinuidade, reduzindo assim substancialmente o valor do ângulo de atrito.

Ultimamente, no LNEC, têm sido desenvolvidos esforços no sentido de comparar os resultados obtidos em modelos não lineares por métodos experimentais com os provenientes de modelos matemáticos. Neste caso, têm vindo a ser efectuadas comparações com diferentes modelos matemáticos, uns baseados no método dos elementos finitos e outros no método dos elementos discretos. A partir de vários ensaios efectuados sobre o modelo de Cambambe foram efectuadas diversas comparações, utilizando o método dos elementos finitos [Dinis, 1994] e o método dos elementos discretos [Gomes, 1995 e Gomes, 1999], com resultados bastante satisfatórios.

Estas comparações têm permitido uma interpretação mais correcta dos resultados dos ensaios realizados e uma verificação da fiabilidade dos modelos matemáticos em situações fora do domínio elástico.

4.4.2 - Ensaio dinâmicos

No LNEC foram também efectuados diversos estudos relativos ao comportamento dinâmico de barragens abóbadas sujeitas a acções dinâmicas [Pedro e Pereira, 1979]. As barragens estudadas eram reproduzidas em modelos com uma escala geométrica entre 1/150 e 1/300, representando parte da fundação ligada a uma estrutura metálica rígida. Os modelos eram de argamassa de cimento ou de uma mistura de gesso diatomite e água, tendo sido representadas em algumas situações as juntas verticais de contracção. A aplicação da acção dinâmica era efectuada utilizando um vibrador electromagnético geralmente na direcção de montante jusante (Fig. 4.24), com os modelos normalmente suspensos.

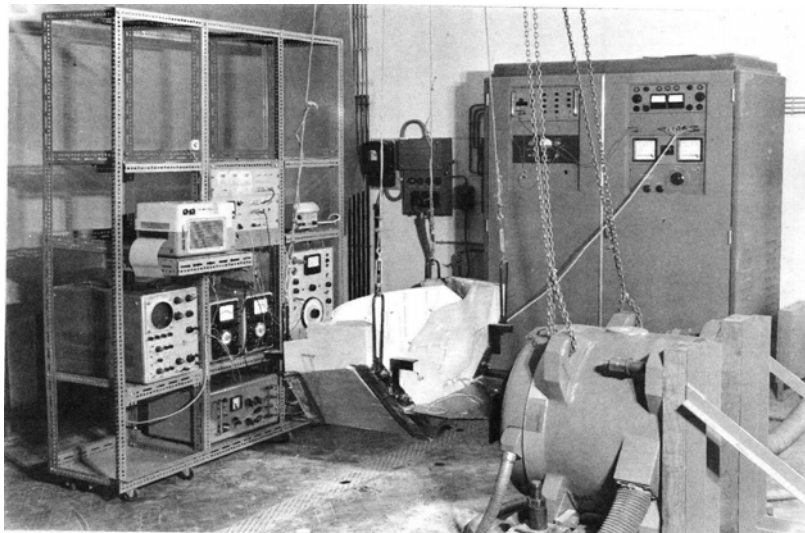


Fig. 4.24 – Modelo de uma barragem abóbada posicionada para um ensaio dinâmico [Pedro e Pereira, 1981].

O objectivo dos ensaios era estudar o comportamento dinâmico das barragens em fase elástica e atingir o colapso dos modelos através do incremento do nível de aceleração aplicado (Fig. 4.25). Para este último cenário só eram utilizados os modelos com uma mistura de gesso diatomite e água, porque para os modelos de argamassa de cimento o vibrador não tinha capacidade de aplicar uma excitação que provocasse a rotura do modelo. O controlo da resposta do modelo aos diversos tipos de solicitação era efectuado em extensões.

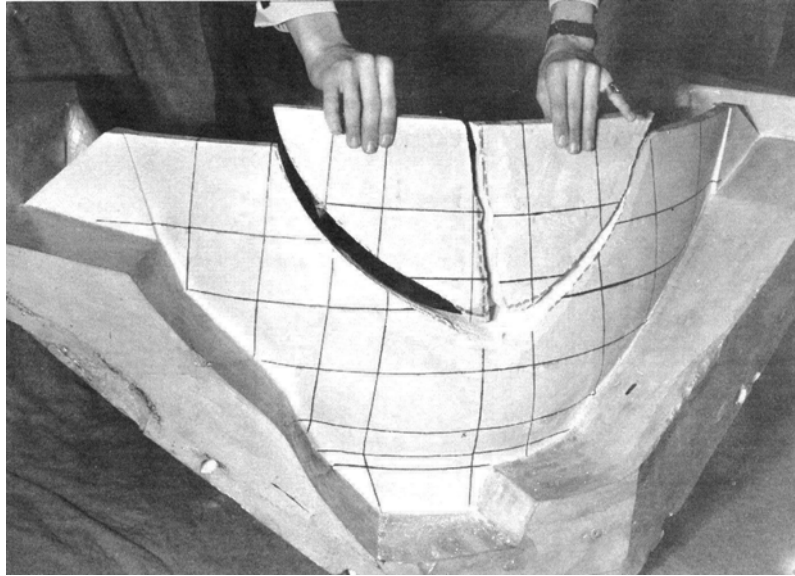


Fig. 4.25 – Modelo de uma barragem abóbada após ensaio na mesa sísmica [Pedro e Pereira, 1981].

O problema estrutural era separado da questão hidráulica da seguinte forma:

- Considerando a albufeira vazia e respeitando a semelhança de Cauchy:
 - Aplicação de vibrações harmónicas com o objectivo de determinar as funções de transferência de extensões de alguns pontos do modelo, determinando assim as frequências próprias e os modos de vibração.
 - Aplicação de vibrações aleatórias ou ruído branco com uma determinada densidade espectral de potência, de forma a obter os valores máximos de extensões e os correspondentes valores de tensões. O colapso do modelo era obtido através do incremento da densidade espectral de potência na aplicação de vibrações aleatórias.
- Considerando a albufeira cheia e imóvel e a barragem rígida:
 - Aplicação de vibrações harmónicas ou aleatórias, respeitando as condições da semelhança de Cauchy, de forma a estimar as pressões hidrodinâmicas.
 - Aplicação de vibrações aleatórias, respeitando as condições da semelhança de Froude, de forma a estudar a contribuição das ondas estacionárias nas pressões hidrodinâmicas.

4.5 - Considerações finais

Quando se pretende estudar o comportamento de uma estrutura para um determinado cenário, o primeiro pensamento é efectuar um modelo matemático recorrendo a um ou a vários dos métodos disponíveis de resolução (elementos finitos, elementos de fronteira, elementos discretos, etc.). Actualmente os modelos matemáticos resolvem qualquer tipo de estrutura sujeita praticamente a qualquer tipo de acção. No entanto, com o desenvolvimento dos computadores, foi sendo possível adoptar modelos matemáticos cada vez mais complexos que necessitam da atribuição de alguns parâmetros, por vezes com alguma relação física, mas por vezes completamente abstractos.

Quando o cenário que se pretende estudar representa uma situação normal de exploração, existem muitos resultados da observação das obras que podem ser utilizados para comparar com o modelo matemático idealizado. No entanto, quando esse cenário corresponde a um cenário de rotura, tem que se recorrer a métodos experimentais para validar a modelação matemática entretanto desenvolvida.

A modelação experimental para cenários de rotura é complexa, e quando envolve o conjunto barragem-fundação-albufera torna-se extremamente difícil conseguir uma boa aproximação. No que diz respeito ao comportamento do sistema barragem-fundação para acções estáticas, não envolvendo a rotura do maciço rochoso, já existem elementos da observação das obras suficientes que tornou fiável a utilização de modelos matemáticos. Quando se pretende estudar as condições de segurança para um cenário de rotura da fundação, mesmo para acções estáticas, existem ainda muitas dúvidas e incertezas que, deverão ser comprovadas com métodos experimentais.

Quando se passa para a análise do comportamento de um estrutura sujeita a acções dinâmicas, as incertezas aumentam substancialmente, mas infelizmente também a complexidade da realização de modelos experimentais.

Neste trabalho procura-se contribuir para a evolução da capacidade de modelação experimental de barragens de betão envolvendo o maciço rochoso, no entanto, existem ainda muitas incertezas que deveriam ser dissipadas em estudos futuros, como por exemplo:

- a influência das juntas de contracção verticais na resposta global da estrutura e os factores de segurança ao sismo;
- o efeito da água no paramento da barragem; e
- a variação das pressões hidrodinâmicas ao longo da albufera.

Actualmente existem modelos matemáticos que podem responder a estas questões, admitindo algumas hipóteses, mas que precisam de ser comprovadas ou através da observação das obras, quando possível, ou com o recurso a ensaios em modelos físicos.

Capítulo 5 - Rotura pela fundação de uma barragem abóbada para acções estáticas

5.1 - Considerações gerais

O estudo de cenários de rotura em barragens de betão é hoje possível utilizando modelos matemáticos bastante elaborados: modelos tridimensionais representando pormenorizadamente as características geométricas e considerando o comportamento não-linear dos materiais de forma também bastante sofisticada. No entanto, a experiência na comparação destes resultados com situações reais é muito reduzida: é pequeno o número de acidentes ocorridos e, mesmo nestes, o volume de informação disponível é reduzido. Assim, para aumentar a confiança sobre os resultados e conclusões decorrentes da análise de modelos matemáticos é importante o recurso a métodos experimentais, quer analisando os mesmos modelos e cenários de rotura, quer utilizando os modelos reduzidos como protótipos. Aliás, os resultados de ensaios de modelos reduzidos de barragens de betão têm sido frequentemente utilizados para validar análises numéricas de cenários de rotura condicionados pela degradação do betão: o Laboratório Nacional de Engenharia Civil tem uma tradição na realização deste tipo de ensaios muito antiga, bastante anterior à capacidade dos modelos matemáticos para a realização do mesmo tipo de estudos [Rocha et al, 1974]. No entanto, as situações de acidente que têm ocorrido até hoje em barragens de betão têm sido, em geral, condicionadas pelo comportamento da fundação e, designadamente, por deslizamentos ao longo de superfícies de descontinuidade existentes no maciço rochoso de fundação. Assim, a utilização e o aperfeiçoamento dos métodos experimentais para validar adequadamente os modelos matemáticos utilizados no estudo de cenários de rotura envolvendo a fundação é, actualmente, de grande importância [Pina e Costa, 1993].

Neste capítulo, apresenta-se um exemplo de aplicação conjunta de métodos experimentais e numéricos para determinação do coeficiente de segurança da barragem de Alqueva num cenário de rotura por deslizamento de parte do maciço de fundação. Para a preparação e posterior interpretação dos resultados dos ensaios foi elaborado um

modelo matemático, com uma discretização mista em elementos discretos (no maciço de fundação) e elementos finitos (no corpo da barragem) [Lemos, 1999]. As simulações numéricas foram realizadas com o programa de elementos discretos 3DEC [ITASCA, 1998]. O ensaio incidiu sobre um modelo geomecânico, representando com a precisão possível a geometria das diaclases da fundação, bem como as características mecânicas de todo o conjunto (barragem e fundação), e aplicando sobre o modelo a acção da pressão hidrostática. Numa primeira ensaiou-se o modelo para níveis baixos da cota da água, procedendo-se em seguida à simulação do galgamento da barragem.

5.2 - Caracterização do empreendimento

5.2.1 - Barragem

A barragem de Alqueva, situada no rio Guadiana, é constituída por uma abóbada de dupla curvatura, com encontros artificiais em betão nas duas margens. As suas principais características são as seguintes (Fig. 5.1 e Fig. 5.2):

- Cota do coroamento	154 m
- Desenvolvimento no coroamento (incluindo os encontros)	458 m
- Altura máxima acima da fundação	96 m
- Espessura mínima no coroamento	7 m
- Espessura máxima na inserção na fundação	33 m

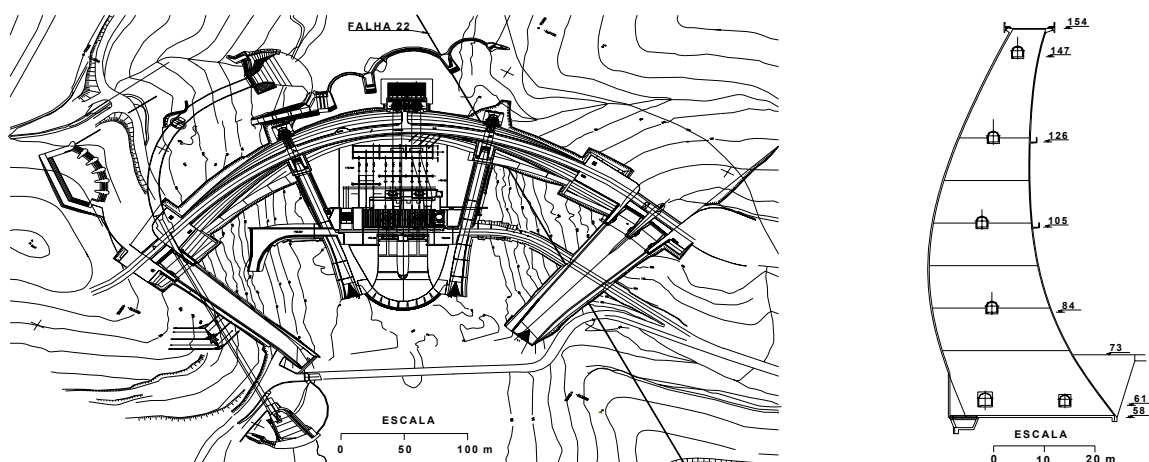


Fig. 5.1 - Planta e consola central da barragem de Alqueva



Fig. 5.2 - Vista do paramento de jusante da Barragem de Alqueva

5.2.2 - Maciço Rochoso

No local de construção da barragem de Alqueva o vale é largo, de margens abruptas e fundo chato (Fig. 5.3). O maciço rochoso é, em geral, de boa qualidade, especialmente na margem direita e no fundo do vale. Na margem esquerda, dominam os filádios com duas intercalações cartografáveis de xistos verdes, e, na margem direita e fundo do vale, predominam os xistos verdes com intercalações de filádios [Neiva et al, 1987].



Fig. 5.3 - Vista de montante do local do vale de construção da Barragem de Alqueva

O diaclasamento é muito pronunciado, em especial, nos filádios. São numerosas as famílias de diaclases, mas as dominantes são as paralelas à xistosidade com a seguinte atitude $N40^{\circ}-60^{\circ}W$, $12^{\circ}-45^{\circ}NE$. Com apreciável ocorrência foram também catalogadas as seguintes famílias: $N25^{\circ}-55^{\circ}E$, $70^{\circ}-90^{\circ}SE$; $N65^{\circ}-90^{\circ}W$, $15^{\circ}-45^{\circ}NE$; $N23^{\circ}E - N20^{\circ}W$, $60^{\circ}-90^{\circ}E$; e $N60^{\circ}-90^{\circ}W$, $55^{\circ}NNE-90^{\circ}-75^{\circ}SSW$.

Para além da xistosidade e diaclasamento, existem no maciço rochoso de fundação da barragem, em particular na margem esquerda algumas famílias de falhas, a maioria com atitudes similares às famílias das diaclases. Às duas famílias mais numerosas são: $N40^{\circ}-65^{\circ}W$, $15^{\circ}-60^{\circ}NE$, com caixas de espessura variando entre 0,02 m e 2,40 m, e $N75^{\circ}W-S75^{\circ}W$, $65^{\circ}N-90^{\circ}-55^{\circ}S$, com caixas de 0,02 m a 1,80 m. As caixas das falhas estão preenchidas por milonite argilosa em que nos minerais da argila aparece, ilite, montmorillonite (expansiva), clorite e atapulgite.

A falha mais importante que existe no maciço de fundação é a chamada falha 22 que apresenta uma possança considerável, variando entre 0,80 m e 6,40 m, e com uma atitude $N63^{\circ}W$, $29^{\circ}-40^{\circ}NE$.

Foram realizadas diversas campanhas de ensaios de caracterização do maciço rochoso, que visaram essencialmente a determinação da deformabilidade das rochas e a identificação dos parâmetros mecânicos das principais diaclases e xistosidade.

Os xistos verdes apresentam módulos de deformabilidade de 60 a 100 GPa, enquanto que para os filádios se obtiveram valores entre 6 e 20 GPa.

Para as diaclases segundo a xistosidade do filádio e do xisto verde, obtiveram-se valores de coesão de 100 a 110 kPa e ângulos de atrito de interno de 22° a 24° . Para outras diaclases, no filádio, a coesão é em média de 130 kPa e o ângulo de atrito interno varia entre 29° e 36° , enquanto que, no xisto verde, estes valores são respectivamente de 170 a 180 kPa e 38° a 43° .

Em resumo, o estudo do conjunto barragem-fundação para cenários de rotura pela fundação apresenta uma importância acentuada nesta barragem tendo em conta as características do maciço de fundação referidas, das quais se destacam: o acentuado diaclasamento e a presença da falha 22 na margem esquerda que apresenta uma espessura muito significativa; a atitude desfavorável evidenciada por algumas famílias de diaclases da margem direita; a acentuada diferença de deformabilidade e de propriedades mecânicas existente entre o maciço da margem esquerda, por um lado, e o maciço

da margem direita e fundo do vale, por outro.

5.3 - Modelo físico

5.3.1 - Considerações gerais

Com o objectivo de avaliar a segurança da barragem de Alqueva para cenários de rotura por deslizamento da fundação, foi construído um modelo físico geomecânico, do mesmo tipo daqueles que têm sido utilizados no LNEC para estudos semelhantes [Azevedo et al, 1988]. O modelo foi executado à escala 1/250, representando a barragem e o maciço de fundação, e neste, procurou-se representar os acidentes geológicos mais significativos e desfavoráveis para a segurança global da obra. Assim, foram representadas: a xistosidade do maciço rochoso, a falha 22 e as famílias de diaclases que poderiam provocar o deslizamento de blocos da fundação com dimensão para afectar a segurança da barragem. Esta representação foi realizada, no modelo físico, através de paralelepípedos com as seguintes orientações (Fig. 5.4):

- N64,5°W, 34,5°NE, que representa a falha e a xistosidade existente com pendente para a margem esquerda.
- N64,5°W, 75°SW, que representa um diaclasamento com pendente para a margem direita.
- N40°E, 79°SE, que representa um diaclasamento aproximadamente subvertical e perpendicular ao eixo do rio.

Foram adoptados blocos com cerca de 0,10 m de aresta, representando um afastamento entre as diaclases de 25 m, o que corresponde à representação do maciço de fundação por cerca de 900 blocos.

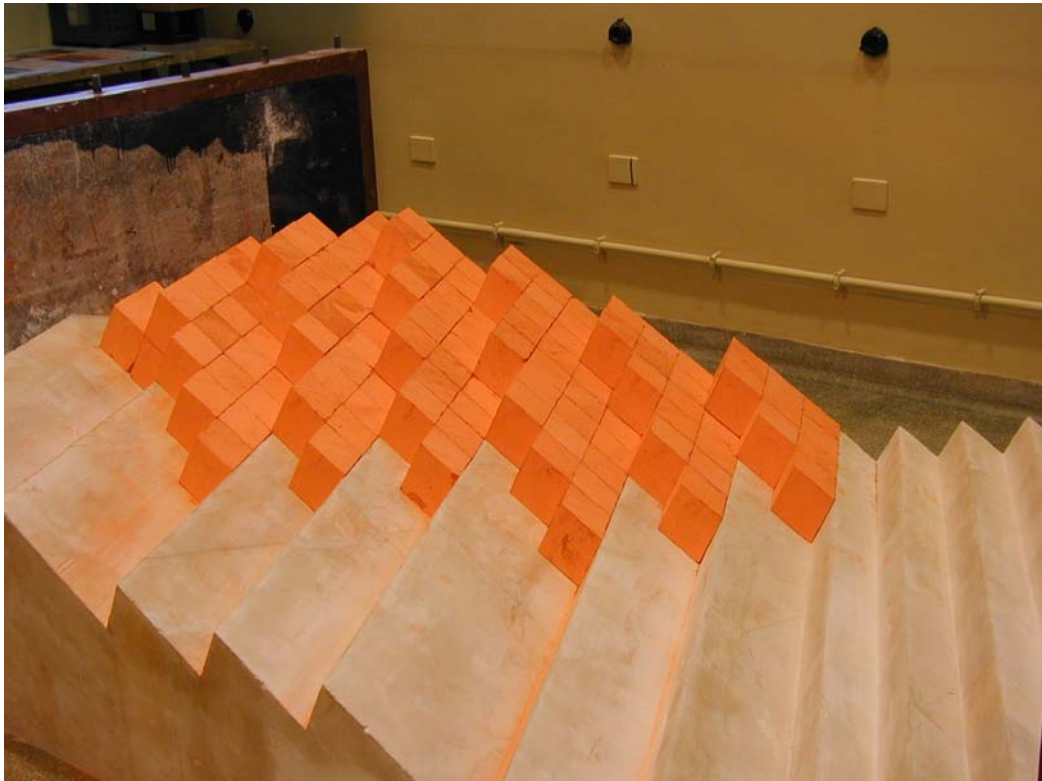


Fig. 5.4 – Pormenor de colocação dos blocos para representar o maciço de fundação

5.3.2 - Propriedades mecânicas do material do modelo

Em ensaios de verificação da estabilidade de estruturas, a correcta representação da distribuição do peso dos materiais é muito importante, pois tem influência determinante nos mecanismos de colapso que se podem verificar. No que foi realizado, utilizou-se a técnica mais aproximada de reprodução do peso do protótipo que consiste na sua representação através do peso próprio do material do modelo, pelo que este deverá respeitar as relações de semelhança. Em geral, utilizam-se materiais com densidades o mais altas possível para que, dado o factor de redução da escala geométrica pretendida, a resistência necessária não seja demasiado baixa, impossibilitando a sua manuseabilidade.

Na construção deste modelo foi utilizada uma mistura de materiais de alta densidade, composta por areia de ilmenite, zarcão, gesso e água. As proporções ponderais dos diferentes tipos de componentes constituintes da mistura utilizada na construção do modelo para representação da barragem e do maciço de fundação estão indicadas no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Composição do material utilizado na construção do modelo da barragem de Alqueva

Componentes	Proporções	
	Peso (kg)	Percentagem (%)
Areia de ilmenite	600	53,10
Zarcão	300	26,55
Gesso	75	6,64
Água	155	13,71
TOTAL	1130	100,00

A determinação do peso específico do material do modelo foi efectuada com base em prismas de 18 cm de altura e secção quadrada de 6,0 cm de lado, tendo-se obtido o valor de cerca de 28,0 kN/m³.

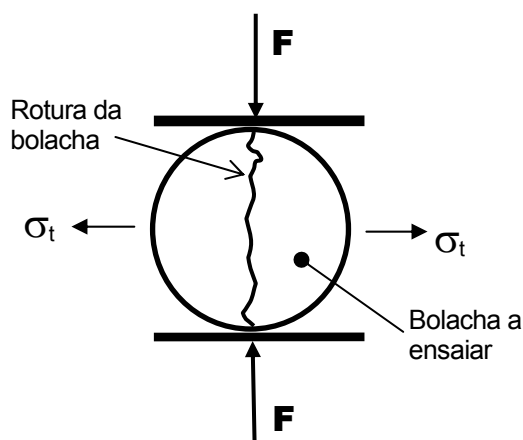
Os prismas referidos anteriormente foram ensaiados até à rotura por compressão numa máquina universal de ensaios mecânicos de 100 kN Instron modelo 4483 (Fig. 5.5), tendo o ensaio decorrido a uma velocidade de constante de 0,15 mm/min. O valor médio obtido para a tensão de rotura à compressão do material foi de 1,75 MPa e para o módulo de elasticidade de 2000 MPa.



Fig. 5.5 – Vista da realização do ensaio de rotura à compressão

Para a determinação da tensão de rotura à tracção do material foram realizados dois tipos de ensaios: ensaio brasileiro e ensaio de tracção simples.

O ensaio brasileiro desenvolvido pelo Prof. Fernando Lobo Carneiro (Fig. 5.6), tem por objectivo determinar a tensão de rotura à tracção do material através de compressão diametral. O ensaio consiste em levar à rotura provetes com a forma de uma bolacha circular, determinando-se o valor da tensão de rotura à tracção que originou o colapso do provete. Os provetes utilizados eram bolachas com 5,0 cm de diâmetro e 2,5 cm de espessura, ensaiados numa prensa de compressão e flexão Fornttest com uma célula de 200 kN (Fig. 5.7), tendo o ensaio decorrido a uma velocidade constante de 0,01 kN/s. O valor médio obtido para a tensão de rotura à tracção foi de 0,39 MPa.



A tensão de rotura à tracção do material é dada por

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi de}$$

em que:

F – força de rotura da bolacha

d – diâmetro da bolacha

e – espessura da bolacha

Fig. 5.6 – Esquema do ensaio brasileiro

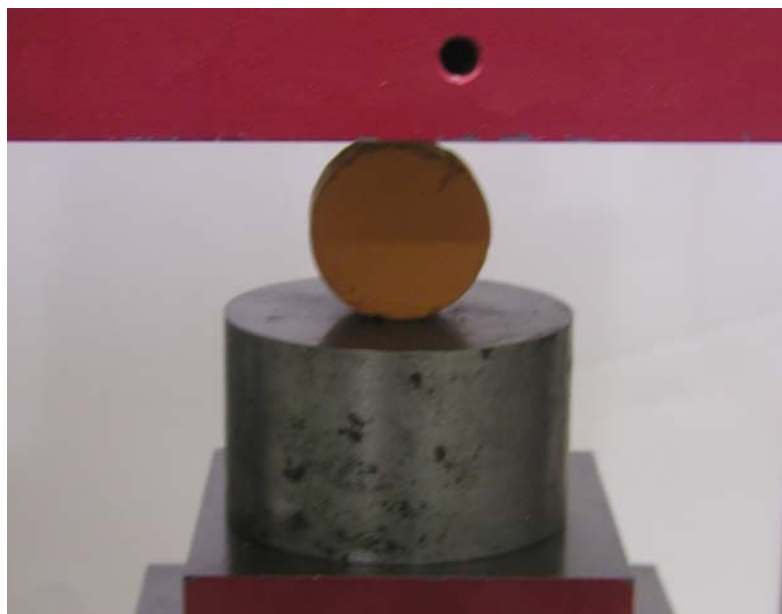


Fig. 5.7 – Vista da realização do ensaio brasileiro

Com vista a verificar os resultados do ensaio brasileiro foram executados 12 prismas para serem ensaiados à tracção simples. Na realização deste tipo de ensaio a maior dificuldade consiste ensaio em garantir que, durante o ensaio, a rotura não tem origem junto das zonas de amarração, pelo que a amarração do provete à máquina é determinante. Assim, para que a rotura ocorresse longe das zonas de aplicação das forças pela máquina reduziu-se a secção do prisma na sua zona central. Foram executados prismas com uma altura de 18,0 cm e secção quadrada com 4,0 cm de lado na zona central e com 6,0 cm de lado junto à zona de amarração. Nos topos dos prismas foram coladas chapas metálicas com um furo roscado em que se inseriu um parafuso para ligação à máquina de ensaio (Fig. 5.8). Os ensaios foram realizados numa máquina universal de ensaios mecânicos de 10 kN, Instron modelo 4302 (Fig. 5.9), tendo o ensaio decorrido a uma velocidade constante de 0,5 mm/min. O valor médio obtido para a tensão de rotura à tracção foi de 0,40 MPa.

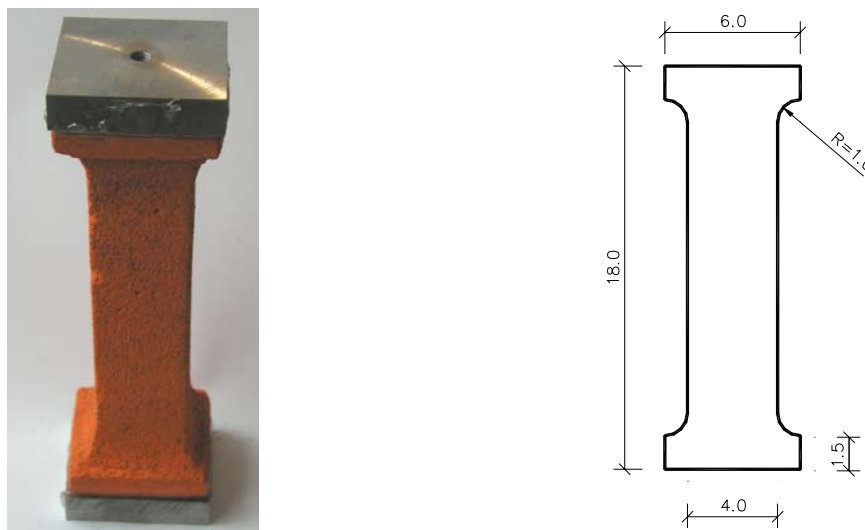


Fig. 5.8 – Vista do prisma preparado para ensaio à tracção simples e sua definição geométrica (dimensões em cm)



Fig. 5.9 – Vista da realização do ensaio à tracção simples

5.3.3 - Propriedades mecânicas das diaclases

Neste tipo de ensaio, para além do rigor imposto na representação geométrica das superfícies de descontinuidade do maciço de fundação, implicando a correcta simulação dos acidentes geológicos mais importantes, é necessário reproduzir adequadamente as características mecânicas das diaclases no modelo, em particular as suas características resistentes. Relembrando que, na barragem de Alqueva, existe um acidente geológico importante designado por falha 22 que possui características bastante distintas das restantes diaclases, procurou-se arranjar uma solução para diferenciar adequadamente as características da falha 22 relativamente às restantes, que foram simuladas pelas superfícies dos blocos sem tratamento. Das diversas hipóteses testadas optou-se, tendo em conta a sua exequibilidade, pela representação da falha 22 inferiormente através de um placa de “teflon” e superiormente por uma rede plástica com uma malha quadrada de aproximadamente 10 mm de lado (Fig. 5.10). Na Fig. 5.11 apresenta-se um pormenor da solução utilizada no modelo.

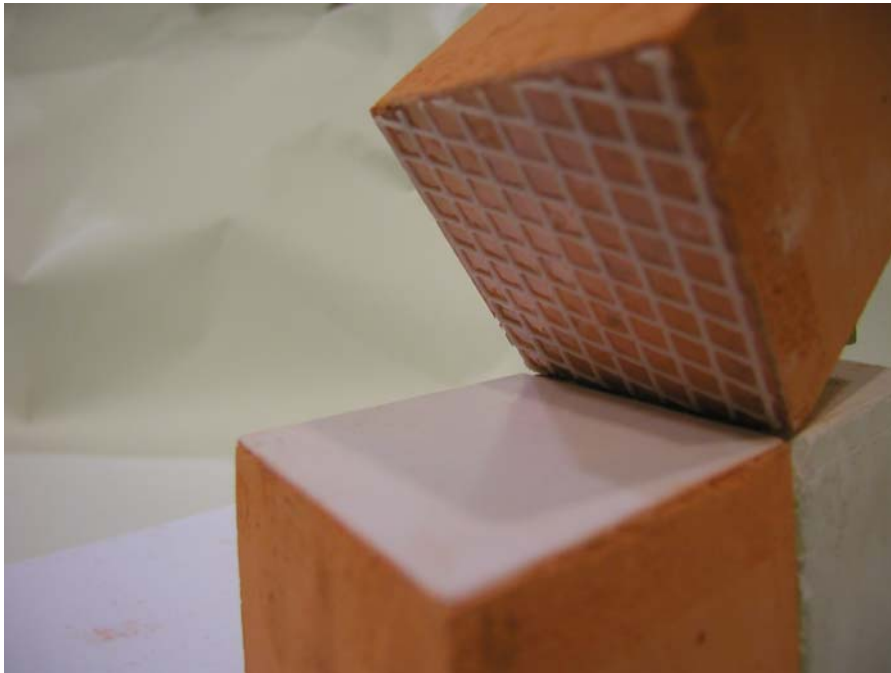


Fig. 5.10 - Pormenor do tratamento das faces dos blocos que simulam a falha 22

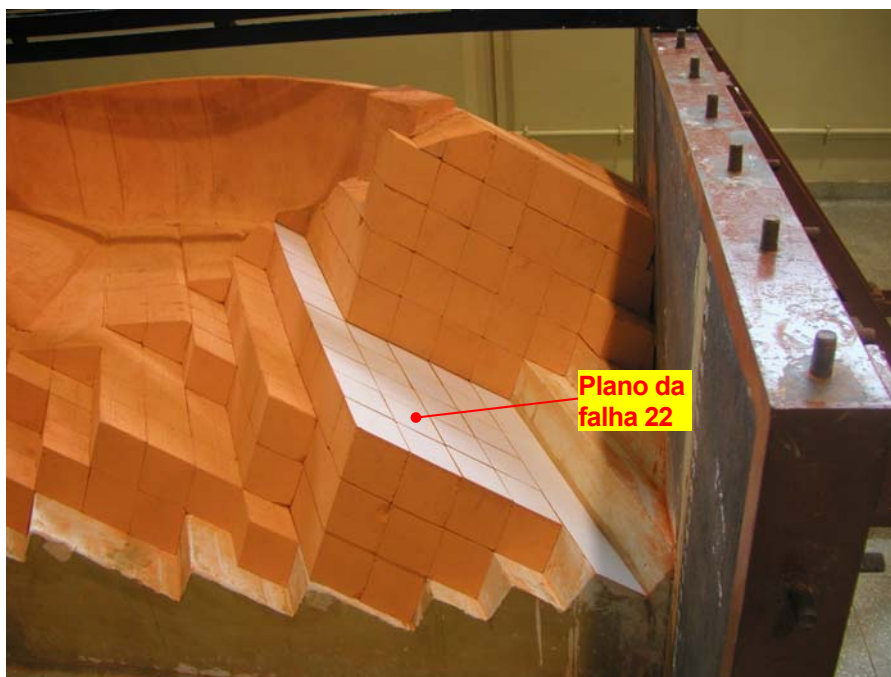


Fig. 5.11 - Pormenor da representação da falha 22 no modelo

Para determinar as propriedades mecânicas das superfícies que simulam as diaclases foram executados prismas com contactos com as mesmas características dos utilizados no modelo. Para cada um dos dois tipos de descontinuidades existentes no modelo (falha 22 e restantes diaclases) executaram-se 6 conjuntos de prismas. Os pris-

mas tinham uma altura de 7,0 cm e uma área de contacto de 10x10 cm. Os ensaios de deslizamento realizados [Muralha e Resende, 2003] foram executados para diversas tensões normais (10, 20, 40, 80 e 120 kPa), que foram escolhidas em função do estado de tensão instalado no modelo. Na Fig. 5.12 apresentam-se os dois tipos de prismas idealizados para determinação das propriedades mecânicas das discontinuidades representadas no modelo.

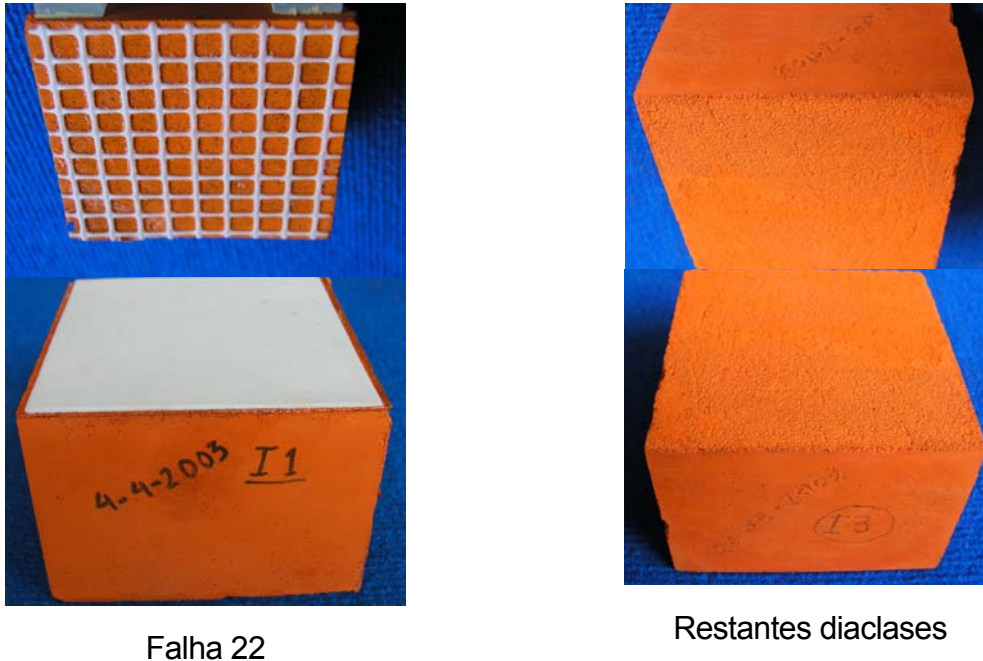


Fig. 5.12 – Prismas para determinar as propriedades mecânicas das discontinuidades do modelo

A rigidez normal foi determinada para os ramos de carga e descarga a partir dos deslocamentos normais medidos, considerando-se um modelo de comportamento linear. Para a determinação da rigidez tangencial e do ângulo de atrito admitiu-se um modelo de comportamento tipo elásto-plástico com uma rigidez tangencial independente da tensão normal e um modelo de Coulomb para a tensão tangencial resistente. A tensão tangencial resistente foi determinada quando o provete apresentava um deslocamento tangencial de 1 mm. O valor da rigidez tangencial de cada provete foi calculado a partir do quociente entre a tensão tangencial e o deslocamento tangencial, quando a primeira apresentava um valor de 80% da tensão tangencial resistente. Com base nos valores determinados para todos os ensaios, foi efectuada uma média aritmética para a tensão tangencial resistente e uma média harmónica para as rigidezes tangencial e nor-

mal. Os resultados obtidos para os dois tipos de descontinuidades estão resumidos no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Propriedades mecânicas das descontinuidades do modelo

Descontinuidades	Propriedades mecânicas		
	Rigidez normal (MPa/m)	Rigidez tangencial (MPa/m)	Ângulo de atrito (°)
Falha 22	3000	500	5
Restantes	10000	500	35

5.3.4 - Construção do modelo

A construção do modelo, que possui uma dimensão em planta de 2,50 m por 1,50 m, representando no protótipo uma área de 625 x 375 m², desenvolveu-se basicamente em três fases.

Na primeira fase, que correspondeu à execução da base do modelo que simula o meio rochoso contínuo (“bed rock”), onde se admite como desprezível o efeito do diaclasamento, foi executado recorrendo a 15 blocos de uma mistura de gesso já com a configuração da geometria das descontinuidades que se pretendiam reproduzir (Fig. 5.13 e Fig. 5.14). Estes blocos tinham uma dimensão quadrada em planta de 0,50 m de lado.



Fig. 5.13 – Vista da zona de implantação do modelo com alguns blocos de gesso para representar a fundação contínua

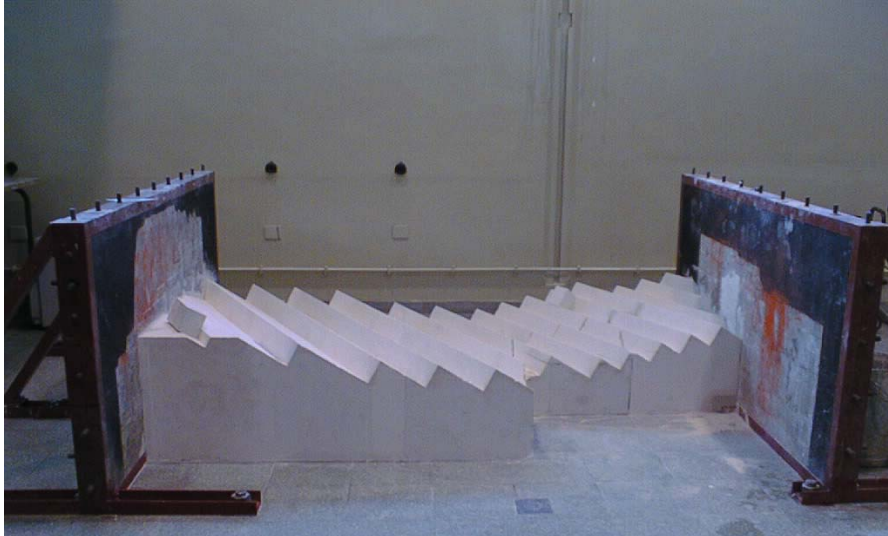


Fig. 5.14 – Vista da fase final da construção da fundação contínua do modelo

A segunda fase correspondeu à execução do maciço de fundação diaclasado, que se resumiu à colocação dos blocos previamente definidos e executados sobre a base de gesso já construída (Fig. 5.15). Durante esta colocação tentou-se respeitar a topografia do terreno reproduzindo de uma forma bastante aproximada a morfologia existente no local.

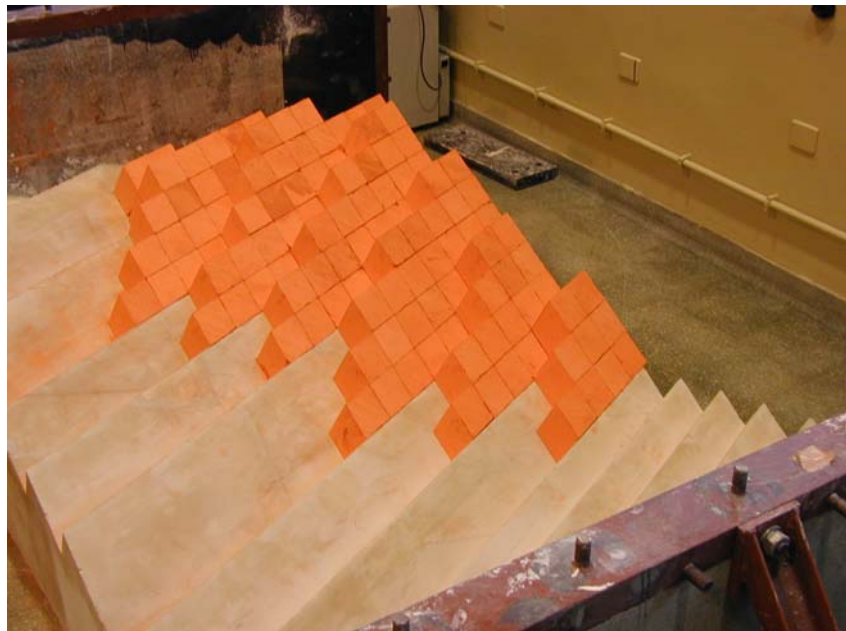


Fig. 5.15 – Pormenor da colocação dos blocos para simular a fundação diaclasada

A execução da barragem foi a fase mais difícil de todo o processo de construção do modelo. Foi necessário previamente construir um modelo de gesso com a

geometria da barragem para posteriormente se poder fazer o molde com a correcta definição dos paramentos de montante e jusante da abóbada (Fig. 5.16). Após a execução do molde fez-se a sua implantação sobre a fundação (Fig. 5.17), para posterior enchimento. Devido ao volume de material envolvido na execução do modelo, optou-se por dividir a barragem verticalmente, tendo-se procedido a duas betonagens de forma a evitar os efeitos negativos resultantes da libertação de calor durante a solidificação do material. Na betonagem inicial executaram-se metade das consolas deixando sempre uma de intervalo, estas foram preenchidas posteriormente contra as já existentes. A superfície de contacto entre as diferentes consolas não foi sujeita a nenhum tipo de tratamento, pelo que, assim, foi possível simular aproximadamente as superfícies de menor resistência da barragem correspondentes às juntas de contracção.

Na Fig. 5.18 pode-se visualizar o modelo geomecânico já concluído, as descontinuidades representadas no maciço rochoso e a localização e orientação da falha 22.

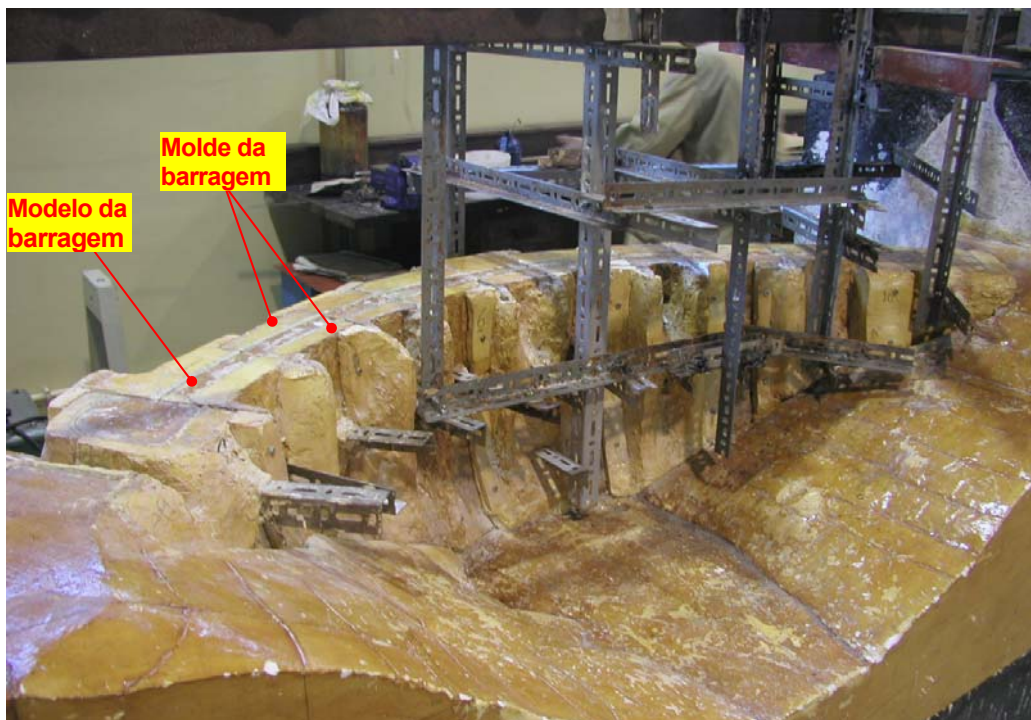


Fig. 5.16 – Vista da execução do molde da barragem sobre um modelo de gesso

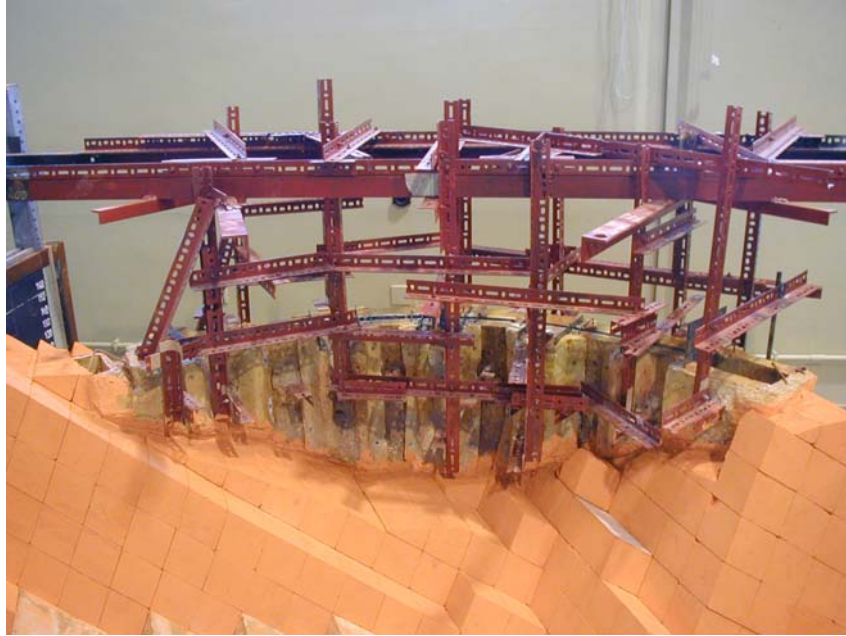


Fig. 5.17 – Vista da colocação do molde da barragem sobre a fundação

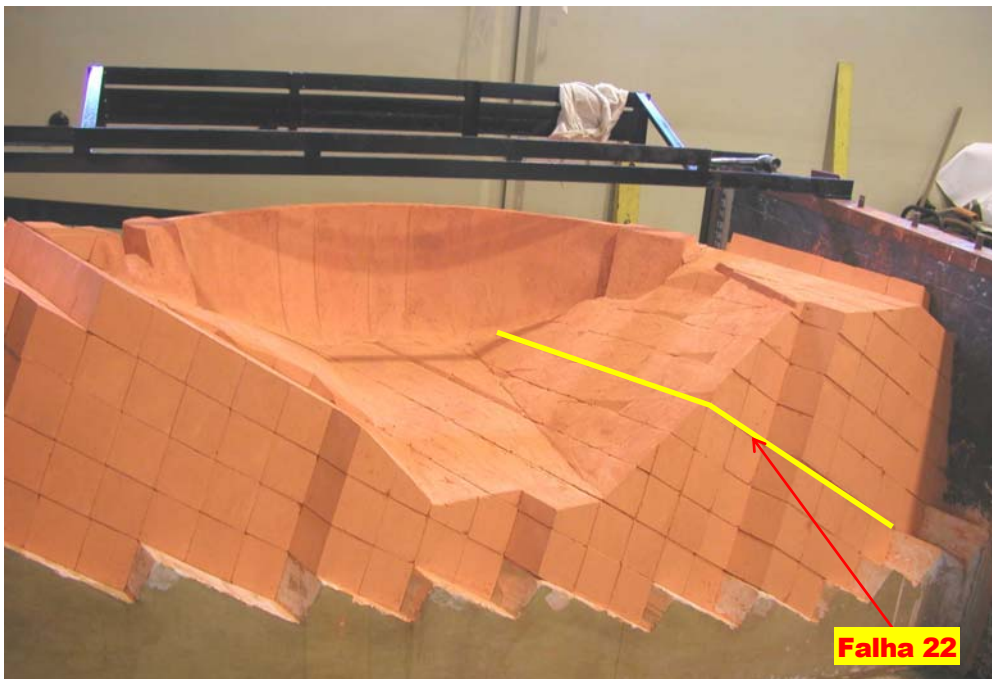


Fig. 5.18 – Vista de jusante do modelo geomecânico da barragem de Alqueva

5.3.5 - Relações de semelhança

Com base nas relações de semelhança, é possível determinar as propriedades do protótipo correspondentes ao modelo que foi ensaiado (Quadro 5.3).

Quadro 5.3 – Relações de semelhança

Grandeza	Valores		Relações de semelhança	
	Protótipo	Modelo	Expressão	Valor
Comprimento (ℓ)	625x375 m ²	2,5x1,5 m ²	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$	250
Peso específico do material do modelo (γ)	24,0 kN/m ³	28,0 kN/m ³	$k_\gamma = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$	$k_\gamma = 0,857$
Peso específico do líquido que exerce a pressão hidrostática (γ_{hid})	10,0 kN/m ³	11,67 kN/m ³	$k_{\gamma_{\text{liq}}} = \frac{\gamma_{p_{\text{liq}}}}{\gamma_{m_{\text{liq}}}}$	$k_{\gamma_{\text{liq}}} = 0,857$
Módulo de elasticidade (E)	107 GPa	500 MPa	$k_E = k_\gamma k_\ell$	$k_E = 214,25$
Tensão de rotura à compressão (σ_r^c)	364,3 MPa	1,7 MPa	$k_\sigma = k_\gamma k_\ell$	$k_\sigma = 214,25$
Tensão de rotura à tracção (σ_r^t)	85,7 MPa	0,4 MPa	$k_\sigma = k_\gamma k_\ell$	$k_\sigma = 214,25$
Rigidez normal (k_n)	Falha 22	2571 MPa/m	$k_{R_N} = \frac{k_E}{k_\ell}$	$k_{R_N} = 0,857$
	Diaclases	8570 MPa/m		
Rigidez Tangencial (k_s)	Falha 22	429 MPa/m	$k_{R_T} = \frac{k_E}{k_\ell}$	$k_{R_T} = 0,857$
	Diaclases	429 MPa/m		
Ângulo de atrito (ϕ)	Falha 22	5°	$k_\phi = 1$	$k_\phi = 1$
	Diaclases	35°		

Os valores relativos ao protótipo apresentados no quadro anterior não correspondem às características do betão da barragem de Alqueva. Para construir um modelo, com outras dimensões, que respeitasse as relações de semelhança, por exemplo, em termos de tensões, seria necessário produzir um material com uma tensão de rotura dada pela escala das tensões (admitindo o valor de 25 MPa para a tensão de rotura à compressão do betão da barragem):

$$k_\sigma = k_\gamma k_\ell = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \Rightarrow \sigma_m = \frac{25}{214,25} = 0,12 \text{ MPa} \quad (5.1)$$

Seria, portanto, necessário construir o modelo com um material com uma tensão de rotura à compressão de 0,12 MPa (e, naturalmente, com uma tensão de rotura à tracção ainda inferior) e um módulo de elasticidade muito baixo, o que inviabilizaria a execução do ensaio devido às dificuldades de manuseabilidade deste material. A opção da construção do modelo e seu ensaio tem por objectivo principal o estudo do comportamento do conjunto barragem fundação diaclasada. Como era necessário garantir que os resultados do ensaio fossem os mais fiáveis possíveis, mesmo pondo em causa o respeito pelas relações de semelhança, optou-se por construir o modelo com um material mais resistente facilitando grandemente o seu manuseamento e o decorrer do ensaio. Desta forma, o ensaio realizado não permite a extrapolação dos resultados do ensaio para o protótipo, mas permitem validar o modelo matemático para as condições do ensaio, podendo este posteriormente ser extrapolado para as condições do protótipo. Com esta metodologia conjunta entre modelo físicos e matemáticos é possível aumentar o grau de fiabilidade da resposta ao objectivo principal deste trabalho, que é o estudo de cenários de rotura por deslizamento ao longo da fundação.

5.3.6 - Sistema de carga

A acção da água sobre a barragem foi simulada através da aplicação de uma pressão no paramento de montante do modelo por meio de um fluido, contido num saco de borracha, com densidade de 1,17, de modo a respeitar as mesmas relações de semelhança que o material do modelo ($k_\gamma = 0,857$). O saco suficientemente maleável para aplicar directamente a pressão no paramento de montante, ficou contido entre este, e uma estrutura de madeira com a configuração do paramento do modelo, suportada por perfilados metálicos e barrotes de madeira (Fig. 5.19).

O fluido utilizado era constituído por uma mistura de glicerina com água, que se mostrou constituir uma mistura extremamente homogénea e bastante estável. Deve referir-se que, em ensaios anteriores do mesmo tipo, era utilizada uma solução de água com cloreto de zinco, em que passado pouco tempo se constatava a existência de depósitos consideráveis de material sólido no fundo do saco de borracha, originando, por isso, uma heterogeneidade considerável da solução líquida.

Enchendo o saco até à cota pretendida, é possível representar não só o diagrama de pressão correspondente à cota de água do coroamento da barragem, mas também diagramas de pressão simulando cotas de água superiores [Gomes, 1995]. Os ensaios foram conduzidos subindo sucessivamente o nível de fluido no saco de borracha até diversos níveis, sendo posteriormente esvaziado. A cota 490 foi a máxima que se atingiu, 336 m acima do coroamento, correspondente a cerca de 3,5 vezes a altura da barragem.

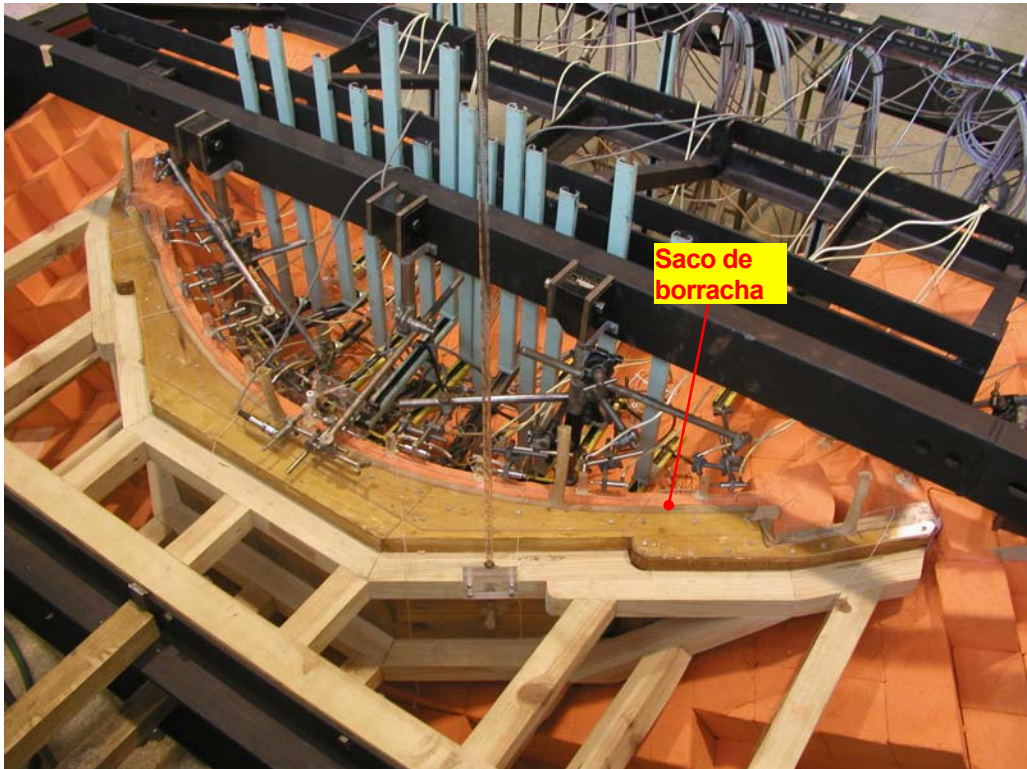


Fig. 5.19 – Pormenor do saco de borracha e da parede de reacção para aplicação da pressão hidrostática

5.3.7 - Sistema de medição

Os modelos geomecânicos, dada a pequena rigidez do material que os constitui, não permite, em geral, a colagem de extensómetros. Assim, as grandezas que se podem medir são unicamente deslocamentos, pelo que se optou por utilizar deflectómetros de indução e coordinómetros. Foram utilizados 22 deflectómetros da Peekel, 16 do modelo B60 e 6 do modelo B2, ambos com campos de leitura de ± 1 mm e com uma resolução de $1\mu\text{m}$, e 18 coordinómetros num total de 28 pontos de medida de deslocamentos segundo um plano horizontal (Fig. 5.20). Toda a aparelhagem foi calibrada tendo em vista os deslocamentos previstos alcançar durante os ensaios.

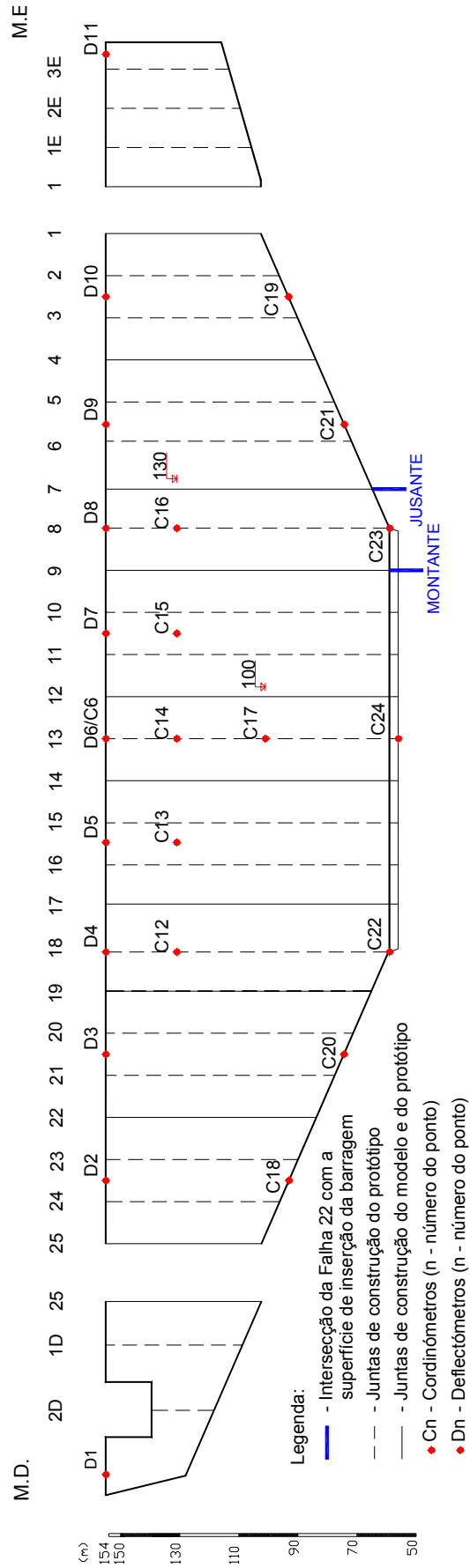


Fig. 5.20 – Plano de colocação dos pontos de medição de deslocamentos.

O sistema de aquisição é composto por aparelhagem da Peekel modelo Autolog 2005, com uma capacidade de leitura até 600 pontos e uma velocidade de leitura máxima de 50 pontos por segundo.

Nas Fig. 5.21 e Fig. 5.22 pode-se ver um aspecto geral do modelo instrumentado e o respectivo sistema de aquisição.



Fig. 5.21 – Vista geral do modelo e do sistema de aquisição



Fig. 5.22 – Vista geral do modelo com a aparelhagem de medida instalada

5.3.8 - Resultados dos ensaios

Para eliminar os pequenos afastamentos existente no conjunto de blocos que constitui a fundação diaclasada, o modelo foi sujeito inicialmente a vários ciclos de carga e descarga do nível do liquido que simula a pressão hidrostática até se atingirem deslocamentos do modelo iguais para dois ciclos de carga consecutivos e valores de deslocamento residual nulos para o fim da descarga.

Depois desta primeira fase que serviu para “ajustar” os blocos da fundação, testar toda a aparelhagem de medida e a aplicação da acção, procedeu-se à realização do ensaio com a finalidade de determinar o comportamento do modelo para um provável cenário de deslizamento ao longo da fundação, devido a uma subida excepcional do nível da água na albufeira, simulando uma onda de cheia a galgar o coroamento da barragem. O modelo foi submetido a dois ensaios, que se vão designar por ensaios A e B, tendo sido atingido em ambos a cota máxima de 490 m (336 m acima do coroamento). No final do ensaio A o modelo foi descarregado (verificando-se deslocamentos irreversíveis) sendo posteriormente carregado durante o ensaio B. Durante o ensaio A, devem ter ocorrido em algumas zonas da inserção da barragem roturas que originaram um comportamento diferente no decorrer do ensaio B. Os dois ensaios efectuados correspondem a estudos de cenários limites distintos, assim, no ensaio A admitiu-se que a junta de inserção da barragem na fundação garantia continuidade estrutural, ou seja, apresentava um comportamento elástico sem rotura, enquanto que no ensaio B, essa continuidade deixou de existir tendo sido admitido a possível abertura da junta com correspondente libertação das tensões de tracção. Nos dois ensaios, apesar da elevada cota de água não ocorreu a rotura do modelo, apresentando-se em seguida os resultados para estes dois casos.

5.3.8.1 - Ensaio A

Nas Fig. 5.23 e Fig. 5.24, apresenta-se a evolução dos deslocamentos radiais do coroamento com o nível da água. O primeiro ensaio realizado caracterizou-se por uma resposta do modelo muito linear até aproximadamente à cota de água de 360, verificando-se a partir desta fase um aumento considerável dos deslocamentos, sem provocar a rotura do modelo.

Nas Fig. 5.25 e Fig. 5.26, apresenta-se a evolução com o nível da água dos deslocamentos segundo o eixo do vale da inserção da barragem. A análise destes gráficos confirma o que foi observado nos pontos do coroamento, verificando-se que os deslocamentos são maiores na margem esquerda do que na margem direita. Esta diferença de deslocamento deverá ser devido à configuração das diaclases da fundação desta margem.

Para níveis da cota de água entre 400 e 450 m, verifica-se um aumento considerável dos deslocamentos, com valores de deslocamento em pontos simétricos do modelo pouco diferentes, pelo que deverá ter ocorrido um movimento global de corpo rígido de todo o modelo.

Nas Fig. 5.27, Fig. 5.28 e Fig. 5.29, apresentam-se os deslocamentos do coroamento obtidos segundo um plano horizontal para os níveis de água à cota 154 (coroamento), 300 e 450 m respectivamente.

No final do ensaio atingiram-se grandes deslocamentos (3000 μm no modelo), correspondentes a uma altura de água acima do coroamento cerca de 3,5 vezes a altura da barragem. Para este nível de deslocamentos o sistema de aplicação da carga deixa de funcionar correctamente.

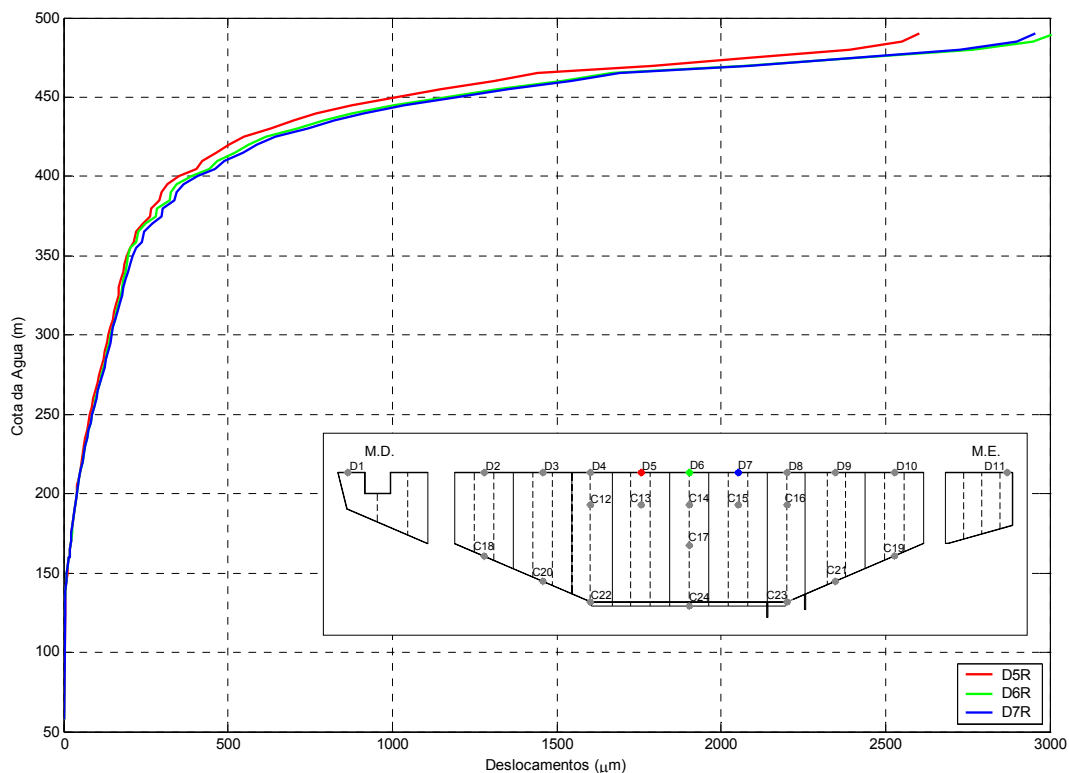


Fig. 5.23 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 5, 6 e 7, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio A

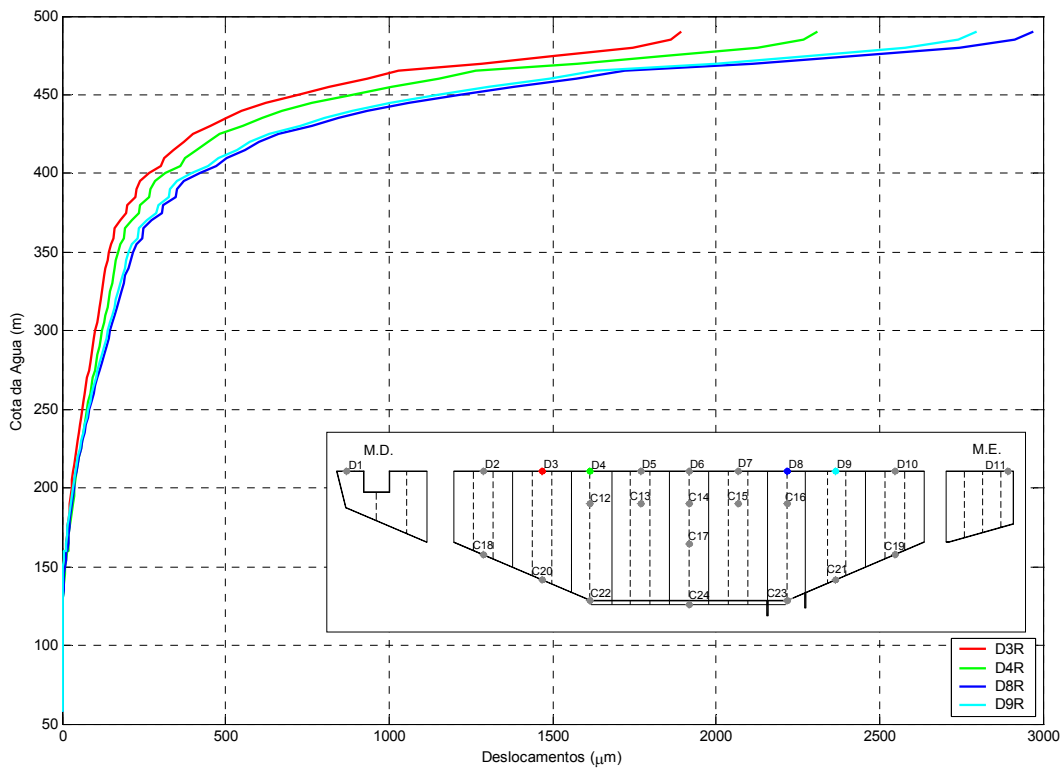


Fig. 5.24 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 3, 4, 8 e 9, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio A

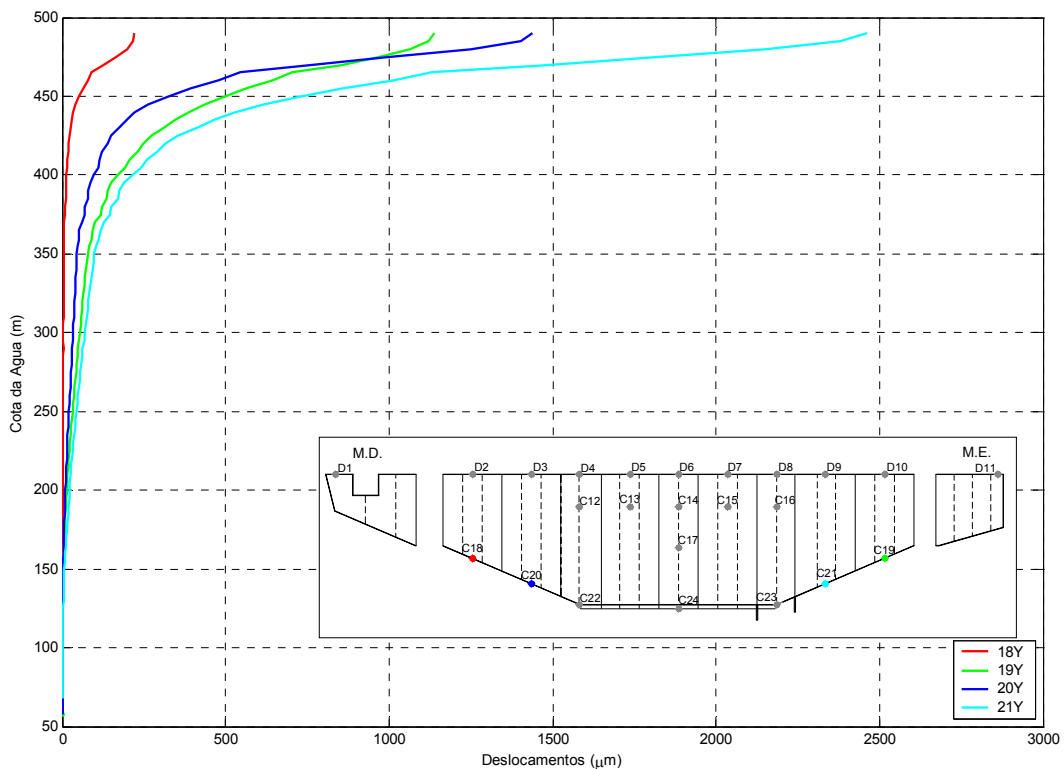


Fig. 5.25 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 18, 19, 20 e 21, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio A

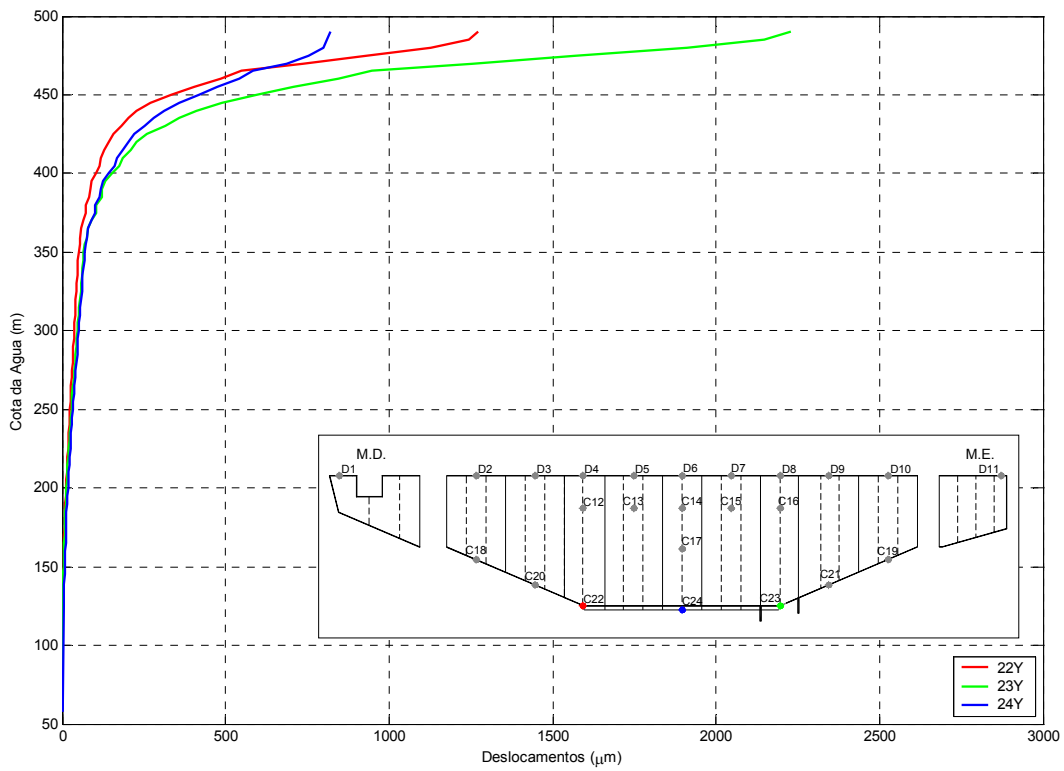


Fig. 5.26 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 22, 23 e 24, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio A

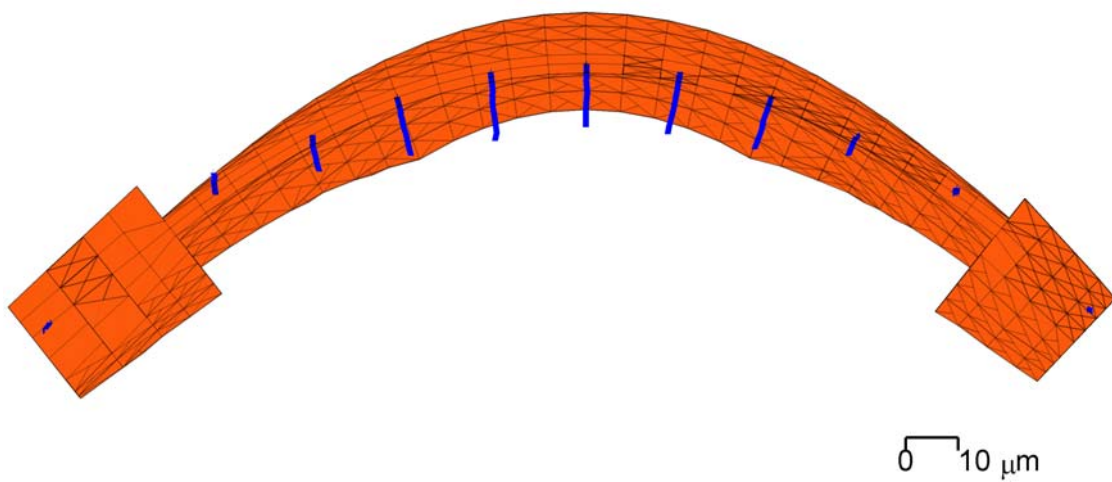


Fig. 5.27 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 154 m, obtidos no ensaio A

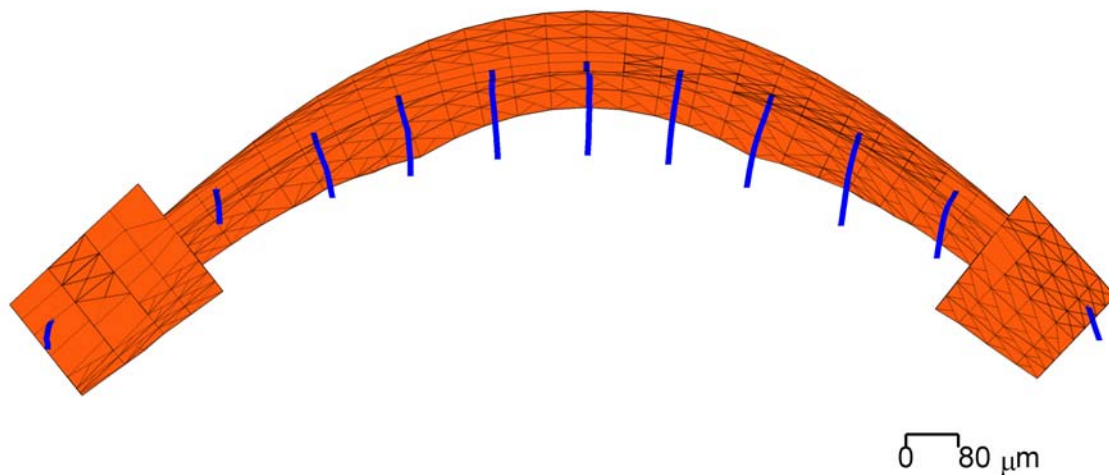


Fig. 5.28 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio A

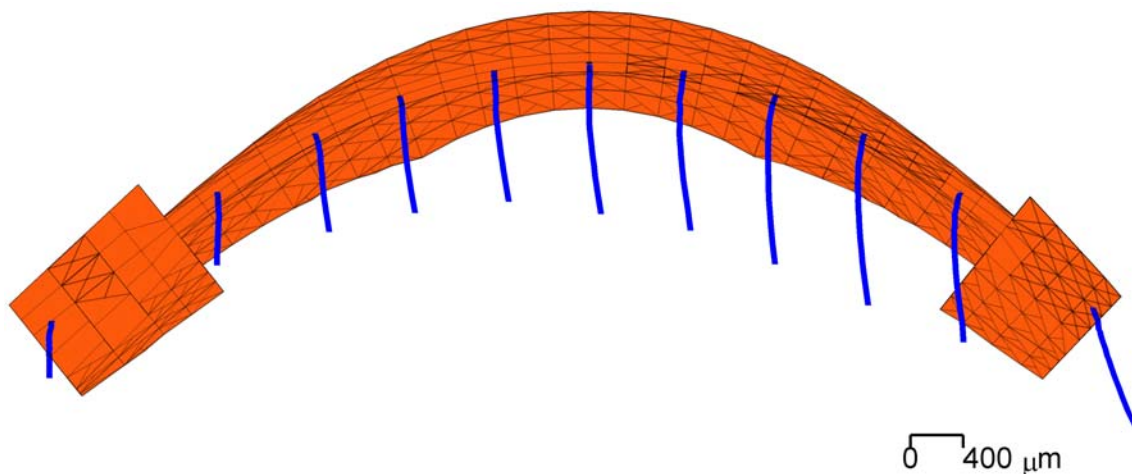


Fig. 5.29 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 450 m, obtidos no ensaio A

5.3.8.2 - Ensaio B

Nas Fig. 5.30 a Fig. 5.33, apresenta-se a evolução dos deslocamentos radiais do coroamento e da inserção da barragem segundo o eixo do vale com o nível da água. Neste ensaio a resposta do modelo à solicitação aplicada é totalmente diferente da observada no ensaio A (Fig. 5.34), assim:

- os valores de deslocamento deste ensaio são sempre superiores até aproximadamente à cota 440 m;
- inicialmente, observam-se deslocamentos superiores na margem direita, o que não acontece no ensaio A; e

- para cotas superiores o modelo apresenta valores de deslocamento superiores na margem esquerda.

A existência de deslocamentos superiores na margem direita pode-se explicar devido à orientação das descontinuidades existentes no maciço, ou seja, o diaclasamento existente pode originar uma maior deformabilidade global da fundação desta margem devido à direcção das forças induzidas pela barragem ao maciço. No entanto, a existência da falha 22 na margem esquerda origina maiores deslocamentos para cotas de água superiores.

A diferença de comportamento entre os dois ensaios pode ser devida a roturas ocorridas na ligação da barragem à fundação durante o ensaio A. Esta rotura não põe em causa a segurança estrutural mas origina um comportamento totalmente diferente.

Nas Fig. 5.35, Fig. 5.36 e Fig. 5.37, apresentam-se os deslocamentos do coroamento obtidos segundo um plano horizontal para os níveis de água à cota 154, 300 e 450 m respectivamente.

No final do ensaio atingiram-se grandes deslocamentos correspondentes a uma altura de água acima do coroamento cerca de 3,5 vezes a altura da barragem (1500 µm no modelo), não havendo no entanto rotura da barragem. Os valores máximos dos deslocamentos obtidos neste ensaio são cerca de metade dos observados no ensaio A, este factor pode ser devido ao fechamento dos espaços existentes inicialmente entre os diferentes blocos que constituem a fundação. Este factor aliado a uma possível rotura da ligação do modelo à fundação pode ser suficiente para justificar a diferença de comportamentos observada entre os dois ensaios.

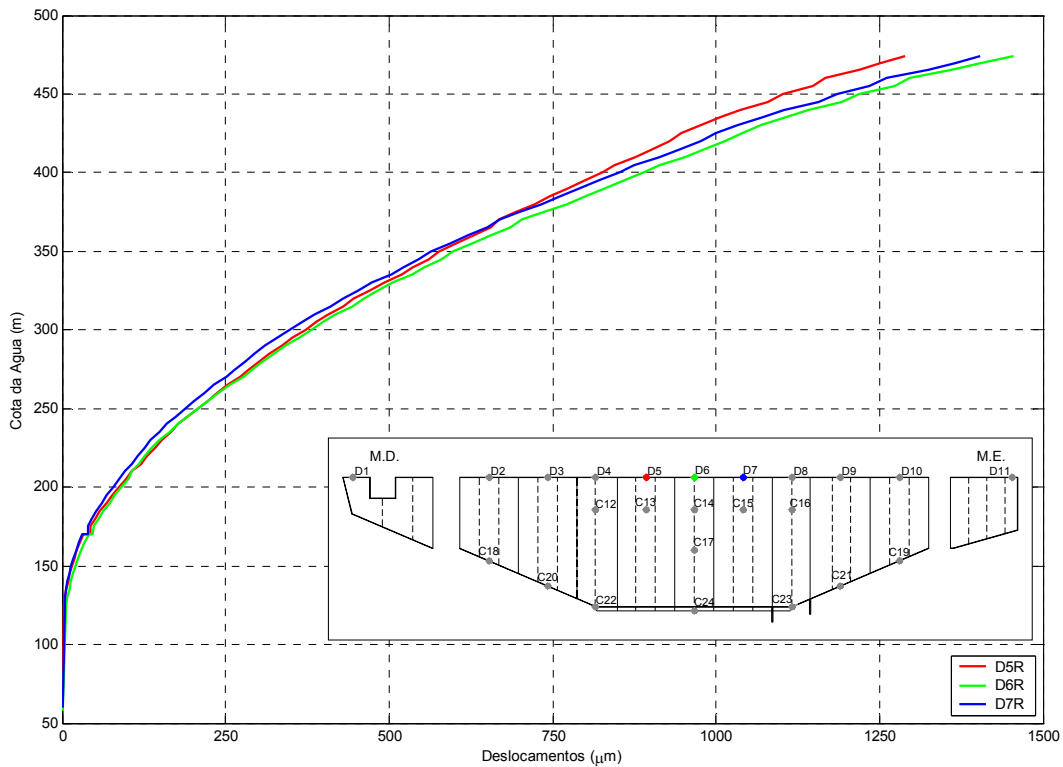


Fig. 5.30 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 5, 6 e 7, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio B

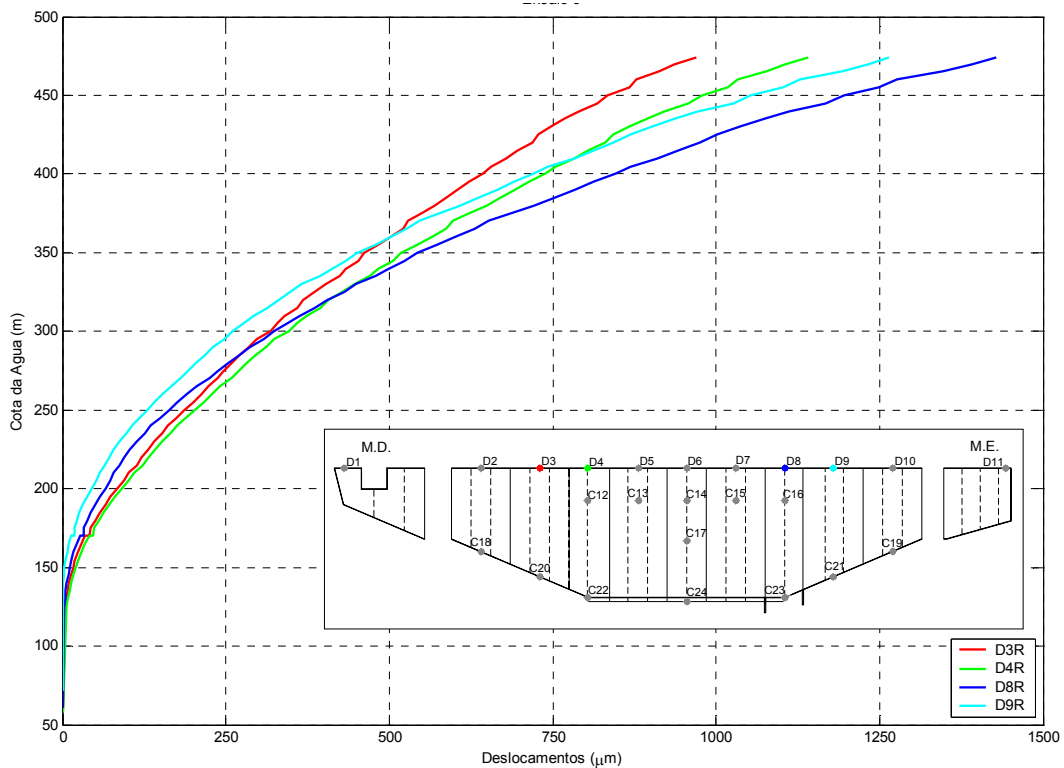


Fig. 5.31 – Evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 3, 4, 8 e 9, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio B

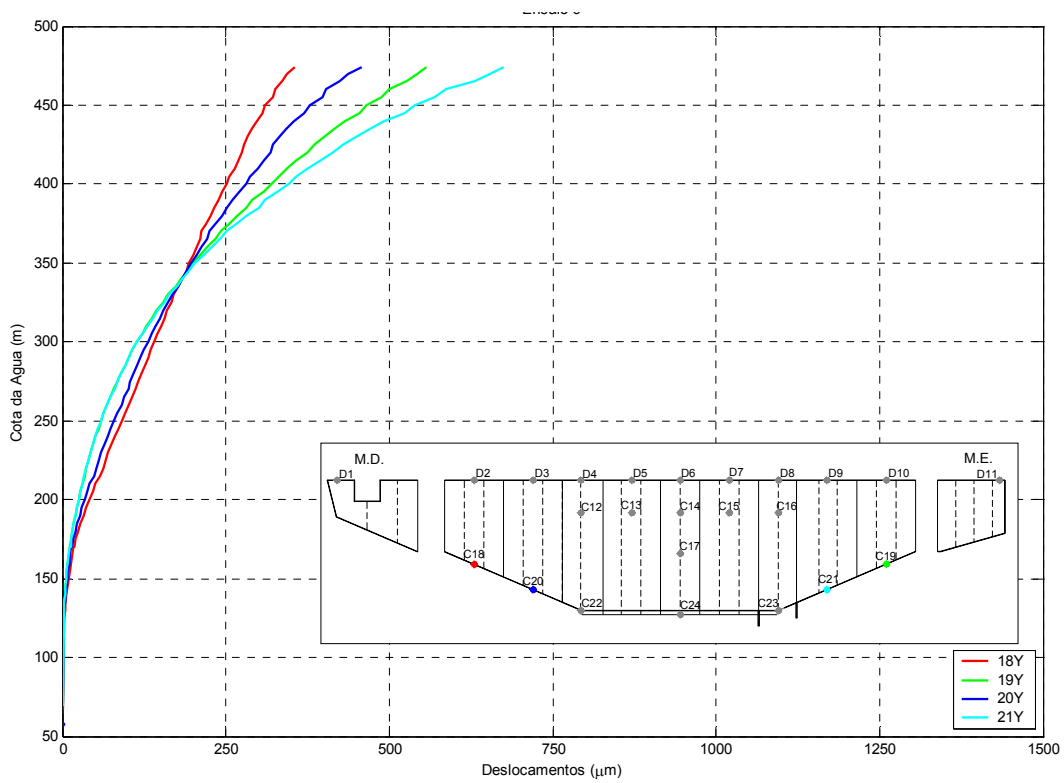


Fig. 5.32 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 18, 19, 20 e 21, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio B

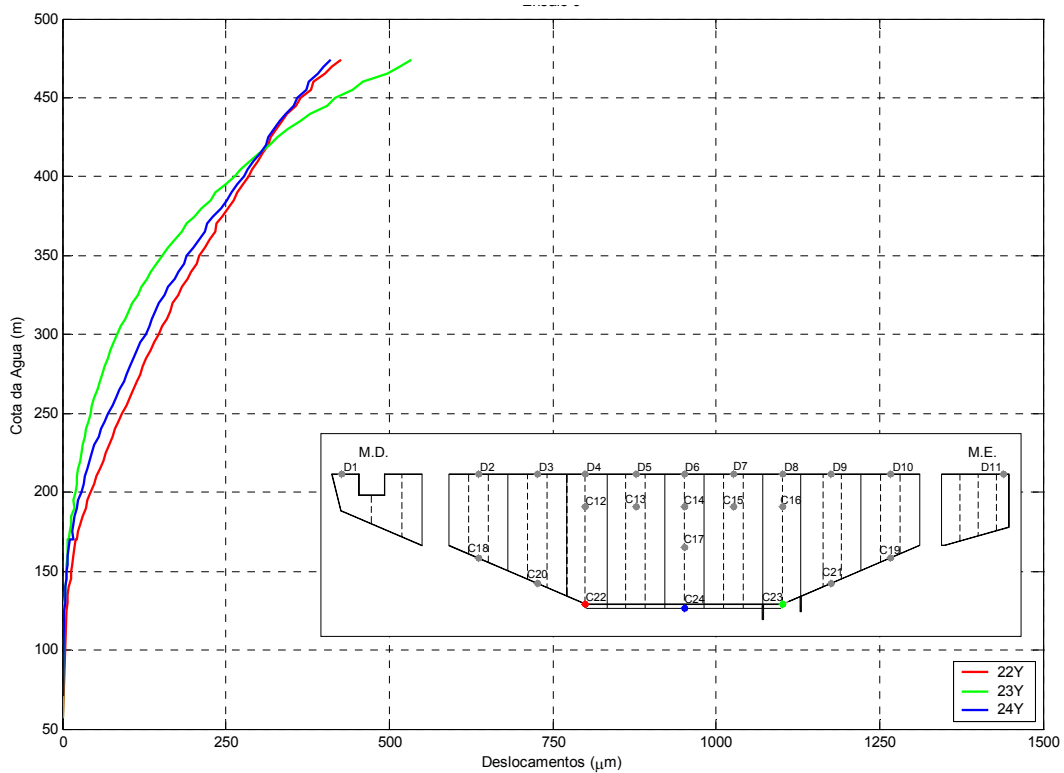


Fig. 5.33 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 22, 23 e 24, localizados na inserção da barragem, obtidos no ensaio B

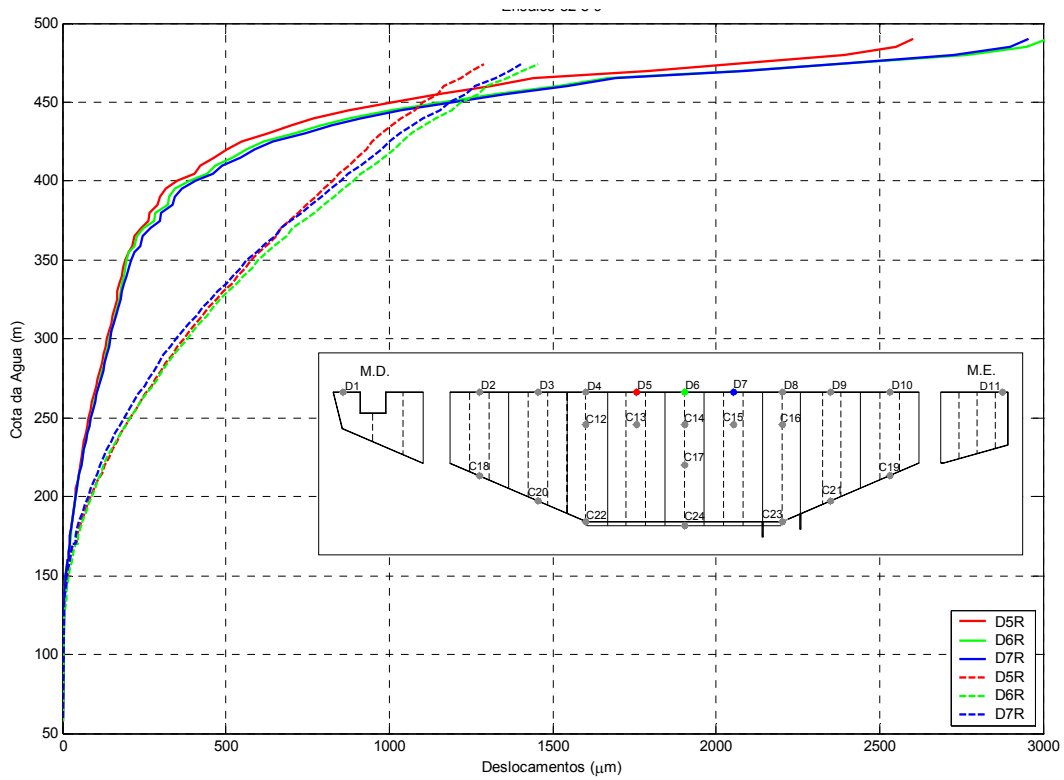


Fig. 5.34 – Comparação da evolução dos deslocamentos radiais nos pontos 5, 6 e 7, localizados no coroamento do modelo, obtidos no ensaio A (traço contínuo) e no ensaio B (tracejado)

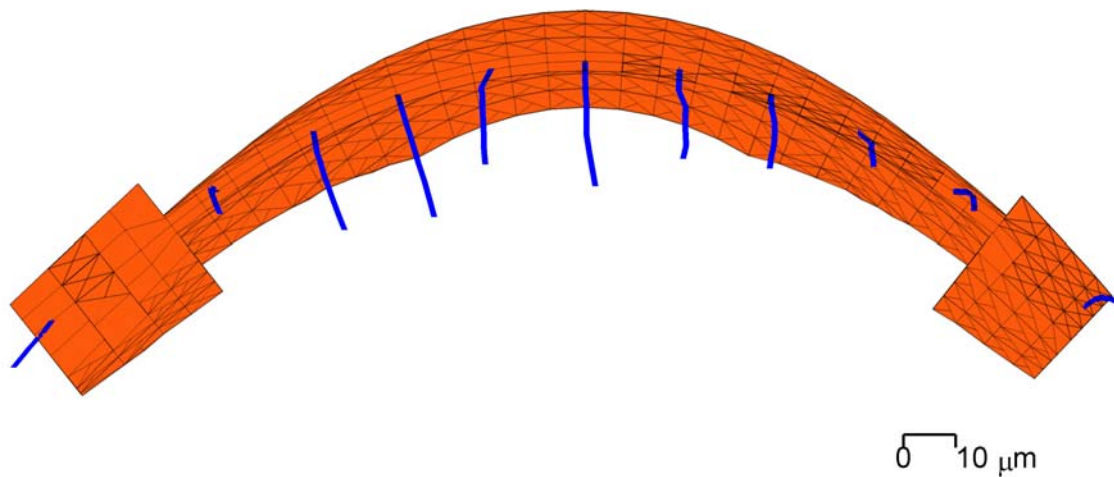


Fig. 5.35 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 154 m, obtidos no ensaio B

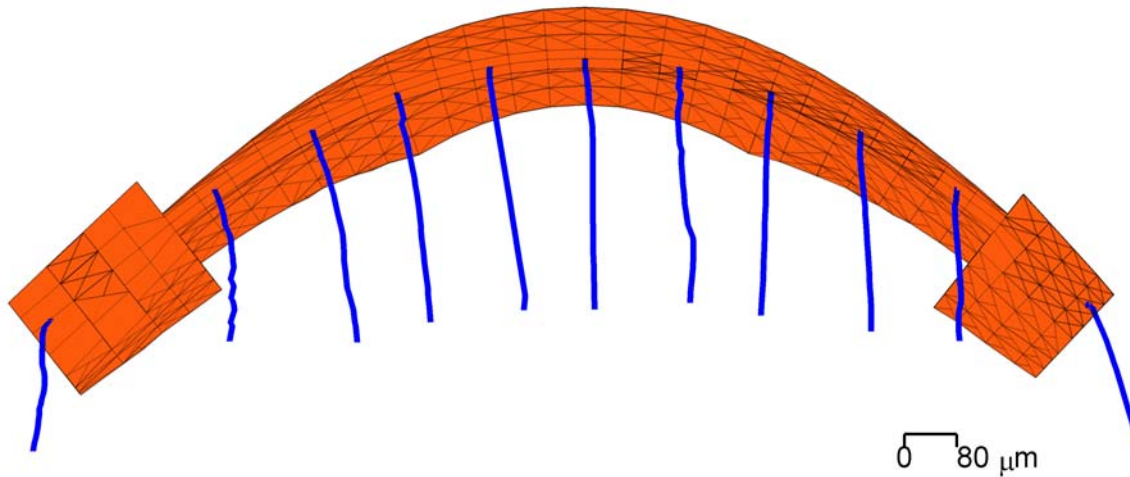


Fig. 5.36 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio B

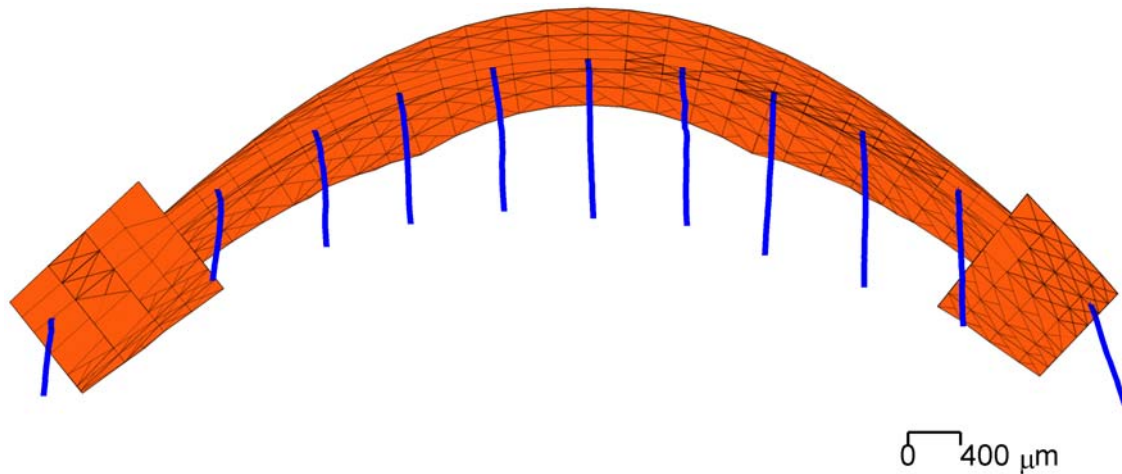


Fig. 5.37 – Deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 450 m, obtidos no ensaio B

5.4 - Modelo matemático

5.4.1 - Considerações gerais

O método dos elementos discretos tem larga utilização em problemas de Mecânica das Rochas uma vez que permite uma fácil representação da natureza essencialmente descontínua dos maciços rochosos. Este método é extremamente potente e robusto na análise de meios em que a resposta global depende essencialmente do comportamento das juntas, zonas localizadas de menor resistência e maior deformabilidade, e em que os mecanismos de rotura podem estar associados a grandes deslocamentos, dado que permite acompanhar o processo de rotura alterando a geometria em

cada passo.

Os modelos iniciais mais simples, adoptavam formulações de elementos discretos (blocos) rígidos sendo mais recentemente desenvolvidas formulações com elementos discretos (blocos) deformáveis (programa 3DEC [ITASCA, 1998]). Os blocos deformáveis consistem em volumes de forma poliédrica discretizados numa malha interior de elementos finitos tetraédricos. Na maioria dos casos, esta discretização interna conduz a uma aproximação com rigor suficiente, sendo sempre possível refinar a malha em zonas onde se antevê um estado de tensão mais complexo. Para modelar uma estrutura como uma barragem abóbada, é necessário um número muito significativo de elementos finitos tetraédricos, sendo preferível utilizar elementos com funções de interpolação de ordem superior. No modelo apresentado neste trabalho, na barragem foram utilizados elementos finitos isoparamétricos do 2º grau, com 20 pontos nodais [Lemos, 1998], sendo os blocos de fundação discretizados com elementos tetraédricos.

5.4.2 - Definição do modelo

No modelo matemático desenvolvido para interpretar os resultados dos ensaios considerou-se na barragem, um comportamento elástico - perfeitamente plástico limitado pelo critério de Mohr-Colomb, para tensões de compressão, e pelo critério de Rankine, para a tracção. Os parâmetros que se utilizaram para caracterizar este comportamento, definidos com base nos resultados dos ensaios para determinação das grandezas mecânicas do material do modelo, foram os seguintes:

Módulo de elasticidade	500 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Coesão	0,58 MPa
Resistência à compressão	1,7 MPa
Resistência à tracção	0,4 MPa
Ângulo de atrito	21,1°
Ângulo de dilatância	0°

Os blocos da fundação foram considerados elásticos, com as seguintes propriedades:

Módulo de elasticidade	500 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2

Para todas as descontinuidades da fundação foi adoptado um modelo constitutivo de Mohr-Colomb com dilatância, coesão e resistência à tracção nulas, com as seguintes características mecânicas:

Falha 22:

Ângulo de atrito	10°
Rigidez normal	3000 MPa/m
Rigidez tangencial	500 MPa/m

Restantes diaclases:

Ângulo de atrito	35°
Rigidez normal	10000 MPa/m
Rigidez tangencial	500 MPa/m

Relativamente à superfície de inserção foram admitidos dois cenários possíveis para tentar simular os ensaios realizados. Um primeiro em que foi admitida continuidade elástica na ligação da barragem à fundação não sendo permitido a rotura (modelo A), e um segundo em que se admitiu uma resistência à tracção e uma coesão baixas (modelo B):

Superfície de fundação:

Modelo B

Ângulo de atrito	45°
Coesão	0,4 MPa
Resistência à tracção	0,1 MPa

A barragem foi discretizada numa malha de 98 elementos finitos quadráticos. Para efeitos de representação gráfica de dados e resultados, as faces destes elementos curvos são decompostas em triângulos (Fig. 5.38 e Fig. 5.39).

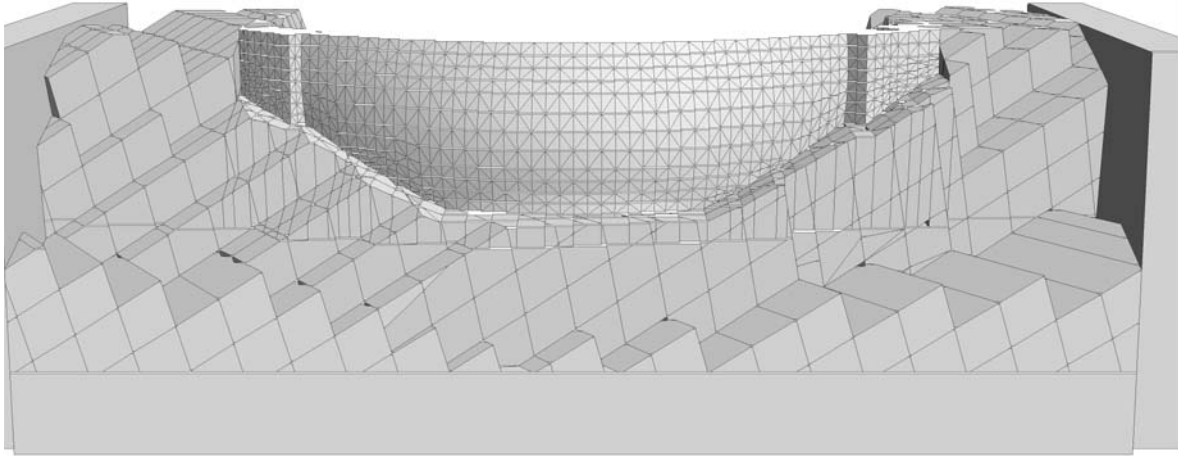


Fig. 5.38 - Vista de montante do modelo de elementos discretos

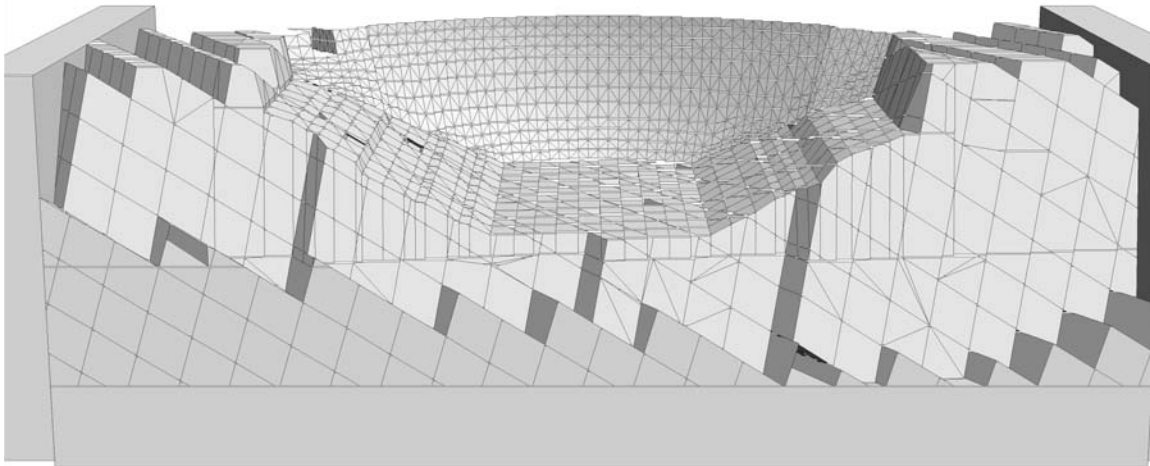


Fig. 5.39 - Vista de jusante do modelo de elementos discretos

5.4.3 - Interpretação dos ensaios

5.4.3.1 - Modelo matemático A

Este tipo de ensaios tem por objectivo determinar o comportamento das barragens até à rotura, situação em que ocorrem grandes deslocamentos. Desta forma, são pouco precisos para situações de cargas baixas e pequenos deslocamentos. Assim, optou-se por comparar os resultados dos dois métodos para cotas elevadas, pelo que se apresenta nas Fig. 5.40 e Fig. 5.41, os deslocamentos do coroamento obtidos segundo um plano horizontal para os níveis de água à cota 200 e 300 m respectivamente, comparando-se com os resultados do ensaio A.

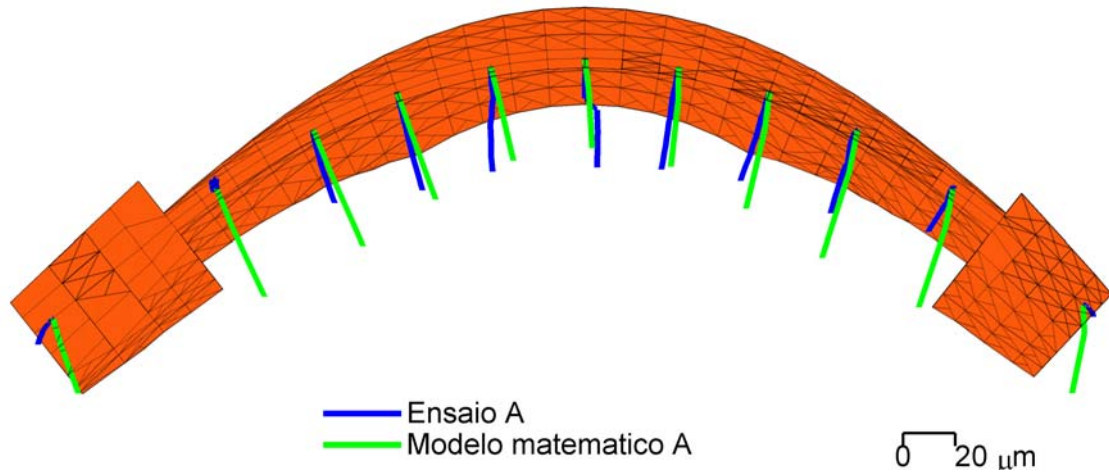


Fig. 5.40 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 200 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático

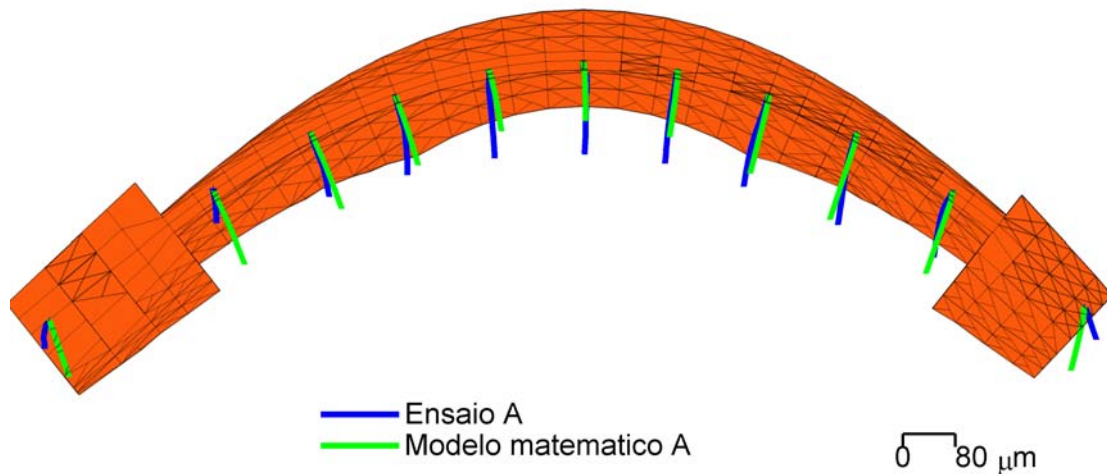


Fig. 5.41 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático

Um dos pressupostos deste modelo matemático consistia na hipótese da junta de inserção da barragem possuir um comportamento perfeitamente elástico. Este comportamento poderá ser aceitável para níveis baixos da pressão hidrostática mas para valores mais altos é natural que ocorram algumas roturas nesta junta afectando a resposta da estrutura. Na construção do modelo físico a barragem foi betonada sobre a fundação, o que implicou a necessidade da existência de uma junta de betonagem na inserção. A superfície inferior da inserção foi devidamente tratada de forma a garantir continuidade estrutural entre a barragem e a fundação. No entanto, com a realização dos diferentes ensaios essa continuidade foi posta em causa, especialmente quando se comparou os resultados dos dois ensaios efectuados. As diferenças observadas entre os

dois ensaios foram aparentemente causadas pelo comportamento da inserção, no entanto, é extremamente difícil concluir em que zonas da inserção é que ocorreram as possíveis roturas. Estas roturas podem ter sido originadas por heterogeneidades existentes ao longo da superfície de inserção, implicando um comportamento variável ao longo desta descontinuidade. Com todos estes condicionalismos é extremamente difícil simular matematicamente o comportamento desta superfície, pelo que se optou efectuar as duas hipóteses já descritas. Estas hipóteses simulam razoavelmente bem o comportamento do modelo até um determinado nível de água.

Comprando os resultados obtidos no modelo matemático com os observados no ensaio A, pode-se concluir o seguinte:

- de uma forma geral os deslocamentos obtidos nos pontos do encontro relativos ao ensaio, não são coerentes com o restante campo de deslocamentos, pelo que deve ter ocorrido alguma anomalia nestes aparelhos;
- para o nível de água à cota 200:
 - no ensaio os deslocamentos da abóbada junto dos encontros são menores do que os obtidos numericamente;
 - os deslocamentos na zona central da abóbada apresentam uma boa concordância registando-se unicamente algumas diferenças de direcção.
- para o nível de água à cota 300:
 - de uma forma geral existe uma concordância muito aceitável entre os resultados do ensaio e do modelo matemático;
 - junto ao encontro da margem direita os deslocamentos do ensaio são ligeiramente inferiores;
 - na zona central da abóbada os deslocamentos do modelo matemático são inferiores.

A partir do nível de água à cota 300 m, as diferenças começam a ser mais acentuadas, embora mantenham uma boa concordância em termos de direcção, os valores do ensaio começam a ser bastante superiores. Esta diferença, poderá ser justificada pelo facto de a junta de inserção do modelo numérico ter um comportamento elástico sem possibilidade de rotura, enquanto que no modelo físico esta situação não se verificará. Para o nível de água à cota 490 m, também não ocorreu a rotura da barragem para o modelo numérico.

5.4.3.2 - Modelo matemático B

Nas Fig. 5.42 e Fig. 5.43, apresentam-se os deslocamentos do coroamento obtidos segundo um plano horizontal para os níveis de água à cota 200 e 300 m respectivamente, comparando-se com os resultados do ensaio B.

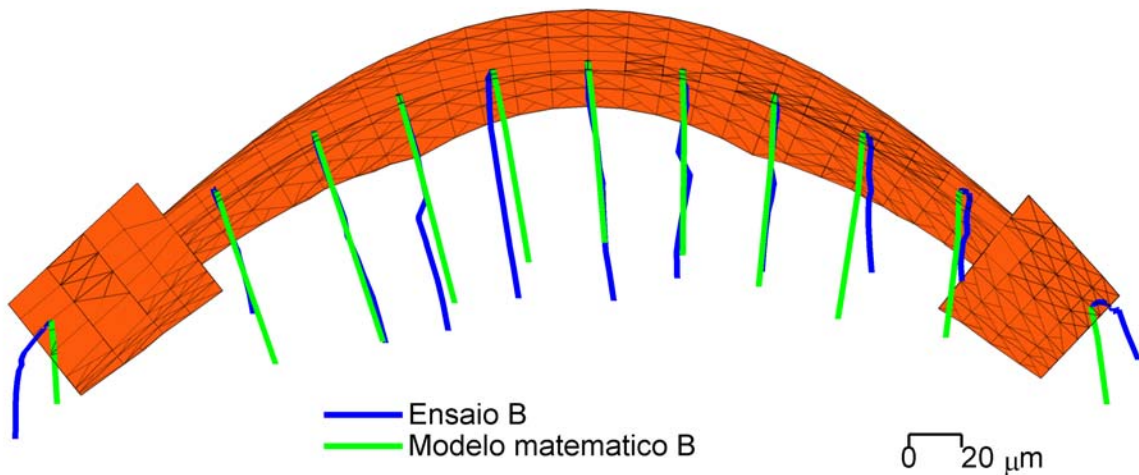


Fig. 5.42 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 200 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático

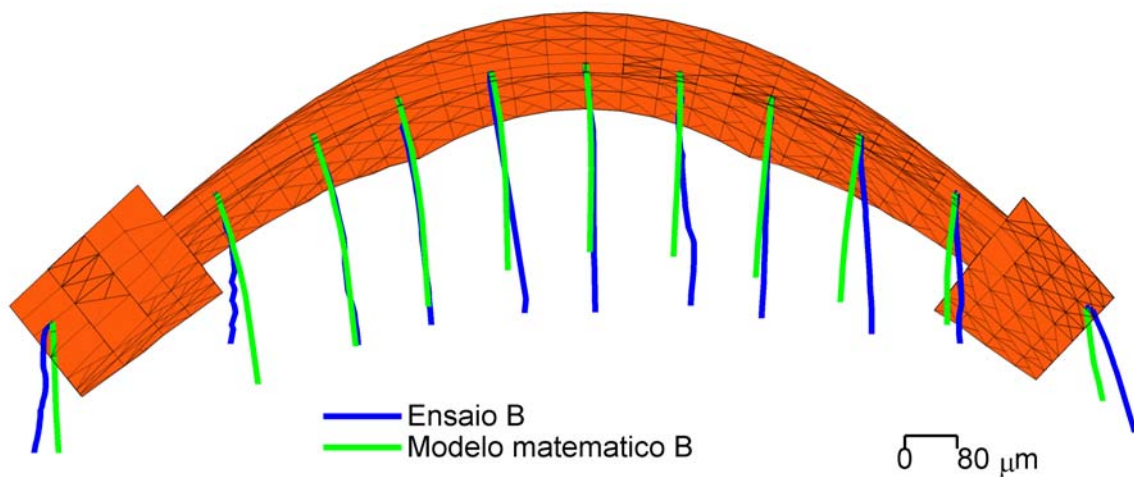


Fig. 5.43 – Comparação dos deslocamentos do coroamento segundo um plano horizontal para o nível de água à cota 300 m, obtidos no ensaio e no modelo matemático

Comprando os resultados obtidos no modelo matemático com os observados no ensaio B, pode-se concluir o seguinte:

- os deslocamentos dos pontos sobre os encontro registados no ensaio, tem um andamento anormal, especialmente para cotas baixas;
- os resultados do modelo numérico apresentam uma concordância muito aceitável com os valores obtidos no ensaio, registando-se unicamente algumas diferenças especialmente na zona central da abóbada;
- para o nível de água à cota 300, nota-se que no modelo numérico começam a existir deslocamentos maiores no encontro da margem direita enquanto que no ensaio este acréscimo de deslocamento já se verificava na cota 200 m.

5.4.4 - Determinação da segurança à rotura pela fundação

O modelo matemático elaborado para a interpretação do ensaio A (modelo A) foi devidamente calibrado através da comparação dos resultados provenientes dos dois métodos. Com base neste modelo matemático podem ser efectuados outros tipos de simulações para prever o comportamento do protótipo, como por exemplo, através da alteração de alguns parâmetros definidores das propriedades mecânicas dos materiais.

As propriedades das diaclases são sempre muito difíceis de determinar e podem apresentar alguma heterogeneidade, pelo que, para avaliar a segurança da barragem para outro cenário de rotura pela fundação, foi admitido um cenário pessimista, em que se reduziu o ângulo de atrito das diaclases paralelas à falha 22 para 20° (modelo A1). Com estas propriedades, foi efectuado um cálculo em que foi incrementado o nível da água até à cota 400 m (246 m acima do coroamento), correspondendo a uma onda de galgamento com cerca de 2,5 vezes a altura da barragem. Na Fig. 5.44 pode-se observar a evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale nos pontos 2, 6 e 10 em função do incremento da cota de água. A aplicação da acção proveniente do aumento do nível de água é efectuada por patamares, sendo necessário para cada um deles, realizar um adequado número de ciclos que mostra se o processo é ou não convergente, isto é, se o modelo resiste ou não às acções aplicadas. Observando a evolução dos deslocamentos verifica-se que o modelo não entra em rotura, dado que os deslocamentos estão estabilizados para a aplicação do nível máximo da água (400 m).

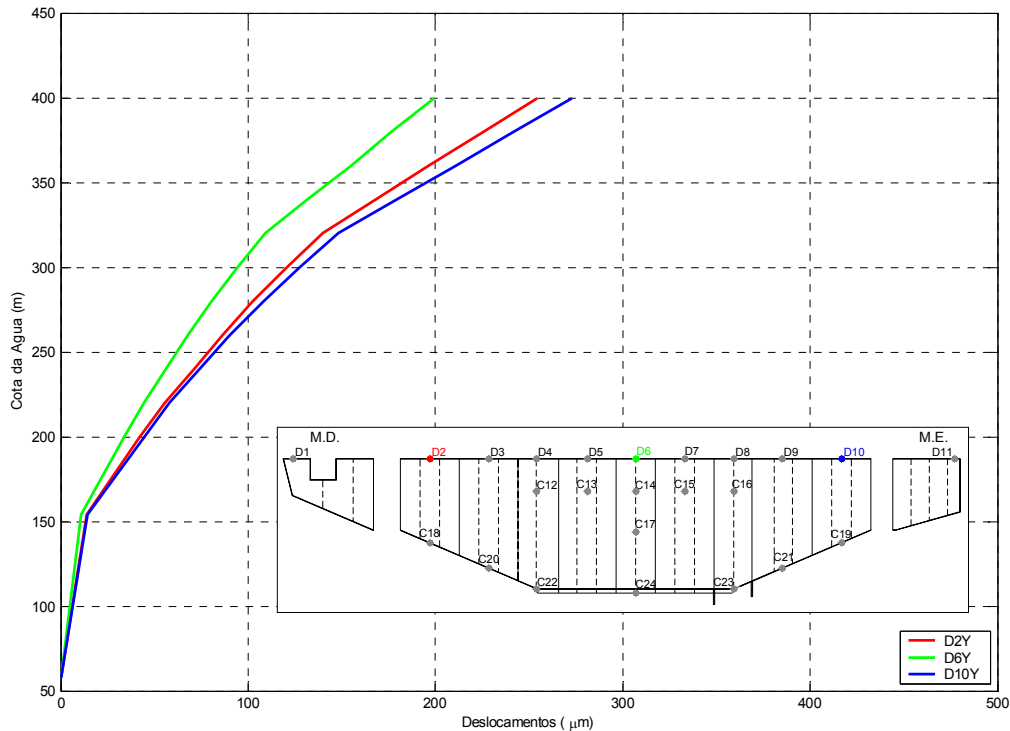


Fig. 5.44 – Evolução dos deslocamentos segundo o eixo do vale, nos pontos 2, 6 e 10, localizados no coroamento do modelo.

Este modelo não entra em rotura para este nível de água, porque as resistências do material do corpo da barragem são demasiado elevadas, em principal, as resistências à tracção ($\sigma_r^t = 0,40$ MPa no modelo e 85,7 MPa no protótipo). Assim, foi analisado o comportamento da barragem para a mesma cota de água (2,5 vezes acima do coroamento) considerando resistências à tracção inferiores:

Modelo A2:

Resistência à tracção 0,17 MPa (protótipo 36,4 MPa)

Modelo A3:

Resistência à tracção 0,02 MPa (protótipo 4,3 MPa)

Na Fig. 5.45 é apresentado o deslocamento segundo o eixo do vale no ponto 6, localizado na consola central do coroamento do modelo em função do número de iterações realizadas no modelo A1. Na Fig. 5.46 é apresentado o mesmo gráfico para os modelos A1, A2 e A3. Pode ver-se que o modelo A1 estabilizou com a aplicação da água à cota 400 m, para as 125000 iterações, observando-se que para o modelo A2 o deslocamento aumenta mas ainda estabiliza (isto é, não há rotura), enquanto que para o

modelo A3 o processo não converge, pelo que se conclui que o modelo com estas características não resiste às acções aplicadas.

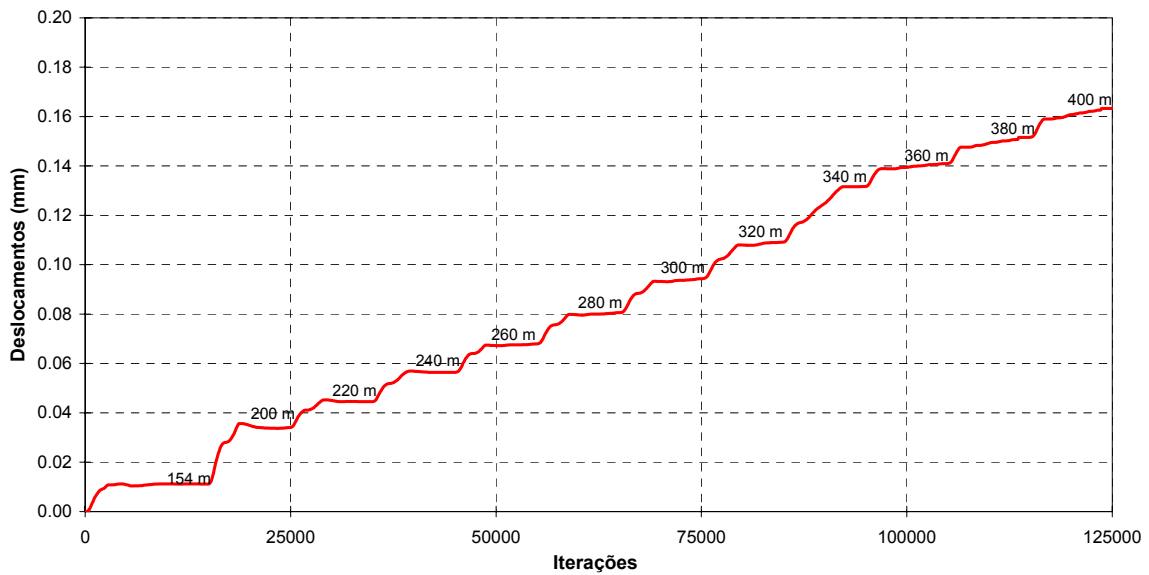


Fig. 5.45 – Evolução do deslocamento segundo o eixo do vale no ponto 6 (modelo A1), localizado na consola central do coroamento do modelo em função do número das iterações do cálculo matemático, com indicação dos patamares do nível de água

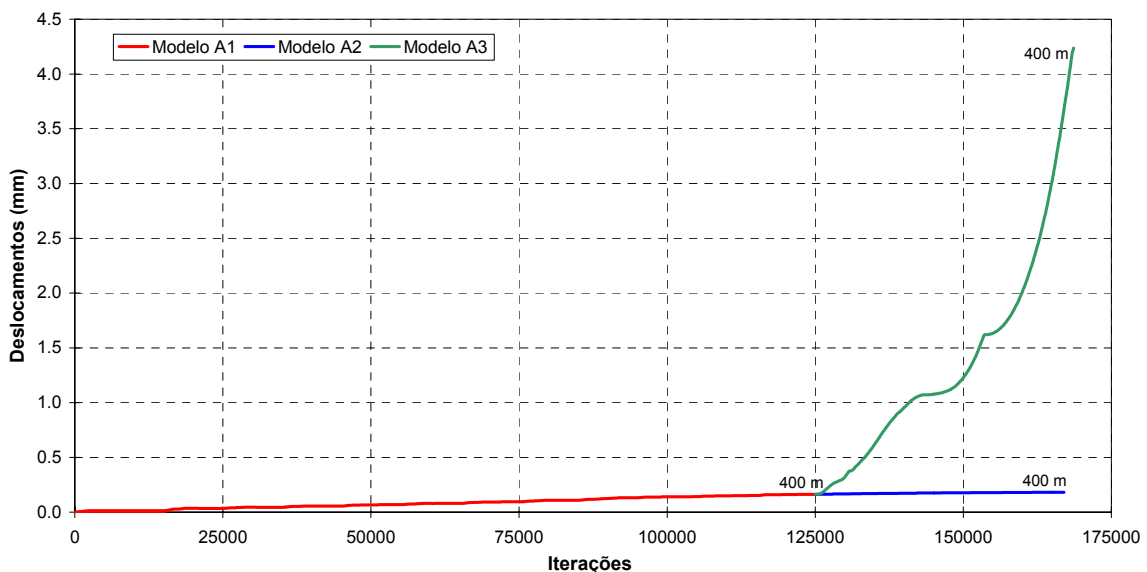


Fig. 5.46 – Evolução do deslocamento segundo o eixo do vale no ponto 6, localizado na consola central do coroamento do modelo em função do número das iterações do cálculo matemático, para os modelos A1, A2 e A3

No Quadro 5.4 resumem-se os valores dos deslocamentos obtidos para os pontos 2, 6 e 10 segundo o eixo do vale, para os modelos matemáticos A1, A2 e A3, para a aplicação da água à cota 400 m.

Quadro 5.4 – Deslocamentos obtidos para os pontos 2, 6 e 10 segundo o eixo do vale para os modelos matemáticos A1, A2 e A3, para a aplicação da água à cota 400 m

Modelo matemático	Deslocamentos (μm)		
	Pontos		
	2y	6y	10y
A1	260	200	275
A2	300	230	315
A3	12360 (*)	4240 (*)	8150 (*)
(*) – o processo de cálculo não convergiu			

Para o modelo A2, o aumento dos deslocamentos verificados é provocado pelo início das roturas por tracção na barragem, localizadas numa zona da margem direita, junto à superfície de fundação à cota 65 m, como se mostra na Fig. 5.47. Para o modelo A3, estas roturas propagam-se até ao coroamento provocando o colapso geral da barragem por deslizamento da margem direita.

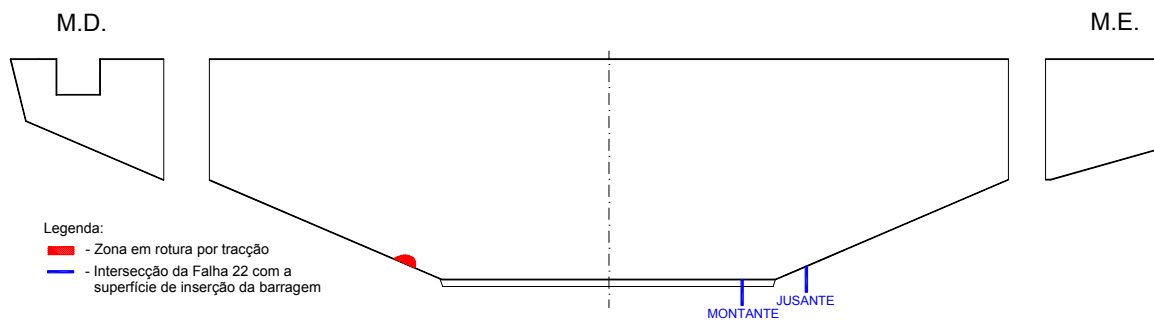


Fig. 5.47 – Localização das zonas em rotura para a hipótese 2 devido à aplicação da água à cota 400 m

5.5 - Considerações finais

Com base nas comparações efectuadas no ponto anterior, verifica-se que os dois métodos de análise utilizados neste trabalho para avaliar a segurança de uma barragem abóbada para um cenário de deslizamento ao longo da fundação devido ao aumento da acção da pressão hidrostática, conduzem a resultados semelhantes.

Como já foi referido, foram realizados ensaios em que o modelo físico apresentou condições distintas, em consequência do comportamento da zona de inserção da

barragem na fundação: durante o decorrer do ensaio A, ocorreram em algumas zonas da inserção roturas que originaram um comportamento diferente do modelo durante o ensaio B. Assim, foram também estudados dois modelos matemáticos distintos, um primeiro em que foi admitido um comportamento elástico para a junta perimetral da barragem sem possibilidade de rotura (modelo A), e um segundo (modelo B) em que se adoptaram valores baixos para a coesão e resistência à tracção, simulando uma junta aberta semelhante às restantes diaclases. No entanto, foi sempre considerado que a junta de inserção possuía características homogéneas ao longo de todo o seu desenvolvimento, o que muito provavelmente não deve corresponder à situação real do ensaio.

Outro factor que justifica algumas das diferenças observadas entre os resultados dos modelos físicos e matemáticos, está relacionada com a forma como foi construída a fundação do modelo físico: esta foi construída com o recurso à colocação de blocos paralelepípedicos, de forma a representar com rigor as três famílias de diaclases consideradas mais importantes, não sendo possível garantir que os blocos ficaram totalmente em contacto, existindo certamente alguns afastamentos entre os diversos blocos. Esta situação é impossível de controlar, apesar dos diversos ciclos de carga e descarga a que o modelo foi sujeito, já que para as juntas mais afastadas da barragem o seu fecho só se verificará para níveis altos da cota de água.

Apesar dos condicionalismos referidos a concordância de resultados entre os dois métodos foi muito aceitável.

Apesar de não ter sido possível provocar o colapso do modelo físico (só foi possível nas condições do ensaio aplicar uma pressão hidrostática correspondente a uma onda com cerca de 3,5 vezes a altura da barragem), com o modelo matemático calibrado apresentou-se um cenário de rotura da barragem por deslizamento da fundação: onda de cerca de 2,5 vezes a altura da barragem, com um ângulo de atrito baixo (20°) numa família de diaclases e com resistência à tracção no corpo da barragem semelhante à do betão.

Capítulo 6 - Rotura pela fundação de uma barragem gravidade para acções dinâmicas

6.1 - Considerações gerais

Neste capítulo, apresentam-se os resultados do estudo do comportamento dinâmico até à rotura por deslizamento ao longo da fundação de um modelo de uma barragem de gravidade, em que se aplicam conjuntamente métodos experimentais e numéricos. Os resultados experimentais foram comparados com os obtidos a partir de modelações matemáticas devidamente calibradas.

O ensaio incidiu sobre um modelo plano de argamassa de uma barragem gravidade, representando algumas famílias de diaclases no maciço de fundação com características mecânicas bem definidas, e aplicando sobre o modelo a acção da pressão hidrostática e da sub-pressão em algumas descontinuidades (consideradas de maior risco). O modelo foi ensaiado até à rotura numa mesa sísmica uniaxial [LNEC, 1998]. Para a preparação e posterior interpretação dos resultados dos ensaios a realizar foi elaborado um modelo matemático, com uma discretização em elementos discretos [Lemos, 1999]. As simulações numéricas foram realizadas com o programa de elementos discretos 3DEC [ITASCA, 1998].

Numa primeira fase, foi aplicado ao modelo a pressão hidrostática e uma solicitação dinâmica de pequena intensidade. Seguidamente, aumentando a solicitação dinâmica, provocou-se o deslizamento do modelo para duas situações: uma primeira só com a pressão hidrostática e uma segunda, incluindo também a sub-pressão em algumas diaclases. A rotura do modelo foi conseguida através da aplicação de sinusóides com uma frequência de 10 Hz e 5 Hz e amplitude crescente até provocar o seu colapso. Os resultados obtidos foram comparados com os da modelação matemática.

Como já foi referido anteriormente a validação de modelos matemáticos para cenários de rotura não é fácil, pois não existe informação suficiente sobre o comportamento do protótipo Assim, o recurso à modelação experimental minimiza esta importante lacuna, dando credibilidade à utilização dos modelos matemáticos no estudo de diferentes cenários de rotura. Por outro lado, a interpretação dos ensaios através de modelos numéricos, permite compreender alguns fenómenos particulares que podem ocorrer

durante a realização dos ensaios em modelos físicos, tornando os seus resultados mais fiáveis.

6.2 - Modelo físico

6.2.1 - Considerações gerais

O modelo ensaiado, foi construído em argamassa de cimento, possui dimensões globais de 2,40 m de comprimento, 2,20 m de altura, uma espessura na fundação rígida de 0,50 m e na restante zona de 0,40 m. Este modelo é composto por uma zona inferior que constitui a fundação rígida continua, por 4 blocos com a forma das duas famílias de descontinuidades que se pretenderam reproduzir na fundação e o bloco da barragem com 1,50 m de altura (Fig. 6.1 e Fig. 6.2).

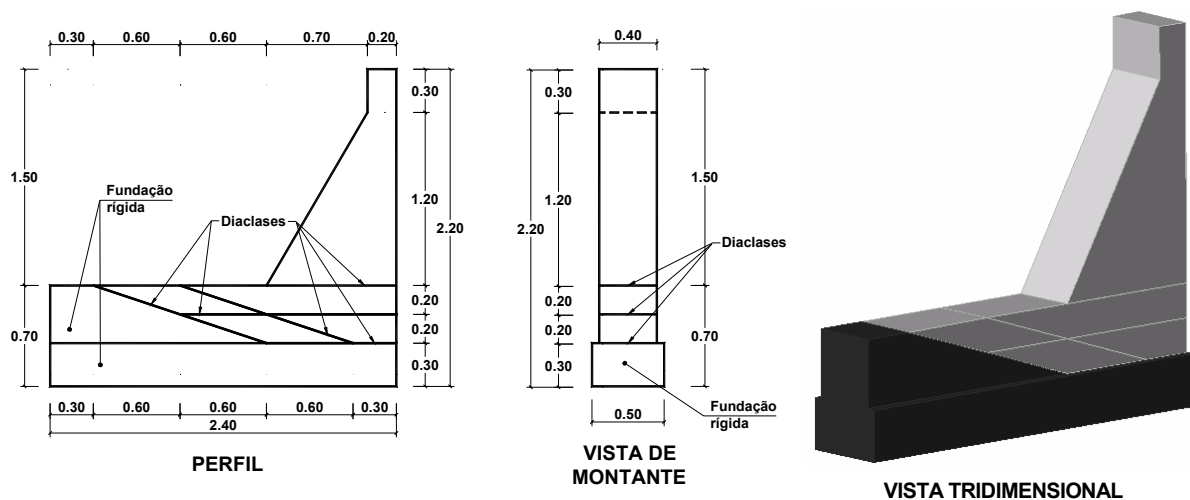


Fig. 6.1 – Definição do modelo plano de um perfil gravidade (dimensões em metros)

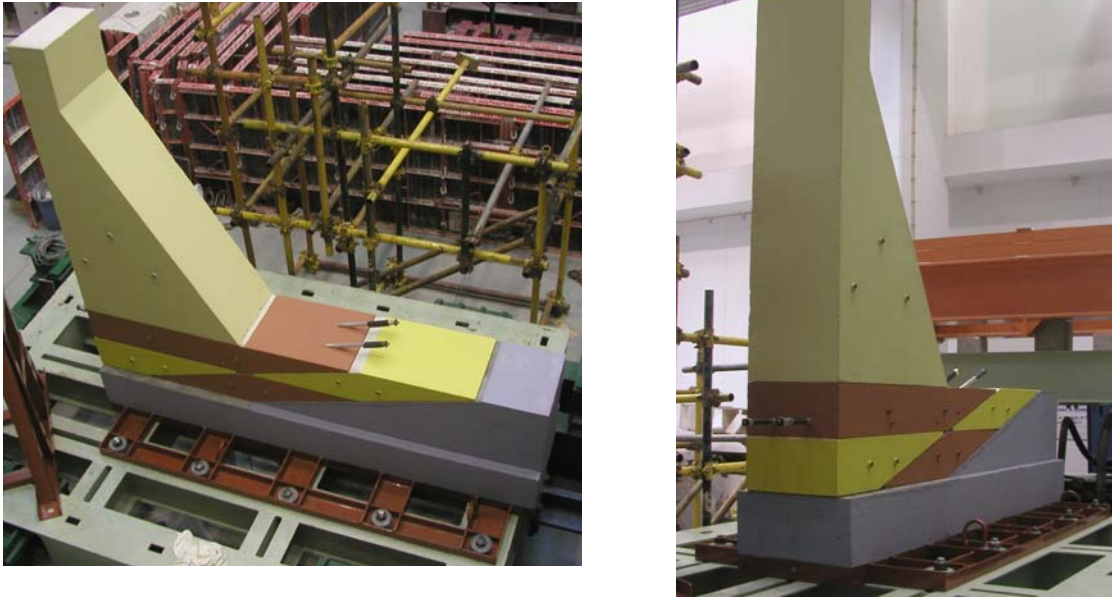


Fig. 6.2 – Vistas do modelo colocado na plataforma de ensaio

6.2.2 - Propriedades mecânicas do material do modelo

No estudo do comportamento dinâmico de modelos experimentais é fundamental ter especial cuidado com a massa volúmica do material utilizado na construção do modelo. Se por um lado, e para além das propriedades mecânicas, é necessário que o modelo tenha peso, porque a sua resposta dinâmica depende fundamentalmente da massa do material, por outro lado, a mesa sísmica tem limitações de peso do modelo para que possa funcionar correctamente. Com base nestas considerações foram admitidos dois tipos de materiais para a construção do modelo, um para a zona da fundação rigidamente ligada à mesa e outro para o restante modelo. Para a fundação rígida não foi necessário reproduzir com rigor a sua massa, uma vez que, dadas as suas dimensões, durante o ensaio esta zona do modelo vai ter o mesmo movimento da mesa, não se verificando amplificações da acção induzida. Assim, para esta zona foi utilizado um betão leve, de modo a reduzir o peso final do modelo, e para o resto do modelo foi considerada uma argamassa de cimento.

As proporções ponderais dos diferentes tipos de componentes constituintes das misturas utilizadas na construção do modelo, para representação da fundação contínua (betão leve), e do resto do modelo (argamassa), estão indicadas no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Composição do material utilizado na construção do modelo da barragem gravidade

Componentes	Proporções (kg)	
	Betão Leve	Argamassa
Cimento I 42,5	500	282
Leca 2/4	295	--
Areia	700	574
Água	178	431
Adj. GL 26 SCC	11	--
Filler calcário	--	773

A caracterização mecânica das misturas utilizadas na construção dos diferentes blocos constituintes do modelo, foi determinada com base em ensaios realizados sobre 6 provetes, no Departamento de Materiais do LNEC, cujos valores médios são apresentados no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Propriedades mecânicas das misturas utilizadas no modelo da barragem gravidade

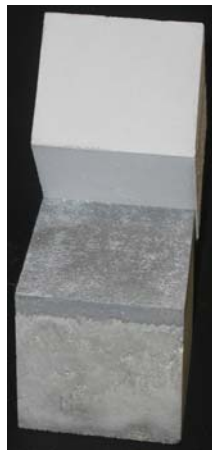
Propriedades mecânicas	Betão Leve	Argamassa
Peso específico	17,0 kN/m ²	20,6 kN/m ²
Módulo de elasticidade	15,0 GPa	4,8 GPa
Tensão de rotura à compressão	29,0 MPa	8,0 MPa

6.2.3 - Propriedades mecânicas das diaclases

O objectivo do presente estudo é determinar o comportamento do conjunto barragem-fundação, devido à solicitação das acções estáticas devidas à pressão hidrostática, à sub-pressão e à acção dinâmica imposta na base da fundação. Neste tipo de ensaios, de rotura por deslizamento ao longo da fundação, é primordial conhecer as propriedades mecânicas das descontinuidades representadas no modelo.

Para a correcta caracterização mecânica das descontinuidades do modelo foram executados ensaios de deslizamento sobre um conjunto de prismas construídos nas mesmas condições dos blocos constituintes do modelo. Assim, para cada um dos dois tipos de descontinuidades existentes no modelo (betão-argamassa e argamassa-

argamassa) executaram-se 8 conjuntos de prismas. Os prismas tinham uma altura de 7,0 cm e uma área de contacto de 10x10 cm. Os ensaios de deslizamento realizados [Muralha e Resende, 2004] foram executados para diversas tensões normais (10, 20, 40, 80 e 120 kPa), escolhidas em função do estado de tensão previsto para as diaclases durante as diferentes fases de ensaio. Na Fig. 6.3 apresentam-se os dois tipos de prismas, idealizados para determinação das propriedades mecânicas das discontinuidades representadas no modelo.



a) Diaclase entre betão e argamassa



b) Diaclase entre argamassa e argamassa

Fig. 6.3 – Prismas para determinar as propriedades mecânicas das discontinuidades

A rigidez normal foi determinada para os ramos de carga e descarga a partir dos deslocamentos normais medidos, considerando-se um modelo de comportamento linear. Para a determinação da rigidez tangencial e do ângulo de atrito, admitiu-se um modelo de comportamento elásto-plástico, com uma rigidez tangencial independente da tensão normal, e um modelo de Coulomb para a tensão tangencial resistente. A tensão tangencial resistente foi determinada quando o provete apresentava um deslocamento tangencial de 1 mm. O valor da rigidez tangencial de cada provete foi calculado a partir do quociente entre a tensão tangencial e o deslocamento tangencial, quando a primeira apresentava um valor de 80% da tensão tangencial resistente. Com base nos valores determinados para todos os ensaios, foi efectuada uma média aritmética para a tensão tangencial resistente, e uma média harmónica para as rigidezes normal e tangencial. Os resultados obtidos para os dois tipos de discontinuidades estão resumidos no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Propriedades mecânicas das descontinuidades do modelo

Descontinuidades	Propriedades mecânicas		
	Rigidez normal (GPa/m)	Rigidez tangencial (GPa/m)	Ângulo de atrito (°)
Betão-argamassa	10	0,3	34,5
Argamassa-argamassa	10	0,4	32,7

6.2.4 - Construção do modelo

A construção do modelo desenvolveu-se basicamente em três fases: uma primeira, relativa à execução de uma base metálica de ligação do modelo à mesa sísmica; uma segunda, dedicada à construção sobre a base metálica, da fundação contínua em betão; e, por último, a execução dos blocos em argamassa, para representação da fundação diaclasada e da barragem.

A base metálica depende das dimensões da base do modelo e das necessárias ligações à mesa sísmica. A base do modelo possui uma dimensão de 2,4 m por 0,5 m, e a ligação à mesa tem que ser efectuada sobre uma malha quadrada de 0,50 m de lado. Por forma a central o modelo na plataforma construiu-se uma estrutura metálica (Fig. 6.4 e Fig. 6.5).

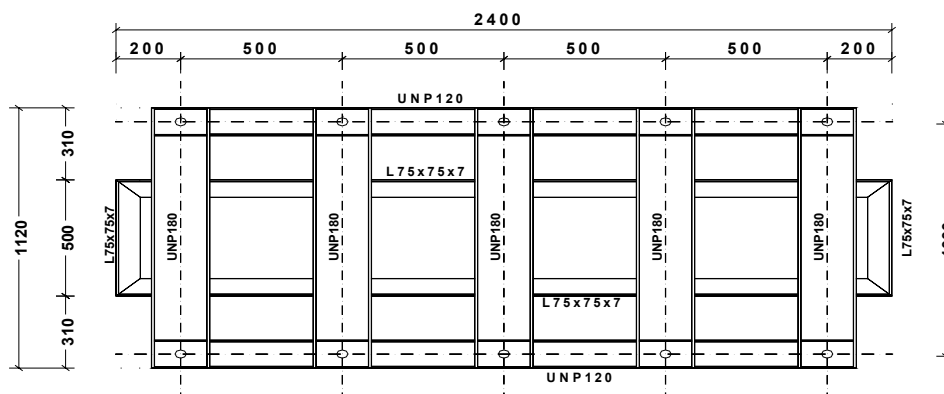


Fig. 6.4 – Definição da base metálica de suporte do modelo (dimensões em milímetros)



Fig. 6.5 – Vista da base metálica de suporte do modelo

A segunda fase correspondeu à execução da fundação rígida em betão leve sobre a base metálica (Fig. 6.6).



Fig. 6.6 – Vista da fundação continua sobre a base metálica

A execução dos blocos correspondentes à fundação diaclasada e à barragem foi realizada num único molde dispostos na horizontal (Fig. 6.7), tendo sido executados todos os blocos de uma só vez.



Fig. 6.7 – Vista do molde e dos blocos de argamassa do modelo

Na Fig. 6.8 pode-se visualizar o modelo depois de posicionado na plataforma de ensaio.



Fig. 6.8 – Vista do modelo colocado sobre a plataforma de ensaio

Para facilitar a referência aos blocos e diaclases que compõem o modelo do perfil gravidade foram atribuídas as designações indicadas na Fig. 6.9.

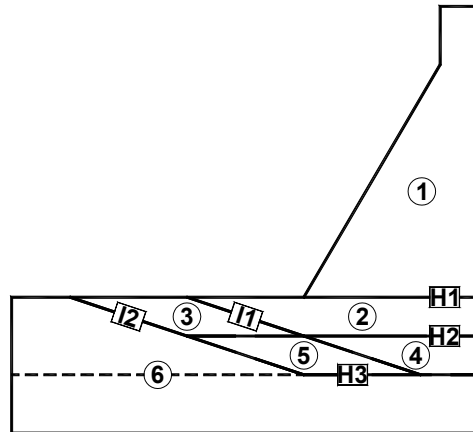


Fig. 6.9 – Designação dos blocos e diaclases constituintes do modelo do perfil gravidade

6.2.5 - Relações de semelhança

Com base nas relações de semelhança, e admitindo que o modelo foi construído obedecendo a uma escala geométrica de 1/10, é possível determinar as propriedades do protótipo correspondentes ao modelo que foi ensaiado (Quadro 6.4).

Quadro 6.4 – Relações de semelhança

Grandeza	Valores		Relações de semelhança	
	Protótipo	Modelo	Expressão	Valor
Comprimento (ℓ)	22,0 m	2,2 m	$k_\ell = \frac{\ell_p}{\ell_m}$	10
Peso específico do material do modelo (γ)	24,0 kN/m ³	20,6N/m ³	$k_\gamma = \frac{\gamma_p}{\gamma_m}$	$k_\gamma = 1,165$
Módulo de elasticidade (E)	55,9 GPa	4,8 GPa	$k_E = k_\gamma k_\ell$	$k_E = 11,65$
Tensão de rotura à compressão (σ_r^c)	93,2 MPa	8,0 MPa	$k_\sigma = k_\gamma k_\ell$	$k_\sigma = 11,65$
Aceleração (\ddot{u})	1,0 m/s ²	1,0 m/s ²	$k_a = 1$	$k_a = 1$
Tempos (t)	1,0 s	0,316 s	$k_t = \sqrt{k_\ell}$	$k_t = 3,16$

Grandeza		Valores		Relações de semelhança	
		Protótipo	Modelo	Expressão	Valor
Frequência (f)		1,0 Hz	3,16 s	$k_f = \frac{1}{\sqrt{k_\ell}}$	$k_t = 0,316$
Rigidez normal (k_n)	Betão-Argamassa	11650 MPa/m	10000 MPa/m	$k_{R_N} = \frac{k_E}{k_\ell}$	$k_{R_N} = 1,165$
	Argamassa-Argamassa	11650 MPa/m	10000 MPa/m		
Rigidez Tangencial (k_s)	Betão-Argamassa	350 MPa/m	300 MPa/m	$k_{R_T} = \frac{k_E}{k_\ell}$	$k_{R_T} = 1,165$
	Argamassa-Argamassa	466 MPa/m	400 MPa/m		
Ângulo de atrito (ϕ)	Betão-Argamassa	34,5°	34,5°	$k_\phi = 1$	$k_\phi = 1$
	Argamassa-Argamassa	32,7°	32,7°		

6.2.6 - Sistema de carga

6.2.6.1 - Mesa sísmica

A plataforma sísmica horizontal uniaxial, utilizada no decurso do presente trabalho (Fig. 6.10) consta de um quadro metálico no qual apoia a mesa vibratória e o actuador hidráulico [LNEC, 1998]. A mesa vibratória desliza sobre rolamentos de cadeia Thompson, que garantem o guiamento na mesa absorvendo quaisquer movimentos fora do eixo de aplicação da excitação. A mesa tem dimensões de 3 x 2 m com um peso próprio de 3 tf, sendo a carga útil de ensaio, limitada pela capacidade dos rolamentos que é de 6 tf.



Fig. 6.10 – Vista da mesa sísmica uniaxial

O actuador tem um curso de 0,20 m, o que permite deslocamentos máximos de $\pm 0,10$ m. A velocidade máxima do actuador está limitada pelo sistema hidráulico, que garante um valor máximo de $35,2 \text{ cm/s}^2$. Na Fig. 6.11, apresenta a resposta do actuador em função da frequência do sinal imposto, para uma carga total de 5 tf.

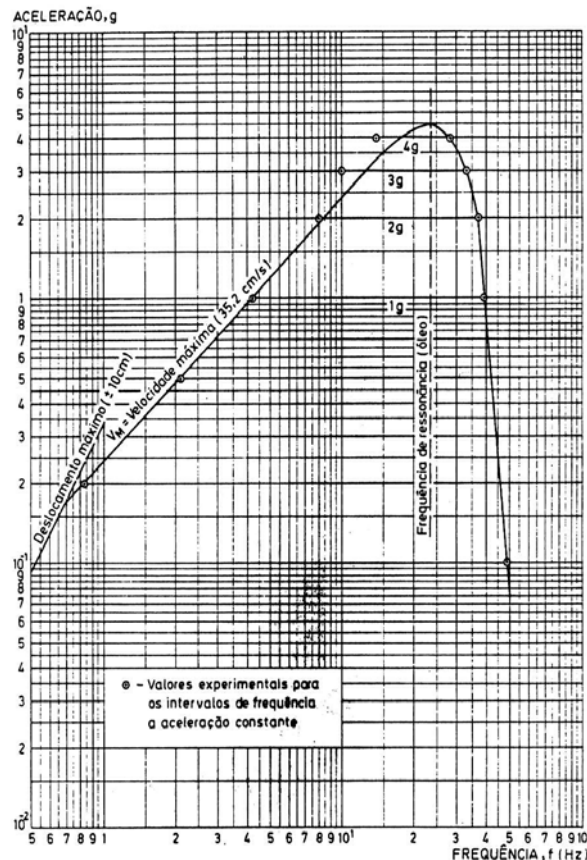
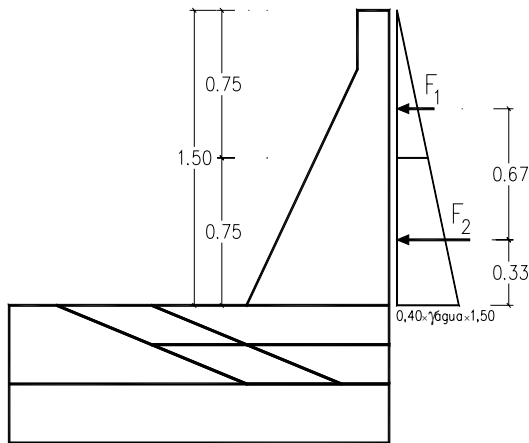


Fig. 6.11 – Curva resposta do actuador para uma carga total de 5 tf [LNEC, 1982]

6.2.6.2 - Pressão hidrostática

A aplicação das acções estáticas ao modelo, pressão hidrostática e subpressão, foi efectuada recorrendo a um sistema de ar sob pressão. A aplicação da pressão hidrostática foi simulada através da introdução de duas forças concentradas para reprodução de um diagrama triangular de pressão de água, com o nível à cota do coroamento (Fig. 6.12).



Em que as forças são dadas pelas seguintes expressões:

$$F_1 = 0,40 \frac{0,75 \gamma_{\text{água}} \times 0,75}{2}$$

$$F_2 = 0,40 \frac{0,75 \gamma_{\text{água}} + 1,50 \gamma_{\text{água}}}{2} \times 0,75$$

Fig. 6.12 – Aplicação de duas forças ao modelo para simulação da pressão hidrostática

Cada uma das forças foi simulada através de um macaco pneumático circular Firestone, modelo 1M1A-1, capaz de aplicar forças máximas de cerca de 3,5 kN (Fig. 6.13).



Fig. 6.13 – Pormenor dos macacos pneumáticos para aplicação da pressão hidrostática

Em ensaios estáticos a utilização de macacos pneumáticos para aplicação de forças não merece cuidados especiais, no entanto, no presente caso trata-se de um ensaio sob acções dinâmicas o que implicou uma complementação do sistema de aplicação da pressão hidrostática. A aplicação de forças resume-se a uma almofada de borracha que colocada sob pressão de ar, deforma-se atingido um determinado volume, aplicando uma força proporcional à pressão e à área de contacto com o modelo. Uma

das características fundamentais dos macacos pneumáticos é a capacidade de dentro de certos limites, se deformarem, variando de volume, sem alteração da força aplicada. No entanto, devido à natureza do ensaio, as variações de volume previstas durante a aplicação da acção dinâmica, estavam fora da linearidade dos macacos. Houve, assim, a necessidade de aumentar o volume de ar sob a mesma pressão para que as variações de volume do macaco não provocassem grandes alterações na pressão interna e, consequentemente, na força aplicada pelo dispositivo. Este aumento de volume consistiu na inserção no sistema de um depósito de ar ligado ao macaco, mas colocado fora da mesa sísmica. Deste modo, cada macaco, para as pressões de ar a aplicar, tem um volume de cerca de $0,235 \text{ dm}^3$, foi ligado a um depósito de ar com 3 dm^3 de capacidade (Fig. 6.14). A implementação deste depósito teve por objectivo absorver as variações de volume do macaco ($0,235 \text{ dm}^3$ de volume inicial) durante o ensaio, para que a variação de pressão no conjunto ($3,235 \text{ dm}^3$ de volume inicial) seja muito pequena, e consequentemente a força aplicada no modelo permaneça constante.



Fig. 6.14 – Pormenor do sistema macaco-depósito de ar utilizado para aplicação das forças de simulação da pressão hidrostática

Na Fig. 6.15 é apresentado o esquema do sistema de aplicação da pressão hidrostática utilizado.

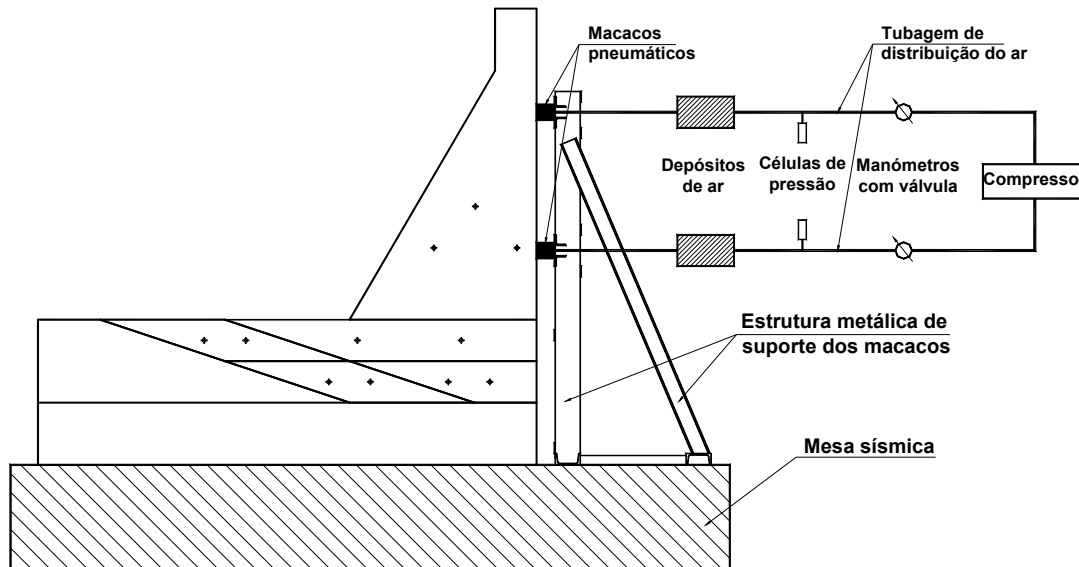


Fig. 6.15 – Esquema utilizado para simulação da pressão hidrostática por aplicação de duas forças concentradas

6.2.6.3 - Sub-pressão

A sub-pressão foi aplicada nas diaclases H2 e I1, admitindo-se que é constante ao longo de toda a sua área. A simulação da sub-pressão no modelo consistiu na aplicação de uma tensão de compressão nas faces que compõem cada uma das diaclases. Esta tensão foi obtida com o recurso a uma almofada de ar criada no interior da diaclase, a partir de jactos de ar comprimido localizados na sua face superior, pertencente ao bloco 2. Para materializar os jactos de ar comprimido foi necessário desenvolver um sistema de tubagem a colocar no interior do bloco superior (bloco 2). Assim, foram colocados antes da betonagem, a cerca de 5 cm do limite do bloco, tubos metálicos quadrados de 1,5 cm de lado afastados 15,0 cm em cada direcção (Fig. 6.16). Após a desmoldagem do bloco foi executada uma malha de furação quadrada a partir das faces do bloco (correspondentes às diaclases H2 e I1) até ao interior do tubo metálico para assim criar um sistema de comunicação entre o exterior e o interior das diaclases (Fig. 6.17).

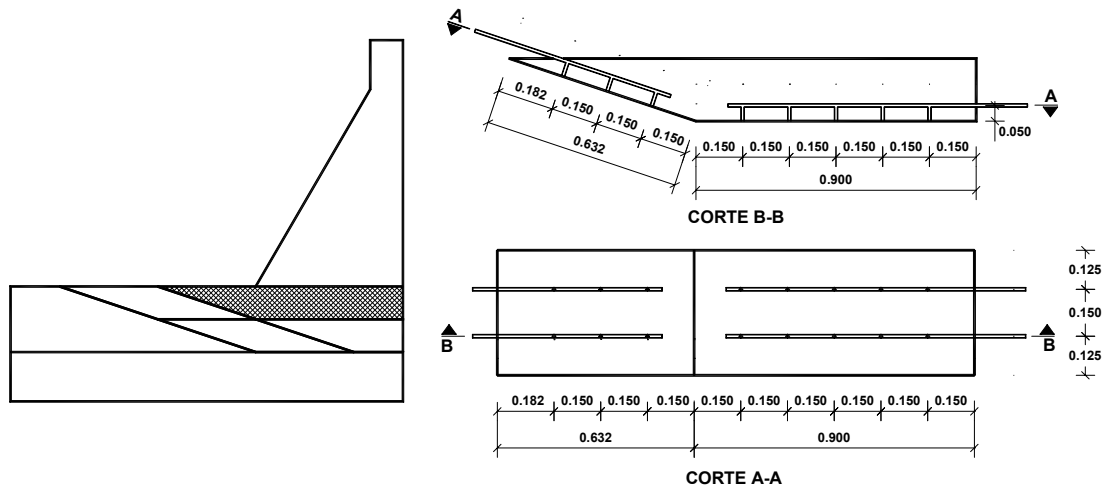


Fig. 6.16 – Pormenor do sistema de aplicação da sub-pressão nas diaclases H2 e I1 correspondentes ao bloco 2



Fig. 6.17 – Vista da furação executada no bloco 2 correspondente à diaclase H2

6.2.7 - Sistema de medição

O sistema de medição desenvolvido para observar o comportamento do modelo durante a aplicação da acção dinâmica foi composto por uma grande diversidade de equipamento, colocado no modelo de acordo com o plano de instrumentação esquematizado na Fig. 6.18.

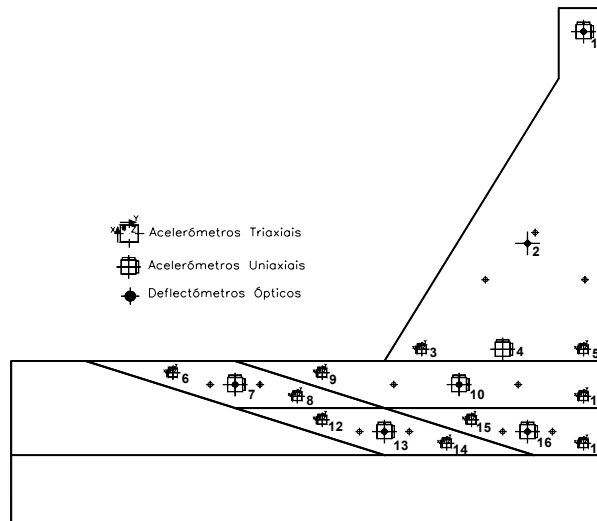


Fig. 6.18 – Plano de colocação dos equipamentos de medição

As grandezas medidas foram de dois tipos: deslocamentos e acelerações. Os deslocamentos foram medidos recorrendo a 6 deflectómetros ópticos Hamatsu C2399, que permitem medir continuamente a posição de um suporte de luz num plano correspondente a 12 pontos de leitura, ligados a fontes de alimentação e condicionamento do sinal Hamatsu PSH C2399. As acelerações foram registadas recorrendo a 6 acelerómetros capacitivos uniaxiais Endevco modelo 7290A-10 e a 10 acelerómetros piezoeléctricos triaxiais Bruel modelo 4326. Dado que se trata de um ensaio plano, em dois pontos de cada corpo fizeram-se medições de acelerações nas três direcções para verificar se não se estava a excitar modos de vibração transversais. Os acelerómetros Endevco foram ligados a fontes de alimentação Endevco modelo 109, enquanto que os acelerómetros Bruel foram ligados a amplificadores de carga Bruel modelo 2646 que têm um ganho de 10 e, seguidamente, a um condicionador de sinal Bruel modelo 5956 que possui diversas escalas de atenuação do sinal.

Para verificação da excitação imposta à mesa foi efectuado o registo em deslocamentos absolutos do movimento da plataforma recorrendo a um LVDT RDP modelo ACT 4000C, ligado a uma fonte de alimentação e condicionamento de sinal RDP 600.

O sistema de aquisição foi composto por equipamento da National Instruments. Primeiro, foi colocada uma placa de aquisição num computador, modelo, PCI 6052E, com capacidade de input e output. A esta placa foi ligado um módulo BNC 2090, a partir do qual foi injectado o sinal pretendido na plataforma sísmica e também ligado o sistema SCXI-1000, onde foram conectados todos os instrumentos de medida.

Nas Fig. 6.19 e Fig. 6.20 pode-se ver um aspecto geral do modelo instrumentado e do respectivo sistema de aquisição.



Fig. 6.19 – Vista geral do modelo e do sistema de aquisição



Fig. 6.20 – Vista geral do modelo com a aparelhagem de medida instalada

6.3 - Ensaio e medições

6.3.1 - Considerações gerais

Os ensaios levados a cabo sobre o modelo do perfil gravidade foram divididos em duas fases: uma primeira fase em que se impôs uma pequena excitação ao modelo, com o objectivo de verificar e calibrar o sistema de medição instalado, e numa segunda fase em que se procedeu a uma série de ensaios do modelo sobre diversas condições. A excitação imposta foi sempre sinusoidal com determinadas frequências. Não foi possível, tal como seria desejável, aplicar sinais com valores em frequência perto das frequências próprias do modelo, na direcção da excitação, uma vez que a primeira frequência própria do sistema está muito acima da capacidade da mesa sísmica utilizada.

A discretização do sinal imposto pela mesa, é efectuada em deslocamentos. A escolha dos valores da excitação a impor no modelo teve que respeitar as limitações da mesa em termos de frequência e, respectivo valor mínimo do deslocamento imposto, pelo que, ao presente modelo, não seria possível aplicar sinais com frequências próximas do limite da mesa, cerca de 20 Hz, pois obrigaria a ter valores de deslocamento muito pequenos (na ordem das dezenas de microns). Assim, optou-se por, aplicar inicialmente sinusóides com uma frequência de 10 Hz, com deslocamentos mínimos da ordem das centenas de micron, e, posteriormente, sinais com uma frequência de 5 Hz, aplicando conseqüentemente deslocamentos maiores. A utilização de excitações com frequências diferentes teve como objectivo, verificar se a frequência da excitação imposta influencia a resposta do modelo, neste caso a sua rotura.

No Quadro 6.5 apresenta-se uma descrição dos ensaios realizados.

Quadro 6.5 – Descrição dos ensaios realizados sobre o modelo

Designação do ensaio	Acções Estáticas			Acção dinâmica		Observações
	PP	PH	Sub-pressão	Sinusóide 10 Hz	Sinusóide 5 Hz	
E-10-PH	X	X		X		
E-5-PH	X	X			X	
E-10-PP	X			X		
E-5-PP	X				X	
E2-10-PH	X	X		X		Blocos 1 e 2 colados através da diaclase H1
E2-10-SUB	X	X	X	X		Blocos 1 e 2 colados através da diaclase H1

A imposição da excitação à mesa foi concretizada recorrendo ao software da National Instruments, VirtualBench-Arb.

A aquisição e tratamento das leituras dos equipamentos instalados no modelo foram efectuados com base num programa desenvolvido em LabVIEW, no Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do LNEC. Este programa permitiu acompanhar, em tempo real, a resposta do modelo à solicitação dinâmica imposta. Os sinais dos aparelhos de medida foram digitalizados com uma frequência de amostragem de 250 Hz.

O objectivo dos ensaios era determinar o comportamento do modelo para cenários de deslizamento ao longo das descontinuidades da fundação, devido à imposição de uma acção dinâmica na base. Começou por se aplicar sinusóides (com uma frequência de 10 Hz ou 5 Hz) com amplitudes baixas, aumentando-se gradualmente ao longo do ensaio o seu valor até haver colapso do modelo, determinando-se o valor da amplitude que provoca a rotura, bem como a posição final do modelo. O valor exacto da aceleração que provoca o colapso é de difícil determinação, pois seriam necessários incrementos de aceleração muito pequenos, pelo que se apurou apenas o intervalo em que estará contida a aceleração de colapso do modelo.

6.3.2 - Tratamento dos resultados

O tratamento deste tipo de medições consiste basicamente em “limpar” os sinais medidos através da eliminação do ruído indesejável existente. Esta operação, resumiu-se basicamente, na aplicação de filtros digitais aos sinais medidos provenientes dos aparelhos durante as diferentes fases do ensaio.

O conceito de filtro no âmbito da análise de sinais, pode ser apresentado como um elemento condicionador de sinal, selectivo em frequência, que em função das suas características, deixa passar (transmite) ou atenua (filtra) uma frequência particular ou uma banda de frequências. A eliminação de certas bandas de frequência de um dado sinal traduz-se na exclusão do conteúdo energético de certas partes do sinal quando este é observado no domínio da frequência.

Intimamente associado com o conceito de filtro surge o conceito de ruído; uma forma pragmática de definir ruído é classificar todo e qualquer sinal destituído de interesse, ou simplesmente indesejável, que se imiscua nos sinais que se pretende analisar. A função básica de um filtro consiste em eliminar, ou atenuar, significativamente, essas componentes indesejáveis de forma a produzir um sinal limpo.

A escolha do filtro a utilizar teve em consideração os seguintes factores:

- a excitação que foi aplicada ao modelo tinha um conteúdo em frequência perfeitamente definido, sendo composto por uma senoide discretizada em deslocamentos;
- a resposta da estrutura teria que ter uma composição em frequência semelhante à excitação imposta;
- o sistema hidráulico que compõe a mesa sísmica apresenta uma ressonância por volta dos 27 Hz;
- um dos objectivos era obter a história de deslocamento para uma determinada excitação, pelo que, os sinais de deslocamento obtidos durante o ensaio, não poderiam ser eliminados os conteúdos de baixa frequência, se não seriam anulados os deslocamentos de corpo rígido;

Desta forma, optou-se por utilizar um filtro passa baixo tipo Butterworth de 8 pólos com uma frequência de corte de 20 Hz. Na Fig. 6.21, apresenta-se um aspecto do tipo de filtro utilizado no tratamento numérico dos resultados dos diversos ensaios dinâmicos realizados sobre o modelo.

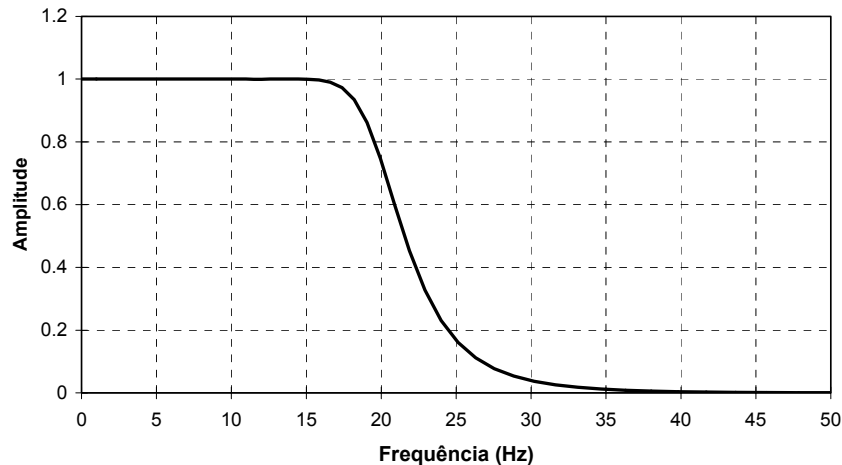


Fig. 6.21 – Resposta em frequência do filtro passa-baixo tipo Butterworth de 8 pólos com uma frequência de corte de 20 Hz, utilizado no processamento digital das leituras dos aparelhos de medida

6.3.3 - Resultados dos ensaios

O objectivo dos ensaios é provocar o colapso do modelo, por deslizamento ao longo das superfícies de descontinuidade representadas, através da aplicação de uma história de acelerações na fundação. Para os quatro primeiros ensaios (E-10-PH, E-5-PH, E-10-PP e E-5-PP) o deslizamento verificou-se ao longo da junta H1 (junta horizontal superior). Para estas situações a estabilidade do modelo resume-se ao equilíbrio das forças vertical e horizontal aplicadas na junta H1. Assim, o deslizamento do bloco 1 ocorre quando a força horizontal (F_H) aplicada ultrapassar a força de atrito:

$$F_H \geq F_v^{b1} \tan(\phi) \quad (6.1)$$

em que F_v^{b1} é o peso do bloco 1 e ϕ representa o ângulo de atrito da superfície. A força horizontal aplicada é composta por duas parcelas:

$$F_H = F_{PH} + F_{DIN} \quad (6.2)$$

em que F_{PH} representa a simulação da pressão hidrostática e F_{DIN} a força dinâmica aplicada ao bloco 1 devido à solicitação da mesa, sendo dada pela expressão:

$$F_{DIN} = m^{b1} \ddot{u}^{b1} \quad (6.3)$$

em que m^{b1} e \ddot{u}^{b1} representam, respectivamente, a massa e o valor da aceleração do bloco 1. Deste modo, o valor da aceleração que provoca o deslizamento do modelo pode ser estimado pela seguinte expressão:

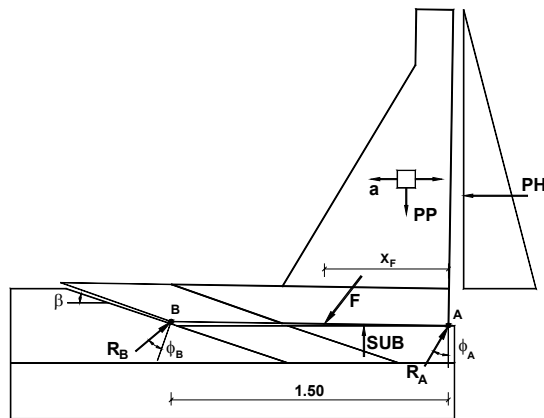
$$\ddot{u}^{bl1} \geq \frac{F_v^{bl1} \tan(\phi) - F_{PH}}{m^{bl1}} \quad (6.4)$$

A partir do valor do ângulo de atrito determinado nos ensaios ($\phi=32,7^\circ$), é possível estimar os valores de 0,1 e 6,3 m/s² para as acelerações que deveriam provocar o deslizamento, para os ensaios com aplicação da pressão hidrostática (E-10-PH e E-5-PH) e só do peso próprio (E-10-PP e E-5-PP) respectivamente.

Por outro lado, após a realização dos ensaios, a partir do valor da aceleração que provoca o colapso, poderá ser estimado o valor real do ângulo de atrito médio da superfície de deslizamento:

$$\tan(\phi) \leq \frac{F_{PH} + m^{bl1} \ddot{u}^{bl1}}{F_v^{bl1}} \quad (6.5)$$

Para os restantes dois ensaios (E2-10-PH e E2-10-SUB) a rotura do modelo ocorre ao longo das juntas H2, I1 e I2, ou seja, o equilíbrio do modelo não está condicionado pela resultante das forças aplicadas segundo a junta H1. Para estes cenários a rotura inicia-se pelas juntas H2 e I2, prolongando-se depois rapidamente para a junta I1 obtendo-se no final deslizamentos nesta junta superiores aos da junta I2, pelo que, o equilíbrio do modelo é condicionado pelas características das juntas H2 e I2. Para esta situação, quando ocorrer um pequeno deslizamento, os blocos 1, 2 e 3 ficam apoiados em dois pontos (Fig. 6.22). Com base nas forças aplicadas, peso próprio (PP), pressão hidrostática (PH), subpressão (SUB) e força dinâmica imposta pela mesa que é função da massa dos blocos 1, 2 e 3 (m) e da aceleração (a), pode-se determinar a resultante das forças (F) e o seu ponto de aplicação (x_F). Considerando que ambos os pontos se encontram na situação de deslizamento eminente, a orientação das reacções em relação à normal a cada junta fica fixada, podendo-se determinar as reacções nos pontos A e B. Em virtude da constituição das juntas H2 e I2 não ser igual, foi admitida a possibilidade dos ângulos de atrito destas superfícies poderem tomar valores diferentes.



Resultante das forças aplicadas (F):
 $F_H = PH + m\ddot{u}$; $F_V = PP - SUB$

Reacções verticais:

$$R_{BV} = \frac{X_F}{1,50} F_V; R_{AV} = F_V - R_{BV}$$

Reacções horizontais:

$$R_{AH} = R_{AV} \tan(\phi_A); R_{BH} = R_{BV} \tan(\phi_B + \beta)$$

Fig. 6.22 – Modo de rotura do modelo ao longo das juntas H2 e I2, indicação do sistema de forças envolvido neste cenário.

A partir dos valores dos ângulos de atrito determinados nos ensaios ($\phi=32,7^\circ$ para as juntas argamassa-argamassa e $\phi=34,5^\circ$ para as juntas argamassa-betão), é possível estimar ao valor de $4,4 \text{ m/s}^2$ para a aceleração que deverá provocar o deslizamento ao longo das juntas H2 e I2 para o ensaio E2-10-PH, com aplicação da pressão hidrostática.

Com base no exposto anteriormente, e dado que durante a realização dos ensaios só se verifica variação das forças horizontais aplicadas, pode-se determinar em cada passo o valor máximo ou mínimo do ângulo de atrito, dependendo se houve ou não deslizamento dos blocos, através da equação:

$$F_H = R_{AV} \tan(\phi_A) + R_{BV} \tan(\phi_B + \beta) \quad (6.6)$$

São apresentados seguidamente os principais resultados relativos a cada um dos ensaios realizados.

6.3.3.1 - Ensaio E-10-PH

Acções aplicadas

Foram aplicadas as acções estáticas relativas ao peso próprio e pressão hidrostática antes do início do ensaio, sendo posteriormente aplicada na fundação uma excitação sinusoidal, com uma frequência de 10 Hz.

A excitação foi simulada em deslocamentos por uma série de 3 sinusóides consecutivas com amplitudes máximas teóricas de 0,1, 0,2 e 0,3 mm, registando-se na mesa amplitudes máximas de cerca de 0,08, 0,16 e 0,24 mm. O valor das acelerações

obtidas na mesa tiveram amplitudes máximas de cerca de 0,35, 0,70 e 1,00 m/s^2 (Fig. 6.23). As sinusóides tiveram uma duração de 2 segundos, espaçadas por 2 segundos, perfazendo um total de 40 segundos de duração do ensaio.

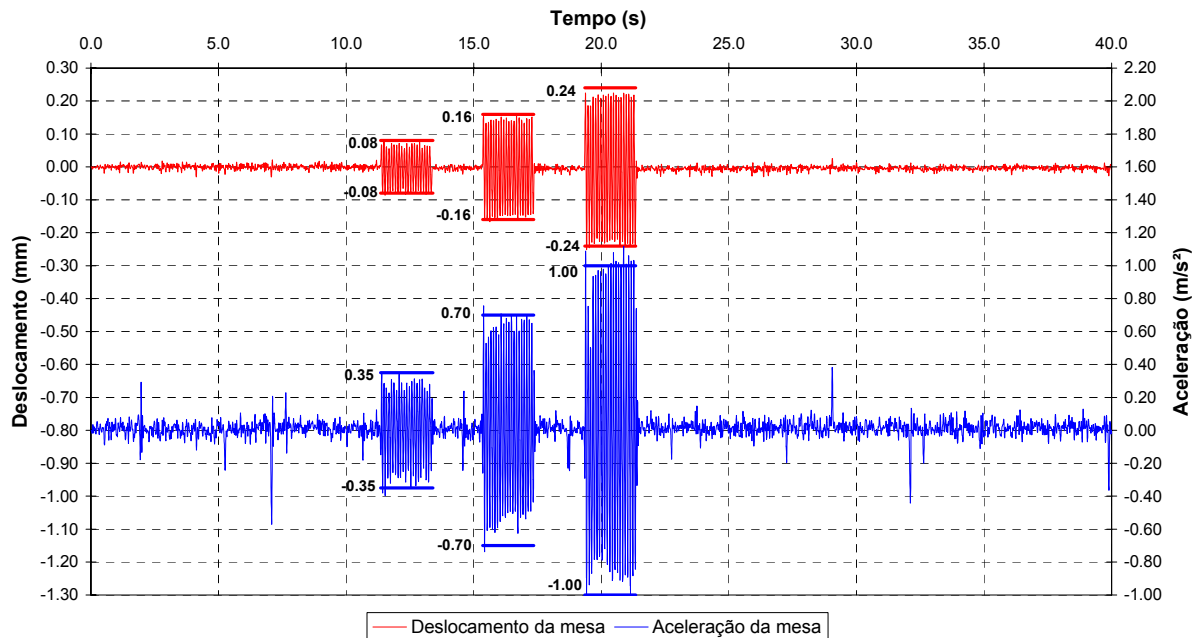


Fig. 6.23 – Acção registada na mesa para o ensaio E-10-PH, em termos de deslocamento e aceleração

Resultados obtidos

Na Fig. 6.24, apresenta-se a evolução dos deslocamentos registados nos pontos 1 e 2 inseridos no bloco 1, comparando-se com o deslocamento aplicado pela mesa. O deslizamento só começou a ocorrer quando foi aplicada a segunda sinusóide, tendo atingido, nesta fase, deslocamentos da ordem dos 4,5 mm e 5,6 mm para os pontos 1 e 2 respectivamente. A evolução dos deslocamentos ao longo da aplicação da segunda sinusóide é praticamente linear, o que não sucede na terceira sinusóide, devido ao facto de os macacos pneumáticos, a partir de cerca dos 10 mm de deslocamento, deixarem de aplicar a totalidade da pressão hidrostática.

A diferença de deslocamentos registados entre os pontos 1 e 2, pode ter ocorrido devido à rugosidade da superfície de deslizamento (junta H1). De facto, a posição final bloco da barragem poderá não ser perfeitamente horizontal, podendo existir uma pequena rotação segundo um eixo horizontal perpendicular ao plano do modelo. A partir da distância na vertical entre os pontos 1 e 2 (0,90 m), e para um valor do ângulo

de rotação do bloco da barragem de $0,07^\circ$ (valor bastante pequeno), obtêm-se a diferença de deslocamentos horizontais entre os dois pontos que se verificou: $d_x = 0,90 \times \sin(0,07) \times 1000 = 1,10 \text{ mm}$. Esta situação é menos notória, à medida que as rugosidades entre os blocos vão sendo eliminadas com a realização de sucessivos ensaios.

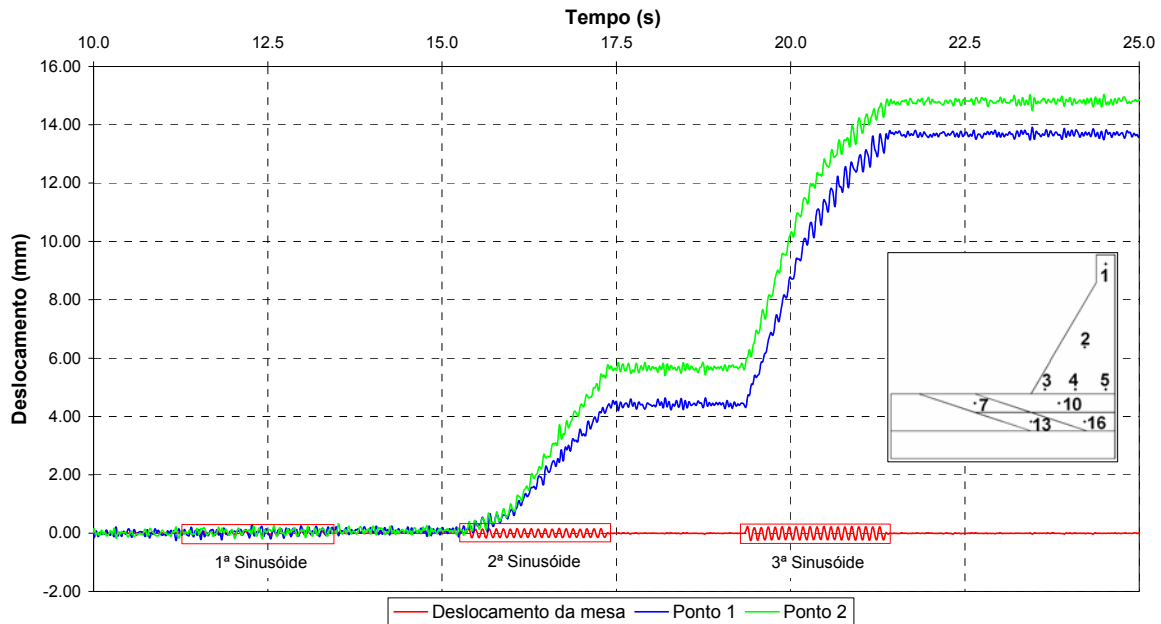


Fig. 6.24 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-10-PH

Na Fig. 6.25, apresenta-se a evolução das acelerações registadas nos pontos 1 e 4 inseridos no bloco 1, comparando-se com a aceleração aplicada pela mesa. Verifica-se que junto à superfície de deslizamento (junta H1) o valor da aceleração registada (ponto 4) é semelhante aos valores aplicados, no entanto, no coroamento do modelo (ponto 1) existe uma amplificação de cerca de 50% dos valores de pico de aceleração. O valor mínimo da aceleração do bloco 1, que provoca o colapso do modelo, situa-se entre os valores da primeira e da segunda sinusóide, ou seja, está compreendido entre cerca de $0,35$ e $0,70 \text{ m/s}^2$. Através da equação (6.5) pode-se determinar que o valor médio do ângulo de atrito da junta H1 está compreendido entre $34,5^\circ$ e $35,2^\circ$, um pouco superior ao obtido nos ensaios das discontinuidades.

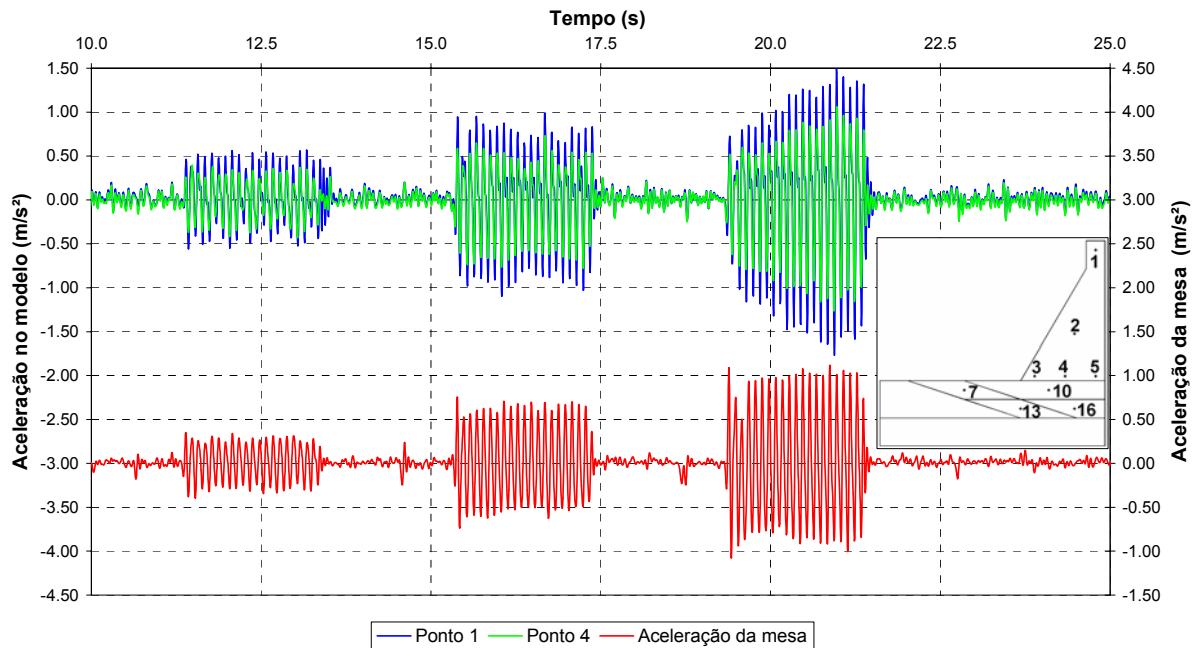


Fig. 6.25 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-10-PH

Na Fig. 6.26, pode-se visualizar a posição final do modelo após a aplicação das três sinusóides. O movimento do modelo ao longo da junta H1 (entre os blocos 1 e 2) não ocorreu segundo o eixo da mesa, tendo-se verificado deslocamentos perpendiculares ao plano em estudo (Fig. 6.26 (b)).



(a)



(b)

Fig. 6.26 – Vista geral do modelo (a) e pormenor da posição do bloco 1 (b) após o ensaio E-10-PH

6.3.3.2 - Ensaio E-5-PH

Acções aplicadas

Foram aplicadas as acções estáticas relativas ao peso próprio e pressão hidrostática antes do início do ensaio, sendo posteriormente na fundação aplicada uma excitação sinusoidal, com uma frequência de 5 Hz.

A excitação foi simulada em deslocamentos por uma série de 3 sinusóides consecutivas com amplitudes máximas teóricas de 0,3, 0,6 e 0,9 mm, tendo-se registado na mesa amplitudes máximas de cerca de 0,27, 0,54 e 0,81 mm. O valor das acelerações obtidas na mesa tiveram amplitudes máximas de cerca de 0,29, 0,58 e 0,87 m/s^2 (Fig. 6.27). As sinusóides tiveram uma duração de 2 segundos, espaçadas por 4 segundos, perfazendo um total de 30 segundos de duração do ensaio.

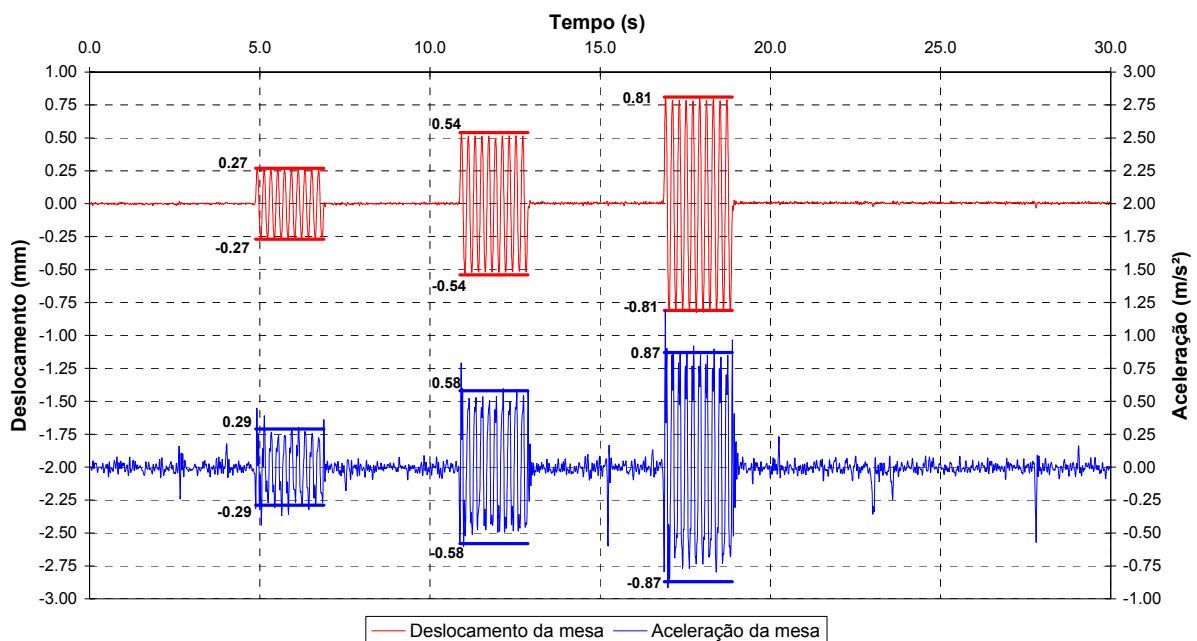


Fig. 6.27 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E-5-PH

Resultados obtidos

Na Fig. 6.28, apresenta-se a evolução dos deslocamentos registados nos pontos 1 e 2 inseridos no bloco 1, comparando-se com o deslocamento aplicado pela mesa. Após a aplicação da primeira sinusóide o modelo registou deslocamentos permanentes muito pequenos nos pontos 1 e 2, na ordem dos 0,15 mm, o que indica que o

valor da aceleração aplicada poderia estar próxima do valor de colapso. O deslizamento do bloco 1 ocorreu por aplicação da segunda sinusóide, tendo-se atingido deslocamentos de cerca de 0,9 mm. Verifica-se uma boa concordância entre os valores registados nos pontos 1 e 2, o que significa que o bloco da barragem não sofreu rotação e o deslizamento foi efectuado segundo um plano.

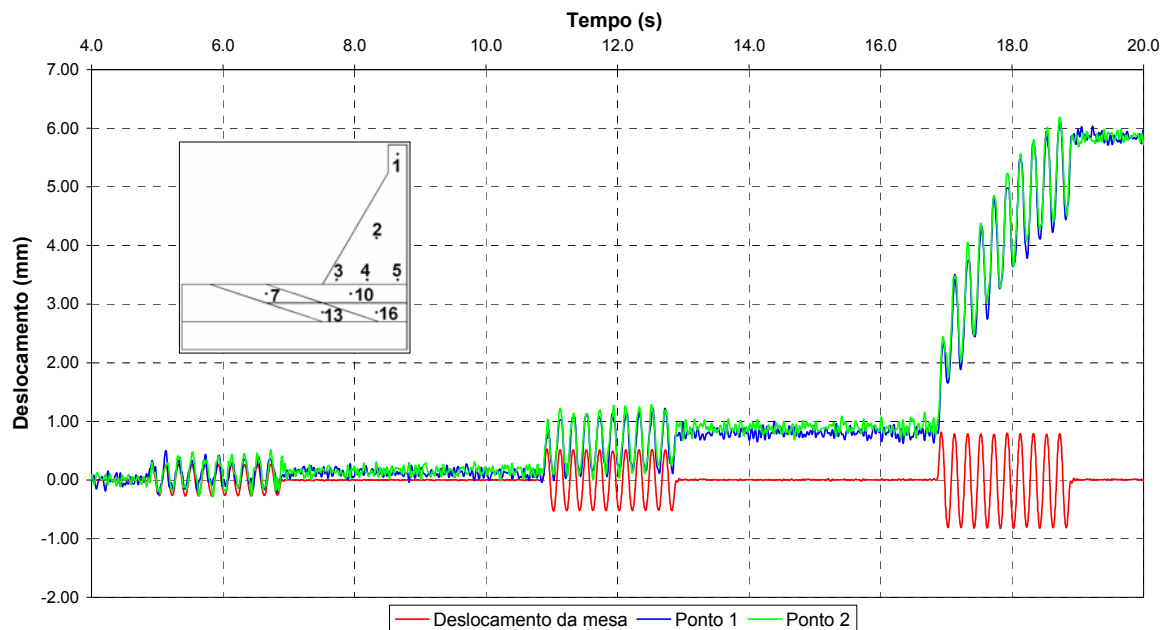


Fig. 6.28 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-5-PH

Na Fig. 6.29, apresenta-se a evolução das acelerações registadas no ponto 4 inserido no bloco 1, comparando-se com a aceleração aplicada pela mesa. Verifica-se que junto à superfície de deslizamento (junta H1) o valor da aceleração registada (ponto 4) é semelhante aos valores aplicados. Durante este ensaio não foi possível registar a aceleração do ponto 1 por avaria do acelerómetro. O valor mínimo da aceleração do bloco 1, que provoca o colapso do modelo, situa-se entre os valores da primeira e da segunda sinusóide, ou seja, está compreendido entre cerca de 0,29 e 0,58 m/s^2 . Através da equação (6.5) pode-se determinar que o valor médio do ângulo de atrito da junta H1 está compreendido entre 33,1° e 34,3° e eventualmente mais próximo do primeiro valor.

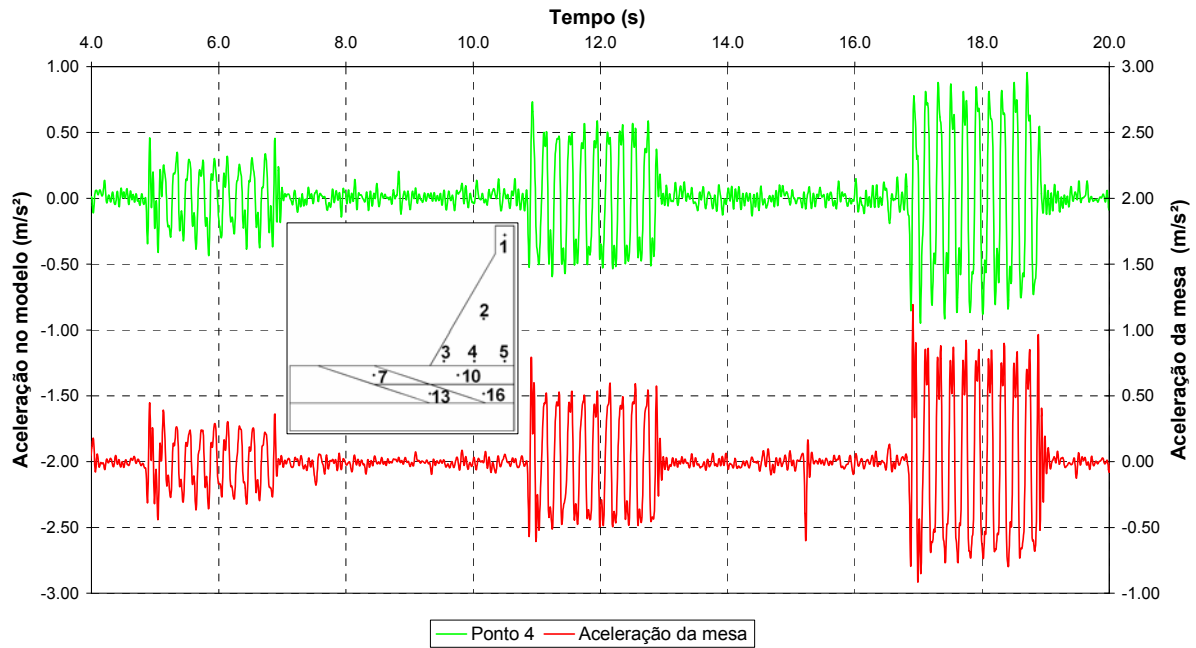


Fig. 6.29 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-5-PH

6.3.3.3 - Ensaio E-10-PP

Acções aplicadas

O modelo foi levado à rotura por aplicação de uma excitação sinusoidal com uma frequência de 10 Hz. Neste ensaio a única acção estática aplicada foi a devida ao peso próprio.

A excitação foi simulada em deslocamentos por uma série de 3 sinusóides consecutivas, com amplitudes máximas teóricas de 1,0, 2,0 e 3,0 mm, registando-se na mesa amplitudes máximas de cerca de 1,0, 2,0 e 2,9 mm. O valor das acelerações obtidas na mesa tiveram amplitudes máximas de cerca de 4,0, 8,0 e 11,0 m/s^2 (Fig. 6.30). As sinusóides tiveram uma duração de 2 segundos, espaçadas por 2 segundos, perfazendo um total de 30 segundos de duração do ensaio.

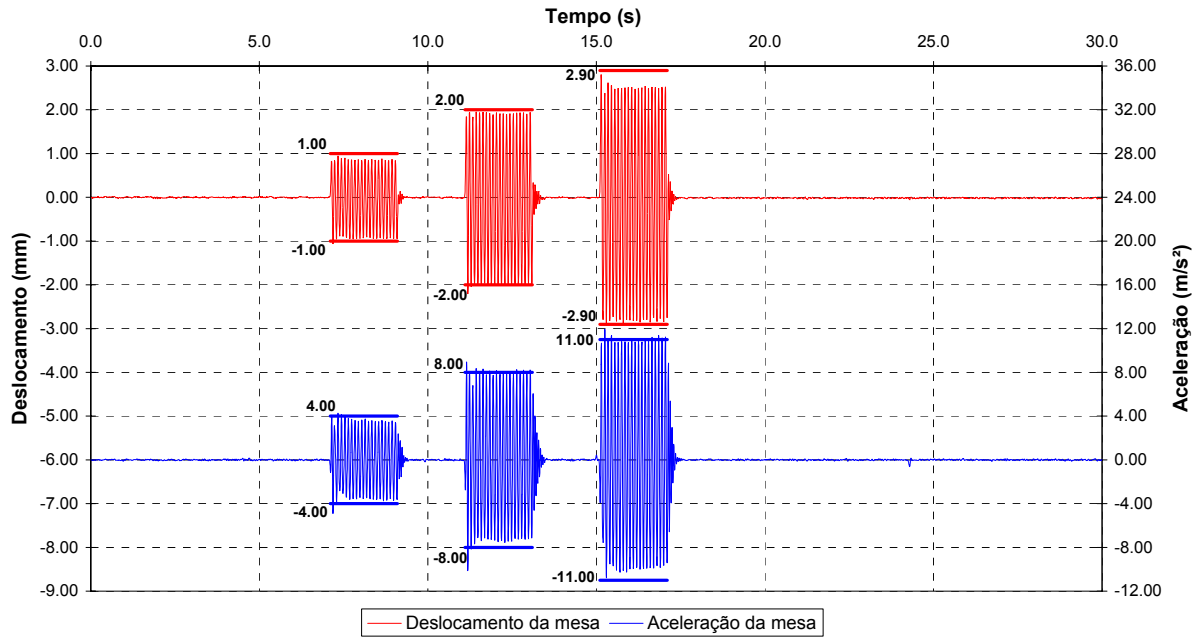


Fig. 6.30 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E-10-PP

Resultados obtidos

Na Fig. 6.31, apresenta-se a evolução dos deslocamentos registados nos pontos 1 e 2 inseridos no bloco 1, comparando-se com o deslocamento aplicado pela mesa. O deslizamento do modelo ocorreu durante a aplicação da primeira sinusóide tendo-se atingido deslocamentos permanentes da ordem de 11,0 mm e 12,5 mm para os pontos 1 e 2 respectivamente. A diferença de deslocamentos registados entre os pontos 1 e 2 deve-se ao facto do modelo ter apresentado movimentos fora do plano.

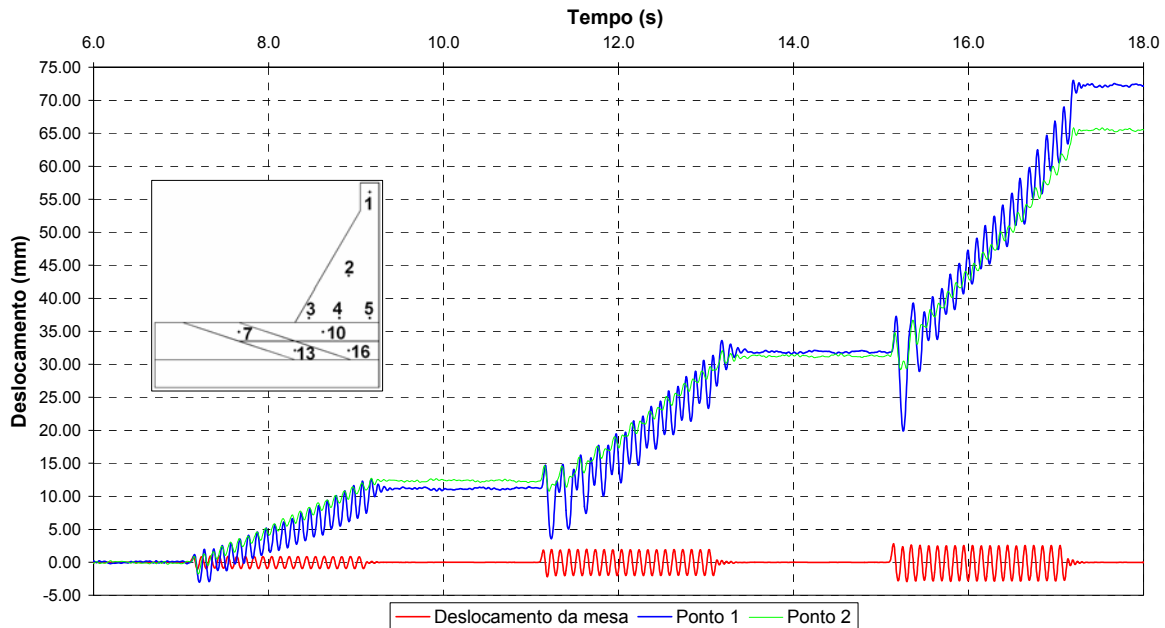


Fig. 6.31 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-10-PP

Na Fig. 6.32, apresenta-se a evolução das acelerações registadas nos pontos 1 e 4 inseridos no bloco 1, comparando-se com a aceleração aplicada pela mesa. Verifica-se que junto à superfície de deslizamento (junta H1) o valor da aceleração registada (ponto 4) é semelhante aos valores aplicados, no entanto, no coroamento do modelo (ponto 1) existe uma amplificação de cerca de 50% dos valores de pico de aceleração tal como nos ensaios anteriores. O valor mínimo da aceleração do bloco 1, que provoca o colapso do modelo é inferior a $4,0 \text{ m/s}^2$, através da equação (6.5) podia-se estimar um limite superior para o ângulo de atrito da junta H1 que seria $22,2^\circ$. Este valor é bastante diferente dos valores registados nos ensaios anteriores, em que a aceleração necessária para provocar a rotura do modelo foi bastante inferior. A diferença de acelerações deve-se ao facto de nos ensaios anteriores o modelo estar a ser solicitado também pela acção da pressão hidrostática, sendo, por isso, necessário aplicar uma força horizontal inferior para obter o deslizamento do bloco 1. No entanto, esta diferença do nível de acelerações impostas ao modelo não justifica o valor do ângulo de atrito determinado para este ensaio. Devido ao elevado valor de aceleração aplicado ao modelo durante o ensaio, o bloco 1 entrou em “rocking”, ou seja, ao longo da junta H1 o bloco começou a ter deslocamentos verticais simétricos entre a face de montante e de jusante. À medida que a fundação se deslocava de acordo com o sinal imposto, o bloco 1 tocava alternadamente

no bloco 2, pelo que não é possível determinar o valor do ângulo de atrito através da referida expressão.

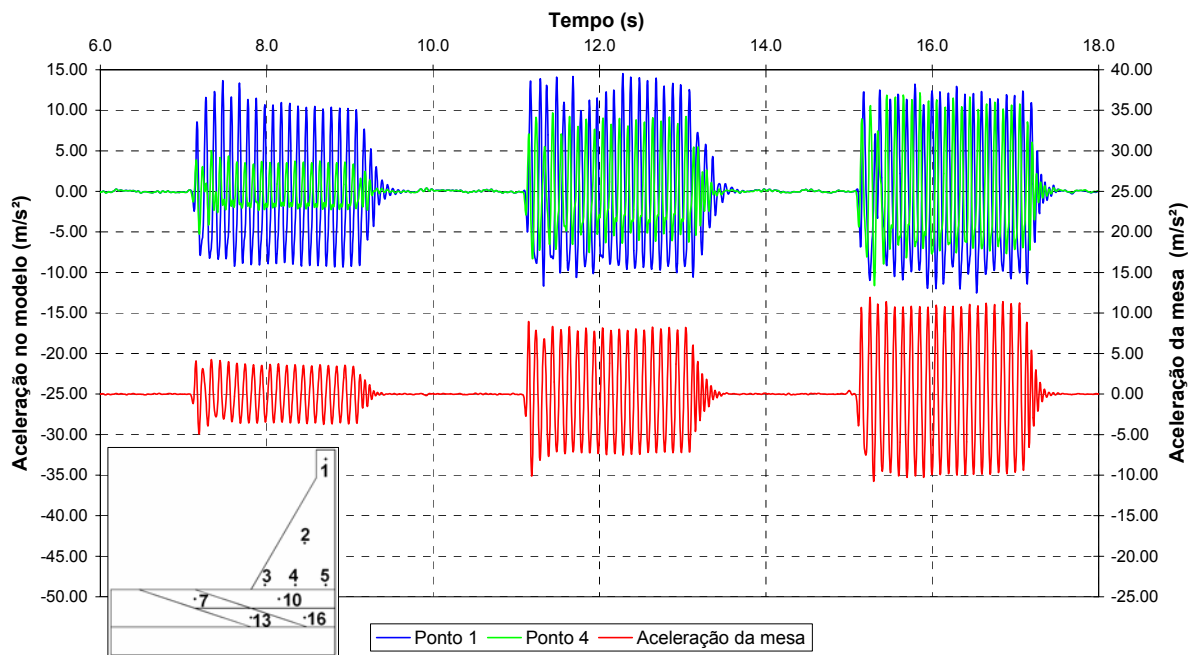


Fig. 6.32 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-10-PP

Na Fig. 6.33, pode-se visualizar a posição final do modelo após a aplicação das três sinusóides. O movimento do modelo ao longo da junta H1 (entre os blocos 1 e 2) não ocorreu segundo o eixo da mesa, tendo-se verificado deslocamentos perpendiculares ao plano em estudo.



Fig. 6.33 – Vista geral do modelo após o ensaio E-10-PP

6.3.3.4 - Ensaio E-5-PP

Acções aplicadas

O modelo foi levado à rotura por aplicação de uma excitação sinusoidal com uma frequência de 5 Hz. Neste ensaio a única acção estática aplicada foi a devida ao peso próprio.

A excitação foi simulada em deslocamentos por uma série de 3 sinusóides consecutivas com amplitudes máximas teóricas de 3,0, 6,0 e 9,0 mm, tendo-se registado na mesa amplitudes máximas, de cerca de 3,0, 6,0 e 9,0 mm. O valor das acelerações obtidas na mesa tiveram amplitudes máximas, de cerca, de 3,1, 6,8 e 9,2 m/s^2 (Fig. 6.34). As sinusóides tiveram uma duração de 2 segundos, espaçadas por 4 segundos, perfazendo um total de 30 segundos de duração do ensaio.

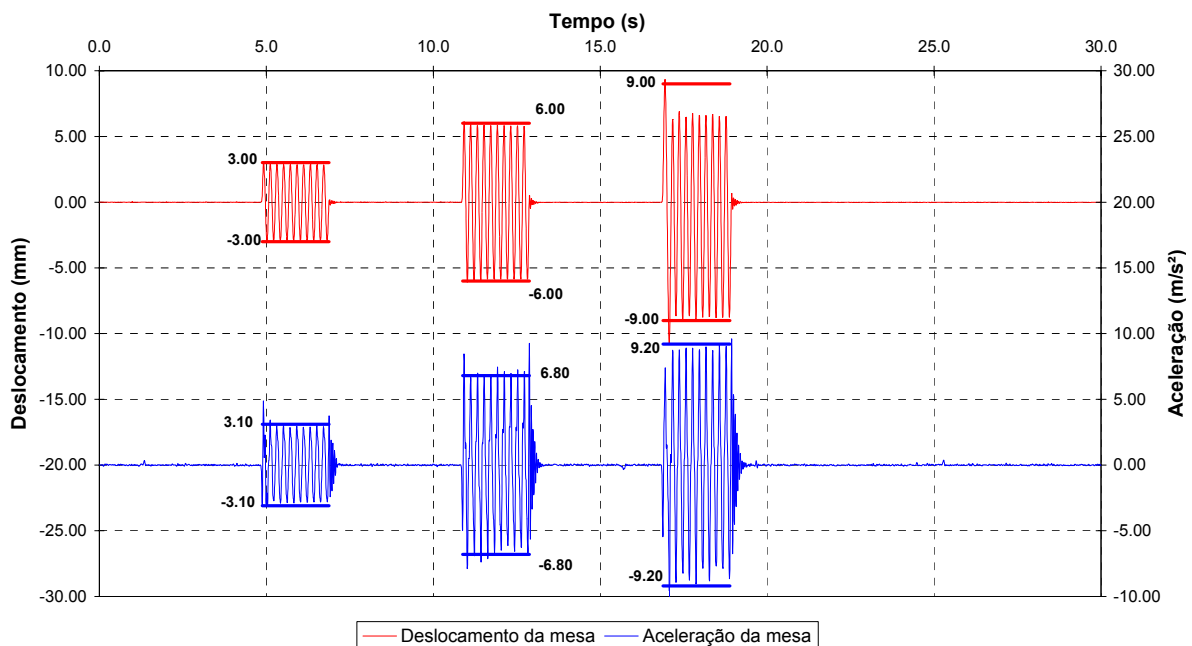


Fig. 6.34 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E-5-PP

Resultados obtidos

Na Fig. 6.35, apresenta-se a evolução dos deslocamentos registados nos pontos 1 e 2 inseridos no bloco 1, comparando-se com o deslocamento aplicado pela mesa. Após a aplicação da primeira sinusóide o modelo registou deslocamentos permanentes muito pequenos nos pontos 1 e 2, da ordem dos 0,50 mm, o que indica que o

valor da aceleração aplicada deveria estar próxima do valor de colapso. O deslizamento do modelo ocorreu durante a aplicação da segunda sinusóide, tendo-se atingido deslocamentos da ordem de 52,5 mm e 51,5 mm para os pontos 1 e 2, respectivamente. A diferença de deslocamentos registados entre os pontos 1 e 2, deve-se ao facto do modelo ter apresentado movimentos fora do plano. Durante a aplicação da terceira sinusóide o bloco atingiu deslocamentos que saíram fora do campo de medida dos deflectómetros ópticos.

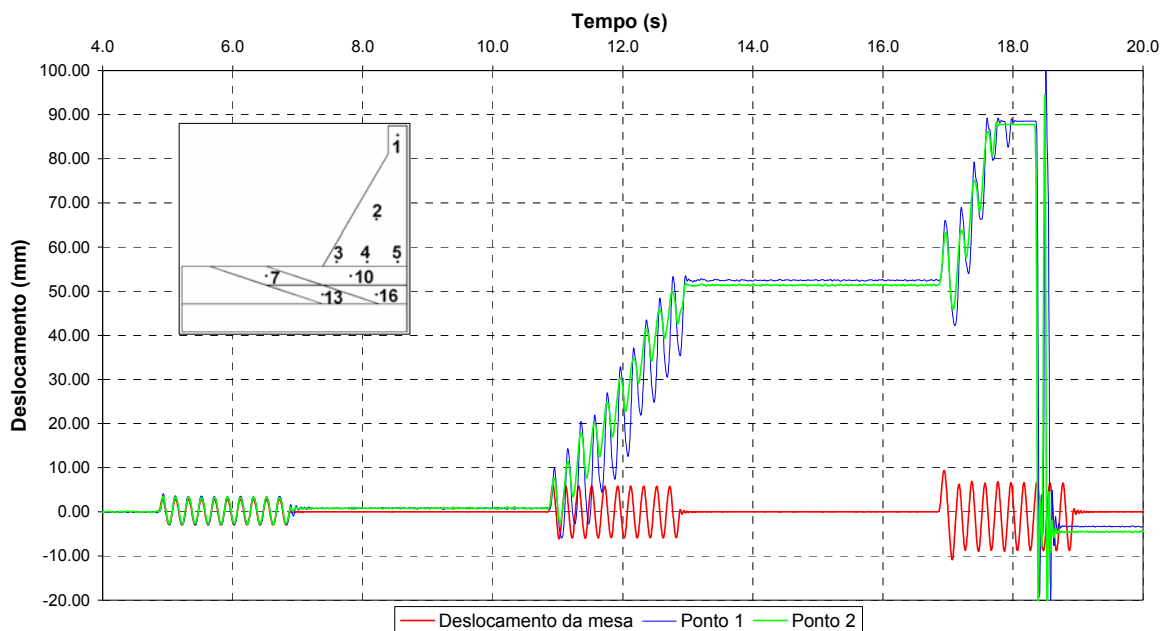


Fig. 6.35 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E-5-PP

Na Fig. 6.36, apresenta-se a evolução das acelerações registadas no ponto inserido no bloco 1, comparando-se com a aceleração aplicada pela mesa. Verifica-se que junto à superfície de deslizamento (junta H1) o valor da aceleração registada (ponto 4) é semelhante aos valores aplicados. Durante este ensaio não foi possível registar a aceleração do ponto 1 por avaria do acelerómetro. O valor mínimo da aceleração do bloco 1, que provoca o colapso do modelo, situa-se entre os valores da primeira e da segunda sinusóide, ou seja, está compreendido entre cerca de 3,1 e 6,8 m/s^2 . Através da equação (6.5) podia-se estimar o valor do ângulo de atrito da junta H1 que estaria compreendido entre 17,6° e 34,8°. As considerações efectuadas, relativamente ao ensaio anterior (E-10-PP), no que diz respeito à determinação do ângulo de atrito, são também válidas para o presente ensaio.

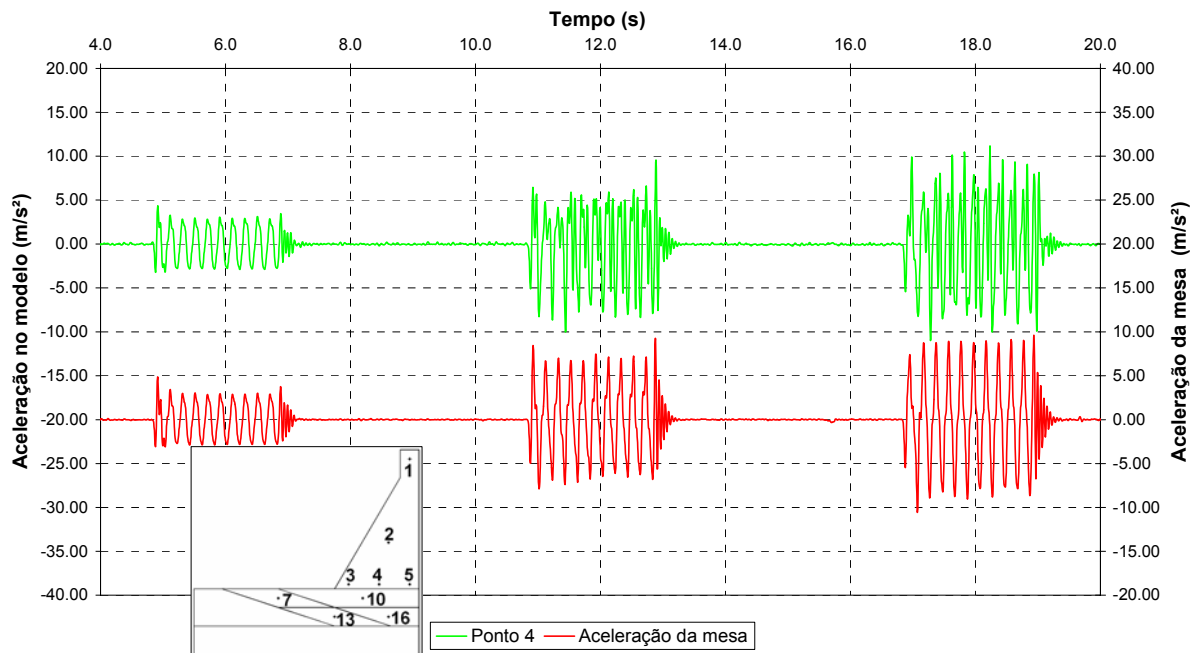


Fig. 6.36 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E-5-PP

Na Fig. 6.37, pode-se visualizar a posição final do modelo após a aplicação das três sinusóides. Tal como nos anteriores ensaios, o movimento do modelo ao longo da junta H1 (entre os blocos 1 e 2) não ocorreu segundo o eixo da mesa, tendo-se verificado deslocamentos perpendiculares ao plano em estudo (Fig. 6.37 (b)).



(a)



(b)

Fig. 6.37 – Vista geral do modelo (a) e pormenor da posição do bloco 1 (b) após o ensaio E-5-PP

6.3.3.5 - Ensaio E2-10-PH

Acções aplicadas

Foram aplicadas as acções estáticas relativas ao peso próprio e pressão hidrostática antes do início do ensaio, sendo posteriormente aplicada na fundação uma excitação sinusoidal, com uma frequência de 10 Hz.

A excitação foi simulada em deslocamentos por uma sinusóide com uma duração de 2 segundos, multiplicada por um trapézio caracterizado por um valor central unitário e ramos de transição de 20% da duração da sinusóide (0,4 segundos). Devido ao facto do deslizamento ser condicionado pelo comportamento das juntas H2 e I1, foi necessário aplicar valores de aceleração superiores aos ensaios anteriores. Assim, era desejável diminuir ao máximo a possibilidade da existência de impulso de acelerações indesejáveis, pelo que a sinusóide foi atenuada nas zonas inicial e final pelo trapézio já descrito. A sinusóide aplicada tinha uma amplitude máxima teórica de 2,0 mm, tendo-se registado na mesa o mesmo valor máximo. O valor da aceleração máxima obtida na mesa foi de cerca de $8,0 \text{ m/s}^2$ (Fig. 6.38). A duração do ensaio foi de 10 segundos.

Antes deste ensaio foi realizado outro em que se aplicou o mesmo tipo de sinal mas com um valor máximo de 1,0 mm de deslocamento, tendo-se registado um valor máximo de aceleração de $3,6 \text{ m/s}^2$. Neste ensaio não houve rotura do modelo, pelo que, se pode admitir que estes valores constituem um minorante dos valores máximos admissíveis.

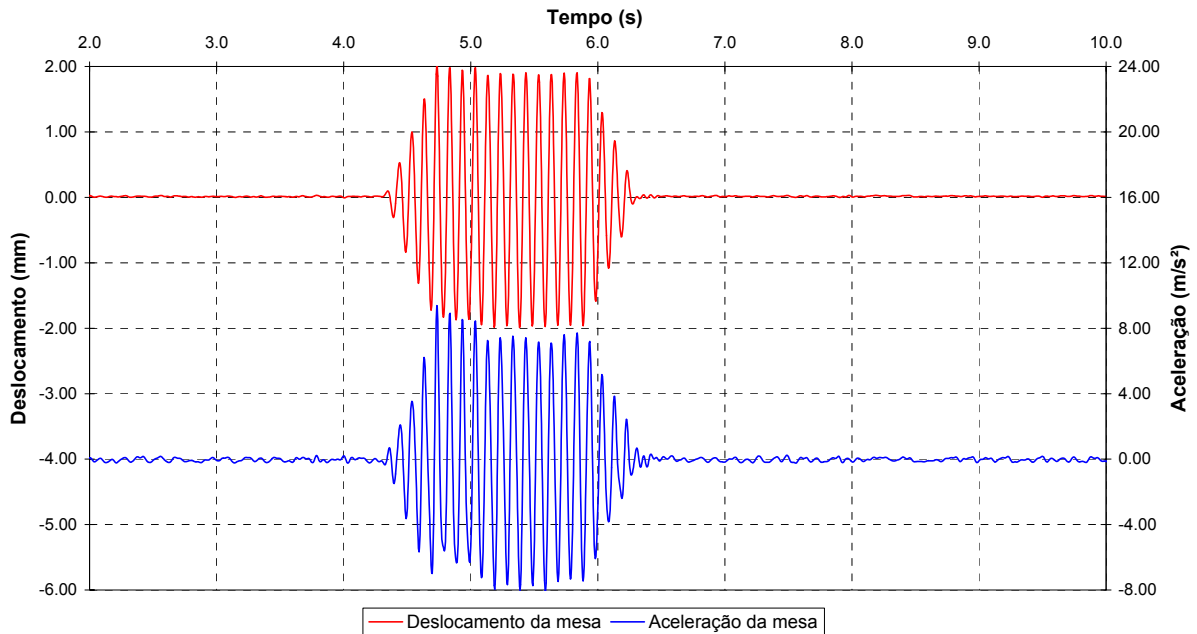


Fig. 6.38 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E2-10-PH

Resultados obtidos

Nas Fig. 6.39 e Fig. 6.40, apresenta-se a evolução dos deslocamentos horizontais e verticais respectivamente, registados nos pontos 1 e 2 inseridos no bloco 1 e do ponto 10 pertencente ao bloco 2, comparando-se com o deslocamento aplicado pela mesa. O deslizamento ocorreu ao longo das juntas H2 e I1. Devido à sua configuração, o valor dos deslocamentos horizontais e verticais são maiores junto a este conjunto de juntas. Os deslocamentos permanentes obtidos foram de cerca de 20,2, 23,8 e 25,3 mm para os pontos 1, 2 e 10 respectivamente. A evolução dos deslocamentos ao longo da aplicação da sinusóide deveria ser praticamente linear, o que não sucedeu. Este facto ficou a dever-se, ao facto dos macacos pneumáticos deixarem de aplicar a totalidade da pressão hidrostática, a partir de cerca dos 15 mm de deslocamento.

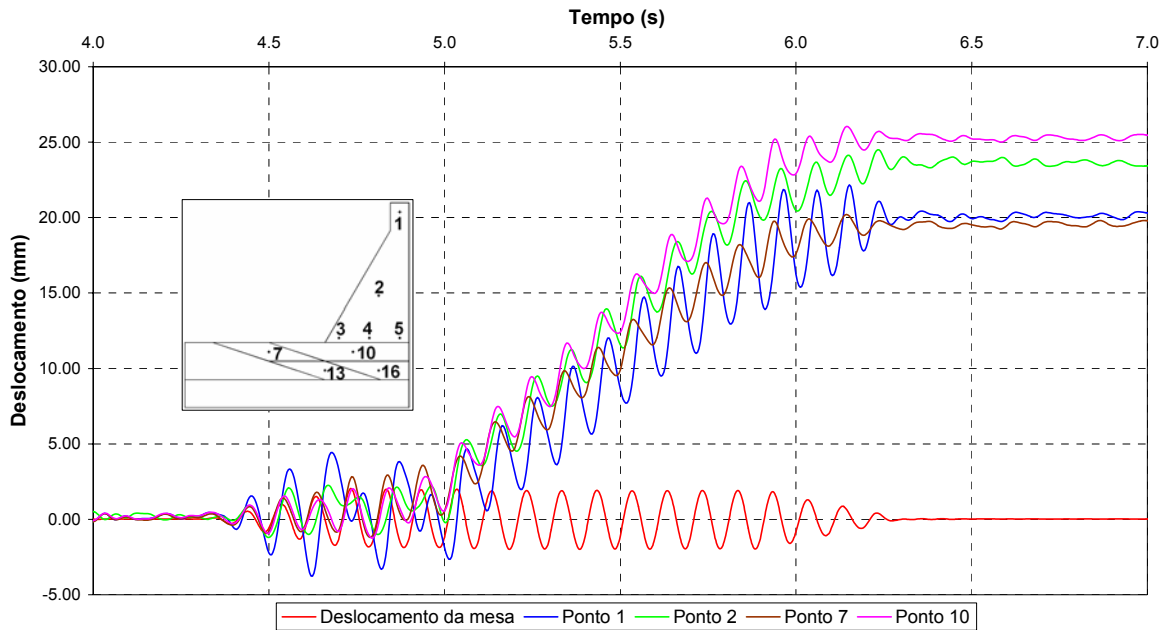


Fig. 6.39 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E2-10-PH

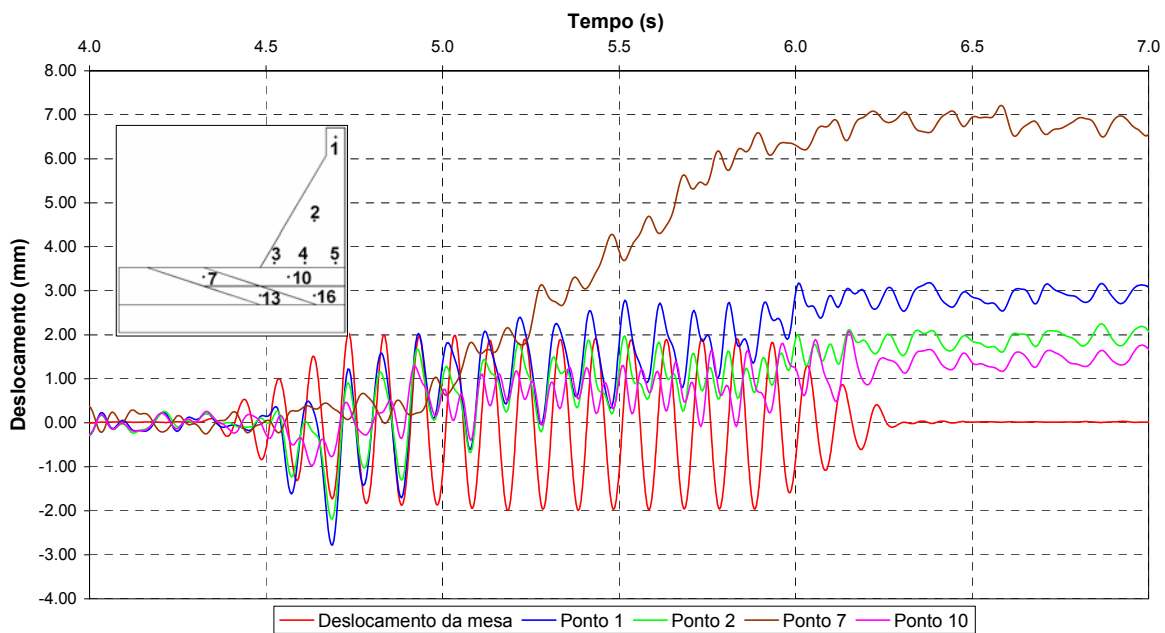


Fig. 6.40 – Evolução dos deslocamentos verticais durante o ensaio E2-10-PH

Na Fig. 6.41, apresenta-se a evolução das acelerações registadas nos pontos 1 e 4 inseridos no bloco 1, e do ponto 10 pertencente ao bloco 2, comparando-se com a aceleração aplicada pela mesa. Verifica-se que nos pontos 4 e 10 o valor da aceleração registada é ligeiramente inferior aos valores aplicados, no entanto, no coroamento do modelo (ponto 1) existe uma pequena amplificação. O valor mínimo da aceleração que

provoca o colapso do modelo situa-se entre os valores deste ensaio e do ensaio que se realizou antes, ou seja, está compreendido entre cerca de 3,6 e 8,0 m/s². Através da equação (6.6) e admitindo o valor de 38,0° para o ângulo de atrito da junta I2, pode-se determinar que o valor do ângulo de atrito da junta H2 está compreendido entre 22,5° e 48,0°.

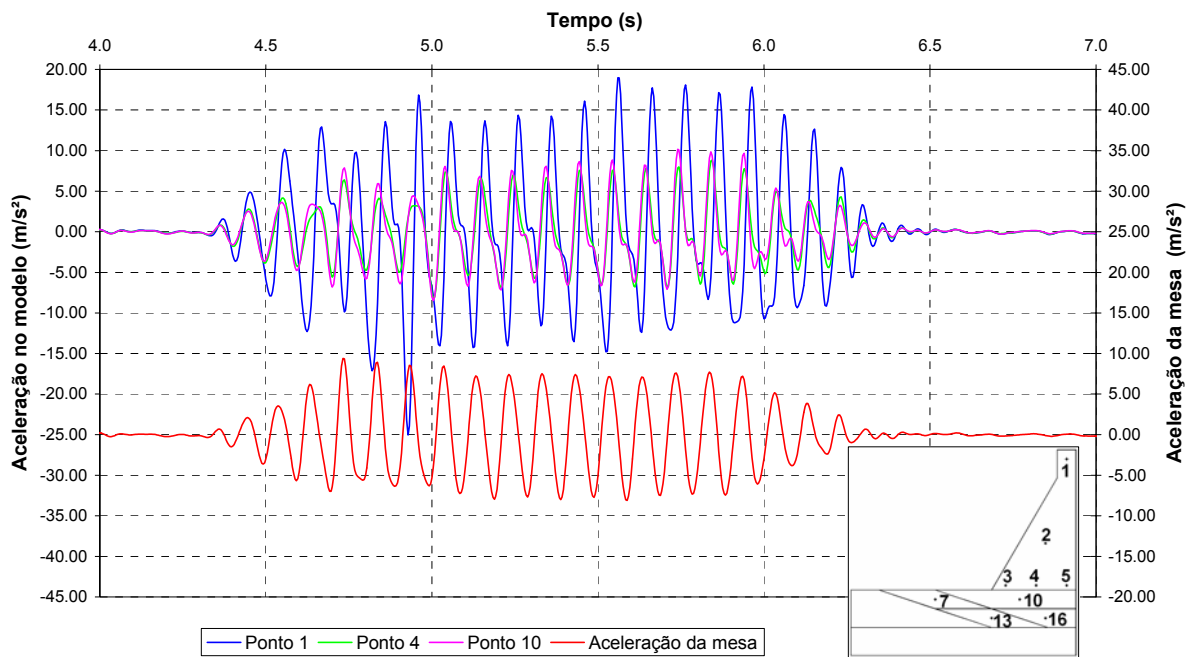


Fig. 6.41 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E2-10-PH

Na Fig. 6.42, pode-se visualizar a posição final do modelo após o ensaio, verificando-se o deslizamento ao longo das juntas H2 e I1.



Fig. 6.42 – Vista geral do modelo após o ensaio E2-10-PH

6.3.3.6 - Ensaio E2-10-SUB

Acções aplicadas

Foram aplicadas as acções estáticas relativas ao peso próprio, pressão hidrostática e sub-pressão nas juntas H2 e I1 antes do início do ensaio, sendo posteriormente aplicada na fundação uma excitação sinusoidal, com uma frequência de 10 Hz.

A sub-pressão foi aplicada a partir do interior do bloco 2, através do sistema descrito anteriormente. O valor da pressão de ar aplicada ao sistema foi de cerca de 135 KPa, tendo-se mantido constante ao longo do ensaio. Este valor de pressão só pode ser admitido à saída de cada orifício da base inferior do bloco 2, apresentando depois uma determinada degradação. Esta degradação é de difícil quantificação, no entanto, através de ensaios realizados posteriormente em que foi aplicada uma pressão de ar ao sistema do bloco 2, e foi medido o valor da força vertical total aplicada, chegou-se à conclusão que era admissível a consideração de uma pirâmide com o vértice em cada orifício, com uma base de 0,075 m e altura correspondente ao valor máximo da pressão. Devido a irregularidades existentes na junta I1, o que torna ineficaz este sistema, desprezou-se o efeito da sub-pressão nesta zona. Assim, a resultante da sub-pressão aplicada na junta H2 resulta da soma dos volumes das pirâmides em cada orifício (6.7).

$$SUB = 10 \times \left(\frac{1}{3} \times 0,075^2 \times 135,0 \right) = 2,53 \text{ kN} \quad (6.7)$$

A excitação foi simulada em deslocamentos por uma série de 3 sinusóides consecutivas com amplitudes máximas teóricas de 1,0, 2,0 e 3,0 mm, tendo-se registado na mesa amplitudes máximas semelhantes a estes valores. De forma a atenuar os impulsos de acelerações indesejáveis, as sinusóides foram multiplicadas por um trapézio idêntico ao descrito no ensaio anterior (E2-10-PH). O valor das acelerações obtidas na mesa tiveram amplitudes máximas de cerca de 4,2, 8,4 e 11,0 m/s² (Fig. 6.43). As sinusóides tiveram uma duração de 2 segundos, espaçadas por 4 segundos, perfazendo um total de 30 segundos de duração do ensaio.

Antes deste ensaio foi realizado outro em que se aplicou o mesmo tipo de sinal mas com um valor máximo de 0,1, 0,2 e 0,3 mm de deslocamento, tendo-se registado um valor máximo de aceleração de 1,2 m/s². Neste ensaio não houve rotura do

modelo, pelo que, se pode admitir que estes valores constituem um minorante dos valores máximos admissíveis.

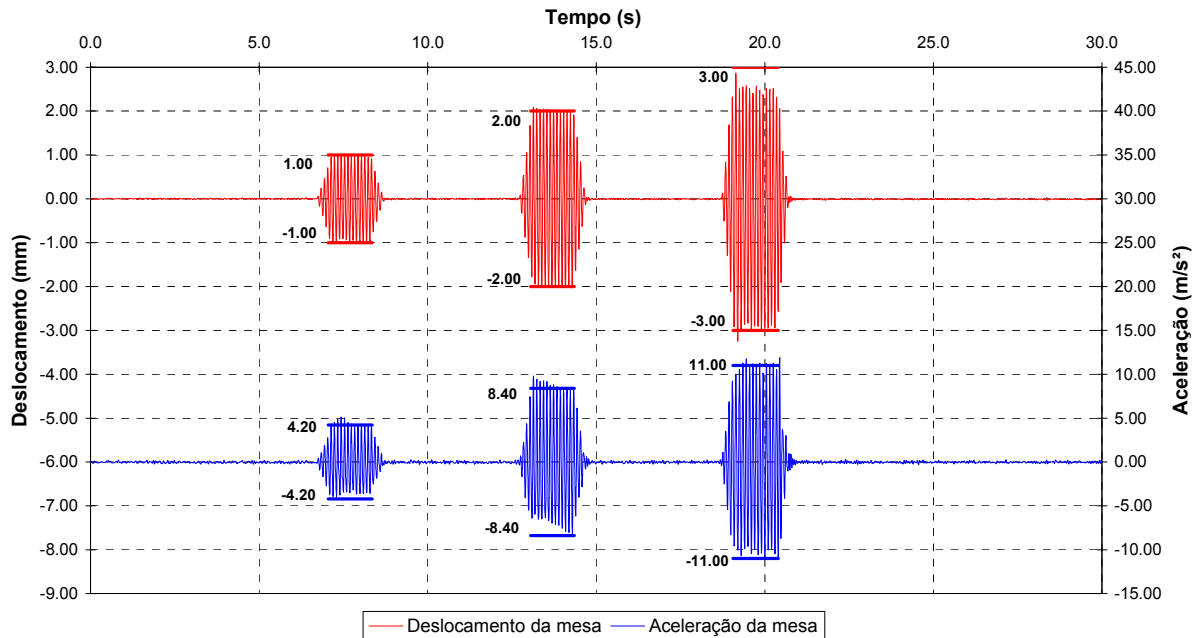


Fig. 6.43 – Acção em termos de deslocamento e aceleração registada na mesa para o ensaio E2-10-SUB

Resultados obtidos

Na Fig. 6.44, apresenta-se a evolução dos deslocamentos horizontais registados nos pontos 1 e 2, inseridos no bloco 1, e do ponto 10 pertencente ao bloco 2, comparando-se com o deslocamento aplicado pela mesa. O deslizamento ocorreu, aquando da aplicação da primeira sinusóide, ao longo das juntas H2 e I1. O valor dos deslocamentos permanentes vai decrescendo em função da distância do ponto de leitura à superfície de deslizamento. Na parte inicial da aplicação da primeira sinusóide verifica-se a existência de um deslizamento dos blocos que termina muito antes do final da sinusóide. Esta ocorrência anormal, pode-se explicar pelo facto da aceleração máxima aplicada dever estar muito próxima do valor de rotura, provocando por isso, um pequeno deslizamento dos blocos 1 e 2. No entanto, como se está muito próximo do limite os blocos obtiveram um novo estado de equilíbrio que poderá ser devido a irregularidades nas superfícies e na aplicação das acções estáticas. Os deslocamentos obtidos, nesta fase, foram cerca de 5,6, 6,7 e 6,7 mm para os pontos 1, 2 e 10 respectivamente. A partir de cerca de 25,0 mm de deslizamento, os macacos pneumáticos deixaram de aplicar a

totalidade da pressão hidrostática, sendo este facto mais evidente durante a terceira sinusóide.

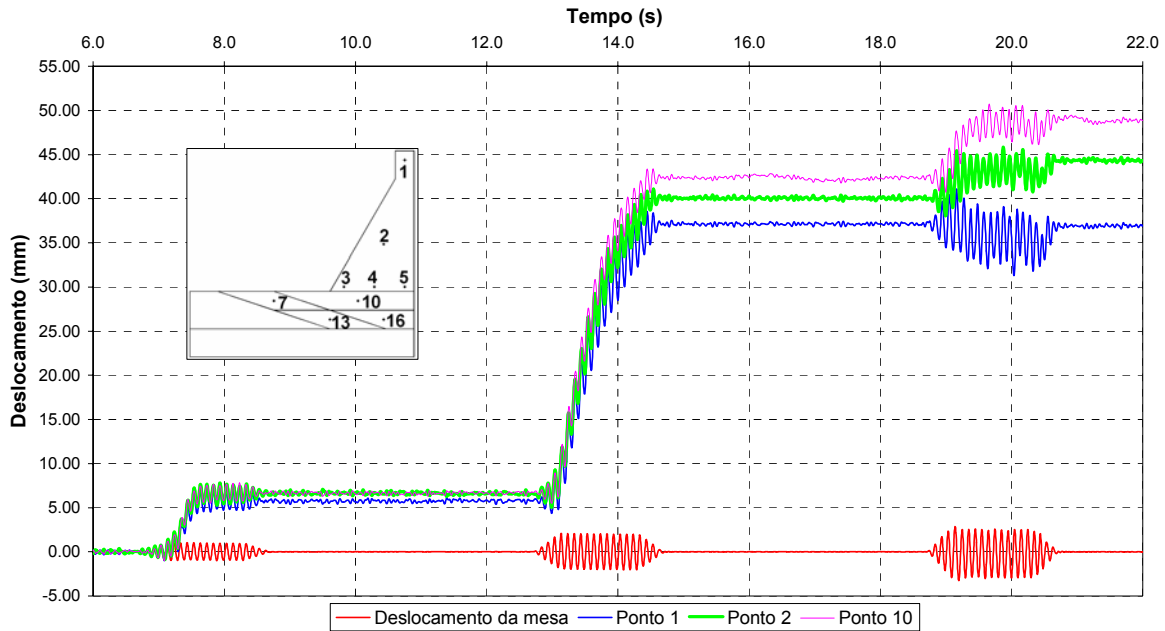


Fig. 6.44 – Evolução dos deslocamentos horizontais durante o ensaio E2-10-SUB

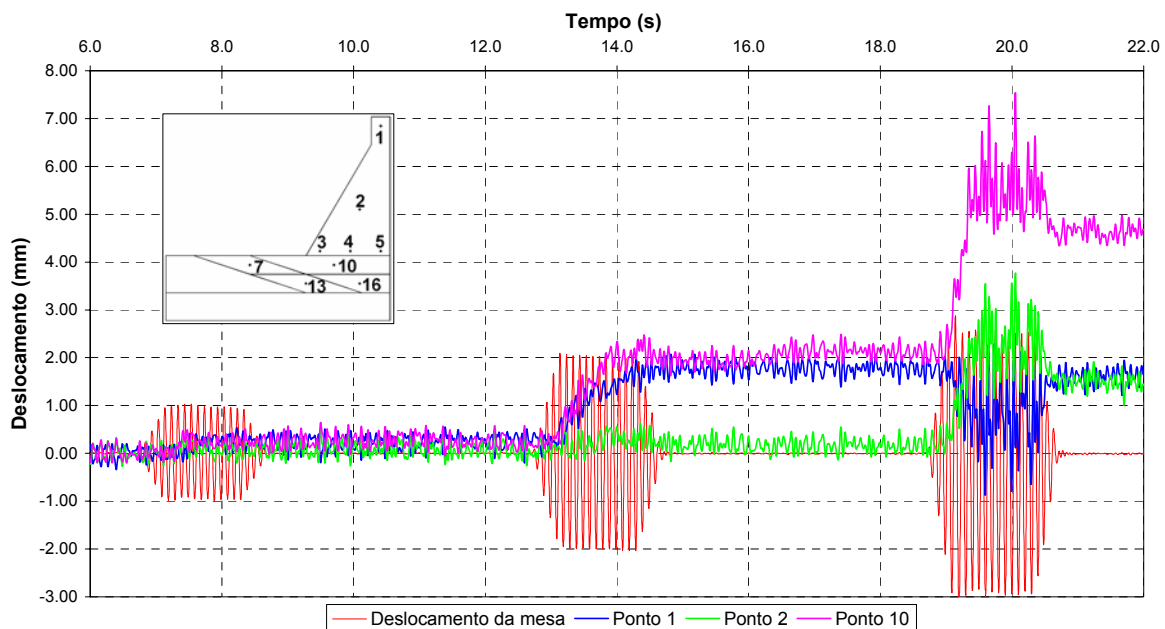


Fig. 6.45 – Evolução dos deslocamentos verticais durante o ensaio E2-10-SUB

Na Fig. 6.46, apresenta-se a evolução das acelerações registadas no ponto 4 inserido no bloco 1, e no ponto 10 pertencente ao bloco 2, comparando-se com a acele-

ração aplicada pela mesa. Durante este ensaio não foi possível registar a aceleração do ponto 1 por avaria do acelerómetro. Neste ensaio verificou-se uma situação estranha, os valores de aceleração registados no modelo foram bastante inferiores aos valores aplicados pela mesa, podendo concluir-se que a aceleração imposta não foi propagada ao longo do modelo. Assim, os valores de aceleração registados em todos os pontos do modelo foram praticamente constantes, verificando-se valores máximos de cerca de 2,5, 4,5 e 5,0 m/s^2 para as três sinusóides aplicadas. O valor mínimo da aceleração, que provoca o colapso do modelo, situa-se entre os valores deste ensaio e do ensaio que se realizou antes, ou seja, está compreendido entre cerca de 1,2 e 2,5 m/s^2 . Através da equação (6.6) e admitindo o valor de $38,0^\circ$ para o ângulo de atrito da junta I2, pode-se concluir que o valor do ângulo de atrito médio da junta H2 está compreendido entre $20,8^\circ$ e $33,5^\circ$.

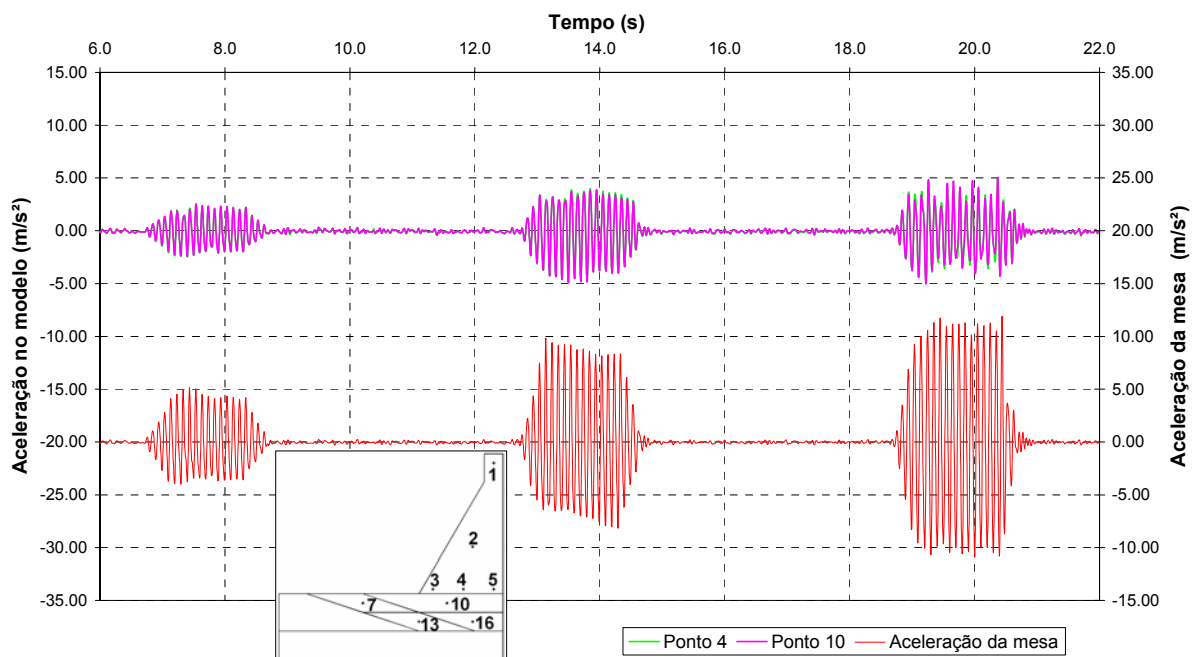


Fig. 6.46 – Evolução das acelerações horizontais durante o ensaio E2-10-SUB

Na Fig. 6.47, pode-se visualizar a posição final do modelo após a aplicação das três sinusóides. Pode-se observar que os macacos pneumáticos não se encontram em contacto com o paramento de montante, não estando por isso, a aplicar qualquer força.



Fig. 6.47 – Vista do geral do modelo após o ensaio E2-10-SUB

6.3.3.7 - Considerações finais

Os resultados obtidos nos ensaios realizados para os diferentes cenários considerados podem considerar-se satisfatórios. No entanto, surgiram alguns comportamentos anómalos que, na medida do possível deverão ser melhorados nos próximos estudos a desenvolver:

- Em alguns ensaios, o movimento dos blocos apresentou deslocamentos apreciáveis fora do plano de estudo. Esta situação poderá dever-se à incorrecta posição inicial dos blocos, ou a assimetrias nas superfícies de deslizamento. A colocação inicial dos blocos revelou-se de extrema importância, uma vez que posições incorrectas, mesmo que imperceptíveis, podem ter influência no comportamento final do modelo.
- No ensaio relativo ao cenário de aplicação da sub-pressão (E2-10-SUB) obtiveram-se valores de aceleração no modelo inferiores aos registados na mesa. Esta situação é de difícil explicação, uma vez que nos restantes ensaios não se registou diminuição dos valores de aceleração nos diferentes blocos constituintes do modelo. A única explicação plausível, poderá ser o facto da pressão de ar aplicada nas juntas H2 e I1 relativas à sub-pressão, criando uma almofada de ar, influenciando o comportamento do modelo em termos de aceleração. A criação de uma almofada de ar contendo uma cer-

ta viscosidade, influencia naturalmente a transmissão das ondas provenientes da mesa ao longo do modelo, podendo alterar a sua intensidade, no entanto, isto só justificaria a alteração das acelerações na zona do modelo acima desta almofada e não em todos os blocos como se registou.

No Quadro 6.6, apresenta-se um resumo dos resultados dos ensaios realizados, em termos do intervalo em que se encontra a aceleração de colapso para os diferentes cenários, e do valor correspondente do ângulo de atrito médio das superfícies de deslizamento.

Quadro 6.6 – Valores dos intervalos das acelerações de colapso e dos ângulos de atrito das superfícies de deslizamento

Ensaio	Acções aplicadas		Rotura	Valores do intervalo			
	Estáticas	Dinâmicas		Aceleração (m/s ²)		Ângulo de atrito (°)	
				Min.	Máx	Min.	Máx
E-10-PH	PP+PH	S 10 Hz	H1	0,35	0,70	34,5	35,2
E-5-PH	PP+PH	S 5 Hz	H1	0,29	0,53	33,1	34,3
E-10-PP	PP	S 10 Hz	H1		4,00	(1)	(1)
E-5-PP	PP	S 5 Hz	H1	3,10	6,80	(1)	(1)
E2-10-PH	PP+PH	S 10 Hz	H2, I1 e I2	3,60	8,00	22,5/38,0 ⁽²⁾	48,0/38,0 ⁽²⁾
E2-10-SUB	PP+PH+SUB	S 10 Hz	H2, I1 e I2	1,20	2,50	20,8/38,0 ⁽²⁾	33,5/38,0 ⁽²⁾
Notas:							
PP – Peso próprio; PH – Pressão hidrostática; e SUB – Sub-pressão.							
S – Sinusóide							
H1 – Junta H1; H2 – Junta H2; I1 – Junta I1; e I2 – Junta I2.							
⁽¹⁾ – Não foi possível determinar o valor do ângulo de atrito em virtude dos blocos do modelo terem entrado em “rocking”							
⁽²⁾ – Primeiro valor corresponde às juntas argamassa-argamassa (H2 e I1) e o segundo às juntas argamassa-betão (H3 e I2).							

6.4 - Modelo matemático

6.4.1 - Considerações gerais

Para uma interpretação mais pormenorizada dos resultados dos diversos ensaios, foi desenvolvido um modelo matemático, com uma discretização em elementos discretos deformáveis, resolvido com o recurso ao programa 3DEC [Itasca, 1998]. Foi efectuada uma modelação numérica do modelo experimental, tendo-se respeitado as dimensões, propriedades mecânicas e as acções aplicadas nos ensaios. Desta forma, procurou-se reproduzir numericamente os ensaios desenvolvidos, permitindo a comparação directa entre os resultados obtidos por ambos os métodos sem o recurso a relações de semelhança. Para cada ensaio foi ajustado o valor do ângulo de atrito das várias superfícies de descontinuidade que aproximasse os resultados dos dois métodos.

Para os ensaios em que a única acção estática era o peso próprio (E-10-PP e E-5-PP) não são apresentados cálculos numéricos, uma vez que, no modelo matemático adoptado não conseguiu reproduzir o efeito de “rocking” detectado no ensaio.

6.4.2 - Definição do modelo

O modelo numérico desenvolvido, constituído por blocos deformáveis, está representado na Fig. 6.48.

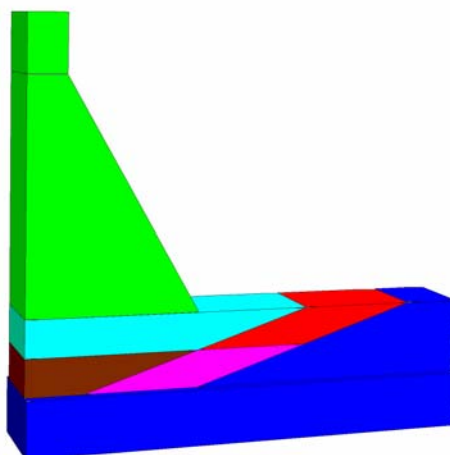


Fig. 6.48 - Modelo de elementos discretos do perfil gravidade

As propriedades mecânicas do material foram consideradas, tal como se referiu, iguais às do modelo físico, tendo sido admitido um comportamento elástico linear

com os seguintes parâmetros, estimados a partir dos resultados dos ensaios dos materiais utilizados.

Fundação continua (bloco 6)

Peso específico 20,0 kN/m³

Módulo de elasticidade 15,0 GPa

Coefficiente de Poisson 0,2

Fundação diaclasada e barragem (blocos 1 a 5)

Peso específico 17,0 kN/m³

Módulo de elasticidade 4,8 GPa

Coefficiente de Poisson 0,2

Todas as descontinuidades da fundação foram consideradas com dilatação nula, tendo sido adoptado um modelo constitutivo de Mohr-Colomb. As propriedades admitidas para as juntas tiveram por base os resultados experimentais obtidos [Muralha e Resende, 2004], para a rigidez normal e tangencial, tendo sido adoptados os seguintes valores:

Rigidez normal 10 GPa/m

Rigidez tangencial 4 GPa/m

No que diz respeito ao ângulo de atrito das superfícies foi admitido que poderia haver variação entre os diferentes ensaios realizados. Esta variação é perfeitamente aceitável, uma vez que se trata de uma série de ensaios de deslizamento efectuados sobre o mesmo modelo.

As acções foram aplicadas ao modelo numérico procurando representar as forças aplicadas no ensaio, assim:

- Pressão hidrostática – aplicação de duas forças concentradas no paramento de montante.
- Sub-pressão – aplicação de uma força uniforme na superfície superior da junta.
- Acção dinâmica – com base nos valores de deslocamentos reais da mesa sísmica depois de devidamente tratados, foi calculada numericamente a história de velocidades a aplicar ao modelo numérico de forma a reproduzir os movimentos reais da mesa.

Como foi referido num capítulo anterior, para a resolução numérica dos problemas de elementos discretos, usando o programa 3DEC, é necessário escolher o tipo de amortecimento a utilizar pelo sistema. Assim, para o caso de problemas dinâmicos é aconselhável a utilização de um amortecimento proporcional à rigidez, tendo sido admitido, neste caso, um valor de 1% para uma frequência de 10 Hz.

Os resultados dos cálculos numéricos são apresentados juntamente com a comparação efectuada com os valores obtidos nos ensaios.

6.5 - Comparação de resultados

6.5.1 - Ensaio E-10-PH

Para este cenário, foram efectuados dois cálculos admitindo ângulos de atrito das juntas de $34,7^\circ$ e $34,8^\circ$. Na Fig. 6.49 apresenta-se a comparação em termos de deslocamentos do ensaio com os valores obtidos analiticamente. São apresentados unicamente os valores do ponto 1 relativos ao cálculo numérico, uma vez que a rotura do modelo é caracterizada por um movimento de corpo rígido do bloco 1 ao longo de uma superfície horizontal, originando, por isso, valores iguais para todos os pontos do bloco. Para a terceira sinusóide verifica-se uma diferença acentuada entre os valores dos deslocamentos experimentais e analíticos. Esta diferença deve-se, tal como já referido, ao facto de, durante esta fase do ensaio, o sistema de aplicação da pressão hidrostática não ter capacidade de acompanhar os deslocamentos do bloco 1, originando uma perda significativa na aplicação das forças horizontais que simulavam esta acção e consequentemente uma diminuição no valor dos deslocamentos. Para este cenário pode-se concluir que o valor do ângulo de atrito da junta H1 está compreendido entre os valores adoptados para o modelo numérico, verificando-se uma boa concordância entre os resultados dos dois métodos.

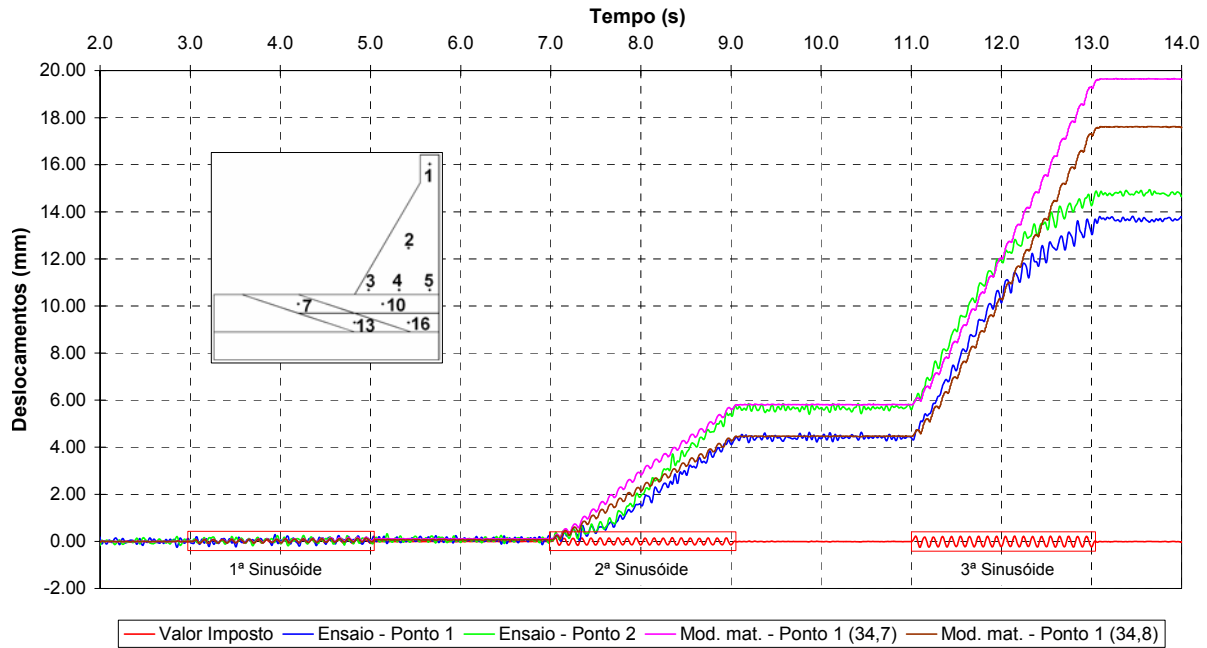


Fig. 6.49 – Comparação dos deslocamentos horizontais do ensaio E-10-PH com os valores obtidos analiticamente para duas situações ($\phi=34,7^\circ$ e $\phi=34,8^\circ$)

Para além dos deslocamentos, pode também ser avaliada a propagação da acção dinâmica, aplicada na base, ao longo do modelo. Para isso, foram comparadas as acelerações medidas em alguns pontos do modelo com as provenientes da análise numérica.

A metodologia utilizada para a simulação numérica dos ensaios desenvolvidos não calcula acelerações, pelo que a determinação destas grandezas é efectuada após à finalização do cálculo. As acelerações são determinadas derivando a história de velocidades de cada ponto. Devido ao método utilizado para a resolução numérica, as acelerações determinadas englobam componentes de alta frequência sem interesse para o estudo do comportamento estrutural do modelo. Após a obtenção da história de acelerações é aplicado um filtro passa baixo tipo Butterworth de 8 pólos com uma frequência de corte de 20 Hz (Fig. 6.21), idêntico ao utilizado no tratamento dos resultados dos ensaios. Na Fig. 6.50 é apresentado um aspecto dos resultados tipo obtidos com esta metodologia.

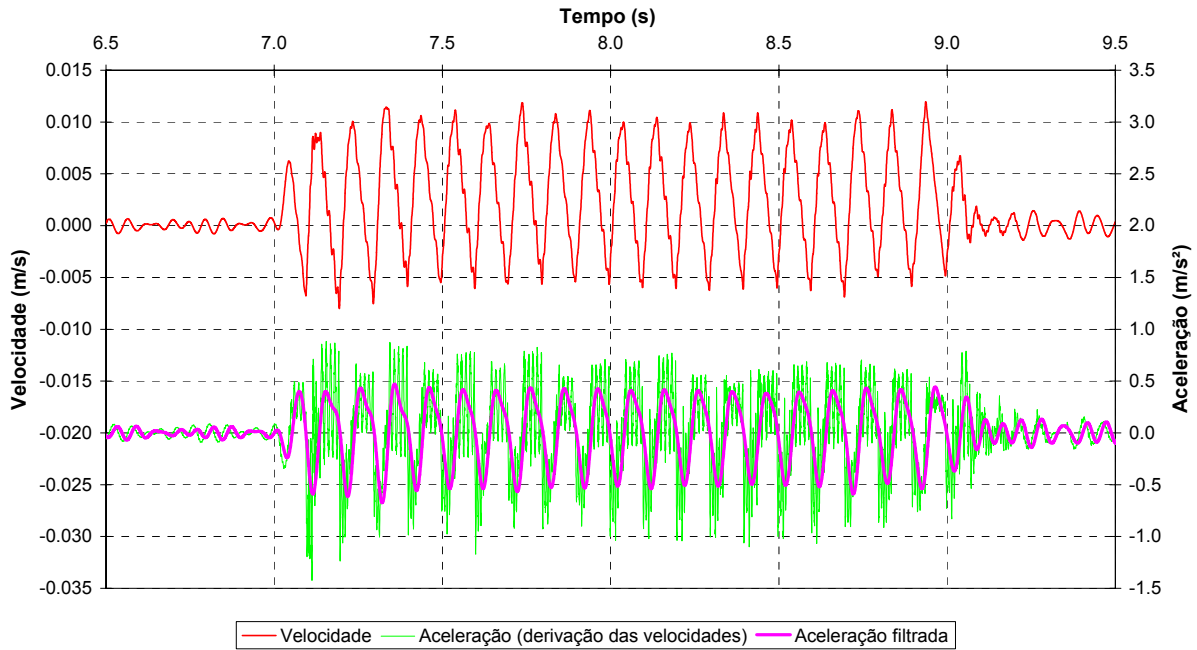


Fig. 6.50 – Valores determinados no ponto 4 na modelação numérica durante a aplicação da segunda sinusóide para o ensaio E10-PH

Nas Fig. 6.51 e Fig. 6.52 é apresentada a comparação das acelerações na base e nos pontos 1 e 4 durante a aplicação da primeira e segunda sinusóide respectivamente. Os resultados relativos à análise numérica foram obtidos, admitindo para o ângulo de atrito das juntas um valor de $34,7^\circ$. O deslizamento dos blocos só ocorreu durante a aplicação da segunda sinusóide, por isso, é natural que exista uma melhor aproximação das acelerações para a primeira sinusóide. A propagação das acelerações ao longo do modelo é condicionada unicamente pela sua deformabilidade enquanto não ocorram deslocamentos relativos entre os blocos. Esta deformabilidade é composta pelas propriedades mecânicas do material e das juntas.

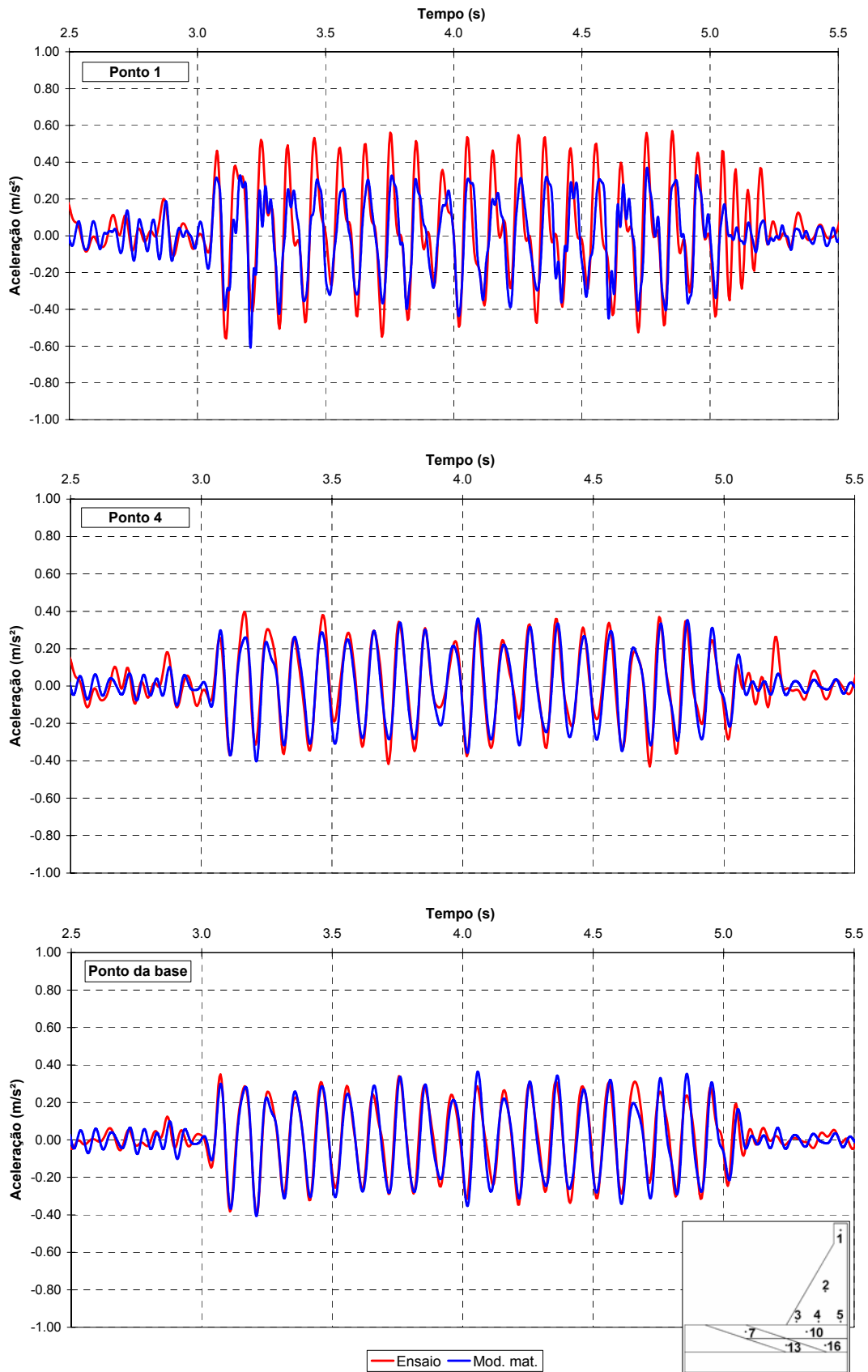


Fig. 6.51 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da primeira sinusóide do ensaio E-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,7^\circ$)

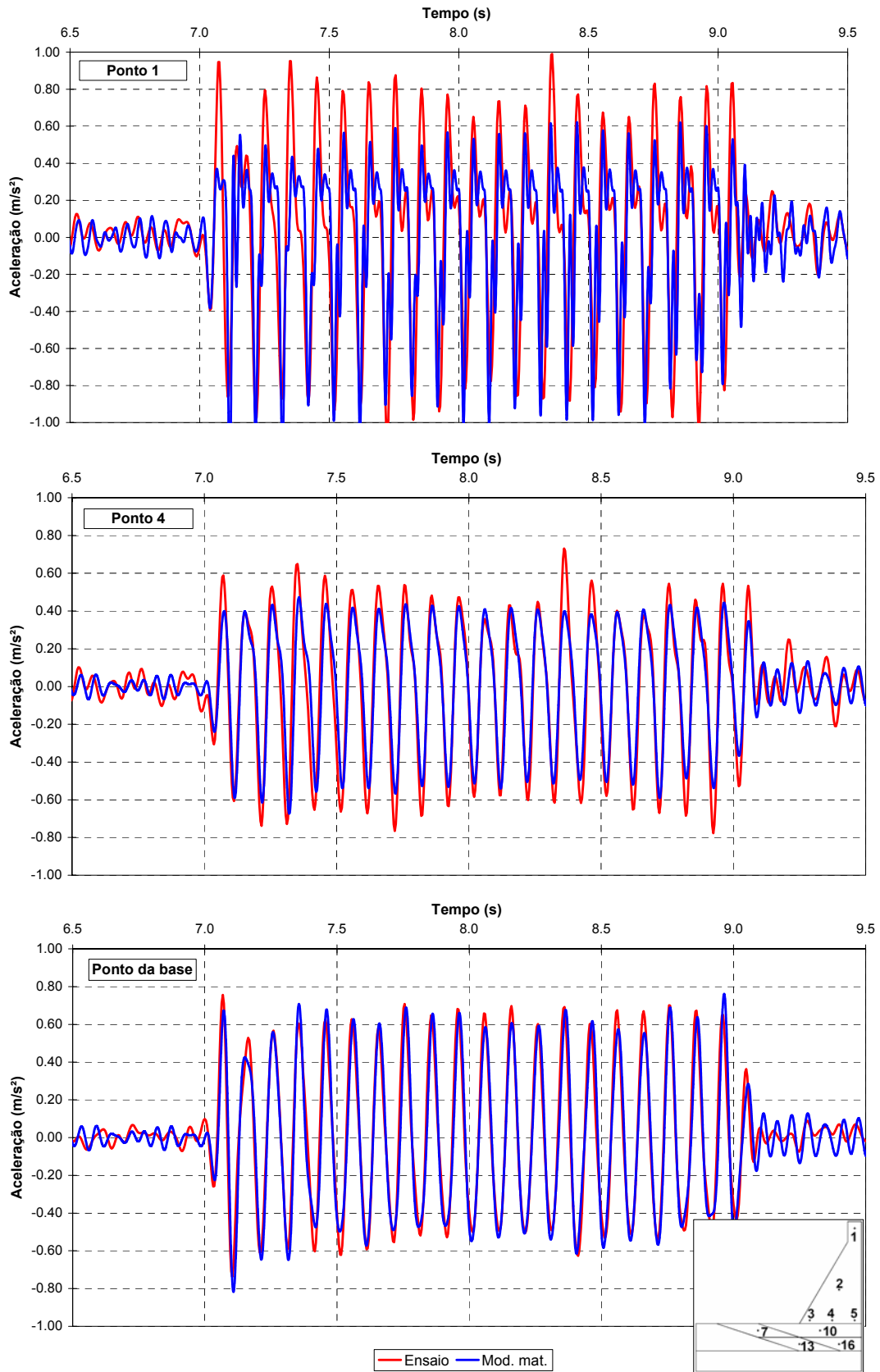


Fig. 6.52 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da segunda sinusóide do ensaio E-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,7^\circ$)

No ponto da base verifica-se que a história de acelerações imposta ao modelo numérico é semelhante à registada durante o ensaio. No ponto 4, e principalmente no ponto 1 as acelerações da análise numérica, durante a aplicação da segunda sinusóide, apresentam valores ligeiramente inferiores ao ensaio, o que se deve essencialmente a erros resultantes da discretização do modelo numérico e da metodologia utilizada para obter as acelerações.

6.5.2 - Ensaio E-5-PH

Para esta situação, foram efectuados dois cálculos, admitindo ângulos de atrito de $34,4^\circ$ e $34,5^\circ$. Na Fig. 6.53 apresenta-se a comparação em termos de deslocamentos do ensaio com os valores obtidos analiticamente. A apresentação dos resultados seguiu a mesma filosofia do ensaio anterior, representando-se unicamente os deslocamentos horizontais do ponto 1. As conclusões são semelhantes às do ensaio anterior (E-10-PH), verificando-se uma boa concordância entre os valores obtidos pelos dois métodos, sendo possível admitir que o valor do ângulo de atrito da junta H1 está compreendido entre os valores adoptados na modelação numérica.

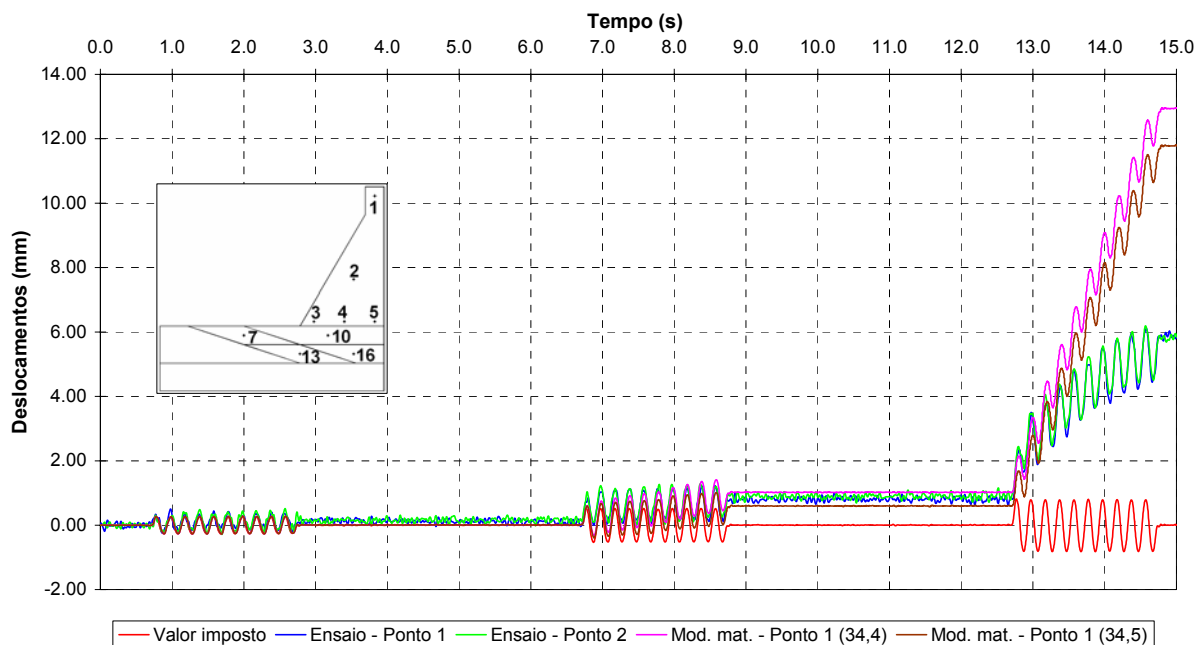


Fig. 6.53 – Comparação dos deslocamentos horizontais do ensaio E-5-PH com os valores obtidos analiticamente para duas situações ($\phi=34,4^\circ$ e $\phi=34,5^\circ$)

Nas Fig. 6.54 e Fig. 6.55 é apresentada a comparação das acelerações na base e no ponto 4 durante a aplicação da primeira e da segunda sinusóide, respectivamente, verificando-se uma boa concordância. Os valores relativos à análise numérica foram obtidos admitindo um valor do ângulo de atrito das juntas de $34,5^\circ$.

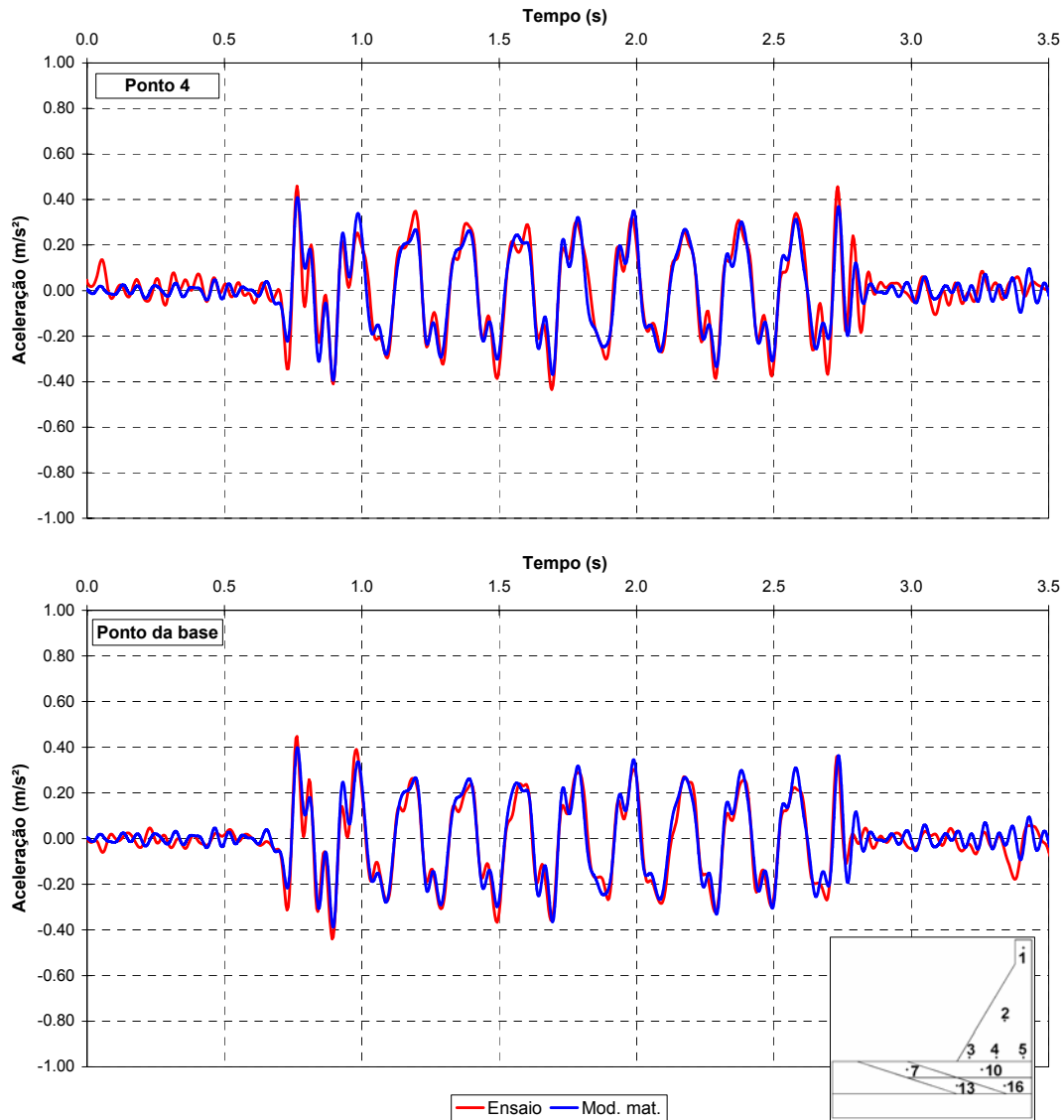


Fig. 6.54 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da primeira sinusóide do ensaio E-5-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,5^\circ$)

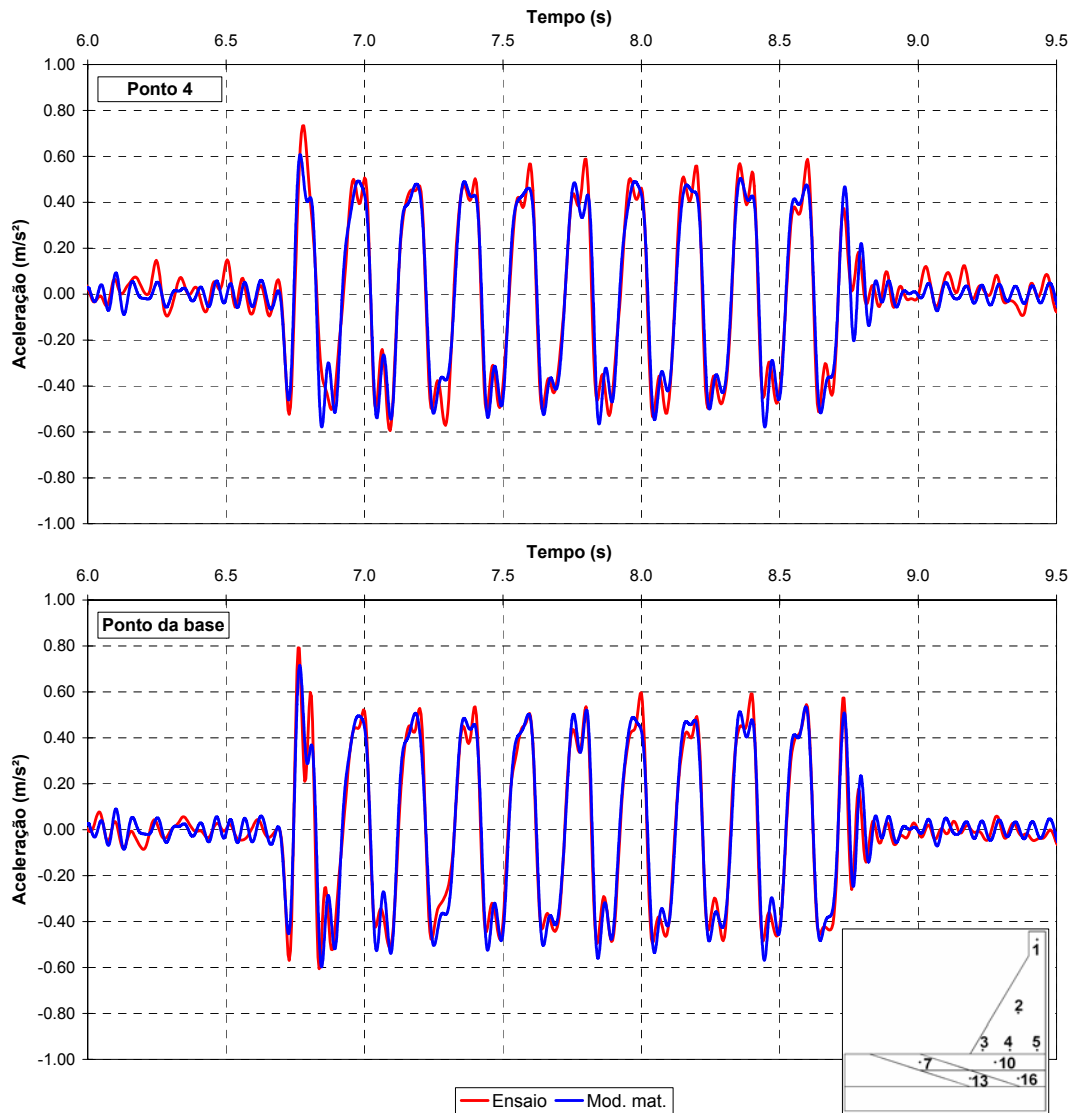


Fig. 6.55 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da segunda sinusoide do ensaio E-5-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=34,5^\circ$)

6.5.3 - Ensaio E2-10-PH

Esta análise numérica foi efectuada recorrendo a três hipóteses de parâmetros relativos às propriedades mecânicas das juntas. Assim, uma vez que existem dois tipos de juntas, argamassa-argamassa (H2 e I1) e argamassa-betão (H3 e I2) em que é possível existir deslizamento, foram admitidos valores diferentes de ângulo de atrito para cada um destes tipos.

Como os ensaios realizados sobre os provetes apontavam para uma diferença de cerca de 2 a 3 graus entre os dois tipos de superfícies e nas análises anteriores se verificou que um valor entre $34,4^\circ$ e $34,8^\circ$ para a junta H1 (argamassa-argamassa) era representativo do seu comportamento admitiu-se que o valor máximo do ângulo de atrito

das juntas argamassa-betão é de $38,0^\circ$. Para as juntas argamassa-argamassa (H2 e I1) foram considerados os valores de $30,0^\circ$, $31,0^\circ$ e $32,0^\circ$.

Na Fig. 6.56 apresenta-se a comparação em termos de deslocamentos do ponto 2 do ensaio com os valores obtidos analiticamente. Através da observação dos resultados pode-se verificar que o comportamento do modelo é do mesmo tipo para as várias hipóteses, embora o instante em que se inicia o deslizamento seja melhor representado pelo ângulo de atrito de 30° , enquanto que o deslocamento final seja inferior e próximo do que se obtêm com o ângulo de atrito de 32° .

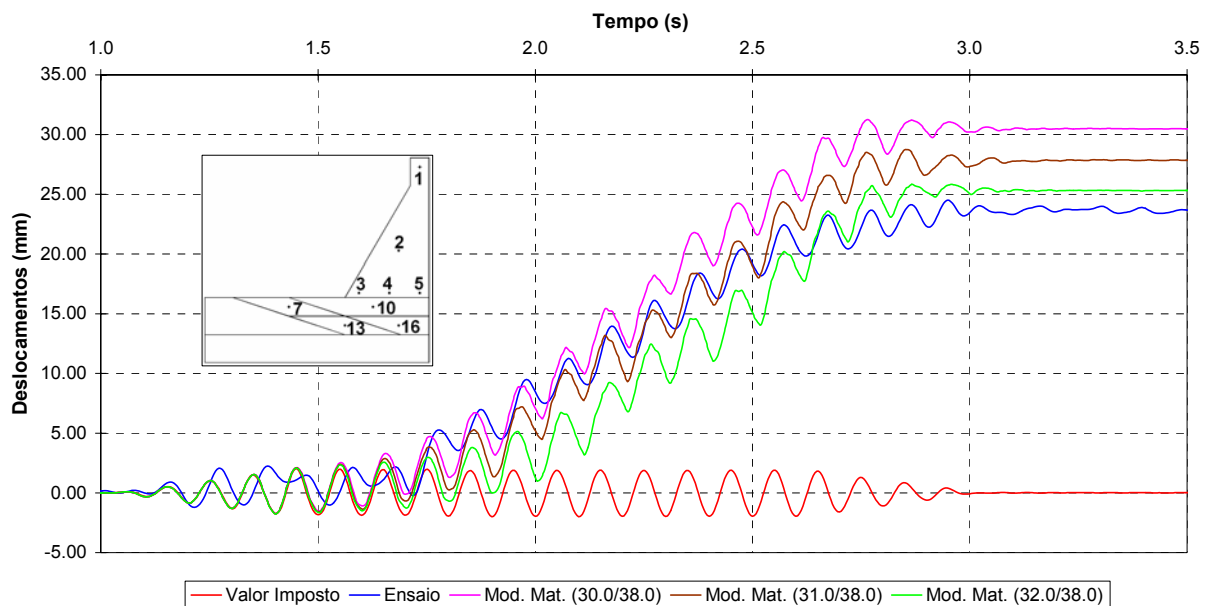


Fig. 6.56 – Comparação dos deslocamentos horizontais do ponto 2 do ensaio E2-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=30,0^\circ-38,0^\circ$, $\phi=31,0^\circ-38,0^\circ$ e $\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$)

Na Fig. 6.57 é apresentada a comparação das acelerações na base e nos pontos 1 e 4 durante a aplicação da acção dinâmica. Os valores relativos à análise numérica foram obtidos admitindo $32,0^\circ$ como valor do ângulo de atrito para as juntas argamassa-argamassa (H2 e I1), e $38,0^\circ$ para as juntas argamassa-betão (H3 e I2). As histórias de acelerações apresentadas para o ponto 1 registam diferenças acentuadas, maiores do que para os restantes ensaios. Para além das razões já enumeradas para justificar estas diferenças, existe um outro factor que neste caso pode ter alguma importância. Devido ao nível de acelerações imposto, verificou-se que os movimentos de deslizamento dos blocos do modelo foram conseguidos à custa de saltos dos blocos (“rocking”), provocando as pancadas entre os diferentes blocos, alterações no campo de acelerações do modelo, sendo mais pronunciadas nos pontos mais afastados da junta que absorve este tipo de movimentos.

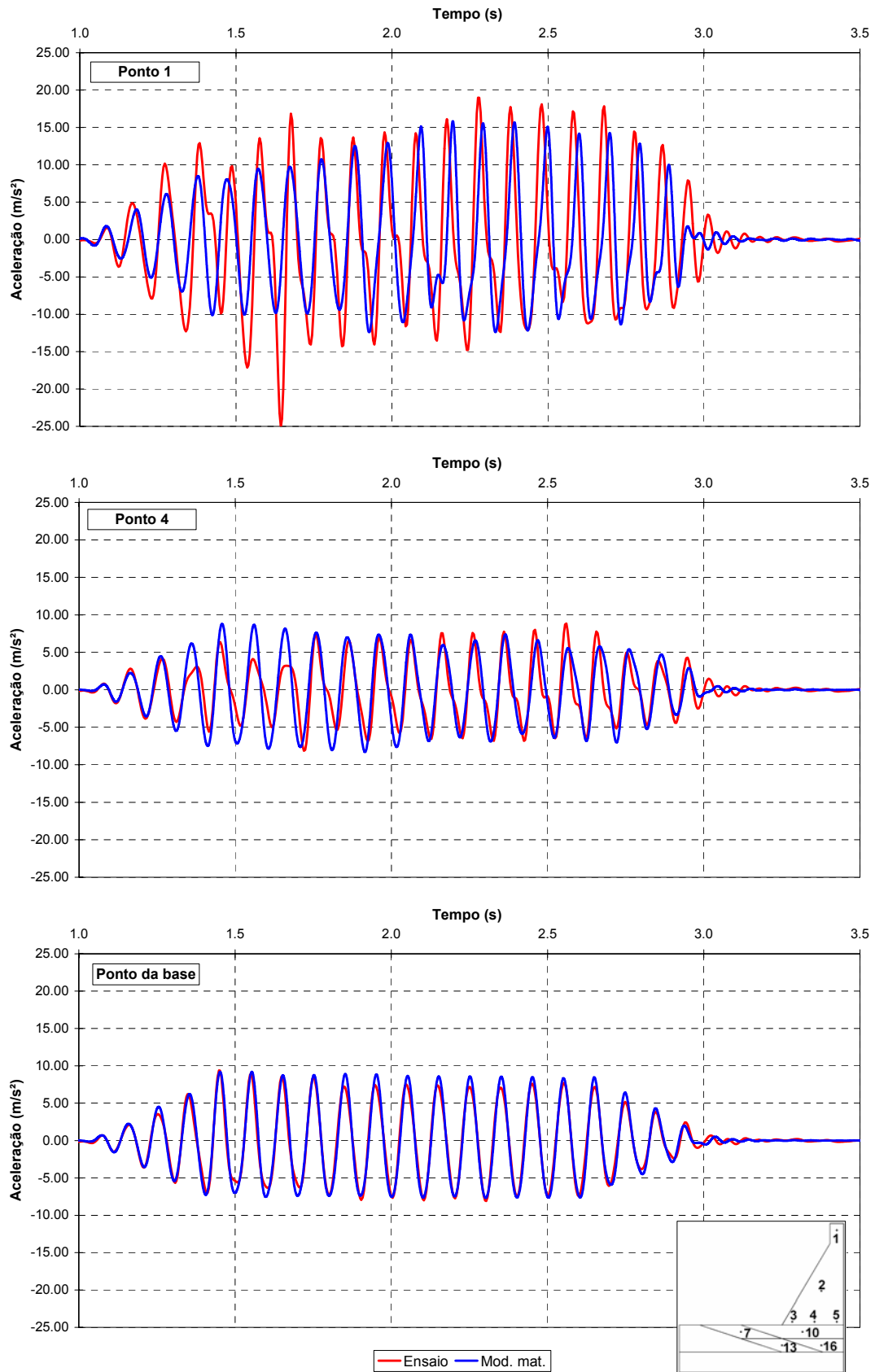


Fig. 6.57 – Comparação das acelerações horizontais do ensaio E2-10-PH com os valores obtidos analiticamente ($\phi=32,0^{\circ}$ - $38,0^{\circ}$)

6.5.4 - Ensaio E2-10-SUB

Na análise numérica realizada foram admitidas as mesmas hipóteses de propriedades mecânicas das juntas consideradas no ensaio anterior (E2-10-PH). Nas Fig. 6.58 e Fig. 6.59 apresenta-se a comparação em termos de deslocamentos dos pontos 1 e 2 do ensaio, com os valores obtidos analiticamente. As conclusões são semelhantes às apresentadas para o ensaio anterior, verificando-se uma melhor concordância inicial para a hipótese de 1 ($\phi=30,0^\circ-38,0^\circ$) e uma melhor aproximação no valor final do deslocamento para a hipótese 3 ($\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$).

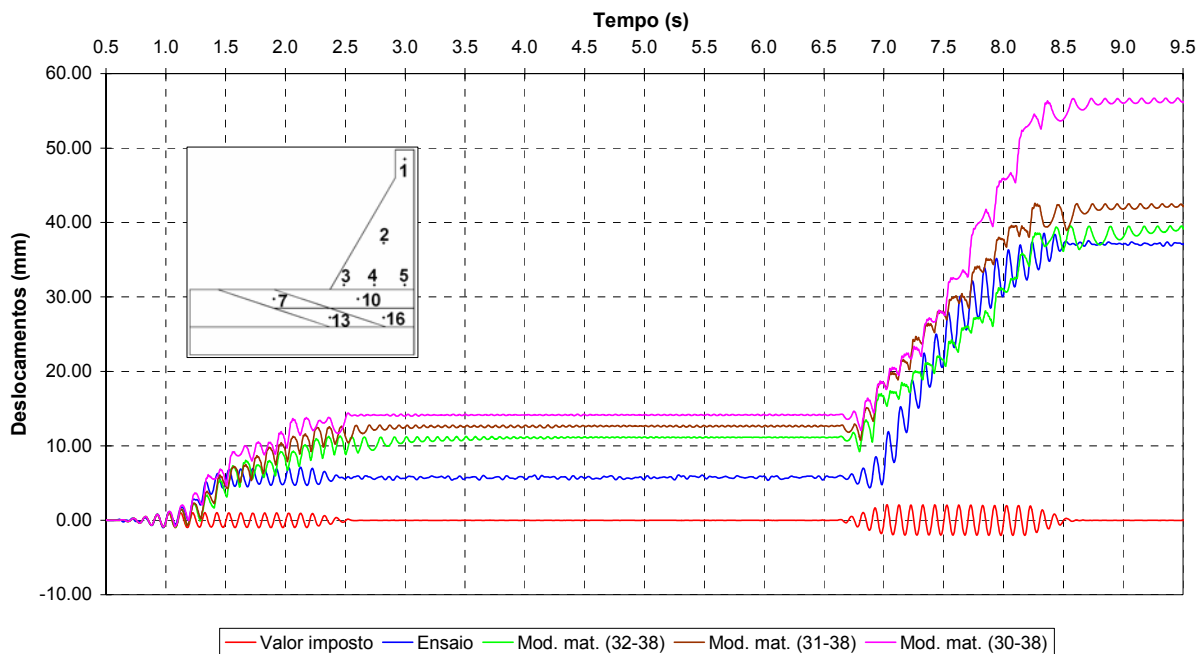


Fig. 6.58 – Comparação dos deslocamentos horizontais no ponto 1 do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=30,0^\circ-38,0^\circ$, $\phi=31,0^\circ-38,0^\circ$ e $\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$)

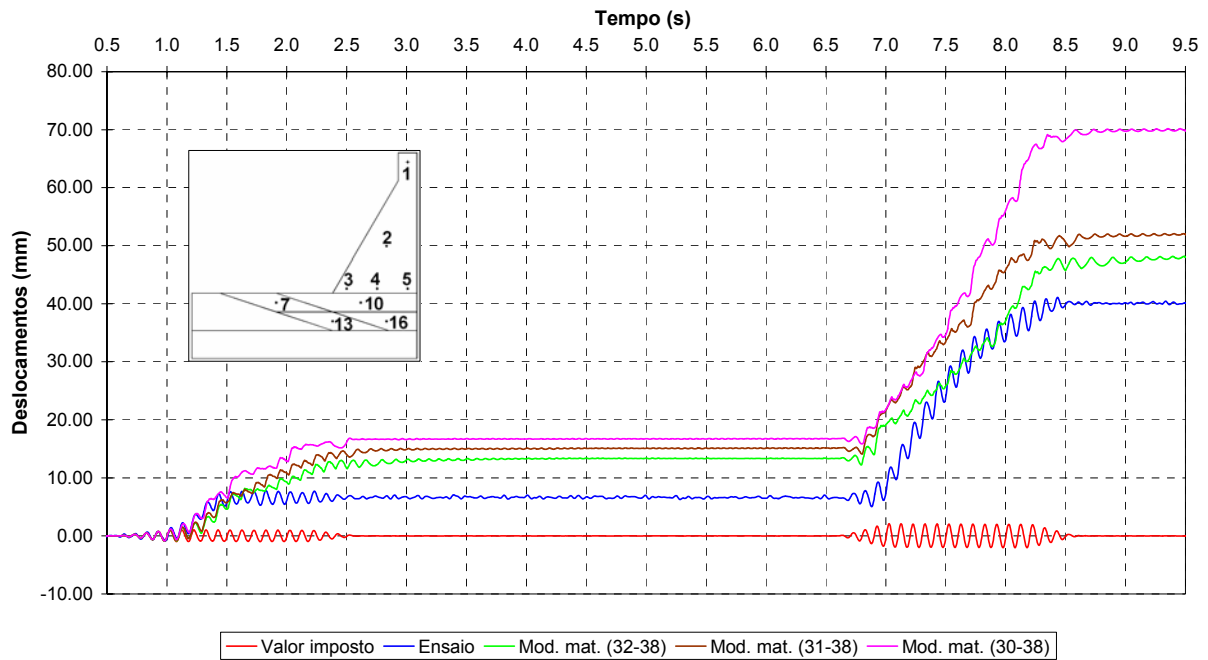


Fig. 6.59 – Comparação dos deslocamentos horizontais no ponto 2 do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=30,0^{\circ}-38,0^{\circ}$, $\phi=31,0^{\circ}-38,0^{\circ}$ e $\phi=32,0^{\circ}-38,0^{\circ}$)

Nas Fig. 6.60 e Fig. 6.61 é apresentada a comparação das acelerações na base e no ponto 4 durante a aplicação da primeira e da segunda sinusóide respectivamente. Os valores relativos à análise numérica foram obtidos admitindo para as juntas argamassa-argamassa (H2 e I1) um ângulo de atrito de $32,0^{\circ}$ e para as juntas argamassa-betão (H3 e I2) de $38,0^{\circ}$. As histórias de acelerações para o ponto 4 apresentam no modelo numérico valores superiores aos registados no ensaio. Aquando da análise de resultados deste ensaio, foi referido o facto das acelerações registadas nos blocos do modelo serem inferiores às impostas na base, devido em parte, à existência da almofada de ar na junta H2. No entanto, apesar destas diferenças de aceleração, obtiveram-se histórias de deslocamentos aceitáveis.

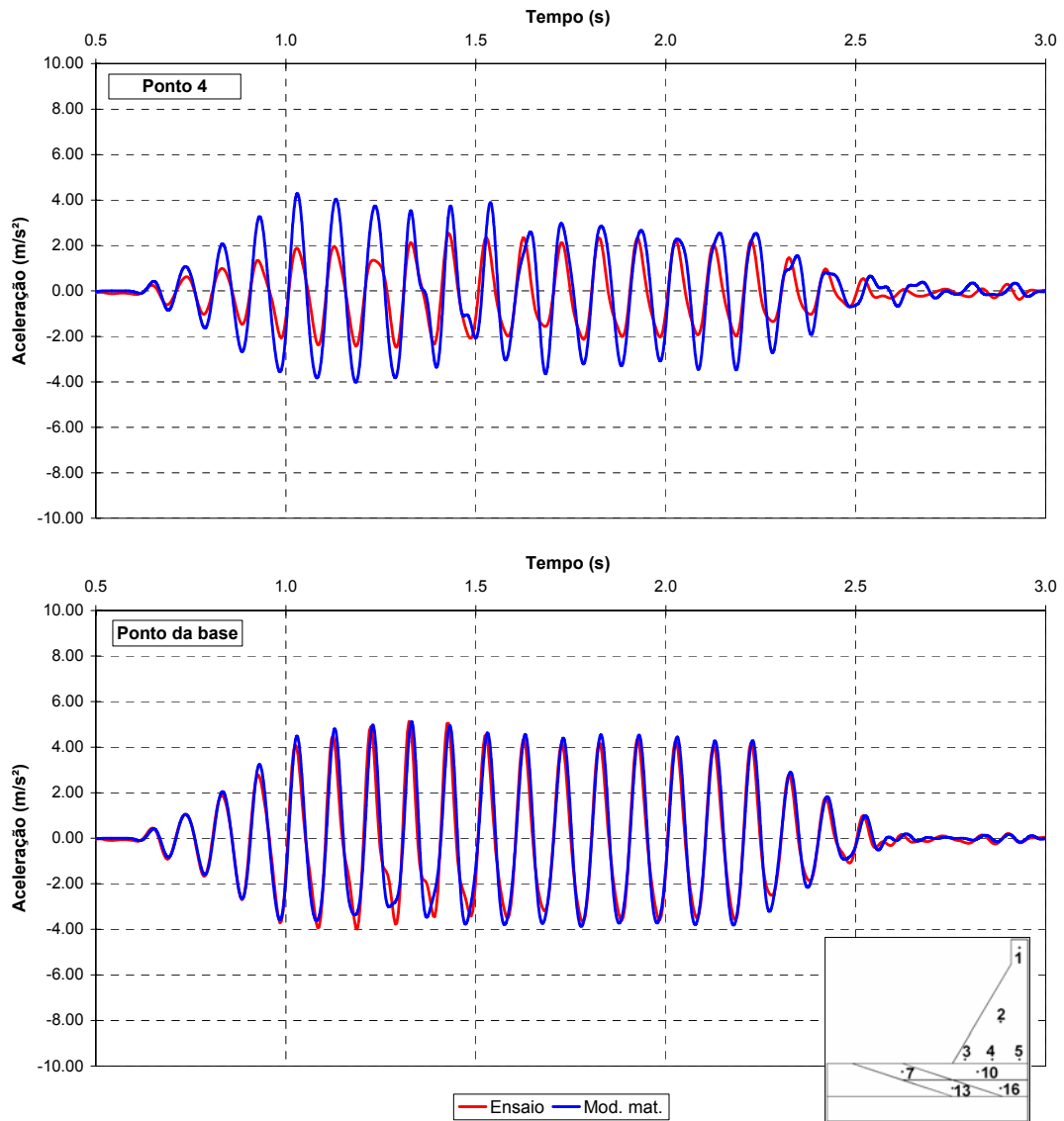


Fig. 6.60 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da primeira sinusóide do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=32,0^\circ-38,0^\circ$)

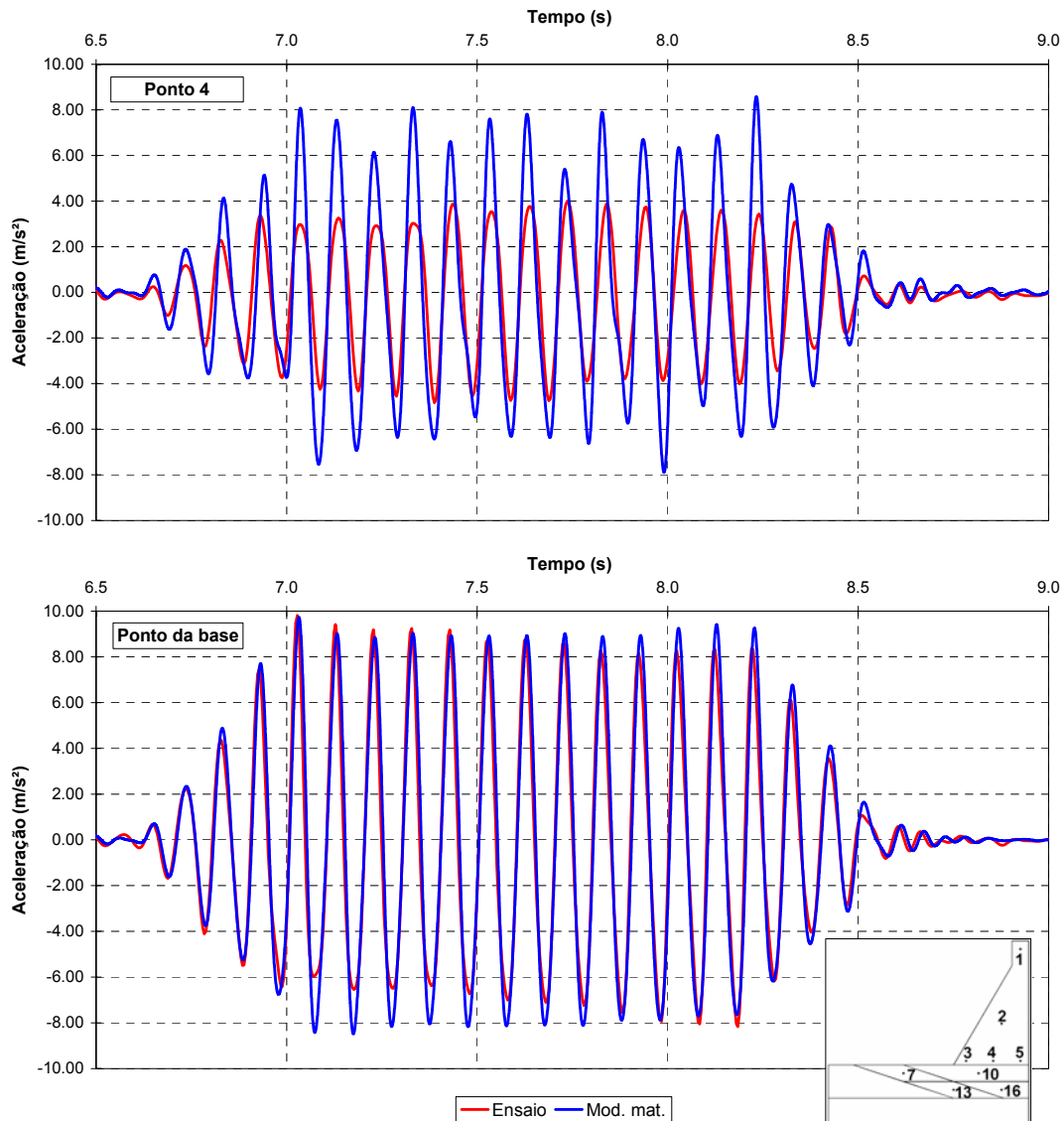


Fig. 6.61 – Comparação das acelerações horizontais durante a aplicação da segunda sinóide do ensaio E2-10-SUB com os valores obtidos analiticamente ($\phi=32,0^\circ$ - $38,0^\circ$)

6.6 - Considerações finais

Com base nas comparações efectuadas nos pontos anteriores, verifica-se que os dois métodos de análise utilizados para avaliar a segurança de uma barragem gravidade para um cenário de deslizamento ao longo da fundação para acções dinâmicas, são adequados e produziram resultados bastante satisfatórios.

No Quadro 6.7 são apresentados os valores dos ângulos dos ângulos de atrito adoptados na modelação numérica efectuada comparando com os valores do ensaio.

Quadro 6.7 – Comparação dos ângulos de atrito das superfícies de deslizamento entre a modelação numérica e experimental

Ensaio	Valores do ângulo de atrito			
	Ensaio		Modelo numérico	
	Min.	Máx	Min.	Máx
E-10-PH	35,0	36,3	34,7	34,8
E-5-PH	33,9	35,0	34,5	34,5
E2-10-PH	24,0/38,0 ⁽¹⁾	48,2/38,0 ⁽¹⁾	30,0/38,0 ⁽¹⁾	32,0/38,0 ⁽¹⁾
E2-10-SUB	24,4/38,0 ⁽¹⁾	35,2/38,0 ⁽¹⁾	30,0/38,0 ⁽¹⁾	32,0/38,0 ⁽¹⁾
Notas:				
⁽¹⁾ – Primeiro valor corresponde às juntas argamassa-argamassa (H2 e I1) e o segundo às juntas argamassa-betão (H3 e I2).				

Embora as comparações realizadas mostrem uma boa capacidade dos modelos utilizados para reproduzirem a situação de ensaio, verifica-se uma maior regularidade dos movimentos obtidos nas análises numéricas. Esta diferença de comportamento é devida essencialmente aos seguintes factores ocorridos nos ensaios experimentais:

- irregularidades existentes nas superfícies de deslizamento, fazem com que o modelo estabilize em novos estados de equilíbrio após um pequeno deslizamento, ou seja, as características mecânicas das juntas sofrem alteração em função da posição relativa entre as faces constituintes da superfície de deslizamento;
- quando se dá um movimento do modelo, as forças aplicadas tangencialmente à superfície de deslizamento não se mantêm constantes, sendo normal um pequeno decréscimo momentâneo na força, que origina um abrandamento no movimento de deslizamento; e
- o movimento de deslizamento é muitas vezes caracterizado por uma série rotações do bloco superior ao longo da superfície de deslizamento (“rocking”).

Capítulo 7 - Conclusões

7.1 - Síntese

No âmbito do controlo de segurança de barragens de betão (entenda-se por barragem o conjunto barragem-fundação-albufera) existe uma grande multidisciplinaridade de áreas em que é preciso intervir, podendo dividir-se em três grandes áreas: segurança estrutural, segurança hidráulica e operacional e segurança ambiental. Em regra, para cada uma destas áreas a avaliação da segurança pode ser efectuada considerando dois tipos de cenários, correspondendo a exigências distintas. Assim, no caso da segurança estrutural, poderão ser considerados cenários correntes, que pretendem representar as condições de funcionamento normal das estruturas, e cenários de rotura que correspondem a condições excepcionais de funcionamento. A avaliação das barragens para cenários de rotura, deverá englobar a conjugação de condições excepcionais que sejam plausíveis, como por exemplo, a majoração das acções normais, a diminuição das características mecânicas do material da barragem e ou do maciço de fundação, etc.

O estudo de cenários de rotura em barragens de betão é hoje possível utilizando modelos matemáticos bastante elaborados: modelos tridimensionais representando pormenorizadamente as características geométricas e considerando o comportamento não-linear dos materiais de forma também bastante sofisticada. No entanto, a experiência de comparação destes resultados com situações reais é muito reduzida: é pequeno o número de acidentes ocorridos e, mesmo nestes, o volume de informação disponível é reduzido. Assim, para aumentar a confiança sobre os resultados e conclusões decorrentes da análise de modelos matemáticos é importante o recurso a métodos experimentais, quer analisando os mesmos modelos e cenários de rotura, quer utilizando os modelos reduzidos como protótipos. Aliás, os resultados de ensaios de modelos reduzidos de barragens de betão têm sido frequentemente utilizados para

validar análises numéricas de cenários de rotura condicionados pela degradação do betão: o Laboratório Nacional de Engenharia Civil tem uma tradição na realização deste tipo de ensaios muito antiga, bastante anterior à capacidade dos modelos matemáticos para a realização do mesmo tipo de estudos. No entanto, as situações de acidente que têm ocorrido até hoje em barragens de betão têm sido, em geral, condicionadas pelo comportamento da fundação e, designadamente, por deslizamentos ao longo de superfícies de descontinuidade existentes no maciço rochoso de fundação, como é o caso paradigmático do acidente ocorrido na barragem de Vajont. Assim, a utilização e o aperfeiçoamento dos métodos experimentais para validar adequadamente os modelos matemáticos utilizados no estudo de cenários de rotura envolvendo a fundação, é de grande importância.

Este trabalho procurou contribuir para melhorar a capacidade de avaliação da segurança estrutural de barragens de betão envolvendo cenários de rotura pela fundação, utilizando conjuntamente métodos experimentais e métodos matemáticos. Foi especialmente direccionado para a possibilidade de ocorrência de deslizamentos na fundação, procurando tratar os dois tipos de barragens de betão mais significativos: barragens de gravidade e barragens abóbadas. Assim, foi estudado o comportamento até à rotura de uma barragem abóbada por incremento da acção da pressão hidrostática e foi avaliada a segurança estrutural de uma barragem gravidade, quando sujeita a uma acção dinâmica, para uma situação de albufeira cheia (com a pressão hidrostática no paramento e sub-pressão nas diaclases da fundação).

Para a barragem abóbada, foi desenvolvido um modelo físico geomecânico de uma barragem abóbada com reprodução da fundação diaclasada existente no maciço rochoso. Os modelos geomecânicos, permitindo uma correcta reprodução do gradiente de tensões devidas ao peso próprio, são os mais indicados para o estudo de cenários em que o comportamento dos materiais ultrapasse a fase elástica e se pretendam simular acções variáveis (mantendo o peso próprio constante). Os acidentes geológicos (diaclases e falhas) que foram reproduzidas no modelo físico tiveram por base os estudos de caracterização do maciço rochoso que foram realizados durante a fase de projecto e melhorados durante a fase de construção da barragem. Devido à impossibilidade de reproduzir no modelo físico todos os acidentes geológicos foram escolhidos os mais representativos e que pela sua configuração pudessem originar a formação de blocos no maciço de forma a provocar o deslizamento da fundação. Para a

preparação e posterior interpretação dos resultados dos ensaios foi elaborado um modelo matemático, com uma discretização mista em elementos discretos (no maciço de fundação) e elementos finitos (no corpo da barragem), tendo sido utilizado o programa 3DEC para a sua resolução. Efectivamente, os modelos de elementos discretos constituem uma ferramenta muito útil no estudo de fundações de barragens, permitindo analisar com facilidade os efeitos do diaclasamento e da existência de falhas ou outras descontinuidades de baixa resistência.

O estudo que foi desenvolvido representa o corolário da investigação realizada no LNEC ao longo dos últimos anos nesta área, sendo de destacar os melhoramentos efectuados na metodologia adoptada para o ensaio, como sejam:

- i) dimensões maiores dos blocos que simulam a fundação diaclasada, por forma a facilitar a execução do modelo e seu ensaio, sem prejuízo da boa representação dos cenários de deslizamento envolvidos;
- ii) a mistura do líquido utilizada para simular a pressão hidrostática no paramento de montante, composta por água e glicerina, demonstrou uma estabilidade bastante aceitável, quando comparada com a que vinha sendo utilizada em ensaios anteriores, garantindo a homogeneidade da solução líquida;
- iii) a solução encontrada para a reprodução de um ângulo de atrito muito baixo em superfícies de descontinuidade, de fácil execução e com características bem definidas.

Para a avaliação da segurança de barragens sujeitas a acções dinâmicas foi executado um modelo físico em argamassa de uma barragem gravidade com representação de algumas famílias de diaclases na sua fundação. O modelo foi ensaiado na mesa sísmica uniaxial do LNEC tendo sido levado à rotura por aplicação de uma acção dinâmica na base da fundação. No estudo desenvolvido foram essencialmente considerados dois cenários para aplicação da acção dinâmica, um primeiro em que foram reproduzidas durante o ensaio as acções estáticas da pressão hidrostática, e um segundo em que foi adicionada a sub-pressão numa determinada família de diaclases. Para a preparação e posterior interpretação dos resultados dos ensaios foi elaborado um modelo matemático de elementos discretos, tendo sido utilizado o programa 3DEC para a sua resolução. Um dos aspectos mais inovadores

deste estudo é a conjugação simultânea de todos os aspectos envolvidos, dos quais se podem realçar os seguintes:

- i) representação na fundação de mais do que uma família de diaclases;
- ii) aplicação da sub-pressão através de um sistema de tubagem com ar comprimido;
- iii) sistema de aplicação da pressão hidrostática, composto por macacos pneumáticos com depósitos de ar comprimido, para estabilizar a pressão nos macacos durante o decorrer do ensaio; e

Durante o desenvolvimento de todo o trabalho ficaram bem patentes as enormes vantagens da utilização conjunta de métodos numéricos e experimentais na interpretação do comportamento de barragens de betão para cenários de rotura. Se, por um lado, a validação dos resultados obtidos por via numérica recorrendo à análise experimental do mesmo modelo é de extrema importância para que haja confiança nos cálculos efectuados, por outro lado, a utilização de modelos matemáticos para interpretar alguns fenómenos particulares que podem ocorrer durante a realização de ensaios em modelos físicos mostrou-se bastante útil.

A comparação dos resultados obtidos nos dois estudos efectuados (acções estáticas e acções dinâmicas) com base em métodos experimentais e métodos matemáticos revelou-se bastante satisfatória provando que este é o caminho a seguir, tentando futuramente desenvolver, quer novas técnicas de ensaios, quer novos modelos numéricos de comportamento.

7.2 - Perspectivas futuras

A utilização de modelos físicos geomecânicos na avaliação de segurança de barragens de betão envolvendo a fundação diaclasada revelou-se bastante importante. No entanto, trata-se de ensaios com características muito particulares, com materiais de difícil manuseio e com técnicas de medição de deslocamentos e aplicação das acções com alguma especificidade.

Desta forma, parece adequado procurar desenvolver novos materiais para suprir as dificuldades encontradas durante a construção do modelo e execução do ensaio. Relativamente à grande dificuldade encontrada na medição de deslocamentos, devido ao tipo de material do modelo e das grandezas dos deslocamentos em jogo

(dezenas de μm), poderá ser ultrapassado através de um sistema de medição sem contacto com o modelo, por exemplo, através de infravermelhos.

Este trabalho demonstrou a possibilidade de realização de ensaios à rotura por deslizamento na fundação sob acções dinâmicas de uma barragem gravidade. No entanto, não foi possível ultrapassar a dificuldade de respeitar as relações de semelhança para permitir a representação correcta de uma acção sísmica actuando sobre uma barragem real. Isto só será possível, quando se puder recorrer a excitadores com capacidade de aplicar forças consideráveis com altas frequências (centenas de Hz). A continuidade deste trabalho nesta área, será a realização de ensaios semelhantes com modelos reduzidos de uma barragem abóbada, sendo, para tal, de especial importância os seguintes aspectos:

- i) desenvolvimento de técnicas para tentar reproduzir os efeitos da pressão hidrodinâmica da água da albufeira no paramento da barragem; e
- ii) desenvolvimento de materiais e técnicas de ensaio com vista à realização de um ensaio até à rotura, sobre um modelo reduzido com dimensões aceitáveis, de uma barragem abóbada.

A utilização de métodos matemáticos, para a preparação e interpretação dos ensaios que foram realizados foi essencial para o sucesso deste trabalho, pelo que estudos futuros do mesmo tipo deverão também ser potenciados pela utilização conjunta de métodos matemáticos e experimentais.

Referências bibliográficas

- Ashby, J. (1971). "*Sliding and toppling modes of failure in models and jointed rock slope*", University of London. M. Sc. Thesis, Londres.
- Azevedo, M.C.; Esteves, M.J.F.; Costa, C.P. (1988). "*The use of geomechanical physical models at LNEC*", Memória nº 731, LNEC.
- Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E. (1982). "*Set-up for determining shear behaviour of joints in model material*", International Conference on Stress Analysis, Haifa, Israel (Memória nº 596 do LNEC).
- Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E.; Costa, C.A.P. (1987). "*A utilização de modelos físicos geomecânicos no LNEC*", Memória nº 696, LNEC.
- Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E.; Costa, C.A.P. (1979). "*High density and low strength materials for geomechanical models*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models, Bergamo (Memória nº 530 do LNEC).
- Bandis, S. (1980). "*Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints*", Ph. D. thesis, University of Leeds.
- Barton, N.; Bandis, S.; Bakhtar, K. (1985) "*Strength, deformation and conductivity coupling of rock joint*", International Journal Rock Mechanics Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.22, N.3.
- Barton, N.R. (1971). "*A model study of the behaviour of steep excavated rock slopes*", Ph. D. thesis, University of London.
- Barton, N.R.; Hansteen, H. (1979). "*Very large span openings at shallow depth: deformation magnitudes from jointed models and F.E. analysis*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models, Bergamo.
- Batista, A. L. (1998). "*Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóbada*", Tese de doutoramento, IST, Lisboa.
- Baumgartner, P.; Stimpson, B. (1979). "*Development of a tiltable base friction frame for kinematic studies of caving at various depths*", Int. J. Rock Mechanics & Min. Sciences, Vol. 16.

-
- Belytschko, T.; Hughes, T. (1986). "*Computational Methods for Transient Analysis*", 1^{edn}, Elsevier, Netherlands.
- Blind, H. (1983) "*The safety of dams*", Water Power & Dam Construction, Maio, pp. 17-21.
- Borges, J.F.; Pereira, J.; Ravara, A.; Pedro, J.O. (1963). "*Seismic studies on concrete dam models*", Symposium on Concrete Dam Models, Lisboa.
- Buckingham, E. (1914). "*On physically similar systems: illustrations of the use of dimensional equations*", *The physical review*, Lancaster & Ithaca, vol. IV n° 4, pp. 345-376, Nova York.
- Buckingham, E. (1915). "*The principle of similitude, Letters to the Editor*", Nature n° 2406, vol. 96, pp. 396-397.
- Budweg, F. (1997). "*Incident and failure of dams*", 19th International Congress on Large Dams, Q.75, Florença.
- Bureau of Reclamation. <http://www.usbr.gov/>. U.S. Department of the Interior
- Capitanata. <http://www.capitanata.it/img/>.
- Carneiro, F.L. (1996) "*Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos*", Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Charles, J.A.; Tedd, P.; Wright, C.E. (1994). "*Safety Assessment and legislation for reservoir in Great Britain*", 18th International Congress on Large Dams, Q.68, pp. 1223-1235.
- Charlwood, R.G.; Solymar, Z.V. (1995). "*Long-term management of AAR-affected structures*", USCOLS 2nd International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Hydraulic Plants and Dams, Chattanooga, EUA.
- Chopra, A.K; Chakrabarti, P.,~(1971). "*The Koyna earthquake of december 11, 1967 and the performance of Koyna dam*", Report n° UCB/EERC-71-1, Earthquake Engineering Center, University of California, Berkley, EUA.
- Chen, W. F. (1982). "*Plasticity in reinforced concrete*", Ed. McGraw-Hill.
- Clough, R.W. (1960). "*The finite element method in plane stress analysis*", 2nd Conference on Electronic Computation, ASCE, Pittsburgh.
- Combelles, J. (1984). "*Do modern dam safety methods make dam safer?*", Water Power & Dam Construction, Agosto.
- Comité Brasileiro de Barragens. <http://www.cbdb.org.br/>.
- Coutinho, A. S. (1974). "*Fabrico e propriedades do betão*", Curso n° 120, LNEC.

- Coutinho, A. S.; Gonçalves, A. (1994). "*Fabrico e propriedades do betão*", LNEC. Cracking Dams. <http://www.simsience.org/cracks/index.html>.
- Cundall, P.A. (1971) "*A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*", Proc. Symp. Rock Fractures (ISRM), vol. 1 paper II-8, Nancy.
- Cundall, P.A. (1988). "*Formulation of a three-dimensional distinct element. Part I: A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks*", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 25, pp. 107-116.
- Delliou, P. (1995). "*Les barrages et le risque sismique*", Bulletin du Service Technique de l'Energie et des Grands Barrages n° 13, 3^{ème} trimestre.
- Dinis, P. C. B. (1994). "*Modelos de Comportamento dos Materiais para o Estudo à Rotura de Barragens de Betão*", Tese de doutoramento, IST, Lisboa.
- Dolcimascolo, A. (1980) "*Safety inspection of dams*", Water Power & Dam Construction, Outubro, pp. 32-37.
- Donlon, W.P.; Hall, J.P. (1991) "*Shaking table study of concrete gravity dam monoliths*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 20, pp 769-786.
- Egger, P.A. (1979). "*A new development in the base friction technique*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models, Bergamo.
- Einstein, A. (1911). "*Elementare betrachtungen uber die thermische molekularbewegungen in festen korpern*", Ann. de Physik 35, pp. 679-694, Alemanha.
- Encarta MSN. <http://encarta.msn.com/>.
- Engineering and the Good: Virtue Ethics, William Mulholland. http://coen.boisestate.edu/DHaws/module_1.htm.
- Ergunvanli, K.A.; Goodman, R.E. (1972). "*Applications of models to engineering geology for rock excavation*", Bull. Assoc. Eng. Geology, Vol. 9 n° 2.
- Exploration Technologies, Inc. <http://www.eti-geochemistry.com/gulfeg/>.
- Federal Energy Regulatory Commission (1999). "*Engineering guidelines for the evaluation of hydropower project. Chapter 11 - Arch Dams*", Division of Dam Safety and Inspections, Washington.
- Florida State University. <http://www.gly.fsu.edu/>. Department of Geological Sciences.
- Foster, P.; Campbell, G. (2000). "*Taiwan Dams*", NZSOLD Reconnaissance Report, Março.

-
- Fumagalli, E. (1978). "*Geomechanical models, Notes on the state of the art*", Pub. n° 109, ISMES. Bergamo.
- Fumagalli, E. (1979). "*Les modèles géomécaniques de fondation aux grands barrages*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models. Bergamo.
- Fumagalli, E. (1979a). "*Modelling materials for geomechanical models*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models, Bergamo.
- Gilg, B; Indermaur, W.; Matthey, F.; Pedro, J.O.; Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E. (1988). "*Power corporation of Greece – Special design of Steno arch dam in Greece in relation with possible fault movements*", XVI Congresso das Grandes Barragens, São Francisco.
- Glücklich, J. (1968). "*The effect of microcracking on time dependent deformations and the long strength of concrete*", Proc. Int. Conf. Strut. Conc., Londres, 1965. Ed. Cem. Conc. Assoc., pp 176.
- Gomes, G. B. (1999). "*Análise numérica e experimental da estabilidade de fundações de barragens de betão*", Tese de Mestrado, IST, Lisboa.
- Gomes, J.P. (1995). "*Ensaio em modelos geomecânicos de barragens de betão*", Trabalho de síntese, LNEC.
- Goodman, R.E. (1976). "*Methods of geological engineering in discontinuous rocks*", West Publishing Co. New York.
- Goodman, R.E.; Hewze, F.E.; Bureau G.J. (1972). "*On modelling techniques for the study of tunnels in jointed rock*", U.S. Symposium on Rock Mechanics. Pennsylvania.
- Griffith, A.A. (1924). "*Theory of rupture*", Proc. First. Int. Cong. Appl. Mech., pp 55, Delft.
- Grossman, N. F. (1983). "*Descontinuidades, Desenvolvimentos recentes no domínio da Mecânica das Rochas*", LNEC, Lisboa.
- Gruetter, F.E.; Schnitter, N.J. (1982). "*Analytical risk assessment for dams*", 14th International Congress on Large Dams, Q.52, R.39, Rio de Janeiro.
- Harris, D.W. (2002). "*Investigation of the failure modes of concrete dams - physical models test*", Report n° DSO-02-02, Bureau of Reclamation, Denver, EUA.
- Hart, R.D.; Cundall, P.A., Lemos, J.V. (1988) "*Formulation of a three-dimensional distinct element. Part II: Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks*", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 25, pp. 117-125.

- Hansen, K.D.; Roehm, R. H. (1979). "*The response of concrete dams to earthquakes*", Water Power & Dam Construction, Vol. 31, n° 4, pp 28-31.
- Hendron, A.J.; Patton, F.D. (1985). "*The Vajont Slide, a Geotechnical Analysis Based on New Geologic Observations of the Failure Surface*", U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- Hobbs, D.N.; Pomeroy, C.D.; Newman, J.B. (1977). "*Design stresses for concrete structures subject to multi-axial stresses*", The Strct. Eng., vol. 55, n° 4, pp 151.
- Hobbs, D.W. (1990). "*Cracking and expansion due to alkali-silica reaction: it's effects on concrete*", Structural Engineering Review, pp. 65-79.
- Hofmann, H. (1974). "*On the behaviour of regularly jointed rock slopes during deformation and rupture*", Rock Mechanics, Sup. 3.
- Horyna, T.; Ventura, C. E.; Foschi, R. O.; Fan, B. H. (1998). "*Shake table studies of sliding of a concrete gravity dam model*", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- Hughes, B.P.; Ash, J.E. (1970). "*Anisotropy and failure. Criteria for concrete*". Matériaux et Constructions, Nov-Dec.
- ICOLD (1974). "*Lessons from dam incidents*", International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1983). "*Deterioration of Dams and Reservoirs. Examples and their analysis, Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs*", International Commission on Large Dams, Paris.
- ICOLD (1987). "*Dam safety guidelines*", International Commission on Large Dams, Bulletin n° 59, Paris.
- ICOLD (1994). "*Ageing of dams and appurtenant works*", International Commission on Large Dams, Bulletin n° 93, Paris.
- ICOLD (1995). "*Dams Failures. Statistical Analysis*", International Commission on Large Dams, Bulletin n° 94, Paris.
- ICOLD (1998). "*Dams less than 30 m high*", International Commission on Large Dams, Bulletin n° 109, Paris.
- ICOLD (2001). "*Nonstructural risk reduction measures. Benefits and costs for dams*", International Commission on Large Dams, Bulletin E02, Paris.
- Il Disastro di Molare. <http://www.molare.net/>.
- Il disastro del Vajont. <http://www.setificio.com/allievi/vajont/>.

-
- ITASCA (1998). "*3DEC, 3-Dimensional Distinct Element Code*", Version 2.0, User's Manual, Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Jing, L.; Nordlund, E.; Stephansson, O. (1992). "*An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints*", International Journal Rock Mechanics Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 29, nº 5.
- Kameda, N.; Esaki, T.; Nishida, T.; Kimura, T. (1987). "*Prediction of the behaviour of roof cavities in discontinuous bedded rock using the new base friction technique*", U.S. Symposium on Rock Mechanics, Tucson.
- Labuz, J.; Shah, S.; Dowding, C. (1985). "*Experimental analysis of crack propagation in granite*" International Journal Rock Mechanics Min. Sci. & Geomech, vol. 22, nº 2, pp. 809-815.
- Langof, Z. (1979). "*Methodologie des methodes et des essais sur modèle appliquée dans un tunnel situé dans un milieu discontinue*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models, Bergamo.
- Lebreton, A. (1985). "*Les ruptures et accidents graves de barrages de 1964 à 1983*", La Houille Blanche, nº 6/7, pp. 52-77.
- Lemos, J.V. (1989). "*O método dos elementos discretos no estudo de maciços rochosos*", Tese para Especialista, LNEC.
- Lemos, J.V. (1990). "*A comparison of numerical models of a block medium*", Proc. Int. Conf. on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna.
- Lemos, J.V. (1995a). "*Assessment of the ultimate load of a masonry arch using discrete elements*", Computer Methods in Structural Masonry, vol. 3, pp. 294-302, Eds Pande & Middleton, Books & Journals Int..
- Lemos, J.V. (1995b). "*Metodologias para a detecção e actualização de contactos em modelos de elementos discretos*", IV Encontro Nacional de Mecânica Computacional, vol. 1, pp. 61-72, Lisboa.
- Lemos, J. V. (1996). "*Modelling of arch dams on jointed rock foundations*", Prediction and Performance in Rock Mechanics and Rock Engineering, EUROCK '96, vol 1, pp. 519-526, Torino.
- Lemos, J.V. (1997). "*Discrete element modeling of historical structures*", Proc. Int. Conf. New Technologies in Structural Engineering, vol. 2, pp. 1099-1106, Lisboa.

- Lemos, J.V. (1998). "*Development of an arch dam analysis module for the program 3DEC*, relatório 316/98, LNEC.
- Lemos, J.V. (1999). "*Discrete element analysis of dam foundations*", Distinct Element Modelling in Geomechanics (Eds. Sharma, Saxena & Woods), Balkema, Rotterdam.
- Lemos, J.V. (2001). "*Modelling and Failure Analysis in Rock Engineering*", LNEC.
- Lempière, F. (1993). "*Dams that have failed by flowding: analysis of 70 failures*", Water Power & Dam Construction, set-out, pp. 19-24.
- LNEC (1974). "*Estudo experimental, em modelos geomecânicos, das fundações da margem direita da barragem de Cambambe*", 1º Relatório. Lisboa.
- LNEC (1982). "*Técnicas de ensaio dos painéis da Central de Asco Segundo a norma IEEE-344-1971*", Lisboa.
- LNEC (1998). "*Simulador sísmico uniaxial. Descrição e operação*", Lisboa.
- Londe, P. (1987). "*The Malpasset Dam Failure*", Proceedings of the International Workshop on Dam Failures, Leonards.
- Madabhushi, S. P. G. (1998). "*Centrifugal modeling of dams subjected to earthquake induced hydro-dynamic pressures*", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- Mark, C. (1982). "*A physical model study of coal mine roof using the base friction technique*", M. Sc. Thesis. The Pennsylvania State University.
- Mazars, J. (1991). "*Damage models for concrete and their usefulness for seismic loadings, Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*", Ed. J. Donea and P. M. Jones, Brussels and Luxembourg.
- Mesnager, A. (1923). "*Matériaux de construction*", vol. 1, "Pierres", pp. 122, Paris.
- Müller, L. (1968). "*New considerations on Vajont slide*", Rock Mechanics and Engineering Geology, Vol. VI/1-2.
- Müller, L.; Hofmann; H. (1970). "*Selection, compilation and assessment of geological data for the slope problems*", Proc. Open Pit Miningin Symposium. Johannesburg.
- Muller-Salzburg, L. (1987). "*The Vajont Catastrophe - A Personal Review, Dam Failures*", Proceedings of the International Workshop on Dam Failures, Leonards, G.A..

-
- Muralha, J. (1995). "*Abordagem probabilística do comportamento mecânico de descontinuidades de maciços rochosos*", Tese de Doutoramento, IST, Lisboa.
- Muralha, J.; Resende, R. (2003) "*Ensaio de descontinuidades para modelos físicos geomecânicos*", Relatório 342/03, LNEC.
- Muralha, J.; Resende, R. (2004) "*Ensaio de juntas de argamassa e betão leve para modelos físicos de barragens submetidos a acções dinâmicas*", Relatório 48/04, LNEC, Lisboa.
- Niwa, A.; Clough, R.W. (1980). "*Shaking table research on concrete dam models*", Report nº UCB/EERC-80-05, Earthquake Engineering Center, University of California, Berkley, EUA.
- Neiva, J.M.C.; Matos, D.S.; Lima, C.; Ferreira, F. (1987). *Geologia e geotecnia do local da barragem do Alqueva no Rio Guadiana*.
- Oberti, F.G.; Lauletta, E. (1967). "*Structural models for the study of dam earthquake resistance*", 9th International Congress on Large Dams, Q.35, R26, pp 431-442, Istambul.
- Oliveira, E.R.A. (1971a). "*Theoretical foundations of the finite element method*", Memória nº 384, LNEC, Lisboa.
- Oliveira, E.R.A. (1971b). "*Completeness and convergence in the finite element method*", Memória nº 373, LNEC, Lisboa.
- Pedro, J.O., (1987). "*A engenharia de barragens de betão em Portugal. Estruturas mais importantes e alguns estudos*", Conferência Ibero-Americana sobre Aproveitamentos Hidráulicos, LNEC, Lisboa.
- Pedro, J.O.; Pereira, J. (1979). "*Models for seismic analysis of arch dams*", 13th Congresso das Grandes Barragens, New Delhi.
- Pina, C.A.B. (1988). "*Modelos de elementos finitos para o estudo de barragens de betão*", Tese de Especialista, LNEC.
- Pina, C.A.B.; Costa, C.P. (1993). "*Failure analysis of rock foundation by experimental and numerical methods*", In Dam foundations in rock masses, LNEC.
- Pina, C.A.B. (1999). "*A análise estrutural no controlo de segurança de barragens de betão*", Programa de Investigação, LNEC.
- Pinto, A.V. (2001). "*Incidentes, acidentes e rupturas em barragens*", Curso de exploração e segurança de barragens, INAG, Lisboa.

- Portugal, A.C. (1990). "*Caracterização do comportamento dinâmico de barragens de betão através de ensaios 'in situ'*". Tese de Mestrado UTL. Lisboa.
- Pougatsch, H. (1982). "*Unexpected behaviour of a large arch-dam in Switzerland*", 14th International Congress on Large Dams, Rio de Janeiro.
- Quintela, A.C.; Carodoso, J.L.; Mascarenhar, J.M. (1986). "*Aproveitamentos hidráulicos romanos a sul do Tejo.*" Ministério do Plano e da Administração do Território, Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos. Lisboa.
- Ramos, J. M. (1994). "*Fiabilidade e monitoramento de barragens de betão*", Programa de Investigação, LNEC, Lisboa.
- Rayleigh, L. (1900). "*On the viscosity of argon as affected by temperature*", Proc. Roy. Soc. Vol. LXVI, pp. 68-70, Londres.
- Rayleigh, L. (1915a). "*The principle of similitude, Letters to the Editor*", Nature nº 2389, vol. 95, pp. 644.
- Rayleigh, L. (1915) "*The principle of similitude*", Nature nº 2368, vol. 95, pp. 66-68.
- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 1983), Decreto-Lei nº 235/83, Lisboa.
- Reik, G.; Teutsch, C. (1976). "*The use of equivalent models in slope stability investigation*", Int. J. Rock Mechanics & Min. Sciences, Vol. 13, nº 12. Dezembro.
- Reinhardt, H. W.; Cornelissen, H. A. W.; Hordijk, D. A. (1986). "*Tensile tests and failure analysis of concrete*", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol.112, nº11.
- Riabouchinsky, D. (1915). "*The principle of similitude*", Nature nº 2387, vol. 95, pp. 591.
- Rocha, M. (1981). "*Mecânica das rochas*", LNEC, Lisboa.
- Rocha, M.; Serafim, J.L.; Ferreira, M.J.E. (1959). "*The determination of safety factor of arch dams by means of models, Int. Colloquium on models of structures*", Madrid.
- Rocha, M.; Silveira, A.F.; Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E. (1974). "*The use of model test in the determination of the safety factor in arch dams*", Memória nº 433, LNEC, Lisboa.
- Rocha, M.; Silveira, A.F.; Azevedo, M.C.; Ferreira, M.J.E. (1969). "*The use of model tests in the determination of the safety factor in arch dams*", Water Power, Vol. 21 nº12.

-
- Rodrigues, F.P. (1983). "*Anisotropia, Desenvolvimentos recentes no domínio da Mecânica das Rochas*", LNEC, Lisboa.
- Rodrigues, F.P.; Graça, J.G.C. (1983). "*Heterogeneidades Desenvolvimentos recentes no domínio da Mecânica das Rochas*", LNEC, Lisboa.
- Rossi, P.P. (1979). "*Bidimensional geomechanical models of large underground openings*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models, Bergamo.
- Saint Francis Dam Site. <http://seis.natsci.csulb.edu/deptweb/SkinnyCalSites/TrnsverseRng/CastaicBlock/SnFrancisquito/StFrancisDam/damframe.html>.
- Sauer, G.; Fornaro, M. (1979). "*Techniques and materials for modelling a tunnel driving operation at moderate depth*", International Colloquium on Physical Geomechanical Models. Bergamo.
- Schnitter, N.J. (1994). "*A history of dams. The useful pyramids*", Balkema, Roterdão.
- Serafim, J.L. (1981). "*Safety of dams judged from failures*", Water Power & Dam Construction, pp. 32-35, Dezembro.
- Serafim, J.L. (1984). "*Dam safety, observation and design criteria*", Water Power & Dam Construction, Abril.
- Serafim, J. L. (1987). "*A Note on the Earthquake Performance of Arch Dams*", Proceedings of China-US Workshop on Earthquake Behavior of Arch Dams, Beijing, China.
- Shigemitsu, Y.; Yamada, M. (2003). "*Physical and numerical model tests of seismic stability of arch dam*", 21th International Congress on Large Dams, Q.83, R.37, Montreal.
- Silveira, A.F. (1961). "*As variações de temperatura nas barragens*", Memória 177, LNEC, Lisboa.
- Silveira, A.F. (1984). "*Statistical analysis of deterioration and failures of dams*", International Conference on Safety Dams, pp. 55-60, Coimbra.
- Silveira, A.F. (1990). "*Some considerations on the durability of dams*", Water Power & Dam Construction, Fevereiro, pp. 19-28.
- Spang, R.M. (1976). "*Possibilities and limitation of the base friction model*", Rock Mechanics, Vol. 12.

- Tinawi, R.; Léger, P.; Leclerc, M.; Cipolla, G. (1998). "*Shake table tests for the seismic response of concrete gravity dams*", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.
- The city of Santa Barbara. <http://www.santabarbaraca.gov/>.
- Toshio Shibata. <http://members.aol.com/publication810/>. Página pessoal.
- Thomas, H. (1976). "*The Engineering of Large Dams*". Volume I, John Wiley & Sons, New York.
- Vaschy, A. (1890). "*Traité d'électricité et magnétisme*", Paris.
- Vaschy, A. (1892a) "*Sur les lois de similitude en physique*", Annales Télégraphiques janvier-février, pp. 25-28, Paris.
- Vaschy, A. (1892b). "*Sur les considérations d'homogénéité en physique*", Comptes-rendus Hebdomadaires de L'académies des Sciences, Tome CX14 n° 24, pp. 1416-1419, Paris.
- Vaschy, A. (1892c). "*Sur les lois de similitude en électricité*", Annales Télégraphiques mai-juin, pp. 189-211, Paris.
- Vaschy, A. (1896). "*Exposé del phénomènes électriques e magnétiques*", Baudry & Co., Paris.
- Veubeke, F. (1965). "*Displacement and equilibrium models in the finite element method*," Stress Analysis, ed. Jonh Wyley.
- Vogel, A. (2004). "*History of dam engineering*", 4th International Conference on Dam Engineering, pp 899-910, Najing, China.
- Whyte, R.J. (1973). "*A study of progressive hanging wall caving at Chambishi Copper in zambia using de base friction model concept*", University of London, Thesis.
- Wieland, M. (2002). "*Seismic aspects of dam design*", Keynote Paper, 3rd International Conference on Dam Engineering, Singapura.
- Wilke D. Schram. <http://www.cs.uu.nl/~wilke/>. Página Pessoal
- WP&DC (1993). "*Four major dam failures re-examined*", Water Power & Dam Construction, Janeiro, pp. 12-13.
- Yankelevsky, D. Z.; Reinhardt, H. W. (1989). "*Uniaxial behaviour of concrete in cyclic tension*", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol.115 N.1.
- Yoshida, T.; Baba, K. (1965) "*Dynamic response of dams*", 3th World Congress in Earthquake Engineering, Vol.2, pp 748-764, Auckland.

-
- Yuan, Z.W.; Qiong, Y.R.; Fu, L.G. (1987), "*An integral geomechanical model rupture test of Jintan arch dam with its abutment*", 6th International Congress on Rock Mechanics, Montréal, Canada.
- Yuan, Z.W.; Qiong, Y.R.; Fu, L.G. (1984). "*The determination of stability of arch dam abutment using finite element method and geomechanical models*", Fourth Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Perth, Australia.
- Viotti, C.B. (2004). "*Dams: essential for the world's future*", Hydropower & Dams, World Atlas.
- Zenz, G.; Oberhuber, P.; Aigner, E. (1998). "*Concrete dam safety assessment under earthquake excitation*", International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, Barcelona.
- Zhongkui, L.; Darong, L.; Aimin, W.; Nkayama; Jiansheng, S. (2003). "*Development and application of new technology for 3D geomechanical model test of large underground group caverns*", 10th Congress of International Society for Rock Mechanic, Sandton.
- Zienkiewicz, O.C. (1967). "*The finite element method*", ed. Mcgraw-Hill, Londres (1.ed).

