



INSTITUTO  
SUPERIOR  
TÉCNICO

**UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA**  
**INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO**



# **UMA CONTRIBUIÇÃO PARA A DIVULGAÇÃO DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO EM PORTUGAL**

**Vera Lúcia Baptista Faustino**

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa no âmbito do contrato de parceria entre o IST e o LNEC

## **Júri**

Presidente: Doutor Jaime Alberto dos Santos  
Vogais: Doutor Rui Manuel Branco Pereira Correia  
Doutora Laura Maria Mello Saraiva Caldeira  
Doutor Emanuel José Leandro Maranhã das Neves

Setembro de 2009



## **Agradecimentos**

O desenvolvimento e a conclusão do presente trabalho só foi possível pela colaboração de um conjunto de pessoas e entidades a quem a autora quer expressar o seu agradecimento.

À Doutora Laura Caldeira, a orientação do trabalho realizado e a revisão exaustiva do seu conteúdo, assim como a sua disponibilidade total na pesquisa de elementos de consulta, na discussão crítica e nos ensinamentos transmitidos durante o seu desenvolvimento.

Ao Doutor Emanuel Maranha das Neves, a contribuição na orientação e no desenvolvimento do trabalho, bem como a sua leitura preciosa e crítica e o seu incentivo.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pelo apoio e disponibilização dos meios necessários ao desenvolvimento da dissertação.

À AQUALOGUS, pela possibilidade de integração na equipa técnica que realizou os estudos de anteprojecto da barragem do rio Torno e pela criação de condições favoráveis ao desenvolvimento do trabalho.

Aos colegas da AQUALOGUS, que me apoiaram e enquadraram, ensinando e ajudando na compreensão das metodologias de trabalho seguidas no projecto.

À minha família e aos meus amigos, pela paciência, apoio e incentivos permanentes, em particular aos meus pais, Cristina e Virgílio, à Cácia e ao Jorge, à Cândida e ao João, à Lúcia, à Esperança, ao C.F., à Né e ao João.

Finalmente, pela companhia durante todo o desenvolvimento do trabalho, ao Amarelo, o gatinho emprestado.



## **RESUMO**

### **Uma contribuição para a divulgação das barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso em Portugal**

O presente trabalho constitui, em primeiro lugar, uma reflexão sobre as barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso e procura contribuir para a compreensão e divulgação deste tipo de solução de estanquidade, com vista à sua utilização, pela primeira vez, em Portugal.

Apresenta-se, inicialmente, um breve historial sobre as barragens deste tipo construídas até à data e sobre o seu aparecimento, na década de 40, identificando-se alguns aspectos particulares que justificam a sua utilização.

Em sequência, tratam-se as especificidades das cortinas interiores de betão betuminoso, nomeadamente: i) posicionamento e características geométricas; ii) composição, propriedades índices e características mecânicas e hidráulicas; iii) técnicas de construção, especificações construtivas e controlo de qualidade. Referem-se, também, aspectos relacionados com a observação e com o seu desempenho estrutural.

Em seguida, desenvolve-se a componente prática do trabalho que consiste, por um lado, na aplicação dos conhecimentos adquiridos na concepção estrutural da solução de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso da barragem do rio Torno e, por outro, no desenvolvimento, a nível de Anteprojecto, dos estudos de dimensionamento desta solução e na familiarização com programas de cálculo automático afins.

Da informação compilada e dos estudos efectuados, pode concluir-se que as soluções de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso são soluções adequadas do ponto de vista técnico e com excelentes resultados de desempenho estrutural, podendo constituir-se como soluções de barragem alternativas. Embora existam poucos dados económicos, afiguram-se mais competitivas para situações em que não existam materiais finos disponíveis para materialização de um núcleo tradicional.

## **PALAVRAS CHAVE**

Barragem de enrocamento

Cortina interior de betão betuminoso

Composição e características mecânicas e hidráulicas

Concepção estrutural

Técnicas de construção

Estudos de Anteprojecto



## **ABSTRACT**

### **Contribution for the divulgation of rockfill dams with bituminous concrete core in Portugal**

The present work addresses, firstly, a reflection about rockfill dams with bituminous concrete core and aims to contribute to the understanding and divulgation of this type of impervious solution, regarding its application, for the first time, in Portugal.

It is initially presented a brief history of this type of dams built to date and about their first appearance, in the nineteen forties. Some particular reasons that justify their construction are identified.

The specificities of bituminous concrete cores are addressed, namely: i) positioning and geometrical characteristics; ii) composition, index proprieties, mechanical and hydraulic characteristics; iii) construction techniques, construction specifications and quality control. Observation and structural behaviour are also addressed.

It is subsequently developed the practical component of the present work. It addresses, on the one hand, in the practical application of knowledge acquired for the structural conception of the Torno river rockfill dam with bituminous concrete core, and, on the other hand, the development at preliminary design level of the dimensioning studies of this solution and the familiarisation with the inherent calculation software.

From the compiled information and the conducted studies, it may be concluded that the rockfill dams with bituminous concrete core are suitable solutions from the technical point of view, with remarkable results of structural behaviour, which may constitute an alternative dam type solution. Although there are few economical data available, they seem competitive solutions especially for locations where fine material for the construction of a traditional core are scarce.

## **KEY WORDS**

Rockfill dam

Bituminous concrete cores

Composition and mechanic and hydraulic characteristics

Structural conception

Construction techniques

Preliminary Design





# Índice do Texto

<b>1.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES INTRODUTÓRIAS</b>	<b>1</b>
1.1.	ESCOLHA DO TEMA	1
1.2.	OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
1.3.	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
1.4.	QUADRO REGULAMENTAR E NORMATIVO DAS BARRAGENS PORTUGUESAS	2
1.5.	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE BARRAGENS DE ENROCAMENTO	3
<b>2.</b>	<b>BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO</b>	<b>9</b>
2.1.	INTRODUÇÃO	9
2.2.	HISTORIAL E ASPECTOS GERAIS	9
2.3.	CORTINA INTERIOR E ZONAS DE TRANSIÇÃO. COMPOSIÇÃO E CARACTERÍSTICAS	18
2.3.1.	Posicionamento e características geométricas	18
2.3.2.	Composição do betão betuminoso	22
2.3.2.1.	Características físicas e reologia da mistura	22
2.3.2.2.	Adesão betume-agregados	24
2.3.2.3.	Betume	26
2.3.2.4.	Vazios	29
2.3.2.5.	Agregados	30
2.3.3.	Ensaio para determinação das propriedades do betume	30
2.3.4.	Ensaio para determinação das propriedades dos agregados	31
2.3.5.	Ensaio para determinação das propriedades da mistura de betão betuminoso	32
2.3.5.1.	Considerações gerais	32
2.3.5.2.	Ensaio de Marshall	33
2.3.5.3.	Ensaio do módulo de resiliência	34
2.3.5.4.	Ensaio de corte em compressão triaxial	34
2.3.5.5.	Ensaio de permeabilidade	35
2.3.5.6.	Ensaio de desgaste cântabro (seco e húmido)	36
2.3.5.7.	Alguns resultados de ensaios de corte em câmara triaxial sobre misturas betuminosas com agregados graníticos, micaxísticos e calcários	36
2.3.6.	Composição e características mecânicas das zonas de transição	37
2.4.	CORTINA INTERIOR E ZONAS DE TRANSIÇÃO. TÉCNICAS CONSTRUTIVAS	38
2.4.1.	Considerações iniciais	38
2.4.2.	Técnica do betão betuminoso ciclópico	38
2.4.3.	Técnica do betão betuminoso fluido (método russo)	39
2.4.4.	Técnica do betão betuminoso (método mecânico)	39
2.4.4.1.	Considerações gerais	39
2.4.4.2.	Procedimentos executivos (equipamento de terceira geração)	40
2.5.	CORTINA INTERIOR E ZONAS DE TRANSIÇÃO. ESPECIFICAÇÕES CONSTRUTIVAS E CONTROLO DE QUALIDADE	43
2.5.1.	Especificações construtivas	43
2.5.1.1.	Disposições gerais	43
2.5.1.2.	Materiais	44
2.5.1.3.	Trabalhos de execução	44
2.5.2.	Controlo de qualidade	46
2.6.	MACIÇOS ESTABILIZADORES	48
2.7.	OBSERVAÇÃO, DESEMPENHO ESTRUTURAL E REABILITAÇÃO	50
<b>3.</b>	<b>ENQUADRAMENTO, CONCEPÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM DO RIO TORNO</b>	<b>57</b>
3.1.	INTRODUÇÃO	57
3.2.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	57
3.3.	CONDIÇÕES GEOLÓGICAS, SISMOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS	60
3.4.	IMPLANTAÇÃO GERAL	63
3.5.	PERFIL TIPO DA BARRAGEM	64
3.5.1.	Descrição geral	64
3.5.2.	Superfície e condições de fundação	65
3.5.3.	Justificação da geometria exterior	66
3.5.4.	Cortina interior e zonas de transição	67
3.5.5.	Maciços estabilizadores e enrocamento de transição	69
3.5.6.	Enrocamentos de protecção	70

3.6.	OBSERVAÇÃO	70
<b>4.</b>	<b>ESTUDOS DE DIMENSIONAMENTO DA BARRAGEM DO RIO TORNO</b>	<b>77</b>
4.1.	INTRODUÇÃO	77
4.2.	PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL	78
4.2.1.	Considerações introdutórias	78
4.2.2.	Parâmetros de cálculo	79
4.2.3.	Análise de estabilidade estática	79
4.2.4.	Análise sísmica	81
4.2.4.1.	Análise pseudo-estática	81
4.2.4.2.	Análise de estabilidade pseudo-dinâmica	83
4.3.	ESTUDOS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	85
4.3.1.	Considerações introdutórias	85
4.3.2.	Causas de deformações	85
4.3.3.	Método utilizado e discretização do domínio	86
4.3.4.	Parâmetros de cálculo	87
4.3.5.	Cálculos efectuados	87
4.3.5.1.	Fase de construção	87
4.3.5.2.	Primeiro enchimento	88
4.3.6.	Análise dos resultados obtidos	89
4.3.6.1.	Fase de construção	89
4.3.6.2.	Primeiro enchimento	91
4.3.7.	Estimativa de deformações a longo prazo	92
4.4.	ESTUDOS DE PERCOLAÇÃO	93
4.4.1.	Considerações introdutórias	93
4.4.2.	Método utilizado e discretização do domínio	93
4.4.3.	Parâmetros de cálculo	94
4.4.4.	Análise dos resultados	95
<b>5.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b>	<b>97</b>
5.1.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	97
5.1.1.	Enquadramento geral	97
5.1.2.	Barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso	97
5.1.3.	Concepção e dimensionamento do perfil tipo da barragem do rio Torno	101
5.2.	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	104
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>105</b>

## Índice de Anexos

<b>I.</b>	<b>RESULTADOS DE ENSAIOS LABORATORIAIS DE MISTURAS DE BETÃO BETUMINOSO</b>	<b>I.1</b>
<b>II.</b>	<b>CÁLCULO DA FOLGA DA BARRAGEM DO RIO TORNO</b>	<b>II.1</b>
<b>III.</b>	<b>ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS MECÂNICOS DOS ATERROS DE ENROCAMENTOS DA BARRAGEM DO RIO TORNO</b>	<b>III.1</b>
<b>IV.</b>	<b>CÁLCULOS PSEUDO-DINÂMICOS DA BARRAGEM DO RIO TORNO</b>	<b>IV.1</b>

# Índice de Quadros

## CAPÍTULO 1

QUADRO 1.1 – BARRAGENS DE ENROCAMENTO PORTUGUESAS (ADAPTADO DE PIMENTA, 2008).....	6
QUADRO 1.2 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÕES DE ALGUMAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO PORTUGUESAS (ADAPTADO DE VEIGA PINTO E FORTUNATO, 1998) .....	7

## CAPÍTULO 2

QUADRO 2.1 – BARRAGENS DE ATERRO COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO (ADAPTADO DE KOLO VEIDEKKE, 2008).....	14
QUADRO 2.2 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA CORTINA INTERIOR E DAS ZONAS DE TRANSIÇÃO DE ALGUMAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO (ADAPTADO DE CIGB, 1992) .....	21
QUADRO 2.3 – FACTORES QUE INFLUENCIAM A ADESÃO BETUME-AGREGADO (SHELL BITUMEN, 1990) .....	26
QUADRO 2.4 – ESPECIFICAÇÕES PARA BETUMES OXIDADOS (NORMA DNIT 095/2006 – EM) .....	27
QUADRO 2.5 – ENSAIOS FÍSICOS DE CARACTERIZAÇÃO DO BETUME (SHELL BITUMEN, 1990) .....	31
QUADRO 2.6 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS.....	32
QUADRO 2.7 – RESUMO DE RESULTADOS DE ENSAIOS SOBRE MISTURAS DE BETÃO BETUMINOSO.....	36
QUADRO 2.8 – GRANDEZAS E DISPOSITIVOS DE OBSERVAÇÃO PARA BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO. ....	51
QUADRO 2.9 – DESEMPENHO DE ALGUMAS BARRAGENS COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO (ADAPTADO DE STRABAG, 1990 E DE HÖEG, 1993). ....	53

## CAPÍTULO 3

QUADRO 3.1 – BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO E BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO. ESTIMATIVA DE CUSTOS. ....	59
QUADRO 3.2 – DEFINIÇÃO DA COTA DO COROAMENTO .....	67
QUADRO 3.3 – PARÂMETROS ADOPTADOS PARA OS MATERIAIS TIPO 3, 4 E 5. ....	70
QUADRO 3.4 – FACTORES DE APRECIACÃO DAS CONDIÇÕES DE RISCO CONSTANTES DAS NOIB. APLICAÇÃO À BARRAGEM DO RIO TORNO.....	72
QUADRO 3.5 – GRANDEZAS A OBSERVAR DE ACORDO COM AS RECOMENDAÇÕES DAS NOIB. APLICAÇÃO À BARRAGEM DO RIO TORNO. ....	73
QUADRO 3.6 – FREQUÊNCIAS DE LEITURAS PRECONIZADAS PARA OS DISPOSITIVOS DE OBSERVAÇÃO DA BARRAGEM DO RIO TORNO. ....	73

## CAPÍTULO 4

QUADRO 4.1 – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. PARÂMETROS DE CÁLCULO .....	79
QUADRO 4.2 – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. CONDIÇÃO ESTÁTICA. COEFICIENTES DE SEGURANÇA.....	80
QUADRO 4.3 – ANÁLISE SÍSMICA PSEUDO-ESTÁTICA. SISMO SBP. VALORES DE CÁLCULO DA ACÇÃO SÍSMICA .....	82
QUADRO 4.4 – ANÁLISE SÍSMICA PSEUDO-ESTÁTICA. SISMO SBP. COEFICIENTES DE SEGURANÇA. ....	82
QUADRO 4.5 – ACELERAÇÕES MÁXIMAS NA FUNDAÇÃO. ....	83

QUADRO 4.6 – ESTUDO DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO PELO MEF. PARÂMETROS DE CÁLCULO.....	87
QUADRO 4.7 – ESTUDO DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO PELO MEF. FASE DE CONSTRUÇÃO. ETAPAS E FASES DE CÁLCULO.....	88
QUADRO 4.8 – CARACTERÍSTICAS DE PERMEABILIDADE DOS MATERIAIS .....	95
QUADRO 4.9 – RESULTADOS DOS CÁLCULOS. CAUDAIS PERCOLADOS POR METRO.....	96
QUADRO 4.10 – ESTIMATIVA DOS CAUDAIS PERCOLADOS (TOTAIS).....	96
<b>ANEXO I</b>	
QUADRO I. 1 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS ( $D_{MÁX} = 19 \text{ mm}$ E $n = 0,41$ ).....	I.1
QUADRO I. 2 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS (ADAPTADO DE FALCÃO, 2007).....	I.1
QUADRO I. 3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO BETUME UTILIZADO (ADAPTADO DE FALCÃO, 2007).....	I.2
QUADRO I. 4 – POROSIDADE MÉDIA DAS MISTURAS ENSAIADOS (FALCÃO, 2007).....	I.2
QUADRO I. 5 – RESUMO DOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE PARA $\epsilon_a = 1\%$ OBTIDOS A PARTIR DOS ENSAIOS TRIAXIAIS (FALCÃO, 2007). .....	I.6
<b>ANEXO II</b>	
QUADRO II. 1 – FETCH MÁXIMO E FETCH EFECTIVO. ....	II.2
QUADRO II. 2 – MARÉ DE VENTO PARA A ALBUFEIRA. ....	II.4
QUADRO II. 3 – ESPRAIAMENTO DA ONDULAÇÃO GERADA PELO VENTO. ....	II.5
QUADRO II. 4 – DEFINIÇÃO DA COTA DO COROAMENTO. ....	II.5
<b>ANEXO IV</b>	
QUADRO IV. 1 – ANÁLISE PSEUDO-DINÂMICA. SBP.....	IV.7
QUADRO IV. 2 – ANÁLISE PSEUDO-DINÂMICA. SME. ....	IV.7
QUADRO IV. 3 – ACELERAÇÃO NO COROAMENTO. SBP.....	IV.8
QUADRO IV. 4 – ACELERAÇÃO NO COROAMENTO. SMP. ....	IV.8
QUADRO IV. 5 – DESLOCAMENTOS SÍSMICOS DA BARRAGEM.....	IV.8

# Índice de Figuras

## CAPÍTULO 1

FIGURA 1.1 – PERFIL TIPO DA BARRAGEM DE VALE DO GAIO (PIMENTA, 2008).....	5
FIGURA 1.2 - EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO EM PORTUGAL.....	6

## CAPÍTULO 2

FIGURA 2.1 – EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO.....	11
FIGURA 2.2 – DISTRIBUIÇÃO DAS BARRAGENS COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO POR PAÍSES.....	18
FIGURA 2.3 – PERFIS TRANSVERSAIS TIPO: (a) BARRAGEM DE STORGLOMVATN – BARRAGEM COM CORTINA INTERIOR VERTICAL; (b) BARRAGEM DE STORVATN – BARRAGEM COM CORTINA INTERIOR INCLINADA E (c) BARRAGEM DE GREAT DHÜNN – BARRAGEM COM CORTINA INTERIOR VERTICAL, INCLINADA NOS METROS SUPERIORES. ....	19
FIGURA 2.4 – DIAGRAMA DE FREQUÊNCIAS DA ESPESSURA DA CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO NAS BARRAGENS CADASTRADAS.....	20
FIGURA 2.5 – SECÇÃO TRANSVERSAL DA CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO APÓS COMPACTAÇÃO (HÖEG, 1993).....	21
FIGURA 2.6 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS FASES DO BETÃO BETUMINOSO .....	22
FIGURA 2.7 – PRINCIPAIS ASPECTOS DO COMPORTAMENTO REOLÓGICO DO BETÃO BETUMINOSO (ADAPTADO DE RAZAVI, 1989).....	23
FIGURA 2.8 – VALOR RESIDUAL DE RESISTÊNCIA VS ABSORÇÃO DE ÁGUA (SHELL BITUMEN, 1990).....	25
FIGURA 2.9 – GRÁFICO REPRESENTATIVO DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DE BETUMES DE CLASSE B (ADAPTADO DE SHELL BITUMEN, 1990) .....	28
FIGURA 2.10 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE DA MISTURA EM FUNÇÃO DO VOLUME DE AR (HÖEG, 1993) .....	30
FIGURA 2.11 – EQUIPAMENTO DO ENSAIO MARSHALL (SHELL BITUMEN, 1990). ....	33
FIGURA 2.12 – RESULTADOS TIPO DE ENSAIOS MARSHALL: (a) PESO VOLÚMICO E POROSIDADE EM FUNÇÃO DO TEOR EM BETUME E (b) RESISTÊNCIA E DEFORMAÇÃO EM FUNÇÃO DO TEOR EM BETUME (HÖEG, 1993) .....	34
FIGURA 2.13 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO PERMEÂMETRO UTILIZADO NOS ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE (ADAPTADO DE FALCÃO, 2007). ....	35
FIGURA 2.14 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA MÁQUINA DE EXECUÇÃO DA CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO.....	40
FIGURA 2.15 – APLICAÇÃO DA CAMADA DE MASTIQUE BETUMINOSO: (a) PORMENOR DO PLINTO ANTES DA APLICAÇÃO; (b) LIMPEZA DA SUPERFÍCIE DO BETÃO E JUNTAS; (c) ESPALHAMENTO DO MASTIQUE BETUMINOSO; (d) PORMENOR DO ESPALHAMENTO.....	41
FIGURA 2.16 – CONSTRUÇÃO DA PRIMEIRA CAMADA DE BETÃO BETUMINOSO: (a) COLOCAÇÃO DO MATERIAL NOS MOLDES; (b) COMPACTAÇÃO MANUAL DO BETÃO BETUMINOSO; (c) COLOCAÇÃO DO MATERIAL DE TRANSIÇÃO; (d) ARRUMAÇÃO MANUAL DOS MATERIAIS.....	41
FIGURA 2.17 – EXECUÇÃO DA CORTINA E DAS CAMADAS DE TRANSIÇÃO COM O PAVER: (a) PAVER EM FUNCIONAMENTO; (b) PORMENOR DA APLICAÇÃO DA MISTURA; (c) PORMENOR DO DISPOSITIVO DE INFRAVERMELHOS.....	42
FIGURA 2.18 – COMPACTAÇÃO DA CORTINA INTERIOR E DAS CAMADAS DE TRANSIÇÃO: (a) APLICAÇÃO DAS CAMADAS DE TRANSIÇÃO E IMEDIATA COMPACTAÇÃO; (b) VISTA GERAL DOS CILINDROS COMPACTADORES. ....	42

FIGURA 2.19 – CONTROLO DE QUALIDADE DA CORTINA: (a) ALINHAMENTO E ESPESSURA DAS CAMADAS; (b) EXTRACÇÃO DE UM PROVETE; (c) PROVETE; (d) ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA POROSIDADE E DO PESO VOLÚMICO.....	47
FIGURA 2.20 – MEDIÇÃO DA TEMPERATURA DO BETÃO BETUMINOSO APLICADO.....	47
FIGURA 2.21 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS TÍPICAS DE SOLOS (A), DE MISTURAS DE SOLO-ENROCAMENTO (B) E DE ENROCAMENTOS (C) E RESPECTIVAS ESTRUTURAS (MARANHA DAS NEVES, 1993). ....	48
<b>CAPÍTULO 3</b>	
FIGURA 3.1 – LOCALIZAÇÃO GERAL DA BARRAGEM DO RIO TORNO .....	58
FIGURA 3.2 – BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO E BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM CORTINA INTERIOR DE BETÃO BETUMINOSO. ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS.....	59
FIGURA 3.3 - LOCALIZAÇÃO DOS EIXOS ALTERNATIVOS DE IMPLANTAÇÃO DA BARRAGEM DO RIO TORNO. ....	61
FIGURA 3.4 – IMPLANTAÇÃO GERAL DA BARRAGEM DO RIO TORNO (AQUALOGUS/CENOR, 2009E).....	63
FIGURA 3.5 – PERFIL TIPO DA BARRAGEM DO RIO TORNO (AQUALOGUS/CENOR, 2009E).....	64
FIGURA 3.6 – FUSO GRANULOMÉTRICO DO AGREGADO .....	68
FIGURA 3.7 – FUSO GRANULOMÉTRICO DO MATERIAL TIPO 2 .....	69
FIGURA 3.8 – FUSOS GRANULOMÉTRICOS DOS MATERIAIS TIPO 3, 4 E 5 .....	69
FIGURA 3.9 – LOCALIZAÇÃO EM PLANTA DOS PERFIS TRANSVERSAIS DE OBSERVAÇÃO .....	74
FIGURA 3.10 – LOCALIZAÇÃO DOS DISPOSITIVOS DE OBSERVAÇÃO NO PERFIL TRANSVERSAL 5. ....	74
<b>CAPÍTULO 4</b>	
FIGURA 4.1 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. CONDIÇÃO ESTÁTICA. FASE DE CONSTRUÇÃO, TALUDE DE MONTANTE. SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO PROFUNDA (C.S.=1,75).....	80
FIGURA 4.2 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. CONDIÇÃO ESTÁTICA. PLENO ARMAZENAMENTO, TALUDE DE JUSANTE. SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO PROFUNDA (C.S.=1,93).....	81
FIGURA 4.3 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. SITUAÇÃO PSEUDO-ESTÁTICA. PLENO ARMAZENAMENTO, TALUDE DE JUSANTE. SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO PROFUNDA (C.S.=1,46).....	83
FIGURA 4.4 – AMPLIFICAÇÃO DOS SISMOS SBP E SME. ACÇÕES TIPO 1 E TIPO 2. ....	84
FIGURA 4.5 – ESTUDO PELO MEF. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA.....	87
FIGURA 4.6 – ESTUDO PELO MEF. FASE DE CONSTRUÇÃO. ASSENTAMENTOS A EIXO DA CORTINA.....	89
FIGURA 4.7 – ESTUDO PELO MEF. FASE DE CONSTRUÇÃO. ISOLINHAS DE TENSÃO MÉDIA APÓS O FINAL DA CONSTRUÇÃO. ....	90
FIGURA 4.8 – ESTUDO PELO MEF. FASE DE CONSTRUÇÃO. TENSÕES VERTICAIS, HORIZONTAIS E DE CORTE A MONTANTE E A JUSANTE DA INTERFACE: (a) CORTINA -ZONA DE TRANSIÇÃO (MATERIAL TIPO 2 DE MONTANTE) E (b) ZONA DE TRANSIÇÃO (MATERIAL TIPO 2 DE MONTANTE) – ENROCAMENTO DE TRANSIÇÃO (MATERIAL TIPO 3 DE MONTANTE). ....	90
FIGURA 4.9 – ESTUDO PELO MEF. FASE DE PRIMEIRO ENCHIMENTO. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA FACE DE MONTANTE DA CORTINA.....	91
FIGURA 4.10 – ESTUDO PELO MEF. FASE DE PRIMEIRO ENCHIMENTO. ISOLINHAS DE TENSÕES MÉDIAS TOTAIS. ....	91
FIGURA 4.11 - ESTUDO PELO MEF. FASE DE PRIMEIRO ENCHIMENTO. ISOLINHAS DE TENSÕES MÉDIAS EFECTIVAS.....	92
FIGURA 4.12 – ESTIMATIVA DE ASSENTAMENTOS DE FLUÊNCIA. FASE DE PLENO ARMAZENAMENTO. ....	93
FIGURA 4.13 – ESTUDOS DE PERCOLAÇÃO. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS. ....	94

FIGURA 4.14 – ESTUDOS DE PERCOLAÇÃO. LINHAS EQUIPOTENCIAIS E LINHA SUPERIOR DE SATURAÇÃO. ....	95
--	----

## ANEXO I

FIGURA I. 1 – COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE EM FUNÇÃO DA POROSIDADE (FALCÃO, 2007). ....	I.3
FIGURA I. 2 – DESGASTE CÂNTABRO EM CONDIÇÕES SECAS E HÚMIDAS (FALCÃO, 2007). ....	I.3
FIGURA I. 3 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO. AGREGADO GRANÍTICO (FALCÃO, 2007).....	I.4
FIGURA I. 4 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO. AGREGADOS: CALCÁRIO, GRANÍTICO E MICAXÍSTICO. TENSÃO DE CONFINAMENTO DE: (a) 245 kPa; (b) 490 kPa; (c) 981 kPa (FALCÃO, 2007) .....	I.5
FIGURA I. 5 – ENVOLVENTES DE ROTURA PARA AS MISTURAS COM AGREGADO GRANÍTICO (FALCÃO, 2007). ....	I.5
FIGURA I. 6 – ENVOLVENTES DE ROTURA PARA MISTURAS COM AGREGADOS CALCÁRIO, GRANITO E MICAXÍSTICO (FALCÃO, 2007).....	I.6

## ANEXO II

FIGURA II. 1 – CÁLCULO DO FETCH EFECTIVO DA ALBUFEIRA .....	II.3
---	------

## ANEXO III

FIGURA III. 1 – RELAÇÃO ENTRE K E LOG <sub>10</sub> C <sub>u</sub> PARA DIFERENTES MATERIAIS (ADAPTADO DE MOGAMI E YOSHIKOSHI, 1969).....	III.2
FIGURA III. 2 – INFLUÊNCIA DA TENSÃO NO ÂNGULO DE RESISTÊNCIA AO CORTE EM MATERIAIS DE ENROCAMENTO.....	III.3
FIGURA III. 3 – EVOLUÇÃO DO GRAU DE FRACTURAÇÃO (B <sub>G</sub> ) COM O NÍVEL DE TENSÕES (ADAPTADO DE MARSAL E REZENDIZ, 1975).....	III.4
FIGURA III. 4 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE EQUIVALENTE (E*) E O GRAU DE FRACTURAÇÃO (ADAPTADO DE MARSAL E REZENDIZ, 1975). ....	III.4

## ANEXO IV

FIGURA IV. 1 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. SITUAÇÃO PSEUDO-DINÂMICA. PLENO ARMAZENAMENTO, TALUDE DE JUSANTE. SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO NO TERÇO SUPERIOR (S <sub>1</sub> ). ....	IV.1
FIGURA IV. 2 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. SITUAÇÃO PSEUDO-DINÂMICA. PLENO ARMAZENAMENTO, TALUDE DE JUSANTE. SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO INTERMÉDIA (S <sub>2</sub> ). ....	IV.2
FIGURA IV. 3 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA POR PERDA DE ESTABILIDADE GLOBAL. SITUAÇÃO PSEUDO-DINÂMICA. PLENO ARMAZENAMENTO, TALUDE DE JUSANTE. SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO PROFUNDA (S <sub>3</sub> ). ....	IV.2
FIGURA IV. 4 – CURVAS DE G/G <sub>MÁX</sub> E λ EM FUNÇÃO DA DISTORÇÃO PARA MATERIAIS DE ENROCAMENTO (GAZETAS, 1992). ....	IV.3
FIGURA IV. 5 – ACELERAÇÃO MÁXIMA AO LONGO DA SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO (MAKDISI E SEED, 1978). ....	IV.5
FIGURA IV. 6 – DESLOCAMENTO NORMALIZADO EM FUNÇÃO DA RAZÃO ACELERAÇÃO CRÍTICA-ACELERAÇÃO MÁXIMA.....	IV.6





## Lista de Símbolos e de Abreviaturas

### Símbolos

- a – Absorção de água
- $a_{crit}$  – Aceleração crítica
- $a_{máx}$  – Aceleração máxima
- $a_{máx,reg}$  – Aceleração máxima regulamentar
- b - Teor em Betume
- $B_g$  – Grau de fracturação
- $c'$  - Coesão em tensões efectivas
- $C_U$  – Coeficiente de uniformidade
- d - Diâmetro do peneiro
- D - Diâmetro máximo do agregado
- D – Profundidade média da albufera na zona de avaliação do *fetch* efectivo
- $D_{10}$  – Diâmetro correspondente a 10% em massa total de todas as partículas menores do que ele
- $D_{15}$  – Diâmetro correspondente a 15% em massa total de todas as partículas menores do que ele
- $D_{30}$  – Diâmetro correspondente a 30% em massa total de todas as partículas menores do que ele
- $D_{60}$  – Diâmetro correspondente a 60% em massa total de todas as partículas menores do que ele
- $D_{máx}$  – Diâmetro máximo das partículas
- e – Índice de vazios
- E - Factores de risco associados às acções exteriores
- E - Módulo de deformabilidade
- $E^*$  - Módulo de deformabilidade equivalente
- F - Factores de risco associados à estrutura
- F – Folga
- $F_Q$  – Fracção da folga quantificável
- $F_S$  – Fracção da folga não quantificável
- $F_t$  – Fetch efectivo
- G – Módulo de distorção
- $G_b$  - Densidade relativa do betume
- $G_m$  - Densidade relativa da mistura
- $G_{máx}$  – Módulo de distorção máximo
- $G_s$  - Densidade relativa das partículas sólidas
- H - Altura da barragem
- $H_s$  – Altura significativa das ondas
- k - Coeficiente de permeabilidade
- k - Parâmetro elástico do modelo de Maxwell
- $k_h$  - Coeficiente de permeabilidade horizontal
- $k_{máx}$  – Coeficiente de aceleração máxima à profundidade y
- $k_v$  - Coeficiente de permeabilidade vertical
- $k_y$  – Coeficiente de aceleração crítica à profundidade y
- K – Rugosidade do paramento de montante
- $K_h$  - Coeficiente sísmico horizontal
- L – Comprimento de onda
- L - Largura do coroamento
- M - Massa total de uma amostra de betão betuminoso
- Mb - Massa do betume
- Ms - Massa das partículas sólidas
- n - Expoente da equação da curva de Füller
- n – Porosidade
- P - Percentagem de material passado em determinado peneiro
- P – Peso total de uma amostra de betão betuminoso
- $P_a$  – Pressão atmosférica
- $P_b$  – Peso do betume
- $P_f$  – Peso final do provete ensaiado
- $P_i$  – Peso inicial do provete ensaiado
- $P_s$  – Peso das partículas sólidas
- R – Espraimento da ondulação
- R – Factores de risco associados aos bens materiais e humanos potencialmente interferidos pela rotura da obra
- s – Assentamento de fluência
- S – Sobrelevação de maré
- $S_{a1,nor}$  – Aceleração espectral normalizada

$S_{an}$  – Aceleração espectral do modo de vibração  $n$   
 $Sr_b$  – Grau de saturação em betume  
 $S(f)$  – Densidade espectral de potência de aceleração  
 $t$  – Duração do carregamento  
 $t$  – Tempo de vida da obra  
 $t_1$  – Instante em que se inicia o cálculo dos assentamentos de fluência  
 $t_1$  – Tempo até à ocorrência do primeiro evento  
 $t_2$  – Instante em que se calcula o assentamento  
 $T$  – Período da onda  
 $T$  – Período de Retorno  
 $\ddot{u}_n$  – Aceleração no coroamento da barragem para o modo de vibração  $n$   
 $\ddot{u}_{m\acute{a}x}$  – Aceleração máxima no coroamento da barragem  
 $V$  – Velocidade de deformação  
 $V$  – Velocidade do vento  
 $V$  – Volume total de uma amostra de betão betuminoso  
 $Var$  – Fracção do volume de vazios que é ocupada por ar  
 $Vb$  – Fracção do volume de vazios que é ocupada por betume  
 $V_f$  – Velocidade de deformação em regime permanente  
 $Vs$  – Velocidade das ondas de corte  
 $Vs$  – Volume de sólidos  
 $V_{sf}$  – Velocidade das ondas de corte na fundação  
 $V_{s,m\acute{a}x}$  – Velocidade máxima das ondas de corte  
 $Vv$  – Volume de vazios  
 $w$  – Peso da fatia  
 $\alpha$  - Coeficiente de consolidação que depende da tensão vertical instalada  
 $\alpha$  - Expoente que afecta  $H$  no cálculo do assentamento a longo prazo  
 $\alpha$  - Inclinação do paramento de montante  
 $\beta$  - Coeficiente de assentamento a longo prazo  
 $\epsilon_0$  – Deformação inicial  
 $\epsilon^e$  - Deformação elástica  
 $\dot{\epsilon}^V$  – Derivada da deformação viscosa em relação ao tempo  
 $\Delta\phi$  – Variação do ângulo de resistência ao corte  
 $\phi'$  – Ângulo de atrito interno em tensões efectivas  
 $\phi$  – Ângulo de atrito interno em tensões totais  
 $\phi_0$  – Ângulo de atrito interno máximo  
 $\Phi_1$  – Factor de participação do primeiro modo de vibração  
 $\Phi_2$  - Factor de participação do segundo modo de vibração  
 $\Phi_3$  - Factor de participação do terceiro modo de vibração  
 $\Phi_n$  - Factor de participação do modo de vibração  $n$   
 $\gamma$  - Distorção  
 $\gamma_0$  – Peso volúmico da água a 4°C  
 $\gamma_b$  – Peso volúmico do betume  
 $\gamma_h$  – Peso volúmico húmido  
 $\gamma_{m\acute{a}x}$  – Distorção máxima  
 $\gamma_{med+m\acute{a}x}$  – Distorção máxima média  
 $\gamma_s$  – Peso volúmico das partículas sólidas  
 $\gamma_{sat}$  – Peso volúmico saturado  
 $\gamma_t$  – Peso volúmico da amostra de betão betuminoso  
 $\gamma_t$  – Peso volúmico médio do material de aterro  
 $\gamma_{tf}$  – Peso volúmico médio do material da fundação  
 $\eta$  - Coeficiente de amortecimento  
 $\lambda$  - Coeficiente de amortecimento  
 $\lambda_{eq}$  – Coeficiente de amortecimento equivalente  
 $\lambda_{tot}$  – Coeficiente de amortecimento total  
 $\nu$  - Coeficiente de Poisson  
 $\rho$  - Massa volúmica  
 $\sigma$  - Tensão aplicada  
 $\sigma_1$  - Tensão principal máxima  
 $\sigma_2$  - Tensão principal intermédia  
 $\sigma_3$  - Tensão principal mínima  
 $\sigma_{oct}$  - Tensão octaédrica  
 $\omega_n$  – Valor da frequência para o modo  $n$

## **Abreviaturas**

ASTM – American Society for Testing and Materials  
BG – Bem graduado  
CAP - Cimento Asfáltico de Petróleo  
CBB – Cortina de Betão Betuminoso  
CIGB - Comissão Internacional das Grandes Barragens  
CNPGB - Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens  
CS - Coeficiente de segurança  
CSB - Comissão de Segurança em Barragens  
CU – Ensaio de corte em compressão triaxial, consolidado não drenado  
INAG - Instituto da água  
MEF - Método dos Elementos Finitos  
NCB - Normas de Construção de Barragens  
NMC - Nível de Máxima Cheia  
NOIB - Normas de Observação e Inspeção de Barragens  
NPA - Nível de Pleno Armazenamento  
NPB - Normas de Projecto de Barragens  
RCU – Resistência à Compressão Uniaxial  
RPB – Regulamento de Pequenas Barragens  
RSB – Regulamento de Segurança de Barragens  
SBP – Sismo Base de Projecto  
SIMR – Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas  
SME – Sismo Máximo espectável  
SRB – Subcomissão dos Regulamentos de Barragens  
U - Uniforme



# **1. Considerações Introdutórias**

---

## **1.1. Escolha do tema**

A escolha do tema da dissertação surge na sequência da conjugação do interesse da autora pela engenharia de barragens e da oportunidade profissional proporcionada pela empresa AQUALOGUS neste domínio, nomeadamente pela sua integração na equipa do Anteprojecto de um grupo de aproveitamentos hidroeléctricos no norte do país.

Este Anteprojecto, realizado pelo ACE AQUALOGUS/CENOR, permitiu à autora um primeiro contacto com as disciplinas afins à engenharia de barragens e uma aprendizagem muito importante no domínio da geotecnia.

Uma das barragens estudadas, a barragem do rio Torno, localiza-se em ambiente granítico, a cotas elevadas, nas proximidades da Serra do Alvão, num vale aberto afectado por alteração hidrotermal e com diversos acidentes geológicos, não existindo, em zonas próximas, materiais finos para a construção de barragens de terra ou de núcleos de barragens de enrocamento.

As condições descritas conduziram ao estudo de uma solução alternativa de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso, solução que viria a ser objecto de pormenorização a nível de Anteprojecto.

A particularidade de se tratar de uma solução nunca construída em Portugal, motivou o interesse pelo seu estudo no âmbito da presente tese de mestrado e pela análise e divulgação dos aspectos singulares deste tipo de barragens, nomeadamente no que se refere ao órgão de estanquidade: a cortina interior de betão betuminoso.

## **1.2. Objectivos da dissertação**

O presente trabalho interessa duas áreas complementares, a científica e a prática do projecto.

Os objectivos da dissertação são, pois, no essencial, dois:

1. a revisão crítica e a divulgação de conhecimentos relativos às barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso, nomeadamente naquilo que as diferencia das restantes barragens de enrocamento – o seu órgão de estanquidade – com vista à sua aplicação em Portugal (Capítulo 2);
2. a aplicação dos conhecimentos adquiridos no âmbito da concepção estrutural da solução de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso da barragem do rio Torno (Capítulo 3) e o desenvolvimento dos principais estudos de dimensionamento desta solução, a nível de anteprojecto, bem como a familiarização com os programas de cálculo automático afins, utilizados pelos projectistas (Capítulo 4).

### **1.3. Estrutura da dissertação**

A presente dissertação é composta por cinco capítulos.

O *Capítulo 1 – Considerações Introdutórias*, justifica o tema escolhido, identifica os objectivos do trabalho e discrimina a sua organização, referindo os regulamentos e normas portuguesas que enquadram o projecto deste tipo de estruturas e apresentando algumas considerações gerais sobre barragens de enrocamento, nomeadamente, sobre as barragens de enrocamento portuguesas.

O *Capítulo 2 – Barragens de Enrocamento com Cortina Interior de Betão Betuminoso*, em que se apresentam os aspectos fundamentais associados a este tipo de órgãos de estanquidade, designadamente, os aspectos relativos à geometria e ao posicionamento da cortina interior, à composição da mistura, às técnicas de ensaio e às características mecânicas e hidráulicas das misturas, às técnicas de construção e de controlo; complementarmente, abordam-se aspectos relacionados com a observação, o desempenho e a reabilitação deste tipo de soluções.

O *Capítulo 3 – Enquadramento, Concepção e Caracterização da Barragem do rio Torno*, em que após uma descrição geral do Aproveitamento e das suas principais condicionantes geológicas, geotécnicas e sismológicas se caracterizam os principais aspectos relacionados com a concepção estrutural da barragem. Apresenta-se a sua implantação, o arranjo geral, a sua definição geométrica (largura do coroamento, folga e inclinação dos paramentos), o zonamento interno, os materiais de construção e os sistemas de observação definidos para acompanhamento do seu desempenho.

O *Capítulo 4 – Estudos de Dimensionamento da Barragem do rio Torno*, em que se apresentam os cálculos de estabilidade global do corpo da barragem (estáticos, pseudo-estáticos e pseudo-dinâmicos), os estudos de tensão-deformação e a avaliação das deformações de longo prazo e os estudos de percolação.

O *Capítulo 5 – Considerações Finais e Desenvolvimentos Futuros*, integra conclusões e considerações finais sobre o trabalho desenvolvido e a identificação de perspectivas do seu desenvolvimento futuro.

A tese integra um conjunto de quatro anexos onde se desenvolvem algumas matérias afins ao corpo principal do trabalho, nomeadamente: Anexo I – Resultados de ensaios laboratoriais de misturas de betão betuminoso, Anexo II – Cálculo da folga da barragem do rio Torno, Anexo III – Estimativa dos parâmetros mecânicos dos aterros de enrocamento da barragem do rio Torno e Anexo IV – Cálculos pseudo-dinâmicos da barragem do rio Torno.

### **1.4. Quadro regulamentar e normativo das barragens portuguesas**

A legislação portuguesa de barragens contempla um conjunto de Regulamentos e Normas publicadas no Diário da República, sob a forma de anexos a Decretos-Lei e a Portarias, documentos que se identificam em seguida:

- “Regulamento de Pequenas Barragens”, RPB (SRB, 1993);
- “Normas de Projecto de Barragens”, NPB (SRB, 1993a);
- “Normas de Observação e Inspeção de Barragens”, NOIB (SRB, 1993b);

- “Normas de Construção de Barragens”, NCB (SRB, 1998);
- “Regulamento de Segurança de Barragens”, RSB (SRB, 2007), que constitui uma revisão do primeiro Regulamento de Segurança de Barragens, publicado em 1990 (SRB, 1990).

O RPB e as NPB, NOIB e NCB encontram-se actualmente em fase de revisão, e estão em fase de elaboração as “Normas de Exploração de Barragens”.

O “Regulamento Técnico para Elaboração dos Programas de Exploração de Albufeiras”, já preparado, aguarda publicação.

Para além dos Regulamentos e Normas em vigor em Portugal, um conjunto importante de documentos publicados pela Comissão Internacional de Grande Barragens (CIGB) enquadra as diferentes fases dos estudos, a construção e a exploração e avaliação do desempenho deste tipo de estruturas.

A CIGB foi constituída em 1928, após a rotura da barragem de S. Francisco, na Califórnia. Esta Comissão, inicialmente formada por delegados de seis países - Estados Unidos, França, Grã-Bretanha, Itália, Roménia e Suíça - conta actualmente com 90 países membros (<http://www.icold-cigb.net/>).

Portugal entrou para a CIGB em 1950, data em que foi criada a Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens (CNPGB). Trata-se de uma comissão nomeada por despacho do ministro do ambiente e presidida pelo presidente do Instituto da Água (INAG).

Em Portugal, funciona, ainda, junto do Conselho Superior de Obras Públicas e nomeada pela respectiva tutela, a Comissão de Segurança de Barragens (CSB) e a Comissão de Gestão de Albufeiras, criada por Decreto-Lei e presidida pelo Presidente do INAG (Silva Gomes, 2001).

A aplicação da legislação e o controlo da segurança são assegurados pela Autoridade na matéria, que é personalizada pelo INAG, e que pode chamar a intervir nestas áreas o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, dadas as suas competências técnicas e científicas, nomeadamente no que se refere à engenharia de Barragens (Matos Almeida, 2001).

### **1.5. Considerações gerais sobre barragens de enrocamento**

As primeiras barragens de enrocamento foram construídas na segunda metade do século XIX, tendo as técnicas de construção evoluído muito desde então.

Estas primeiras barragens eram de enrocamento empilhado, constituído por blocos de rocha sã de grande dimensão (até cerca de 2 m).

Mais tarde, até meados do século XX, o enrocamento passou a ser lançado de determinada altura. Esta técnica dava origem a alguma compactação, embora o efeito de diminuição do índice de vazios fosse pouco significativo (Maranha das Neves, 2002).

Na segunda metade do século XX, em resultado do aparecimento dos cilindros vibradores de grande potência, os enrocamentos passaram a ser compactados, com espessuras entre 0,6 e 2 m, permitindo a obtenção de índices de vazios significativamente inferiores aos do enrocamento lançado (Maranha das Neves, 2002).

Os enrocamentos são materiais drenantes e, portanto, cumprem apenas funções de estabilização. Um aterro de enrocamento exhibe, em geral, coeficientes de permeabilidade da ordem de  $10^{-5}$  m/s (Maranha das Neves, 1993). Por esta razão, as barragens de enrocamento têm de ter um órgão que cumpra funções de estanquidade: um núcleo de solos finos ou uma cortina impermeabilizante. As cortinas impermeabilizantes podem ser de diferentes materiais (betão armado, betão betuminoso ou metálicas) e podem localizar-se no paramento de montante ou no interior do aterro.

As cortinas metálicas aparecem associadas às barragens mais antigas, podendo dizer-se que caíram em desuso, o que deverá estar associado ao seu elevado custo e à sua durabilidade limitada.

As cortinas de betão armado constituem uma solução de impermeabilização de barragens de enrocamento que tem grande divulgação internacional. A *Water Power and Dam Construction Yearbook 2008* tem cadastradas 404 barragens de enrocamento com cortina de betão armado no paramento de montante com mais de 30 m de altura em todo o mundo (Cruz et al., 2009). Destas, 172 localizam-se na China, 11 no Brasil e 5 em Portugal. Desde, pelo menos, 1985 que se realizam periodicamente simpósios, conferências e *workshops* dedicados a este tipo de soluções. No corrente ano realiza-se na China o Primeiro Simpósio Internacional de Barragens de Enrocamento (em Outubro de 2009).

No que se refere às soluções de cortina a montante de betão betuminoso e, em particular, às soluções com cortina interior de betão betuminoso, as referências bibliográficas são bastante mais escassas e, a grande maioria, é proveniente de empresas que se dedicam à sua execução.

Em Portugal, a única barragem construída com uma cortina interior betuminosa é a de Vale do Gaio, concluída em 1949, embora com características diferentes do betão betuminoso a que se refere o presente trabalho, como se verá adiante.

Trata-se de uma barragem com uma altura máxima de 51 m e um perfil tipo misto de terra-enrocamento (**Figura 1.1**). O maciço estabilizador de montante é constituído por solos argilosos e o maciço de jusante por enrocamento lançado, localizando-se a cortina entre estes dois materiais (sendo, pois, um órgão de estanquidade complementar) e sendo composta por uma mistura betuminosa, assente em alvenaria hidráulica.

Em 2007, existiam em Portugal 231 grandes barragens em exploração (Pimenta, 2008). Cerca de 66% destas barragens (num total de 153 obras) são barragens de aterro, de terra e/ou de enrocamento. Destas, apenas 12 (cerca de 5% do total das grandes barragens) são de enrocamento.

A percentagem de barragens de enrocamento em Portugal é semelhante à percentagem de barragens de enrocamento em todo o mundo, de acordo com a CIGB (1983), cerca de 4,8%. Este valor é bastante reduzido, o que, em parte, poderá ser explicado pelo facto da exploração e da compactação de solos ser mais económica



que o processamento e a compactação de enrocamentos e, também, por as soluções de betão terem maior popularidade.

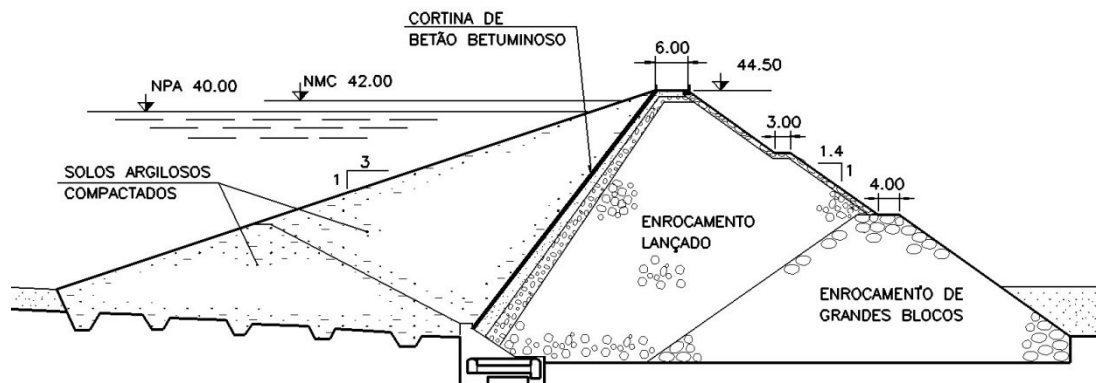


Figura 1.1 – Perfil tipo da barragem de Vale do Gaio (Pimenta, 2008)

Hirschbberg et al. (1996), citado em Viseu (2006), indica frequências anuais de rotura para barragens de enrocamento de  $1,8 \times 10^{-4}$ , um pouco inferior às frequências apontadas para as barragens de terra  $1,9 \times 10^{-4}$ , e superior às indicadas para barragens de betão gravidade e abóbada, respectivamente,  $1,6 \times 10^{-5}$  e  $4,5 \times 10^{-5}$ .

As 12 barragens de enrocamento portuguesas cadastradas em 2007 têm diferentes soluções de órgão de estanquidade ([www.cnpqb.inag.pt](http://www.cnpqb.inag.pt)):

- 4 têm núcleo central (Beliche, S. Domingos, Alcoutim e Rego do Milho);
- 5 têm cortina impermeabilizante a montante, materializada por lajes de betão armado (Paradela, Vilar, Lagoacho, Odeleite e Arcossó);
- 2 têm cortina a montante em betão betuminoso (Apartadura e Bastelos);
- 1 tem cortina a montante metálica (Pego do Altar).

Até 1986 havia apenas 4 barragens de enrocamento em Portugal, o que poderá encontrar justificação no comportamento deficiente da cortina de estanquidade da barragem da Paradela, concluída em 1956 (Maranha das Neves, 1987).

No **Quadro 1.1** apresentam-se alguns dados de identificação das barragens de enrocamento portuguesas e da barragem mista de terra-enrocamento de Vale do Gaio e, na **Figura 1.2**, a evolução da construção de barragens de enrocamento em Portugal.

A barragem da Paradela é a maior barragem portuguesa de enrocamento, com 112 m de altura máxima e 164 milhões de  $m^3$  de volume armazenado. O enrocamento foi lançado, técnica que conduziu a deformações elevadas (muito superiores às barragens de enrocamento compactado) e a cortina de betão armado foi construída com juntas verticais e horizontais, técnica que caiu em desuso (Cruz et al., 2009).

As elevadas deformações da barragem da Paradela causaram a fendilhação das lajes de betão armado, o esmagamento por compressão de juntas e roturas do betão. Foram então registados caudais percolados pelo corpo da barragem da ordem de 1400 l/s (Maranha das Neves, 1987).

**Quadro 1.1 – Barragens de enrocamento portuguesas (adaptado de Pimenta, 2008)**

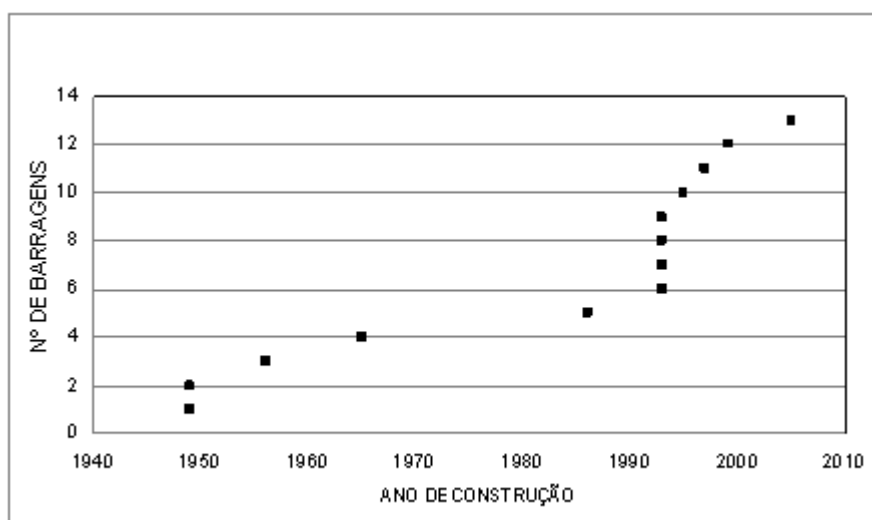
NOME	TIPO	ANO DE CONST.	LINHA DE ÁGUA	ALTURA (H) (m)	ALTURA ACIMA DA FUNDAÇÃO (m)	COMPRIMENTO DO COROAMENTO (L) (m)	L/H	VOLUME ARMAZENADO (1000 m <sup>3</sup> )
PEGO DO ALTAR	ER	1949	Rib <sup>a</sup> das Alcáçovas	56	63	192	3,4	94000
VALE DO GAIO	TE/ER	1949	Rio Xarrama	34	51	368	10,8	63000
PARADELA	ER	1956	Rio Cávado	110	112	540	4,9	164400
VILAR	ER	1965	Rio Távora	55	58	240	4,4	99750
BELICHE	ER	1986	Rib <sup>a</sup> de Beliche	42	54	527	12,5	48000
APARTADURA	ER	1993	Rib <sup>a</sup> de Reveladas	44,5	46	284	6,4	7465
BASTELOS	ER	1993	Rib <sup>a</sup> de Bastelos	22	23,2	122	5,5	1200
LAGOACHO	ER	1993	Rib <sup>a</sup> do Covão do Urso	36	38	360	10,0	1525
SÃO DOMINGOS	ER	1993	Rib <sup>a</sup> de S. Domingos	33	39	280	8,5	7900
ALCOUTIM	ER	1995	Barranco dos Ladrões	29	30,5	130,5	4,3	1000
ODELEITE	ER	1997	Rib <sup>a</sup> de Odeleite	50	65	350	7,0	130000
ARCOSSÓ	ER	1999	Rib <sup>a</sup> de Arcossó	?	40	315	7,9	4876
REGO DO MILHO	ER	2005	Rib <sup>a</sup> do Milho	?	?	349	-	1880

**LEGENDA**

TE Terra

ER Enrocamento

? Desconhecido



**Figura 1.2 - Evolução da construção das barragens de enrocamento em Portugal.**

A barragem da Paradelas foi objecto de várias intervenções de reabilitação, entre 1962 e 1978. No entanto, as reparações não foram eficientes, continuando a registar-se caudais muito elevados. Em 1980, foi decidido revestir toda a cortina de betão armado com um geotêxtil não tecido impregnado por resina impermeabilizante polimerizável (Maranha das Neves, 1987), solução que teve bons resultados.

A barragem do Beliche, concluída em 1986, sofreu também deformações importantes, quer na fase de construção quer no primeiro enchimento e durante a exploração.

A barragem do Beliche é uma barragem de enrocamento com núcleo central argiloso, com 54 m de altura máxima e 47 hm<sup>3</sup> de volume armazenado. Na zona central do vale, os maciços estabilizadores fundam-se num depósito aluvionar sobrejacente à fundação rochosa (constituída por xistos e grauvaques).

Durante os primeiros anos de exploração a barragem sofreu assentamentos excessivos resultantes de colapso por molhagem e fluência que conduziram à redução da folga. Estas ocorrências, associadas ao agravamento dos caudais de cheia, entretanto objecto de revisão, estiveram na origem do alteamento da barragem em 1988 (Santayana, 2006).

Veiga Pinto e Fortunato (1998) compilaram resultados dos deslocamentos verticais de cinco barragens de enrocamento portuguesas no final da construção e dois anos após a conclusão das barragens, quando o nível de água na albufeira se encontrava próximo do Nível de Pleno Armazenamento (NPA).

No **Quadro 1.2** apresentam-se os deslocamentos registados. É de salientar o elevado valor registado na barragem do Beliche, cerca de 1,8% da altura máxima (H), no final da construção, acrescido de cerca de 0,8% de H apenas dois anos após a construção.

Os reduzidos valores registados nas barragens do Lagoacho e da Apartadura estarão relacionados com o facto destas barragens terem cortina de impermeabilização a montante, embora este seja também o caso da barragem de Odeleite, que apresenta deformações na fase de construção de 1,2% de H, contra 0,2 e 0,1% nas barragens do Lagoacho e da Apartadura, respectivamente. A qualidade dos materiais de enrocamento, a granulometria e a espessura das camadas adoptadas na compactação, os equipamentos de compactação, o número de passagens e/ou a quantidade de água adicionada durante a compactação poderão ser responsáveis por estas diferenças.

**Quadro 1.2 – Resultados de deformações de algumas barragens de enrocamento portuguesas (adaptado de Veiga Pinto e Fortunato, 1998)**

Barragem	Ano de conclusão	Altura máxima (m)	Órgão de estanquidade	Material dos enrocamentos	Assentamentos (m)	
					Final da construção	2 anos após a construção
Beliche	1986	54	Núcleo central argiloso	Xisto e grauvaque	0,97	0,40
S. Domingos	1993	39	Núcleo central argiloso	Calcário dolomítico	0,48	0,04
Lagoacho	1993	38	Cortina de betão armado a montante	Granito	0,07	0,03
Apartadura	1993	46	Cortina de betão betuminoso a montante	Calcário dolomítico	0,05	0,04
Odeleite	1994	65	Cortina de betão armado a montante	Grauvaque	0,76	0,13



## 2. Barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso

---

### 2.1. Introdução

No presente capítulo faz-se uma revisão crítica da bibliografia da especialidade referente às barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso, em particular no que se refere ao seu órgão de estanquidade, aspecto que diferencia este tipo de soluções da generalidade das restantes barragens de enrocamento.

Numa primeira fase, é apresentado um breve historial sobre a construção deste tipo de barragens, referindo-se as suas localizações, datas de construção e características mais relevantes.

Em seguida, são abordadas as questões relacionadas com o posicionamento e as características geométricas da cortina interior e das zonas de transição, com a composição das misturas e os seus constituintes e com os ensaios de caracterização para a determinação do seu comportamento mecânico e hidráulico.

Finalmente, são tratados os aspectos relacionados com as diferentes técnicas construtivas e o controlo da qualidade, com o seu desempenho estrutural e hidráulico, discutindo-se, ainda, brevemente, as técnicas de observação e de reabilitação deste tipo de solução.

### 2.2. Historial e aspectos gerais

De acordo com Patrick et Kulesza (1974) o betume foi pela primeira vez utilizado como órgão de estanquidade numa barragem de alvenaria no rio Tigre, na Mesopotâmia, 1300 anos A.C.. Na era moderna, estes autores identificam a barragem italiana Diga de Codelago, construída em 1893, como a primeira barragem de enrocamento com cortina de mistura betuminosa no paramento de montante.

A barragem com cortina de mistura betuminosa no paramento de montante mais antiga cadastrada pela CIGB (1982) é a barragem de Sawtelle, nos Estados Unidos, concluída em 1929. Na década de 30 foram concluídas oito barragens deste tipo, sendo uma delas a barragem do Ghrib, na Argélia, concluída em 1936, com 76 m de altura e o paramento de montante inclinado entre 1:0,71 (V:H) e 1:1.

As soluções de impermeabilização com cortina interior de misturas betuminosas em barragens de enrocamento (ou de terra) são mais recentes, embora as características do betão betuminoso das cortinas interiores sejam relativamente semelhantes às das cortinas de betão betuminoso denso no paramento de montante (CIGB, 1982a), cujos pormenores podem ser encontrados em CIGB (1981) e CIGB (1982).

Dentro da categoria das barragens de aterro com cortina interior de misturas betuminosas, a CIGB (1982a) integra vários tipos de soluções impermeabilizantes, designadamente, mastique betuminoso, argamassa ciclópica, betão betuminoso ciclópico, betão betuminoso fluido e betão betuminoso denso.

As misturas diferem entre si pela percentagem de betume, dimensões dos agregados e técnicas construtivas das cortinas:

- o *mastique* betuminoso recorre a agregados com  $D_{máx}$  reduzido;
- a argamassa ciclópica e o betão ciclópico têm percentagens de betume muito elevadas (30 a 40% da mistura), diferindo entre si pela dimensão máxima dos agregados; as misturas são feitas durante a construção da cortina, sendo o betão ciclópico vibrado;
- o betão betuminoso fluido integra percentagens de betume ainda superiores e não é objecto de vibração ou compactação;
- o betão betuminoso denso integra percentagens de betume modestas (em geral, 5 a 7%) e a mistura é compactada com cilindros.

A CIGB (1982a) aponta a barragem portuguesa de Vale do Gaio, concluída em 1949, como a primeira barragem com cortina interior de mistura betuminosa. Trata-se de uma solução de mastique betuminoso com espessura entre 0,10 e 0,20 m, colocado sobre uma parede de alvenaria inclinada a 1:0,8 (V:H). Como anteriormente referido, o maciço de montante é constituído por um aterro de materiais argilosos, pelo que a cortina não é o único órgão de estanquidade da obra.

Ainda de acordo com a CIGB (1982a), a solução deste tipo de cortina interior betuminosa não teve seguimento e, em 1954, na Alemanha, foi experimentada uma solução de cortina interior de argamassa ciclópica como segunda linha de defesa de uma barragem com cortina de betão betuminoso no paramento de montante. Este tipo de solução foi utilizado na Áustria, na barragem de Rotguldensee, concluída em 1957, sendo, neste caso, o único órgão de estanquidade da barragem.

Posteriormente, em 1962, na Alemanha, iniciou-se, com a construção da barragem de Kleine Dhuenn, a técnica das cortinas interiores de betão betuminoso denso, técnica actualmente utilizada e que foi, desde essa data, progressivamente divulgada e adoptada por diversos países.

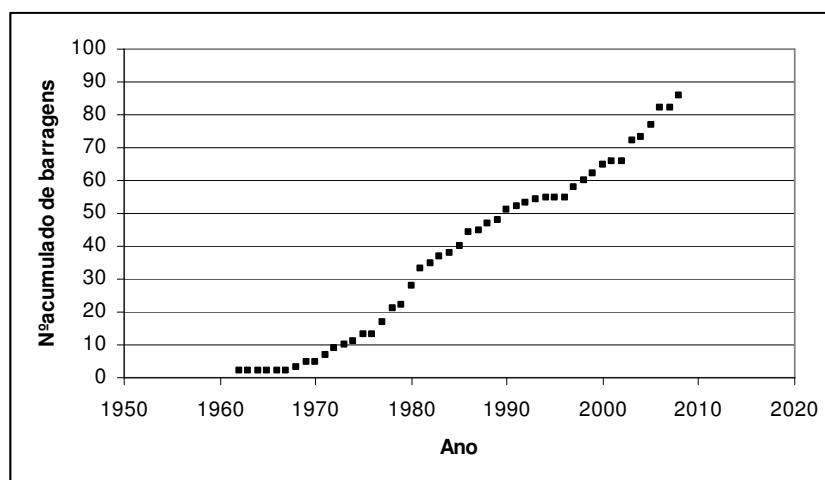
Não obstante, na década de 60, a França recuperou a técnica da argamassa ciclópica como órgão interno de estanquidade, solução adoptada em cinco barragens francesas e em duas barragens alemãs, mas que não viria a generalizar-se.

Ainda na década de 60, a Noruega experimentou uma outra técnica na barragem de Grasjo, com betão betuminoso ciclópico, que também não teve sequência.

Na década de 80 a Rússia viria a experimentar uma técnica diferente, o betão betuminoso fluido, em três grandes barragens concluídas em 1988, Boguchanskaya, Irganaiskaya e Telmanskaya, com alturas máximas de 79, 100 e 140 m, respectivamente.

Com excepção das três barragens russas acima referidas, desde o início dos anos 70 que este tipo de barragens com cortinas de estanquidade interiores recorre à técnica do betão betuminoso denso (também designada apenas por betão betuminoso)

Na **Figura 2.1** apresenta-se a evolução da construção deste tipo de soluções, entre 1962 e 2008. Em 2008 estavam construídas 86 barragens com cortina interior de betão betuminoso (Kolo Veidekke, 2008).



**Figura 2.1 – Evolução da construção de barragens com cortina interior de betão betuminoso.**

Na década de 70 foram construídas 17 barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso (Kolo Veidekke, 2008), 7 das quais na Alemanha. A título de comparação pode referir-se que, na mesma década, foram construídas 58 barragens de enrocamento com cortina de betão betuminoso a montante, 10 das quais na Alemanha (CIGB, 1982).

É várias vezes referido na bibliografia consultada, em particular no que se refere à Alemanha e à Noruega, que um factor impulsionador das soluções de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso foi a dificuldade de encontrar materiais argilosos ou siltosos para a construção de núcleos que assegurassem a função impermeabilizante. No entanto, este factor não justificará, por si só, a opção por esta solução, já que soluções com cortina impermeabilizante a montante poderiam também ser adoptadas.

Relativamente à componente económica, foram encontradas poucas referências que estabelecessem comparações entre as barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso e com cortina a montante, embora alguns autores apontem as primeiras como economicamente vantajosas para alturas de barragem moderadas.

Um outro aspecto a ter em conta é que a execução do betão betuminoso está a cargo apenas de um reduzido número de empresas, seja em cortinas interiores ou no paramento de montante, o que constitui uma limitação quando comparadas com as soluções de cortina de betão armado no paramento de montante. Refere-se, a propósito, que a empresa Kolo Veidekke esteve envolvida na construção de 21 barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso (Saxegaard, 2009).

No que se refere à componente técnica, podem identificar-se algumas diferenças entre as soluções de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso e com cortina a montante.

A cortina interior de betão betuminoso é construída em simultâneo com os aterros, o que permite que a própria barragem seja utilizada como enscadeira nas fases de desvio do rio, ao contrário do que acontece com as soluções com cortina de betão betuminoso no paramento de montante, cujo órgão de estanquidade só é executado no final da construção.

As cortinas interiores de betão betuminoso (executadas com misturas com teores de betume da ordem dos 6%) são materiais visco-elasto-plásticos e dúcteis, que lhes conferem capacidade de auto reparação no caso de ocorrência de fissuração/fendilhação. Os procedimentos de execução permitem a sua construção sem juntas e a sua compactação minimiza a sua expansão volumétrica sob solicitações sísmicas, o que poderia originar fendilhação e aumentar a permeabilidade.

A reduzida área de exposição da cortina interior de betão betuminoso durante a construção (que corresponde ao seu desenvolvimento multiplicado pela sua espessura) e a sua capacidade calorífica conferem-lhe características únicas para se adaptarem a condições climáticas adversas, facto que poderá justificar a popularidade deste tipo de soluções na Alemanha e na Noruega. Note-se que sob pluviosidade intensa a construção também deve ser interrompida, mas terminada a chuva a sua retoma será mais rápida que no caso dos aterros argilosos (Saxegaard, 2009).

O posicionamento da cortina interior de betão betuminoso confere a este tipo de solução vantagens no que se refere à protecção contra os agentes atmosféricos e contra as acções externas em geral. No interior dos aterros, o betão betuminoso não sofre a incidência directa dos raios solares e mantém-se com uma temperatura praticamente constante, sem estar sujeito a fenómenos de oxidação ou de endurecimento rápido e diferencial. Em oposição, a detecção de eventuais zonas anómalas e, sobretudo, os trabalhos de reabilitação, resultam mais difíceis de executar, por comparação com as soluções com cortina a montante.

No que se refere a condições de fundação, Höeg (1993) refere que, com misturas com teor em betume de 8 a 9% (2 a 3% acima do valor habitualmente utilizado, 6 %), se conseguem manter os procedimentos de construção e controlo sem alterações e se obtêm materiais mais dúcteis e adequados a condições de fundação menos competentes, como por exemplo, depósitos aluvionares.

As soluções com cortina de betão betuminoso no paramento de montante apresentam algumas desvantagens acrescidas em relação às cortinas interiores, que se relacionam com: i) uma tecnologia de colocação mais complexa, ii) a existência de juntas (que são sempre potenciais zonas de fraqueza), iii) a maior complexidade da cortina de montante, constituída por várias camadas de materiais diferentes (enquanto as cortinas interiores de betão betuminoso utilizam apenas um tipo de material) que carecem de uma protecção superficial contra os raios solares e iv) a limitação da inclinação do paramento de montante, com valores máximos recomendados de 1:1,6 (V:H), embora existam algumas soluções com paramentos mais íngremes.

A utilização de betão betuminoso para efeitos de impermeabilização do corpo de barragens de enrocamento tem vindo, ao longo do tempo, a ganhar importância um pouco por todo o mundo, independentemente das particularidades climáticas dos diferentes países. Devido às suas características de deformabilidade, de resistência e de durabilidade, a CIGB (1982a) considera que este tipo de solução pode assegurar todos os requisitos de segurança e de funcionalidade. No que se refere ao comportamento sísmico, vários autores salientam a fiabilidade das barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso a acções sísmicas, como por exemplo, Höeg (2005) e Feizi-Khankandi et al (2008).



No que se refere às características do betão betuminoso, salientam-se (CIGB, 1981, e CIGB, 1982a):

- a baixa permeabilidade;
- a resistência adequada às diferentes solicitações e correspondentes estados de tensão;
- a deformabilidade, que lhe permite acompanhar as deformações do corpo da barragem sem fendilhar, mesmo sob acções sísmicas;
- a durabilidade, maximizada pelo seu posicionamento interior;
- a boa capacidade de auto-reparação em caso de pequenas passagens de água e a boa resistência à erosão interna;
- a boa ligação com os aterros de transição, promovida pela sua construção em simultâneo.

No **Quadro 2.1** identificam-se as barragens de aterro com cortina interior de betão betuminoso denso construídas, em fase de construção e em fase de projecto (Kolo Veidekke, 2008).

Ao todo estão identificadas 107 barragens, 86 já construídas, 18 em fase de construção e 3 em fase de projecto (registo realizado em Novembro de 2008).

As barragens identificadas têm alturas máximas entre 11 e 170 m, com um valor médio de 48,6 m e volumes armazenados entre 0,33 hm<sup>3</sup> e 12,1 hm<sup>3</sup>, com um valor médio de 1,4 hm<sup>3</sup>.

Em 2008, havia 68 barragens de aterro com cortina interior de betão betuminoso com mais de 30 m de altura. Valor que pode ser considerado pequeno e substancialmente inferior ao das barragens de enrocamento com cortina de betão armado no paramento de montante, em número de 404, em 2008 (Cruz et al, 2009).

A barragem mais alta tem 170 m, está em fase de construção, na China, e implanta-se num vale muito estreito, com uma relação corda-altura de 1,3. A maior parte das barragens tem alturas máximas entre 30 e 60 m, cerca de 37,7%. Cerca de 12,4% das barragens têm mais de 100 m de altura.

O facto da maior parte das barragens com cortina interior de betão betuminoso se situarem no intervalo de alturas entre 30 e 60 m, o que não se verifica para nenhum outro tipo de solução (abóbada, betão gravidade e aterro), de acordo com a CIGB (1988), pode estar relacionado com a dificuldade de rentabilizar a execução deste tipo de solução para barragens de pequena altura (com um pequeno volume de material aplicado), já que implica a mobilização de equipamento e mão-de-obra especializados. Haverá, ainda, que ter em conta eventuais diferenças associadas às amostras em análise (dimensão e homogeneidade).

Relativamente às barragens identificadas no **Quadro 2.1**, é de notar que das 104 barragens construídas ou em fase de construção, cerca de 20% têm ambos os paramentos exteriores com inclinação igual ou inferior a 1:2 (V:H), alturas reduzidas ou moderadas e implantam-se em vales abertos (em geral, com relações corda-altura de 6 a 14), pelo que os seus maciços estabilizadores não deverão ser de materiais de enrocamento. A maior parte das barragens nestas condições localiza-se na Alemanha e na China.

Na **Figura 2.2** apresenta-se a distribuição das barragens com cortina interior de betão betuminoso por países. Como se pode verificar, o país com mais barragens deste tipo é a China, com 37 barragens, seguido da Alemanha e da Noruega, respectivamente, com 23 e com 12 barragens.

Quadro 2.1 – Barragens de aterro com cortina interior de betão betuminoso (adaptado de Kolo Veidekke, 2008).

Barragem	País	Ano de Construção	Altura (m)	Desenvolvimento do Coroamento (m)	Inclinação Média		Volume de Aterro ( $\times 10^3 \text{ m}^3$ )	Volume de Betão Betuminoso ( $\text{m}^3$ )	Espessura do núcleo (m)	
					Talude de Montante	Talude de Jusante				
1	Kleine Dhuenn	Alemanha	1962	35	265	1:1,7/1:2,25	1:1,65/1,75	350	4500	0,7/0,6/0,5
2	Bremge	Alemanha	1962	20	125	1:2,0	1:2,0	50	1050	0,6
3	Eberlaste	Áustria	1968	28	475	1:1,75/1:2,5	1:2,0	850	8750	0,6/0,4
4	Koedel	Alemanha	1969	17	90	1:1,8	1:1,8	60	850	0,4
5	Legadadi	Etiópia	1969	26	35	1:1,4	1:2,0	?	550	0,6
6	Wiehl	Alemanha	1971	53	360	1:1,6	1:1,6/1:2,2	900	6250	0,6/0,6/0,4
7	Meiswinkel	Alemanha	1971	22	190	1:2,0	1:2,0	90	1420	0,5/0,4
8	Finkenrath	Alemanha	1972	14	130	1:2,0	1:2,0	80	710	0,4
9	Wiehl, Main Outer Dam	Alemanha	1972	18	255	1:2,0	1:2,0	110	1800	0,5/0,4
10	Baihe	China	1973	25	250	1:1,5	1:1,5	135	540	0,15
11	Danghe(1)	China	1974	58	230	1:3,0	1:3,0	1450	11010	1,5/0,5
12	Eixendorf	Alemanha	1975	28	150	1:1,75/1:2,0	1:4/1:2	150	1850	0,6/0,4
13	Eicherscheid	Alemanha	1975	18	175	1:2,5	1:2,5/1:3,5	110	1450	0,4
14	Jiulikeng	China	1977	44	107	1:1,2	1:1,2	145	1200	0,5/0,3
15	Guotaizi	China	1977	21	290	1:2,5	1:2,5	290	1370	0,3
16	High Island West	Hong Kong	1977	95	720	1:1,7	1:1,7	6120	63350	1,2/0,8
17	Los Cristales	Chile	1977	31	190	1:2,0	1:2,0	400	3500	0,6
18	Dachang	China	1978	22	180	1:1,2	1:1,2	78	460	0,3
19	High Island East	Hong Kong	1978	105	420	1:1,7	1:1,7	3440	34200	1,2/0,8
20	Breitenbach	Alemanha	1978	13	370	1:1,8	1:1,5	320	3200	0,6
21	Kamigazawa	Japão	1978	14	170	1:3,0	1:2,5	60	1150	0,6
22	Buri	Japão	1979	16	173	1:2,8	1:2,8	80	1000	0,6
23	Finstertal	Áustria	1980	100	652	1:1,5	1:1,3	4400	25000	0,7/0,6/0,5
24	Yangjiatai	China	1980	15	135	1:1,4	1:1,4	33	340	0,3
25	Megget	Reino Unido	1980	56	568	1:1,8	1:1,5/1:2,1	2100	13350	0,7/0,6
26	Grosse Dhuenn	Alemanha	1980	63	400	1:1,8	1:1,8	1400	8350	0,6
27	Vestredal	Noruega	1980	32	500	1:1,5	1:1,5	360	3250	0,5

Quadro 2.1 (cont.) – Barragens de aterro com cortina interior de betão betuminoso (adaptado de Kolo Veidekke, 2008).

Barragem	País	Ano de Construção	Altura (m)	Desenvolvimento do Coroamento (m)	Inclinação Média		Volume de Aterro (x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume de Betão Betuminoso (m <sup>3</sup> )	Espessura do núcleo (m)
					Talude de Montante	Talude de Jusante			
28	Katlavatn	Noruega	35	265	1:1,5	1:1,5	180	1800	0,5
29	Antrift	Alemanha	20	550	?	?	400	2000	0,5
30	Langevatn	Noruega	26	290	1:1,5	1:1,5	300	2000	0,5
31	Erdouwan	China	30	320	1:1,5	1:1,5	300	1500	0,2
32	Kurbing	China	23	153	1:1,5	1:1,4	67	390	0,2
33	Dhuenn, Outer Dam	Alemanha	12	115	1:3	1:2	200	600	0,5
34	Sulby	Reino Unido	36	143	1:1,8	1:1,8	800	2700	0,75
35	Kleine Kinzig	Alemanha	70	345	1:1,7/1:1,6	1:1,8/1:2,0	1400	10000	0,7/0,5
36	Biliuhe (Left Dam)	China	49	288	1:3,5	2:2,8	1560	7730	0,8/0,5
37	Biliuhe (Right Dan)	China	33	113	1:2,0	1:1,8	410	2050	0,5/0,4
38	Feldbach	Alemanha	14	110	1:2,0	1:3,0	74	450	0,4
39	Wiebach	Alemanha	12	98	?	?	126	200	0,5
40	Shichigashuko	Japão	37	300	1:2,6	1:1,5	450	4900	0,5
41	Dörpe	Alemanha	16	118	1:2,0	1:3,0	222	710	0,6
42	Lenneper Bach	Alemanha	11	93	?	?	132	350	0,5
43	Wupper	Alemanha	40	280	1:2,0	1:1,8	500	6200	0,6
44	Riskallvatn	Noruega	45	600	1:1,5	1:1,4	1100	8000	0,5
45	Storvatn	Noruega	90	1472	1:1,5	1:1,4	9500	49000	0,8/0,5
46	Berdalsvatn	Noruega	65	465	1:1,5	1:1,4	1000	6800	0,5
47	Borovitza	Bulgária	76	218	1:2,2	1:1,9	1000	7660	0,8/0,7
48	Rottach	Alemanha	38	190	1:1,8	1:2	250	2500	0,6
49	Styggevatn	Noruega	52	880	1:1,5	1:1,5	2500	15275	0,5
50	Feistritzbach	Áustria	88	380	1:1,5	1:1,4	1600	8750	0,7/0,6/0,5
51	Hintermuhr	Áustria	40	270	1:1,2	1:1,1	320	3750	0,7/0,5
52	Queens Valley	Reino Unido	29	170	1:2,0	1:2,0	250	2100	0,6
53	Schmalwasser	Alemanha	76	325	1:1,7	1:1,5	1400	13350	0,8
54	Muscat	Oman	26	110	1:2,0	1:1,5	100	800	0,4
55	Danghe(2)	China	74	304	1:2,5	1:2	360	2140	0,5
56	Urar	Noruega	40	151	1:1,5	1:1,5	140	1500	0,5

Quadro 2.1 (cont.) – Barragens de aterro com cortina interior de betão betuminoso (adaptado de Kolo Veidekke, 2008).

	Barragem	País	Ano de Construção	Altura (m)	Desenvolvimento do Coroamento (m)	Inclinação Média		Volume de Aterro (x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume de Betão Betuminoso (m <sup>3</sup> )	Espessura do núcleo (m)
						Talude de Montante	Talude de Jusante			
57	Storglomvatn	Noruega	1997	128	830	1:1,5	1:1,4	5200	22500	0,95/0,5
58	Holmvatn	Noruega	1997	60	396	1:1,5	1:1,5	1200	7000	0,5
59	Hatta	Dubai	1998	45	422	1:2,0	1:1,64/1:1,8	1000	7600	0,6
60	Greater Ceres	África do Sul	1998	60	280	1:1,5	1:1,5	5500	4500	0,5
61	Algar	Espanha	1999	30	485	1:2,0	1:2,0	?	2300	0,6
62	Goldistal, Outer Dam	Alemanha	1999	26	142	1:2,0	1:3,5	200	1150	0,4
63	Dongtang	China	2000	48	142	1:2,5	1:2,0	514	4430	0,5
64	Kanerqi	China	2000	51	319	1:2,5	1:2,0	1650	6360	0,6/0,4
65	Tuo Li	China	2000	?	?	?	?	?	?	?
66	Majiagou	China	2001	38	264	1:2,5-1:3,0	1:2-1:2,5	700	4500	0,5
67	Yatang	China	2003	57	407	1:2,5	1:2,5	1900	10400	1,0/0,5
68	Jiayintala	China	2003	26	160	1:1,0-1:1,3	1:1,8	?	?	0,4
69	Mao Ping Xi	China	2003	104	1840	1:2,5	1:2,2	12130	48500	1,2/0,6
70	New Hatta Main Dam	Dubai	2003	37	228	1:2,0	1:1,8	389	4000	0,6
71	New Hatta Saddle Dam	Dubai	2003	12,5	208	1:2,0	1:1,8	50	1000	0,6
72	Qiapuqihai	China	2003	50	110	?	?	?	?	0,4
73	Meyeran	Irão	2004	52	186	1:1,8	1:1,6	385	6000	1
74	Mora de Rubielos	Espanha	2005	34	215	1:1,5	1:1,5	160	1600	0,5
75	Yele	China	2005	125	411	1:2,0	1:1,8	6600	38700	1,2/0,6
76	Ni'erji	China	2005	40	1829	1:2,25-1:2,5	1:2-1:2,25	7200	36500	0,7/0,6
77	Zhaobishan	China	2005	71	121	1:2,5	1:2,0	?	?	0,7/0,5
78	Miduk Dam	Irão	2006	43	250	01:02	1:1,8	400	4000	0,6
79	Müglitz Dam	Alemanha	2006	43	260	1:1,8	1:1,6	500	5000	0,6
80	Kalasuoke Cofferdam 1	China	2006	32	265	1:1,25	1:1,25	800	3000	0,3
81	Kalasuoke Cofferdam 2	China	2006	12	300	1:1,25	1:1,25	800	3000	0,3
82	Yangjiang	China	2006	50	?	?	?	?	?	?
83	Murwani Saddle Dam 1	Arábia Saudita	2008	30	437	1:2,2	1:2,1	650	3700	0,5
84	Kjosnesfjorden (barragem)	Noruega	2008	25	360	1:1,5	1:1,5	100	1400	0,4

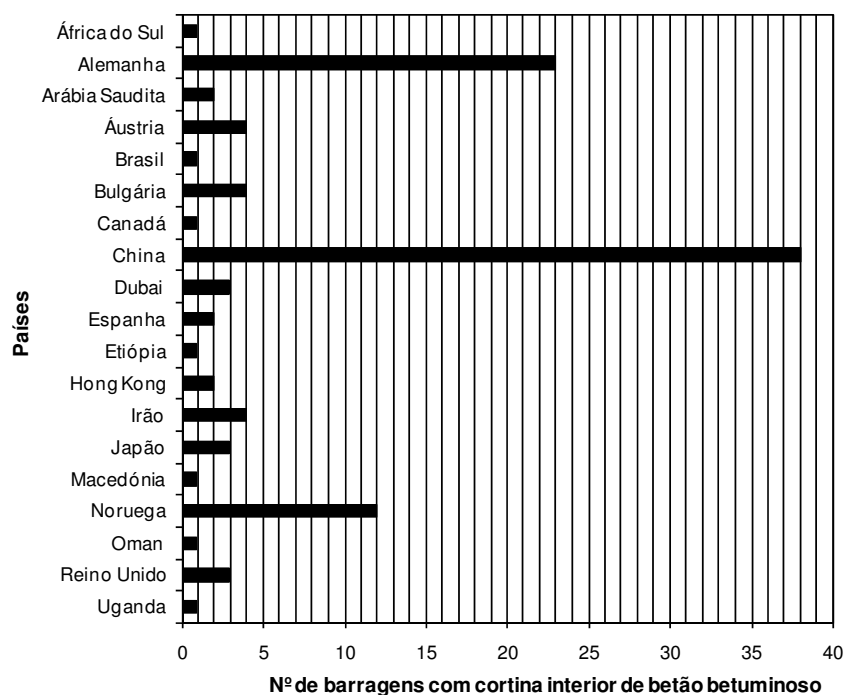
Quadro 2.1 (cont.) – Barragens de aterro com cortina interior de betão betuminoso (adaptado de Kolo Veidekke, 2008).

	Barragem	País	Ano de Construção	Altura (m)	Desenvolvimento do Coroamento (m)	Inclinação Média		Volume de Aterro (x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Volume de Betão Betuminoso (m <sup>3</sup> )	Espessura do núcleo (m)
						Talude de Montante	Talude de Jusante			
85	Kjosnesfjorden (portela)	Noruega	2008	20	110	1:1,5	1:1,5	40	600	0,4
86	Nemiscau 1	Canadá	2008	15	300	1:1,8	1:1,45	52	750	0,4
87	Plovdivtzi	Bulgária	U.C.	48	225	1:1,8	1:1,8	525	3350	0,6/0,5
88	Neikovtzi	Bulgária	U.C.	43	205	1:1,7	1:1,8	320	2270	0,6/0,4
89	Xiabandi	China	U.C.	78	406	1:2,6-1:2,8	1:2,3-1:2,5	4919	22000	1,2/0,6
90	Aikou	China	U.C.	80	217	1:1,4	1:1,6	1390	11643	1,2/0,6
91	Murwani Main Dam	Arábia Saudita	U.C.	101	575	1:2,2	1:2,1	5350	23800	1,0/0,5
92	Dazhuhe	China	U.C.	96	560	1:2,0-1:2,1	1:1,9-1:1:2	?	22000	1,2/0,6
93	Lontoushi	China	U.C.	72.5	371	1:1,8	1:1,8	2440	15700	1,0/0,5
94	Huangjinping	China	U.C.	81	402	1:1,8	1:1,8	?	?	1,2/0,6
95	Xioka	China	U.C.	108	580	?	?	?	?	?
96	Chengbei	China	U.C.	47	197	1:2,5	1:1,25	?	3800	0,5
97	Chifeng	China	U.C.	50	?	?	?	?	?	?
98	Jinchuan	China	U.C.	111	?	?	?	?	32000	0,6/1,2
99	Shur River (barragem)	Irão	U.C.	80	425	1:1,75	1:1,5	2985	10200	0,6
100	Shur River (portela)	Irão	U.C.	27	140	1:1,75	1:1,5	?	1130	0,6
101	Foz do Chapeco	Brasil	U.C.	48	600	1:1,4	1:1,4	?	14000	0,5
102	Quxue	China	U.C.	170	219	1:1,9	1:1,8	?	?	0,6/1,3
103	Guanmaozhou	China	U.C.	109	243	1:2,25	1:2,25	?	?	?
104	Erlangmiao	China	U.C.	69	254	1:2,25	1:2,4	1800	10200	0,5/1,1
105	Yadenitza	Bulgária	U.D.	110	312	1:2,0	1:1,7	2392	15500	1,0/0,6
106	Bujagali	Uganda	U.D.	25	900	1:1,75-1:3,0	1:1,65-1:3	750	7200	0,5
107	Zletovica	Macedónia	U.D.	85	270	1:1,8	1:1,8	1700	8400	0,6

? - Desconhecido

U.C. – Em fase de construção

U.D. – Em fase de projecto



**Figura 2.2 – Distribuição das barragens com cortina interior de betão betuminoso por países.**

As barragens chinesas construídas têm uma altura média de 60,3 m e uma altura máxima, como anteriormente referido, de 170 m. As barragens alemãs e norueguesas têm alturas médias de 29,5 e 52,3 m e máximas de 76 e de 128 m, respectivamente.

O volume de betão betuminoso colocado varia com a geometria do vale (nomeadamente, com a altura máxima, o desenvolvimento pelo coroamento, a largura da zona central e a geometria dos encontros) e com a geometria adoptada para a cortina (vertical ou inclinada e respectiva espessura ou espessuras).

Para as barragens identificadas no **Quadro 2.1**, o volume de betão betuminoso colocado varia entre 200 m<sup>3</sup>, na barragem de Wieback, na Alemanha, concluída em 1985, com 12 m de altura máxima, 98 m de desenvolvimento do coroamento e 0,5 m de espessura da cortina interior, e 63350 m<sup>3</sup>, na barragem de High Island West, em Hong Kong, concluída em 1977, com 95 m de altura máxima, 720 m de desenvolvimento do coroamento e espessuras da cortina interior de 1,2 m e, nas cotas superiores, de 0,8 m.

### **2.3. Cortina interior e zonas de transição. Composição e características**

#### **2.3.1. Posicionamento e características geométricas**

O posicionamento da cortina interior e das zonas de transição é, em geral, centrado em relação ao corpo da barragem, sendo na maioria das vezes vertical.

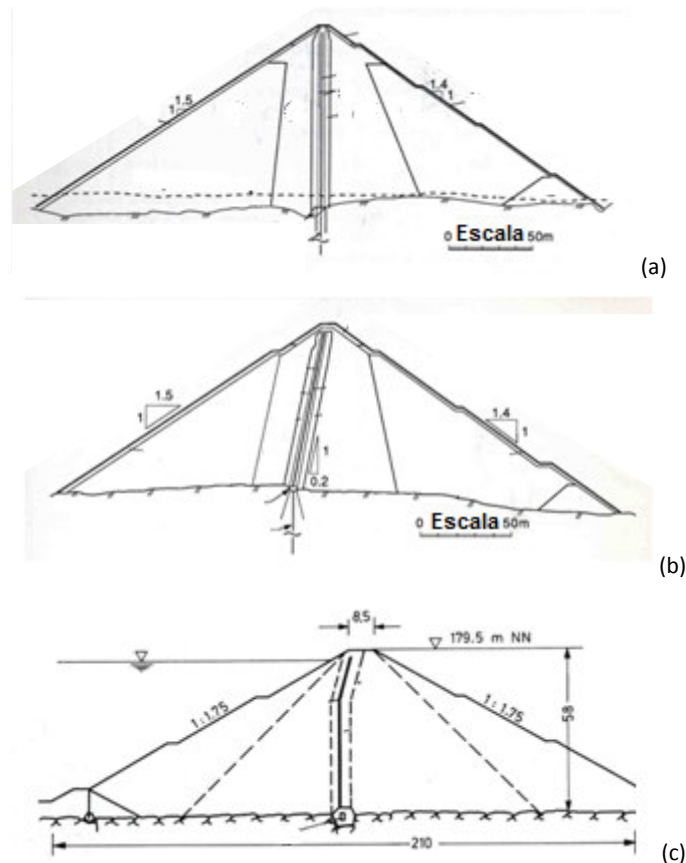
Em certos casos, usualmente associados a barragens mais altas, a cortina interior e as zonas de transição podem ser inclinadas, não sendo esta uma solução muito comum. Trata-se de uma geometria mais complicada

de executar e de controlar, por comparação com a solução vertical, à qual se poderá, potencialmente, atribuir maior susceptibilidade a comportamentos deficientes.

A CIGB (1992) recomenda a execução de cortinas centrais verticais, com espessura constante para barragens até alturas máximas de 60 m. Para barragens mais altas, nas cotas superiores (em geral no terço superior da barragem), a cortina interior poderá ser ligeiramente inclinada, reduzindo a possibilidade dum escorregamento entre a cortina interior e o maciço de montante às referidas cotas.

A construção de cortinas interiores inclinadas em vez de verticais, como é o caso na barragem de Storvatn, na Noruega, é mais dispendiosa e não se traduz por vantagens técnicas evidentes (CIGB, 1992). Segundo Höeg (1993), embora a inclinação das pressões hidrostáticas aplicadas na cortina seja favorável (por haver uma componente vertical), as tensões de corte são superiores.

Na **Figura 2.3** apresentam-se três perfis transversais de barragens com cortina interior de betão betuminoso que representam três disposições geométricas diferentes da cortina.



**Figura 2.3 – Perfis transversais tipo: (a) barragem de Storglomvatn – barragem com cortina interior vertical; (b) barragem de Storvatn – barragem com cortina interior inclinada e (c) barragem de Great Dhünn – barragem com cortina interior vertical, inclinada nos metros superiores.**

De acordo com a CIGB (1992), não se justifica a realização de cortinas com espessura variável, mais espessas na base e mais finas no topo. Para além de uma execução mais morosa e dispendiosa, acrescem razões associadas a diferentes estados de tensão a que a cortina fica sujeita.

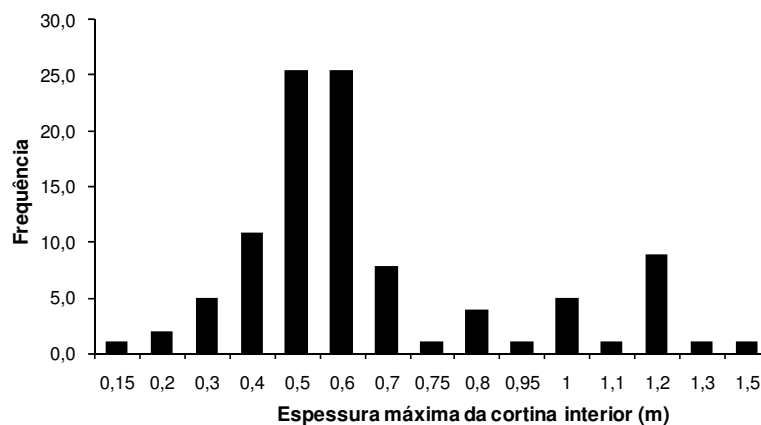
A espessura adoptada para a cortina varia com a altura da barragem mas não há uma relação estabelecida entre estas duas grandezas. As recomendações para as espessuras das cortinas de betão betuminoso provêm de fórmulas empíricas.

Visser et al (1970) sugerem valores de 0,5 a 0,8 m para barragens de pequeno e médio porte e de 1,0 m para grandes barragens.

Höeg (1993) refere uma regra (que classifica de conservativa) que estabelece que a espessura da cortina deve ser, pelo menos, igual a 1% da perda de carga hidráulica na cortina.

De acordo com a CIGB (1992), para barragens com alturas superiores a 30 m a espessura da cortina variará com a altura da barragem entre 0,6 e 1,0 m.

Se se observarem as espessuras das cortinas das barragens identificadas no **Quadro 2.1** verifica-se que cerca de metade têm espessuras de 0,5 e de 0,6 m (**Figura 2.4**) embora exibam alturas muito variáveis: entre 11 e 74 m, as barragens com cortinas de betão betuminoso com 0,5 m de espessura e, entre 12,5 e 85 m, as barragens com cortinas com 0,6 m de espessura. Resultam, assim, muito diferentes os gradientes hidráulicos máximos a que as cortinas destas barragens estão sujeitas.



**Figura 2.4 – Diagrama de frequências da espessura da cortina interior de betão betuminoso nas barragens cadastradas**

Como se verá, a cortina e as zonas de transição são executadas em simultâneo, procedimento que confere um suporte imediato à cortina de betão betuminoso, que é colocada a temperaturas elevadas, e uma ligação eficaz na interface cortina interior-zonas de transição.

A interface resultante não é plana porque se verifica um ligeiro estreitamento do betão betuminoso quente na base de cada camada e o contrário no seu topo, como representado na **Figura 2.5** (Höeg, 1993).

Höeg (1993) recomenda uma largura mínima de 1,0 m para as camadas de transição imediatamente a montante e a jusante da cortina interior.

É de notar que há um limite prático para a largura destas camadas, que são construídas em simultâneo com a cortina, e que se relaciona com as dimensões do equipamento de execução.



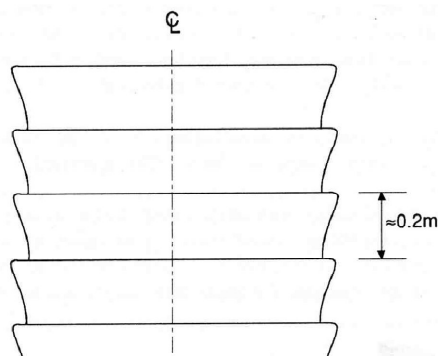


Figura 2.5 – Seção transversal da cortina interior de betão betuminoso após compactação (Höeg, 1993).

A CIGB (1992) recomenda larguras entre 1 e 2 m para as zonas de transição. A maioria das barragens relativamente às quais se tem informação tem larguras entre 1,25 e 1,5 m (Quadro 2.2).

Quadro 2.2 – Características geométricas da cortina interior e das zonas de transição de algumas barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso (adaptado de CIGB, 1992)

Barragem	País	Ano de Construção	Altura (m)	Espessura do núcleo (m)	Inclinação do núcleo (V:H)	Espessura das zonas de transição (m)		
						Montante	Jusante	
1	Kleine Dhuenn	Alemanha	1962	35	0,7/0,6/0,5	1:0	-	1,5/1,2
2	Bremge	Alemanha	1962	20	0,6	1:0	1,5	1,5
3	Eberlaste	Áustria	1968	28	0,6/0,4	1:0	1,2	1,2
5	Legadadi	Etiópia	1969	26	0,6	1:0	1,8	1,8
6	Wiehl	Alemanha	1971	53	0,6/0,6/0,4	1:0	1,5	1,5
7	Meiswinkel	Alemanha	1971	22	0,5/0,4	1:0	1,5	1,5
8	Finkenrath	Alemanha	1972	14	0,4	1:0	1,5	1,5
9	Wiehl, Main Outer Dam	Alemanha	1972	18	0,5/0,4	1:0	1,5	1,5
12	Eixendorf	Alemanha	1975	28	0,6/0,4	1:0	1,85	1,85
13	Eicherscheid	Alemanha	1975	18	0,4	1:0	2,0	2,0
16	High Island West	Hong Kong	1977	95	1,2/0,8	1:0 <sup>(1)</sup>	1,4	1,4
17	Los Cristales	Chile	1977	31	0,6	1:0	1,5	1,5
19	High Island East	Hong Kong	1978	105	1,2/0,8	1:0 <sup>(1)</sup>	1,4	1,4
20	Breitenbach	Alemanha	1978	13	0,6	1:0	2,0	2,0
21	Kamigazawa	Japão	1978	14	0,6	1:0	1,0	1,0
22	Buri	Japão	1979	16	0,6	1:0	3,0	2,0
23	Finsterthal	Áustria	1980	100	0,7/0,6/0,5	1:0,4	3,0	2,0
25	Megget	Reino Unido	1980	56	0,7/0,6	1:0	1,5	1,5
26	Grosse Dhuenn	Alemanha	1980	63	0,6	1:0 <sup>(1)</sup>	2,0	3,0
27	Vestredalstjern	Noruega	1980	32	0,5	1:0	1,25	1,25
28	Katlavatn	Noruega	1980	35	0,5	1:0	1,25	1,25
29	Antrift	Alemanha	1981	20	0,5	1:0	1,25	1,25
30	Langavatn	Noruega	1981	26	0,5	1:0	1,25	1,25
33	Dhuenn, Outer Dam	Alemanha	1981	12	0,5	1:0	1,25	1,25
35	Kleine Kinzig	Alemanha	1982	70	0,7/0,5	1:0 <sup>(1)</sup>	1,5	1,5
38	Feldbach	Alemanha	1984	14	0,4	1:0	2,0	2,0
39	Wiebach	Alemanha	1985	12	0,5	1:0	1,75	1,75
40	Shichigashuko	Japão	1985	37	0,5	1:0	1,5	1,5
41	Dörpe	Alemanha	1986	16	0,6	1:0	2,0	2,0
42	Lenneper Bach	Alemanha	1986	11	0,5	1:0	1,25	1,25
43	Wupper	Alemanha	1986	40	0,6	1:0 <sup>(1)</sup>	1,5	5,5/1,5
45	Storvatn	Noruega	1987	90	0,8/0,5	1:0,2	1,5	1,5
48	Rottach	Alemanha	1989	38	0,6	1:0	1,2	1,2
50	Feistritzbach	Áustria	1990	88	0,7/0,6/0,5	1:0 <sup>(1)</sup>	1,5	1,5
51	Hintermuhr	Áustria	1990	40	0,7/0,5	1:0	1,5	1,5
52	Queens Valley	Reino Unido	1991	29	0,6	1:0	1,5	1,5
53	Schmalwasser	Alemanha	1992	76	0,8	1:0,1	1,6	1,6

<sup>(1)</sup> Inclinado para jusante no terço superior

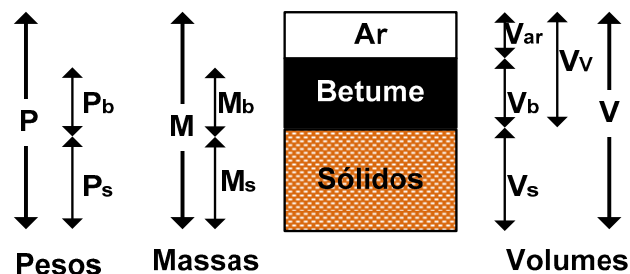
## 2.3.2. Composição do betão betuminoso

### 2.3.2.1. Características físicas e reologia da mistura

O betão betuminoso é um meio polifásico, constituído por partículas sólidas (agregados e *filler*) e por betume e ar que preenchem os vazios.

Podem fazer-se algumas analogias entre o betão betuminoso e o solo, transpondo algumas noções de propriedades índice dos solos, substituindo a água pelo betume. Subsistem diferenças que devem, contudo, ser assinaladas, já que o teor em água no solo pode variar enquanto o teor em betume do betão betuminoso será sempre o de fabrico (em geral, 5 a 7%).

Na **Figura 2.6** apresenta-se uma representação esquemática do betão betuminoso, evidenciando as suas diferentes fases.



P = Peso total da amostra

Ps = Peso das partículas sólidas

Pb = Peso do betume presente nos vazios da amostra

M = Massa total da amostra

Ms = Massa de sólidos (soma das massas das partículas sólidas)

Mb = Massa do betume presente nos vazios da amostra

V = Volume total da amostra

Vs = Volume de sólidos (soma dos volumes das partículas sólidas)

Vv = Volume de vazios (soma dos volumes não ocupados por sólidos)

Vb = Parte do volume de vazios que é ocupada por betume

Var = Parte do volume de vazios que é ocupada pelo ar

**Figura 2.6 – Representação esquemática das fases do betão betuminoso**

Observando a **Figura 2.6** infere-se que:

$$Vv = Vb + Var \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$V = Vs + Vv = Vs + Vb + Var \quad \text{Eq. 2.2}$$

$$P = Ps + Pb \quad (\text{o peso do ar considera-se desprezável}) \quad \text{Eq. 2.3}$$

Tal como no solo, podem definir-se relações entre pesos, entre volumes e entre pesos e volumes.

O **teor em betume (b)** é definido como a relação entre o peso do betume e o peso dos sólidos, expressa em percentagem:

$$b = \frac{P_b}{P_s} \times 100 \quad \text{Eq. 2.4}$$

O **teor em betume ótimo** corresponde ao máximo peso volúmico da amostra, grandeza deduzida do ensaio Marshall (como se verá adiante).

No que se refere a relações entre volumes, salientam-se duas: o **grau de saturação em betume (Sr<sub>b</sub>)** e a **porosidade (n)**.

O grau de saturação em betume é definido como a razão entre o volume do betume e o volume de vazios, expressa em percentagem:

$$S_{rb} = \frac{V_b}{V_v} \times 100 \quad \text{Eq. 2.5}$$

A porosidade é definida como a relação entre o volume de ar e o volume total (neste caso, diferente da definição de porosidade dos solos):

$$n = \frac{V_{ar}}{V_t} \times 100 \quad \text{Eq. 2.6}$$

Definem-se, também, as densidades da mistura ( $G_m$ ), do betume ( $G_b$ ) e das partículas sólidas ( $G_s$ ), respectivamente, como a razão entre os pesos volúnicos da amostra ( $\gamma_t$ ), do betume ( $\gamma_b$ ) e das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ) e o peso volúmico da água a 4°C ( $\gamma_0$ ):

$$G_m = \frac{\gamma_t}{\gamma_0} \quad \text{Eq. 2.7}$$

$$G_b = \frac{\gamma_b}{\gamma_0} \quad \text{Eq. 2.8}$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} \quad \text{Eq. 2.9}$$

A composição do betão betuminoso e a proporção das diferentes fases influenciam a sua reologia que pode ser descrita pelo somatório do comportamento da fase sólida (agregados) e do comportamento do betume e vazios. (Figura 2.7)

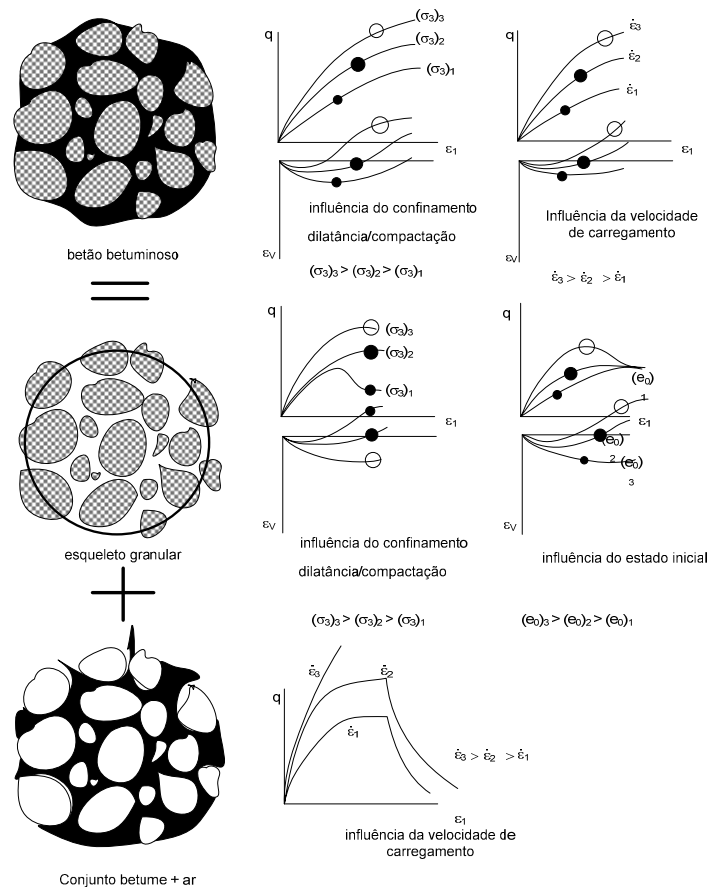


Figura 2.7 – Principais aspectos do comportamento reológico do betão betuminoso (adaptado de Razavi, 1989).

Razavi (1989) definiu o modelo de comportamento para o betão betuminoso a partir das leis de comportamento dos seus constituintes: das partículas sólidas (lei de Hujoux<sup>1</sup>) e do betume em conjunto com o ar dos vazios (lei de Maxwell-Norton, que adiante se retomará).

Em alguns modelos de cálculo constantes das referências bibliográficas, o comportamento reológico do betão betuminoso é representado pelo modelo hiperbólico ou pelo modelo elasto-plástico com critério de rotura de Mohr Coulomb (Feizi-Khankandi et al, 2008).

### **2.3.2.2. Adesão betume-agregados**

A principal função do betume é funcionar como ligante das partículas de agregados. Se a ligação não for eficaz, a durabilidade do material estará comprometida, podendo, inclusivamente, conduzir à rotura da mistura por fragmentação.

Durante o fabrico e a compactação do betão betuminoso existem intervalos óptimos de viscosidade<sup>2</sup>.

Se durante a mistura do betume com os agregados a viscosidade for muito elevada, o agregado não ficará bem envolvido e impregnado pelo betume. Se, pelo contrário, a viscosidade for muito baixa, poderá ocorrer segregação dos materiais. O valor da viscosidade recomendada para a execução da mistura é, aproximadamente, de 0,2 Pa.s.

Se durante a compactação da mistura a viscosidade for muito baixa, a mistura torna-se muito deformável, o que conduzirá ao seu refluimento para a frente do cilindro compactador. Viscosidades muito elevadas resultam em trabalhabilidades muito baixas, o que, por sua vez, dá origem a compactações ineficazes. O intervalo de viscosidades óptimo para compactação da mistura betuminosa situa-se entre 2 e 20 Pa.s.

O betume tem uma boa aderência a quase todos os tipos de agregado, desde que estes estejam limpos e secos, razão pela qual os agregados são geralmente secos antes do fabrico da mistura.

A presença de água acarreta dificuldades, tanto inicialmente em contacto com o agregado, como depois para conservação de uma ligação adequada entre betume e agregado. Para as evitar, aquece-se o agregado, para que se evapore a água, e mantém-se baixa a viscosidade do betume, para que se garanta uma impregnação mais efectiva. Durante a aplicação do material os problemas podem ocorrer, essencialmente, se houver incidência de água das chuvas.

O fenómeno do “descolamento” (desagregação entre o betume e o agregado) está em geral associado a misturas permeáveis à água. Num betão betuminoso (denso) com baixo volume de ar existe um baixo perigo de ocorrência deste fenómeno.

---

<sup>1</sup> A lei de Hujoux representa um modelo de comportamento elasto-plástico baseado na teoria da plasticidade com endurecimento e no conceito de estado crítico (Hujoux, 1979, e Hujoux, 1985, citados em Razavi, 1989).

<sup>2</sup> A viscosidade de um fluido define-se como a sua capacidade de se opor ao escorregamento relativo de camadas adjacentes do fluido, e tem unidades de Pa.s. Assim, quanto mais viscoso for um fluido, mais resistência oferece ao escoamento.

A natureza dos agregados exerce igualmente uma influência considerável na adesão do betume. A maioria dos agregados é classificada como “hidrófilos” ou “oleofóbicos”. Os agregados ácidos (com grande concentração de óxido de sílica), como o quartzo e o granito, são mais difíceis de impregnar que agregados básicos, como o basalto ou a diabase.

Para verificar a variação da adesão, com e sem a presença de água, é realizado um ensaio onde se compara a resistência do material seco e após imersão em água a 60°C durante 4 dias (ensaio de estabilidade de Marshall).

Na **Figura 2.8** representa-se o valor residual da resistência da mistura, como valor percentual da resistência obtida no estado seco, em função da absorção de água. Observa-se, ainda, que a absorção de água é reduzida para misturas com *filler* calcário e ainda mais reduzida para *filler* de cal hidratada. Ambas as misturas apresentam uma baixa redução de resistência.

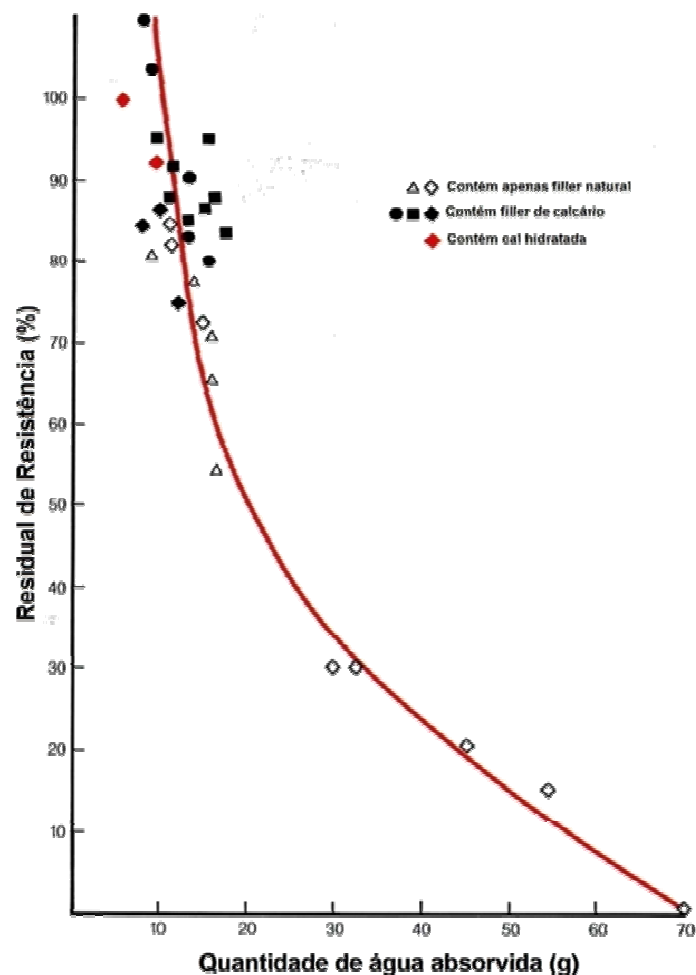


Figura 2.8 – Valor residual de resistência vs absorção de água (Shell Bitumen, 1990)

Para valores residuais de resistência inferiores a 30% do valor inicial, o volume de água absorvido é maior que o volume de ar, verificando-se a rotura interna do conjunto betume-agregado.

No **Quadro 2.3** identificam-se alguns dos factores que influenciam a adesão betume-agregado, dos quais a grande maioria se considera controlável durante a produção e compactação (Shell Bitumen, 1990).

**Quadro 2.3 – Factores que influenciam a adesão betume-agregado (Shell Bitumen, 1990)**

Agregado	Betume	Mistura	Influências externas
Mineralogia Textura da superfície Porosidade Durabilidade Superfície específica Absorção de água Teor em água Forma Alteração Sujidade/Limpeza	Constituição Reologia Polaridade eléctrica	Porosidade Coef. de permeabilidade Teor em betume Espessura da película de betume sobre os agregados Tipo de <i>filler</i> Granulometria do agregado Tipo de mistura	Chuva Humidade pH da água Presença de sais Temperatura Variações térmicas Concepção Mão de obra Drenagem

### 2.3.2.3. Betume

O betume é um material quimicamente complexo, resultante de misturas entre moléculas predominantemente de hidrocarbonetos de cadeia aberta, com algumas minorias de hidrocarbonetos cíclicos e grupos funcionais, contendo enxofre, azoto e átomos de oxigénio. O betume também contém vestígios de metais, entre os quais o vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio, que ocorrem sob a forma de sais inorgânicos e óxidos ou em estruturas amorfas (Shell Bitumen, 1990).

Geralmente, a composição mássica do betume é a seguinte: i) Carbono – 82 a 88%; ii) Hidrogénio – 8 a 11 %; iii) Enxofre – 0 a 6%; iv) Oxigénio – 0 a 1,5% e v) Azoto – 0 a 1%; sendo que a composição exacta varia de acordo com a origem do crude a partir do qual o betume é processado.

A estrutura do betume, mesmo complexa, pode ser dividida em dois grandes grupos: os *maltenos* e os *asfaltenos*. Os *maltenos* podem, ainda, ser divididos em três grupos: os saturados, os aromáticos e as resinas.

Os *asfaltenos* são compostos macromoleculares amorfos, de hidrocarbonetos amorfos com elevado peso molecular, que podem conter radicais de azoto, enxofre ou oxigénio e que se apresentam como precipitados na estrutura do betume. Por outro lado, os *maltenos* apresentam-se como moléculas de menor peso molecular que os *asfaltenos*, sendo que funcionam como meio de dispersão oleoso destes últimos. Este tipo de constituição (moléculas precipitadas e meio de dispersão) confere ao betume um comportamento de sistema coloidal<sup>3</sup>.

O sistema coloidal típico do betume consiste em moléculas de *asfaltenos* dispostas em micelas, envolvidas por resinas, que funcionam como o seu agente estabilizador no meio de dispersão (*maltenos*).

Na presença de quantidades suficientes de resinas e aromáticos, as micelas de *asfaltenos* adquirem uma boa mobilidade no meio de dispersão e, como tal, o betume tem um comportamento de sistema coloidal tipo SOL. Por outro lado, se as resinas e/ou aromáticos não forem suficientes, os *asfaltenos* perdem mobilidade e as micelas agrupam-se em forma de anéis, que por sua vez se agrupam entre si. Desta forma, o betume terá um comportamento mais gelatinoso, sendo então considerado um GEL. Um aumento de temperatura quebra as ligações entre e dentro dos anéis de *asfaltenos*, conduzindo a um comportamento de SOL.

<sup>3</sup> Um sistema coloidal é uma mistura heterogénea em que a dimensão das partículas em suspensão se situa entre 10 e 1000 Ångström.

Os *asfaltenos* constituem entre 5 a 25% de um betume, sendo que os aromáticos e os saturados constituem 40 a 65% e 5 a 20% do betume, respectivamente.

A reologia do betume relaciona-se com a sua composição química. Assim, um aumento na concentração de *asfaltenos* (mantendo as concentrações dos três grupos dos maltenos) dá origem a um betume com menor penetração, maior viscosidade e ponto de amolecimento mais alto (Shell Bitumen, 1990), propriedades que serão tratadas adiante. Por outro lado, a proporção resinas/*asfaltenos* presente num betume rege se este assume a forma de um SOL ou de um GEL, como referido anteriormente.

Mantendo-se a concentração de *asfaltenos*, fazendo variar os três grupos dos maltenos tem-se que (Shell Bitumen, 1990):

- um aumento da concentração de saturados, mantendo a razão resinas/aromáticos constante, conduz a um betume mais mole;
- um aumento da concentração de aromáticos não terá grandes consequências na reologia do material (à excepção de uma pequena redução da resistência ao corte do betume);
- um aumento da concentração de resinas conduz a um betume mais duro, reduz a penetração e a resistência ao corte, mas aumenta a viscosidade do betume.

Os betumes são materiais visco-elásticos e as suas deformações são função da temperatura e do tempo de actuação da carga. A altas temperaturas ou para longos períodos de carregamento comportam-se como líquidos viscosos, enquanto a temperaturas muito baixas ou durante períodos de carregamento curtos se comportam como sólidos elásticos.

Os betumes de uso mais comum na indústria caracterizam-se pela sua especificação em termos de penetração. Por exemplo, um betume 50/70 tem uma penetração entre 50 e 70 décimas de mm. Para além destas características, estes betumes devem cumprir requisitos específicos relativamente à perda de massa por aquecimento e à solubilidade em tricloroetileno (**Quadro 2.4**).

**Quadro 2.4 – Especificações para betumes oxidados (Norma DNIT 095/2006 – EM)**

Propriedade	Betume			
	30/40	50/70	85/100	150/200
Penetração (em 0,1 mm, a 25°C)	30 a 40	50 a 70	85 a 100	150 a 200
Ponto de amolecimento (°C)	52	46	43	37
Perda de massa por aquecimento (durante 85 min a 163°C), %	0,5	0,5	0,5	0,5
Solubilidade em tricloroetileno, % de massa mínima	99,5	99,5	99,5	99,5

Os betumes podem ser divididos em três classes: Classe S, Classe B e Classe W. Em estruturas hidráulicas são utilizados betumes de Classe B (Blown), betumes arejados, fabricados por introdução de ar através da mistura de betume amolecido a temperaturas controladas.

As propriedades destes betumes são representadas num gráfico temperatura/viscosidade/penetração por duas rectas que se intersectam (**Figura 2.9**). A inclinação da recta na região das altas temperaturas é, aproximadamente, igual à dos betumes não arejados, sendo que a inclinação da recta na região das temperaturas mais baixas, é mais suave. Os betumes de classe B são caracterizados por três tipos de ensaios: penetração, ponto de amolecimento e duas medições de viscosidade a altas temperaturas.

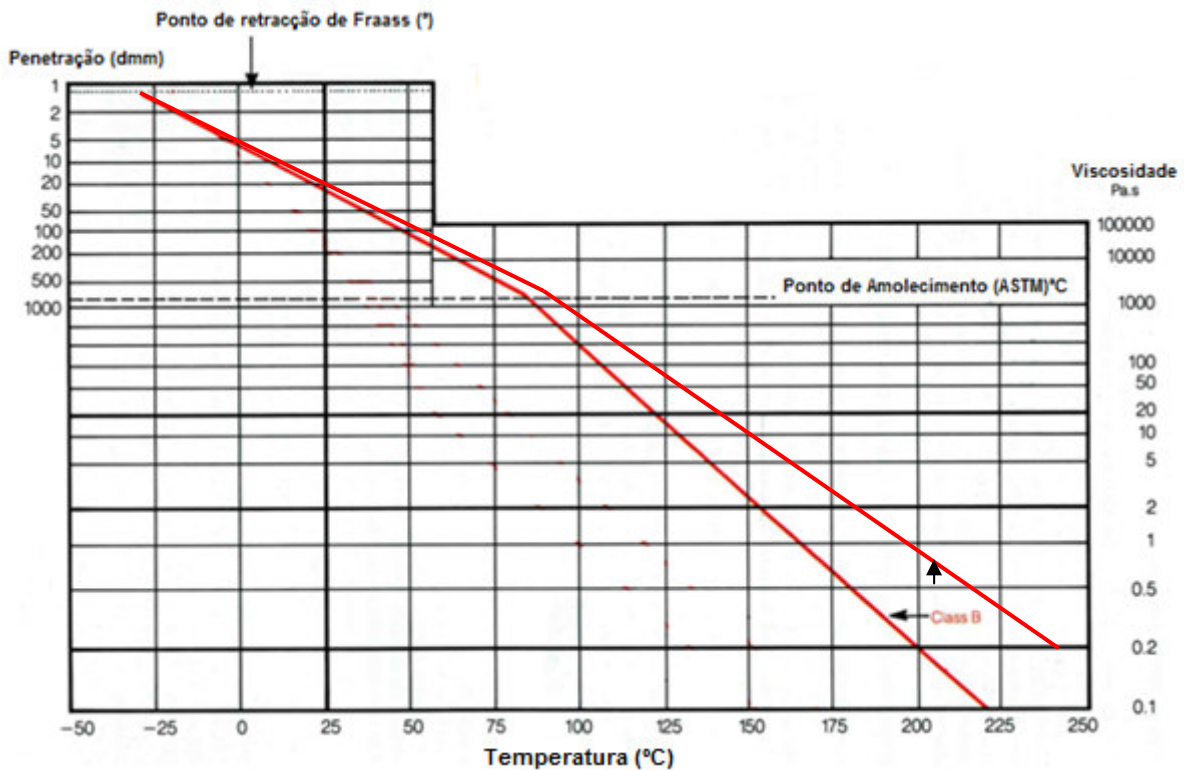


Figura 2.9 – Gráfico representativo das curvas características típicas de betumes de Classe B (adaptado de Shell Bitumen, 1990)

Os betumes de Classe B, para além de terem um ponto de amolecimento mais elevado que qualquer outra classe, têm um ponto de retração (*breaking point*) mais baixo do que o de qualquer outra classe. Estas características conferem à maioria dos betumes de Classe B um intervalo de viscosidades de compactação compatível com o óptimo (2 a 20 Pa.s), para as temperaturas de colocação (situadas entre 150 e 180°C).

O comportamento reológico do betume é habitualmente simulado recorrendo a modelos viscoelásticos não lineares, como é o caso do modelo de Maxwell-Norton (Razavi, 1989).

O modelo de Maxwell é um modelo reológico viscoelástico linear que pode ser simulado pela associação em série de um elemento de mola com um amortecedor, sendo que a tensão aplicada é a mesma nos dois elementos. Para a mola e para o amortecedor escrevem-se as seguintes equações (Gravina, 1997):

$$\sigma^e = k \times \varepsilon^e \text{ (mola)} \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$\sigma^v = \eta \times \dot{\varepsilon}^v \text{ (amortecedor)} \quad \text{Eq. 2.11}$$

onde os índices “e” e “v” significam, respectivamente, “elástico” e “viscoso” e os coeficientes “k” e “η” são características mecânicas dos materiais. O coeficiente “k” é, neste caso, equivalente ao módulo de deformabilidade do material e o “η” equivale à constante do amortecedor.

As equações do modelo de Maxwell são as seguintes:

$$\sigma = E \varepsilon_0 e^{\left(\frac{-tE}{\eta}\right)} \quad \text{Eq. 2.12}$$



$$\varepsilon(t) = \sigma_c \left( \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta} \right) \quad \text{Eq. 2.13}$$

onde  $\sigma$  representa a tensão aplicada, E o módulo de deformabilidade,  $\varepsilon_0$  a deformação inicial e t a duração do carregamento.

A lei de Norton adiciona ao modelo de Maxwell a não linearidade do modelo Maxwell-Norton, que caracteriza o comportamento dos betumes. Esta lei relaciona a velocidade de deformação com a tensão aplicada, e é utilizada para a determinação de deformações de fluência secundárias. Em seguida, apresenta-se a equação da Lei de Norton (Gravina, 1997):

$$V = V_f \left( \frac{\sigma}{\sigma_c} \right)^n \quad \text{Eq. 2.14}$$

onde V é a velocidade de deformação,  $V_f$  a velocidade de deformação em regime permanente e  $\sigma_c$  representa uma tensão aplicada (constante). Substituindo  $\frac{V_f}{\sigma_c^n}$  por A, obtém-se a lei de Norton para a fluência secundária:

$$V = A \sigma^n. \quad \text{Eq. 2.15}$$

Combinando a equação do modelo de Maxwell com a lei de Norton, pode deduzir-se uma expressão que traduz a velocidade de deformação em função da duração da aplicação de uma acção:

$$V = A \left( E \varepsilon_0 e^{\left( \frac{-tE}{\eta} \right)} \right)^n, \quad \text{Eq. 2.16}$$

em que os símbolos representam grandezas anteriormente referenciadas.

#### 2.3.2.4. Vazios

Os vazios representam um papel bastante importante no comportamento de uma mistura betuminosa. Estes podem estar preenchidos com betume ou com ar.

O volume de ar numa mistura está relacionado com a sua permeabilidade e também com o seu comportamento mecânico, podendo esta influência ser contabilizada através da modificação do modelo reológico do betume, em função da proporção de vazios da mistura (Razavi, 1989).

No que se refere ao comportamento hidráulico, na **Figura 2.10** apresenta-se uma relação entre a porosidade da mistura e o coeficiente de permeabilidade, deduzida por Höeg (1993), tendo por base ensaios realizados sobre misturas de betão betuminoso.

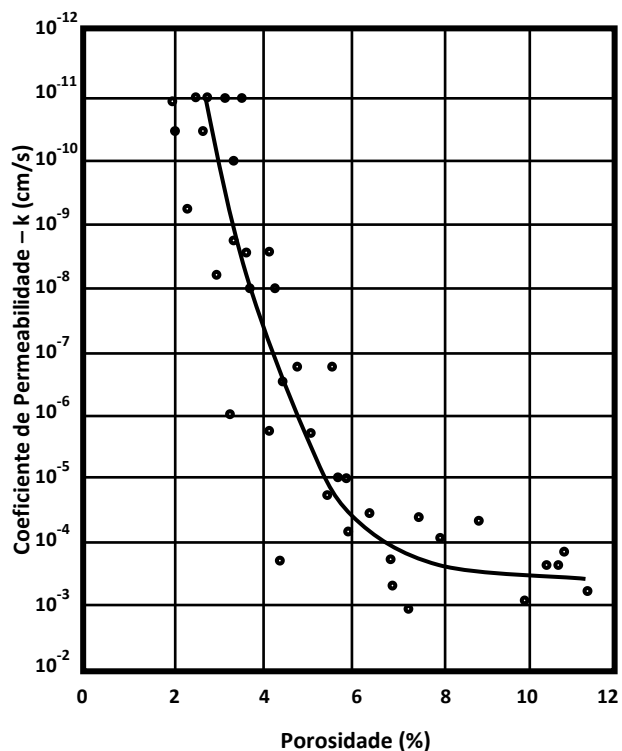


Figura 2.10 – Coeficiente de permeabilidade da mistura em função do volume de ar (Höeg, 1993)

### 2.3.2.5. Agregados

Os agregados utilizados nas misturas de betão betuminoso são definidos pelas especificações da curva de Füller. Estas especificações consistem, designadamente, na aplicação da equação seguinte:

$$P = \left(\frac{d}{D}\right)^n \times 100 \quad \text{Eq. 2.17}$$

Nesta equação,  $P$  representa a percentagem de material passado em determinado peneiro,  $d$  representa o diâmetro desse peneiro,  $D$  representa o diâmetro máximo do agregado e,  $n$  é um expoente variável, geralmente entre 0,41 e 0,50 nos agregados de cortinas interiores de betão betuminoso.

Os valores de  $D_{\text{máx}}$  recomendados por Strabag (1996) e por Höeg (1993) são, respectivamente, 16 e 18 mm. É de notar que em Falcão (2007) o  $D_{\text{máx}}$  dos agregados utilizados nas misturas de betão betuminoso ensaiadas pelo autor foi de 19 mm.

A percentagem de *filler* presente no agregado deve variar entre 8 e 12%, sendo que o material fino pode ter origens distintas e ser diverso: como por exemplo, cinzas volantes, cimento, cal hidratada, finos de rochas calcárias, etc.

### 2.3.3. Ensaios para determinação das propriedades do betume

O bom funcionamento e a durabilidade da mistura de betão betuminoso dependem das características do betume.

Os ensaios mais comuns sobre os betumes dividem-se em dois grandes grupos (CIGB, 1992): ensaios químicos, importantes para determinar alguns parâmetros potencialmente tóxicos ou nocivos e ensaios físicos,

nomeadamente, ensaios de penetração e ponto de amolecimento, viscosidade, ductilidade e adesão aos agregados.

Os ensaios químicos são habitualmente realizados pelos fabricantes do betume que associam aos vários betumes comercializados os respectivos resultados, que são objecto de vários controlos de qualidade.

No que se refere aos ensaios físicos, apresentam-se no **Quadro 2.5** os ensaios que são habitualmente realizados, bem como as respectivas normas ou especificações.

**Quadro 2.5 – Ensaios físicos de caracterização do betume (Shell Bitumen, 1990)**

Ensaio	Descrição geral	Norma/Especificação
Penetração	O ensaio consiste em fazer penetrar uma agulha de dimensões e peso normalizados, submetida a uma carga conhecida (100g), a uma temperatura constante (25°C) durante 5 segundos. A distância que a agulha penetra em unidades de 0,1mm é denominada <i>penetração</i> .	ASTM D5-73
Ponto de amolecimento (Anel e Esfera)	O ensaio avalia a consistência do betume. Consiste na colocação de uma esfera de aço (3,5g) sobre uma amostra de betume contida num anel de bronze. O preparado é suspenso num banho de água ou glicol que aquece à taxa de 5°C/min. O betume amolece e deforma com a esfera a passar através do anel. Quando o betume e a esfera tocam numa placa situada 25mm abaixo do anel a temperatura da água/glicol é registada e denomina-se <i>ponto de amolecimento</i> .	ASTM D36
Densidade	Consiste na determinação da densidade do betume que é a razão entre o peso volúmico do betume e peso volúmico da água a uma temperatura de 4°C.	ASTM D70-72
Ponto de Retracção de Fraass ( <i>Breaking point</i> )	O ensaio avalia a temperatura crítica para a qual o betume retrai e fendilha. Consiste em cobrir uma placa de aço com dimensões de 41mm x 20 mm com uma camada de 0,5 mm de betume que, posteriormente, é flectida. A temperatura da placa é reduzida à taxa de 1°C/min. À temperatura a que se verifica a fendilhação dá-se o nome de <i>ponto de retracção (breaking point)</i> . O <i>ponto de retracção</i> pode ser estimado através da penetração, uma vez que corresponde à temperatura a que o betume tem uma penetração de 1,25 (0,1 mm).	DIN 1995/1960
Viscosidade	O ensaio avalia a viscosidade de um betume a uma dada temperatura. É utilizado um viscosímetro de placas, aparelho que funciona de modo análogo à caixa de corte. É medida a tensão de corte (Pa) e a taxa de deformação unitária ( $s^{-1}$ ), sendo que a viscosidade é definida pelo quociente entre estas duas grandezas, tendo unidades Pa·s.	ASTM D2171-66/72

#### 2.3.4. Ensaios para determinação das propriedades dos agregados

Os agregados constantes da mistura, independentemente da sua origem, devem ser resistentes.

Os ensaios mais comuns realizados sobre os agregados referem-se a: durabilidade, resistência, porosidade e absorção de água, peso volúmico e densidade das partículas, granulometria e natureza química (importante para avaliar a aderência ao betume).

No **Quadro 2.6** sintetizam-se alguns dos ensaios mais comuns realizados sobre os agregados, bem como as normas ou especificações que podem ser seguidas.

**Quadro 2.6 – Ensaios de caracterização de agregados**

Ensaios	Descrição	Norma/Especificação
Análise granulométrica	Ensaio que determina a distribuição, expressa em peso, das partículas constituintes do agregado com tamanhos inferiores a determinadas dimensões.	Preparação da amostra: Especificação LNEC E195-1966
		Análise granulométrica: Especificação LNEC E196-1966
Abrasão de Los Angeles	Ensaio por abrasão para determinação da perda por desgaste em percentagem. O ensaio é realizado dentro de um cilindro giratório de aço onde, para além dos agregados a ensaiar, são colocadas esferas de aço. O seu número e tamanho dependem do tipo de agregados a ensaiar e das suas dimensões.	Especificação LNEC 237-1970 NP EN 933-1
Slake Durability Test	Ensaio para determinação da resistência oferecida pela rocha à desintegração quando sujeita a dois ciclos de secagem-molhagem (sob efeito de deterioração e abrasão) normalizados. A amostra consiste em 10 fragmentos intactos de rocha, aproximadamente esféricos, com massa entre 40 a 60 g. O slake durability índice é a percentagem de massa seca retida no peneiro nº 10 (2 mm)	ASTM D4644 SIMR, 1979
Resistência à compressão simples	Ensaio para a determinação da resistência à rotura em compressão uniaxial. Os provetes têm uma relação altura-diâmetro de 2,5 a 3, sendo aplicado um carregamento de forma contínua a uma taxa de 0,5 a 1MPa/s, de modo a que a rotura ocorra dentro de 5 a 10 minutos após o início do carregamento. A tensão de rotura em compressão uniaxial corresponde à carga máxima dividida pela área inicial do provete (média de 5 ensaios).	SIMR, 1979
Absorção	Ensaio que determina a relação entre a massa de água que penetra nos vazios e a massa da estrutura sólida, seca, da amostra, expressa em percentagem	NP EN 1097-6
Porosidade	Ensaio que determina a porosidade. É determinado primeiro o volume da amostra. Esta é em seguida saturada em câmara de vácuo. A amostra é retirada, seca superficialmente e a sua massa é determinada ( $M_{sat}$ ). Em seguida, é seca a 105°C, arrefecida e a sua massa é determinada ( $M_s$ ). A porosidade é $n=V_v/V$ , em que $V_v=(M_{sat}-M_s)/\gamma_w$	NP EN 1097-3
Peso volúmico das partículas sólidas	Procedimento idêntico ao do ensaio de porosidade. O peso volúmico das partículas sólidas é $\gamma_d=\rho_d \times g$ e $\rho_d=M_s/V$	NP EN 1097-3
Densidade das partículas sólidas	Procedimento idêntico ao da porosidade. A densidade das partículas é $G=\gamma_d/\gamma_o$ , com $\gamma_o=\rho_o \times g$ e $\rho_o=M_s/V$	NP 83-1965

### 2.3.5. Ensaios para determinação das propriedades da mistura de betão betuminoso

#### 2.3.5.1. Considerações gerais

Os ensaios sobre os materiais da mistura realizam-se em três fases, uma primeira, sobre os materiais fabricados, ainda não colocadas, uma segunda, sobre os materiais em colocação e, uma terceira e última, sobre os materiais compactados.

Os ensaios sobre misturas não colocadas compreendem, em geral, a análise da composição da mistura, o controlo de temperatura, os ensaios de Marshall (pesos volúmcicos e porosidade *versus* teor em betume e resistência e deformação *versus* teor em betume) e os ensaios de permeabilidade.

Os ensaios sobre misturas em colocação consistem em ensaios de espalhamento, de compactação e de controlo de temperatura.

Por fim, os ensaios sobre misturas já compactadas integram, novamente, ensaios de composição da mistura e de Marshall, ensaios de permeabilidade, de resistência ao corte e deformabilidade e de durabilidade.

Nas secções seguintes descrevem-se, de modo sintético, os principais ensaios de caracterização mecânica, hidráulica e de durabilidade das misturas de betão betuminoso.

### 2.3.5.2. Ensaio de Marshall

O ensaio de Marshall (Asphalt Institute, 1979) utiliza provetes normalizados com 64 mm de altura e 102 mm de diâmetro. Estes são preparados num molde segundo um procedimento específico de aquecimento, mistura e compactação da mistura betume-agregados.

A compactação faz-se a uma temperatura constante, controlada por termómetros (de mercúrio), sendo que usualmente se utiliza uma energia de compactação de 75 pancadas em cada topo do provete (como previsto, por exemplo, na norma brasileira NBR 12891/93).

O ensaio de Marshall apresenta dois tipos de resultados: pesos volúmicos e porosidade em função do teor de betume e resistência e deformação do provete, ambos também em função do teor em betume (**Figura 2.11**).

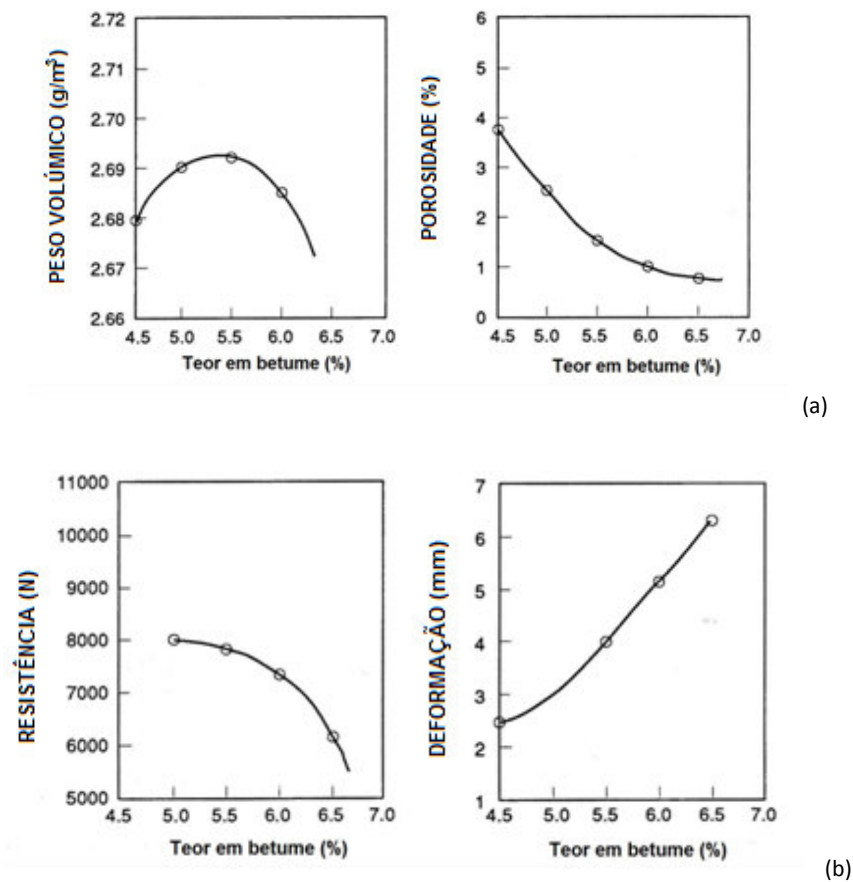


**Figura 2.11 – Equipamento do ensaio Marshall (Shell Bitumen, 1990).**

Os resultados do peso volúmico-porosidade em função do teor em betume são análogos, em termos de mecânica dos solos, aos resultados do ensaio Proctor (pesos volúmicos secos em função do teor em água).

Os resultados de resistência/deformação são obtidos através do carregamento axial do provete a 60°C. O carregamento é efectuado impondo um deslocamento constante de 51 mm/min até ocorrer a rotura. Deste ensaio retiram-se a resistência máxima na rotura (N) e a deformação radial total ocorrida entre o início do carregamento e a rotura.

Na **Figura 2.12** ilustram-se alguns resultados típicos de ensaios de Marshall em misturas sobre betão betuminoso.



**Figura 2.12 – Resultados tipo de ensaios Marshall: (a) peso volúmico e porosidade em função do teor em betume e (b) resistência e deformação em função do teor em betume (Höeg, 1993)**

### 2.3.5.3. Ensaio do módulo de resiliência

O ensaio de Módulo de Resiliência é um ensaio de carga cíclica (mais utilizado para as misturas betuminosas de pavimentos do que para as misturas de obras hidráulicas). No caso de misturas betuminosas aplicadas a estruturas hidráulicas, este ensaio pode contribuir para a compreensão do seu comportamento sísmico.

O ensaio é efectuado aplicando ciclos de carregamento comprimindo diametralmente o provete e medindo-se os deslocamentos horizontais perpendiculares à aplicação da carga através de LVDT<sup>4</sup> (Falcão, 2003, citado em Falcão, 2007).

### 2.3.5.4. Ensaios de corte em compressão triaxial

Os ensaios de compressão triaxial permitem caracterizar a resistência e a deformabilidade dos provetes para diferentes tensões de consolidação e para diferentes trajectórias de tensão até à rotura. Em geral, são realizados ensaios consolidados não drenados (CU).

<sup>4</sup> Linear variable differential transformer

É de notar que, num ensaio triaxial, as tensões laterais,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ , são iguais, o que não representa o estado de tensão de uma cortina interior de betão betuminoso numa barragem de enrocamento. A cortina de betão betuminoso na sua direcção longitudinal ( $\sigma_2$ ), está praticamente impedida de se deformar, ao contrário do que acontece na direcção transversal ( $\sigma_3$ ), em que a cortina está confinada pelos materiais de transição, direcção segundo a qual ocorre a maior parte das deformações horizontais.

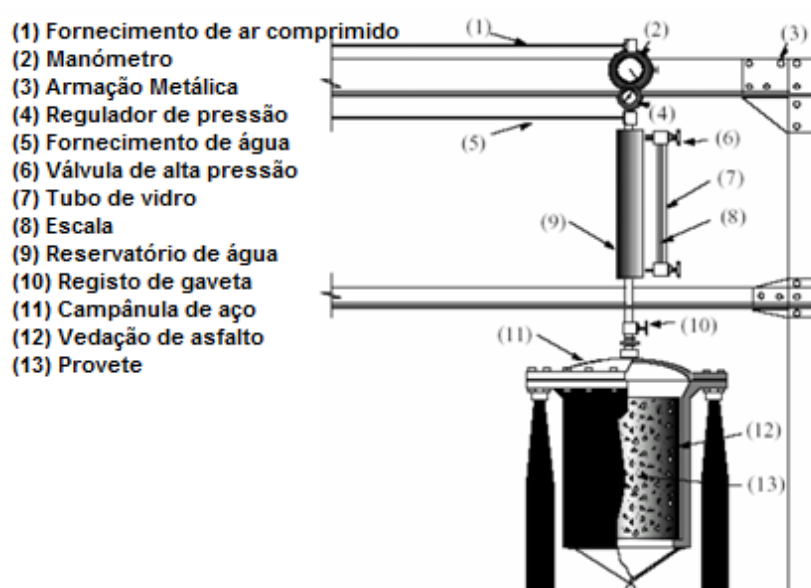
Os ensaios de corte em compressão triaxial impõem tensões laterais iguais nas duas direcções e, conseqüentemente, indicarão variações de volume sobrestimadas em relação às variações de volume reais (CIGB, 1992). Não se verificando na realidade um estado de tensão axissimétrico, os ensaios de deformação plana seriam mais representativos (CIGB, 1992). Não se encontraram, contudo, referências bibliográficas relativas à realização de ensaios bi-axiais sobre amostras de misturas de betão betuminoso.

### 2.3.5.5. Ensaio de permeabilidade

A determinação do coeficiente de permeabilidade de um provete de betão betuminoso faz-se seguindo um procedimento semelhante ao da determinação do coeficiente de permeabilidade do betão. A percolação da água pelo provete ocorre através da aplicação de carga suficiente para forçar a percolação pela superfície exposta do provete ensaiado (Falcão, 2007).

Na **Figura 2.13** representa-se esquematicamente o equipamento utilizado para realização dos ensaios de permeabilidade.

O coeficiente de permeabilidade da mistura betuminosa é da maior importância, dado as suas funções de órgão de estanquidade. Valores elevados desta grandeza implicarão percolações excessivas pelo corpo da barragem. O limite máximo aceitável para o coeficiente de permeabilidade de misturas betuminosas com aplicação em barragens é de  $10^{-9}$  m/s (Visser *et al.*, 1970).



**Figura 2.13** – Representação esquemática do permeâmetro utilizado nos ensaios de determinação do coeficiente de permeabilidade (adaptado de Falcão, 2007).

### 2.3.5.6. Ensaio de desgaste cântabro (seco e húmido)

O ensaio de desgaste cântabro consiste em avaliar o desgaste por abrasão do provete de uma mistura betuminosa quando este é submetido a 300 rotações no interior de um tambor de Los Angeles, sem a utilização de esferas de aço, girando a uma velocidade de 30 a 33 rpm. O desgaste cântabro é definido pelo quociente:

$$\frac{P_i - P_f}{P_i} \quad \text{Eq. 2.18}$$

onde  $P_i$  representa o peso do provete antes da realização do ensaio e  $P_f$  representa o peso do provete depois de realizado o ensaio de abrasão descrito.

Este ensaio é realizado sobre provetes secos e sobre provetes húmidos para avaliar a durabilidade da mistura quando sujeita ao contacto prolongado com a água (Falcão, 2003).

### 2.3.5.7. Alguns resultados de ensaios de corte em câmara triaxial sobre misturas betuminosas com agregados graníticos, micaxísticos e calcários

Falcão (2007) realizou um conjunto muito extenso de ensaios laboratoriais sobre misturas de betão betuminoso com diferentes teores em betume CAP 50/70 e com diferentes agregados (granítico, micaxístico e calcário).

Neste trabalho, o autor estudou a influência nas características da mistura do teor em betume e das características dos agregados.

Tendo em conta que existem poucos resultados sobre misturas betuminosas utilizadas em obras hidráulicas na bibliografia consultada e que os agregados utilizados são materiais típicos de Portugal, considerou-se pertinente a apresentação dos resultados dos ensaios efectuados, que se junta em anexo (Anexo I).

No **Quadro 2.7** apresenta-se um resumo de alguns resultados obtidos por Falcão (2007).

**Quadro 2.7 – Resumo de resultados de ensaios sobre misturas de betão betuminoso.**

Misturas		k (m/s)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E <sub>(1%)</sub> (MPa)
Agregado	% betume				
Granítico	4,5	$10^{-10}$	562	14	179 <sup>(1)</sup>
					204 <sup>(2)</sup>
					212 <sup>(3)</sup>
	5,0	$2 \times 10^{-11}$	308	27	106 <sup>(1)</sup>
					121 <sup>(2)</sup>
					160 <sup>(3)</sup>
	5,5	$10^{-11}$	376	27	55 <sup>(1)</sup>
					75 <sup>(2)</sup>
					123 <sup>(3)</sup>
Micaxístico	5,5	$4 \times 10^{-11}$	397	28	140 <sup>(1)</sup>
					270 <sup>(2)</sup>
					300 <sup>(*) (3)</sup>
	6,0	$7 \times 10^{-11}$	?	?	-
					-
					-
	6,5	$8 \times 10^{-13}$	?	?	-
					-
					-



**Quadro 2.7 (cont.) – Resumo de resultados de ensaios sobre misturas de betão betuminoso.**

Misturas		k (m/s)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	E <sub>(1%)</sub> (MPa)
Agregado	% betume				
Calcário	5,0	10 <sup>-11</sup>	375	15	35 <sup>(1)</sup>
					22 <sup>(2)</sup>
					50 <sup>(3)</sup>
	5,5	9x10 <sup>-12</sup>	242	15	20 <sup>(1)</sup>
					20 <sup>(2)</sup>
					22 <sup>(3)</sup>
	6,0	7x-10 <sup>-12</sup>	196	15	10 <sup>(1)</sup>
					20 <sup>(2)</sup>
					15 <sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> –  $\sigma'_c = 249$  kPa;

<sup>(2)</sup> –  $\sigma'_c = 491$  kPa;

<sup>(3)</sup> –  $\sigma'_c = 981$  kPa;

? – desconhecido

<sup>(\*)</sup> – deformação axial igual a 0,8%

A maioria das amostras ensaiadas por Falcão (2007) exibiu um comportamento de tensão-deformação caracterizado por um pico na rotura (nalguns casos para deformações axiais reduzidas) e redução da resistência (por vezes acentuada) para níveis de deformação superiores

O aumento do teor em betume das amostras aumenta a deformação a que se dá a rotura.

Ensaio realizados por Razavi (1989) não exibiram comportamento de pico e a rotura ocorre para deformações axiais elevadas (entre 6 e 14 %). Ensaio realizados para velocidades de aplicação de carga diferentes mostraram que a resistência aumenta para velocidades crescentes do carregamento. Ensaio realizados para temperaturas diferentes mostraram que a resistência diminui com o aumento da temperatura.

No que se refere a ensaios de corte cíclico em câmara triaxial, Höeg (2005) apresenta um resumo de resultados de diferentes autores (Ishii e Kamijo, 1988, Kawashima et al, 1997, Ohne et al, 2002, e Nakamura et al, 2004), concluindo que o betão betuminoso exibe um excelente comportamento a solicitações sísmicas, sem fissuração/fendilhação significativas nem degradação do material, mesmo para solicitações sísmicas muito desfavoráveis.

### 2.3.6. Composição e características mecânicas das zonas de transição

Os materiais das zonas de transição, imediatamente a montante e a jusante da cortina interior, devem ser fabricados a partir de rocha de boa qualidade e com boa durabilidade.

A sua granulometria não deve apresentar descontinuidades e, pelo menos 10% do material, deve ter uma dimensão inferior ao diâmetro máximo do agregado da mistura.

A dimensão máxima do material de transição deve ser igual ou superior a ¼ da dimensão máxima dos materiais dos maciços estabilizadores em contacto com a zona de transição.

Devem ser realizados ensaios de determinação das propriedades índices do material rocha, nomeadamente, pesos volúmicos, porosidade e absorção de água, resistência à compressão simples, módulo de deformabilidade da rocha, ensaio Los Angeles e Slake durability test.

Estes materiais são materiais granulares, sem finos, com elevada permeabilidade e elevada resistência ao corte.

## **2.4. Cortina interior e zonas de transição. Técnicas construtivas**

### **2.4.1. Considerações iniciais**

As técnicas construtivas das cortinas interiores de misturas betuminosas de barragens de enrocamento evoluíram ao longo do tempo e relacionam-se com os diferentes tipos de misturas identificadas na secção 2.2.

Nesta secção são descritos os processos construtivos associados aos tipos de misturas mais recentes – betão betuminoso ciclópico, betão betuminoso fluido e betão betuminoso (denso).

Apresenta-se de modo pormenorizado o método mecânico de execução do betão betuminoso (denso) – mistura que é objecto de reflexão particular neste trabalho – à data o método mais utilizado e aquele que permite um melhor controlo de qualidade, bem como melhores resultados do ponto de vista técnico e económico (CIGB, 1992).

### **2.4.2. Técnica do betão betuminoso ciclópico**

Este método, conhecido como *Stone-Bitumen Method* (Höeg, 1993), caracteriza-se pela colocação dos agregados de granulometria uniforme e do *filler*, que são, em seguida, impregnados até à saturação com betume quente.

A construção da cortina faz-se por camadas de 20 a 30 centímetros de espessura, recorrendo a moldes metálicos onde os agregados limpos são lançados, preenchendo toda a extensão do molde, para serem então impregnados pelo betume.

O método descrito não é considerado por Höeg (1993) muito atractivo, por várias razões. Por um lado, é um método que consome grandes quantidades de betume (30 a 40% da mistura), por outro, verifica-se alguma dificuldade em garantir a saturação dos vazios dos agregados pelo betume, razão pela qual é difícil de prever o índice de vazios e a porosidade da mistura (que condiciona o seu coeficiente de permeabilidade).

Viser *et al.* (1970) descrevem uma forma alternativa de produzir betão betuminoso ciclópico, em que este é produzido por uma metodologia de “penetração inversa”. As camadas são igualmente construídas recorrendo a moldes metálicos e têm entre 0,4 a 0,75 m de espessura. Em primeiro lugar, são colocadas pedras britadas ao longo do contorno do molde, sendo de seguida aplicada uma camada de mastique betuminoso composta por agregados com um tamanho máximo de 8 mm. De seguida são lançadas por cima da mistura pedras de grande dimensão (0,10 a 0,40 m) que afundam devido ao seu peso próprio. Por fim, são removidos os moldes, e são colocadas mais pedras de grande dimensão por cima da cortina. Para que se garanta a estanquidade e a estabilidade da cortina, esta é vibrada.

Tal como no método de penetração directa, há problemas no controlo do índice de vazios e do coeficiente de permeabilidade da mistura (Höeg, 1993).

### **2.4.3. Técnica do betão betuminoso fluido (método russo)**

A técnica de execução do betão betuminoso fluido foi desenvolvida na Rússia para a construção de três grandes barragens. É um método que, como os descritos na secção anterior, recorre ao uso de moldes, que têm, neste caso, cerca de 1 metro de altura. É aplicada a mistura de betão betuminoso fluido dentro do molde, que é retirado assim que a mistura arrefece para valores de 45°C, sendo depois colocadas e compactadas as camadas de transição.

Verifica-se que o método russo tem uma boa eficiência, especialmente em climas com temperaturas muito baixas e onde se exige uma grande ductilidade à mistura. Este método não requer compactação nem maquinaria para execução da cortina. Por outro lado, é um método bastante dispendioso, devido ao alto teor em betume da mistura (Falcão, 2007).

### **2.4.4. Técnica do betão betuminoso (método mecânico)**

#### **2.4.4.1. Considerações gerais**

A execução mecânica do betão betuminoso (denso) permite assegurar uma melhor qualidade construtiva e uma maior rapidez de execução, pelo que a sua execução por meios manuais não é, hoje em dia, considerada rentável nem vantajosa do ponto de vista técnico.

Este método utiliza misturas com menor teor em betume que as anteriormente descritas (cerca de 6) e tem produtividades bastante superiores, sendo por isso uma técnica mais atractiva.

Os procedimentos de execução evoluíram com a evolução dos equipamentos de colocação e de compactação. As componentes básicas destes equipamentos são (CIGB, 1992):

- chassis;
- unidades de armazenamento do betão betuminoso e dos materiais de transição;
- dispositivos de nivelamento do betão betuminoso e dos materiais de transição;
- dispositivos de compactação do betão betuminoso e dos materiais de transição.

O equipamento inicialmente utilizado consistia num bulldozer que rebocava uma cofragem, sendo o fornecimento da mistura feito por intermédio de uma grua e a compactação realizada por placas vibrantes e pequenos cilindros vibradores.

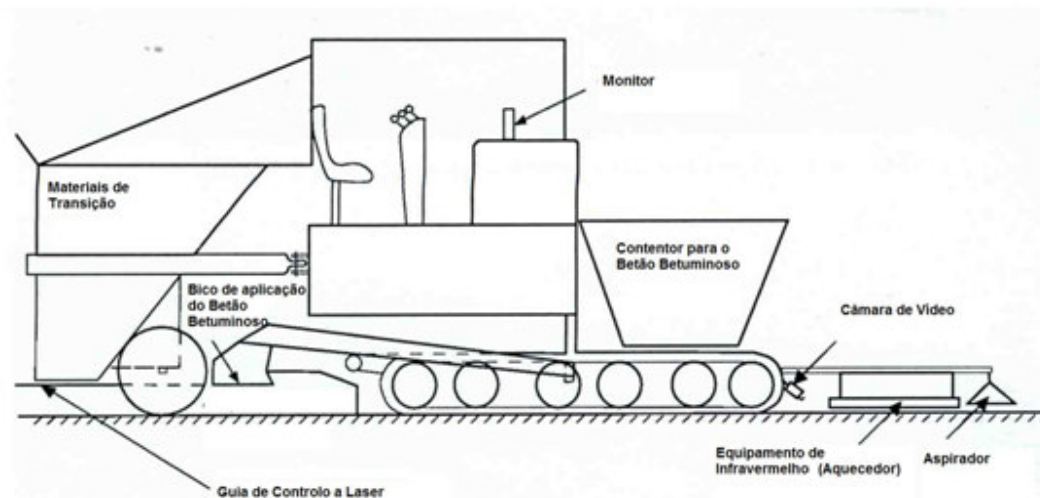
O rendimento de execução foi melhorado combinando, numa única máquina, as quatro componentes básicas anteriormente identificadas (máquinas da primeira geração), sendo os materiais de transição descarregados lateralmente por camião basculante. A evolução deste equipamento para o chamado equipamento de segunda geração foi quase imediata. Neste, o material de transição é colocado antes da mistura, por intermédio de um dispositivo em forma de caixa na zona frontal da máquina, sendo depois espalhado lateralmente e nivelado. Atrás do dispositivo de nivelamento localiza-se o dispositivo de armazenamento da mistura que é, então, descarregada no espaço livre central. O betão betuminoso e os materiais de transição são depois compactados por três cilindros vibradores (um para a cortina e um para cada uma das zonas de transição).

Os equipamentos de terceira geração são uma evolução dos de segunda geração e dispõem de um dispositivo de aquecimento por infravermelhos na zona frontal, protegido, de altura regulável. A máquina desloca-se, em geral sobre lagartas, sobre a superfície compactada das camadas anteriores dos materiais de transição (o que não acontecia nas máquinas de segunda geração).

Os procedimentos associados a estes equipamentos de terceira geração são descritos em pormenor na secção seguinte.

#### 2.4.4.2. Procedimentos executivos (equipamento de terceira geração)

Na **Figura 2.14** representa-se, de modo esquemático, uma máquina padrão de terceira geração para execução das cortinas interiores de betão betuminoso, designada por *Paver*.



**Figura 2.14 – Representação esquemática de uma máquina de execução da cortina interior de betão betuminoso.**

Uma máquina padrão tem uma largura de 3,5 m e pode executar cortinas interiores com larguras entre 0,4 m e 1,5 m, podendo a largura ser ajustada à medida que a construção evolui.

A construção da cortina interior começa pela construção do plinto em betão. Efectua-se, em seguida, a limpeza da superfície com uma mistura de ácido clorídrico e água ou jacto de água e areia e, finalmente, com ar comprimido. O plinto servirá de base a uma primeira camada de *mastique* betuminoso<sup>5</sup>, com 10 a 20 mm de espessura, que irá conferir total aderência entre a cortina e a sua fundação, bem como a estanquidade da ligação (**Figura 2.15**).

A primeira camada de betão betuminoso é colocada manualmente. Esta é construída com a ajuda de moldes metálicos e os materiais de transição laterais são colocados com a ajuda de uma máquina giratória. Finalmente, os materiais são arrumados à mão, de forma que a superfície fique horizontal e o *Paver* possa trabalhar (**Figura 2.16**).

Em seguida, o *Paver* aplica simultaneamente as camadas de betão betuminoso e as camadas de transição, ao longo de todo o eixo da barragem, o que confere um suporte imediato ao betão betuminoso.

<sup>5</sup> Define-se *mastique* betuminoso a mistura de betume, *filler* e material granular fino que toma, por aquecimento, uma consistência que permite espalhá-la com uma espátula.

O *Paver* está equipado com um sistema de laser, que controla a espessura das camadas aplicadas. Na frente da máquina existe um dispositivo de infravermelhos, que tem a função de secar e aquecer a camada inferior de betão betuminoso. Este dispositivo seca qualquer humidade superficial e aquece a superfície, preparando-a para a aplicação da próxima camada de betão betuminoso (Figura 2.17). O betão betuminoso quente da nova camada ajuda a amolecer a camada anterior promovendo uma boa ligação entre ambas.

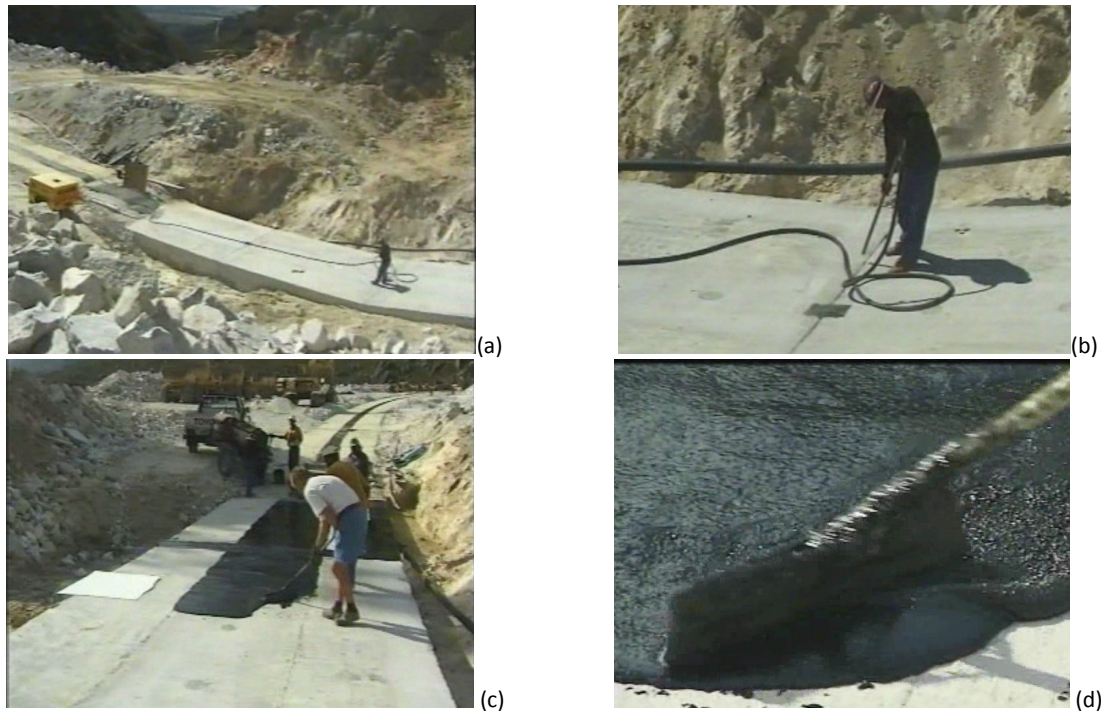


Figura 2.15 – Aplicação da camada de *mastique* betuminoso: (a) pormenor do plinto antes da aplicação; (b) limpeza da superfície do betão e juntas; (c) espalhamento do *mastique* betuminoso; (d) Pormenor do espalhamento.



Figura 2.16 – Construção da primeira camada de betão betuminoso: (a) colocação do material nos moldes; (b) compactação manual do betão betuminoso; (c) colocação do material de transição; (d) arrumação manual dos materiais.



A compactação da cortina e das zonas de transição é feita imediatamente após a aplicação das mesmas. São utilizados três cilindros vibradores: um para a cortina interior e dois para as zonas de transição. O *Paver* avança para aplicar as referidas camadas, sendo seguido dos cilindros vibradores, que compactam as camadas de transição. Por fim, segue o cilindro que compacta a camada da cortina (**Figura 2.18**).



Figura 2.17 – Execução da cortina e das camadas de transição com o *Paver*: (a) *Paver* em funcionamento; (b) pormenor da aplicação da mistura; (c) pormenor do dispositivo de infravermelhos.



Figura 2.18 – Compactação da cortina interior e das camadas de transição: (a) aplicação das camadas de transição e imediata compactação; (b) vista geral dos cilindros compactadores.

## **2.5. Cortina interior e zonas de transição. Especificações construtivas e controlo de qualidade**

### **2.5.1. Especificações construtivas**

#### **2.5.1.1. Disposições gerais**

A execução da cortina interior de betão betuminoso e das camadas de transição deve atender às seguintes especificações gerais (CIGB, 1992):

- deve ser assegurado o correcto posicionamento geométrico da cortina e das zonas de transição;
- devem ser mantidas constantes as espessuras de colocação para a cortina e para as zonas de transição;
- deve ser assegurada a homogeneidade e a qualidade das camadas da cortina e das zonas de transição;
- deve ser garantida uma ligação perfeita entre a cortina e as zonas de transição;
- a capacidade de produção e de execução das camadas da cortina e das zonas de transição deve ser acompanhada pela capacidade de produção e de execução das camadas dos materiais dos maciços estabilizadores, de modo a que não haja desnivelamentos significativos entre umas e outras.

Recomenda-se, ainda, que a execução das camadas da cortina interior e das zonas de transição não tenha uma diferença superior a 2 camadas (aproximadamente 0,40 m) em relação aos aterros dos maciços estabilizadores (Saxegaard, 2009).

Acresce que a capacidade de produção diária da central de betão betuminoso deve ser, em geral, superior ao volume de duas camadas da cortina e a capacidade de armazenamento a quente deve ser, no mínimo, de 50 toneladas (Saxegaard, 2009).

De uma maneira geral, não é recomendada a execução de mais de duas camadas de 0,20 m de espessura por dia, de modo a permitir que a mistura betuminosa arrefeça e tenha a oportunidade de ganhar rigidez antes de ser carregada com outras camadas. Saxegaard (2002) refere, porém, que se for necessário aumentar a produtividade, podem ser executadas quatro camadas de 0,20 m de espessura ou três camadas de 0,30 m de espessura.

Nos casos em que a central não se localize nas proximidades da barragem, haverá que assegurar que durante o transporte o betão betuminoso mantém a temperatura adequada e que não sofre segregação.

Deve ser evitada a acumulação de águas da chuva nas cotas inferiores, junto à fundação. Para tal deverão estar disponíveis sistemas de bombagem.

Devem ser executadas pequenas estruturas metálicas sobre a cortina de betão betuminoso sempre que durante a construção seja necessário o seu atravessamento por veículos.

O *Paver* deverá ter, na parte frontal da máquina, um aspirador de vácuo, para retirar qualquer água e limpar poeiras da superfície do betão betuminoso. Atrás deste dispositivo, o *Paver* deverá estar equipado com um

aquecedor que fará o aquecimento da superfície da camada anterior imediatamente antes da colocação da nova camada.

Todas as componentes do *Paver* deverão ser pré-aquecidas antes do início das sessões de trabalho.

O cilindro vibrador de compactação da cortina deverá ter a largura da cortina interior ou, no máximo, ser 0,10 m mais largo do que a cortina interior.

### 2.5.1.2. Materiais

No que se refere aos materiais da mistura e à sua composição:

- o betume poderá ser, na maioria dos casos, da classe B60 a B65; em situações em que se estimem deformações de corte significativas será vantajoso utilizar um betume menos viscoso, tipo B180;
- o teor em betume da mistura deve estar compreendido, em geral, entre 5 e 7%;
- o volume de vazios da mistura deve ser inferior a 3%;
- o agregado deve ter uma curva granulométrica que siga a distribuição de Füller, adicionada de uma componente fina (dimensão inferior a 0,075 mm), designada por *filler*; o  $D_{m\acute{a}x}$  do agregado deve ser inferior ou igual a 19 mm.
- o *filler* do agregado pode ser de cimento, cinzas volantes, cal hidratada ou calcário processado, devendo ser definido tendo em conta o tipo e características dos agregados da mistura e dos materiais para *filler* disponíveis;
- a percentagem do *filler* pode variar entre 8 e 12%;
- os agregados devem ser secos a temperaturas inferiores a 200°C.

No que se refere aos materiais das zonas de transição e à sua constituição:

- as zonas de transição devem ser de materiais processados a partir de rocha sã;
- as partículas devem ter, preferencialmente, forma angulosa;
- relativamente à granulometria, o  $d_{m\acute{a}x}$  deve ser igual ou inferior a 60 mm, o  $d_{50}$  superior a 10 mm e o  $d_{15}$  inferior a 10 mm;
- deve ser assegurada a seguinte relação de entre os diâmetros das partículas dos materiais do agregado da mistura e das zonas de transição (CIGB, 1992)  
$$d_{100} \text{ (agregado da mistura)} \geq d_{10} \text{ (zonas de transição)};$$
- deve ser assegurada a seguinte relação entre os diâmetros das partículas dos materiais das zonas de transição e dos maciços estabilizadores (CIGB, 1992)  
$$d_{100} \text{ (zonas de transição)} \geq \frac{1}{4} \cdot d_{100} \text{ (maciços estabilizadores)};$$
- a zona de transição de montante poderá ter uma percentagem de finos superior à zona de jusante para auxiliar o preenchimento de eventuais fissuras da cortina interior que ocorram em condições estáticas ou sísmicas.

### 2.5.1.3. Trabalhos de execução

A execução pelo *Paver* da cortina e das zonas de transição da barragem deve ser precedida de um trecho experimental, que servirá para aferir a espessura de compactação e o número de passagens dos cilindros vibradores, na cortina e nas zonas de transição.



As camadas de betão betuminoso e das zonas de transição serão colocadas com espessuras entre 0,20 e 0,30 m (sendo 0,20 m o valor habitual) e compactadas com 3 a 6 passagens de cilindros vibradores de 0,5 a 2,5 toneladas<sup>6</sup>.

As condições de compactação deverão assegurar a obtenção de um volume de ar da mistura (em relação ao volume total) inferior a 3%.

No que se refere à espessura da cortina e das zonas de transição, estas deverão ser definidas no projecto. Em geral, a cortina terá uma espessura entre 0,5 m e 1,2 m e as camadas de transição entre 1,0 e 2 m.

Deverá ter-se em conta que:

- a espessura mínima das zonas de transição a montante e a jusante da cortina deve ser de 1 m;
- a espessura máxima das zonas de transição a montante e a jusante da cortina depende da espessura da cortina, já que existe uma limitação prática ligada às dimensões habituais do *Paver*.

As camadas iniciais de betão betuminoso e dos materiais de transição devem ser colocadas manualmente, até se obter uma área nivelada para utilização do *Paver* com, pelo menos, 30 m de comprimento (Kolo Veidekke, 2009). Junto aos encontros é habitual ter que se recorrer a colocação e compactação manual, mesmo para importantes alturas dos aterros.

A interface entre a cortina de betão betuminoso e o plinto (de betão armado, com *water stops* nas juntas de construção) requer tratamento especial, nomeadamente, a prévia limpeza do betão com jacto de areia ou com ácido clorídrico e a sua secagem, para promover uma boa adesão ao *mastique* betuminoso que se interpõe entre o betão e a cortina de betão betuminoso. A superfície do betão deve também ser aquecida, a temperaturas da ordem dos 150 °C, antes da colocação do betão betuminoso. O *mastique* betuminoso deve ter uma espessura de 10 a 20 mm e uma largura 0,5 m superior à largura da cortina interior de betão betuminoso.

A temperatura de colocação da mistura depende da classe de betume utilizada. Betumes B60 e B65 são compactados a temperaturas de 160 a 180° e betumes da classe B180 são compactados a temperaturas de 140 a 155 °C (Höeg, 1993).

Se a temperatura da mistura exceder a temperatura de colocação especificada, deverá ser promovido o seu arrefecimento antes de se proceder à sua colocação e compactação.

A velocidade de execução da cortina e das camadas de transição deve ser aproximadamente constante, cerca de 1 a 3 m por minuto. Se o tempo de paragem exceder mais de 10 a 15 minutos, antes de se retomar o trabalho, devem ser interpostas juntas de construção (Höeg, 1993).

---

<sup>6</sup> Alicescu e Tournier (2009) recomendaram a compactação da cortina e das zonas de transição da barragem de Romaine II, no Canadá, com 3 a 4 passagens de cilindro vibrador de 0,5 a 1 tonelada, para espessuras de 0,225 m.

### 2.5.2. Controlo de qualidade

O controlo de qualidade da cortina interior de betão betuminoso é feito a vários níveis: do betume, dos agregados e da mistura (antes da sua colocação, durante a colocação e após a execução). Estes ensaios foram referidos anteriormente.

Em primeiro lugar, é necessário garantir a qualidade do betume fornecido. As suas propriedades de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade, ductilidade e densidade devem estar documentadas e ser devidamente fiscalizadas pelos responsáveis da obra. É habitual realizarem-se ensaios de verificação.

Relativamente aos agregados, deve ser controlada periodicamente a sua granulometria. Deve igualmente ser testada a adesão entre betume e agregados.

A qualidade dos agregados deve ser verificada por intermédio de ensaios de caracterização das suas propriedades índice.

No que respeita à mistura, em fase de produção, o controlo de qualidade deve incidir, em particular, sobre a quantidade de betume e a distribuição granulométrica do agregado. Em condições normais de produção é usualmente recomendado que esta análise se faça quatro vezes por dia (Falcão, 2007; Strabag, 1990). Outras propriedades do betão betuminoso a serem verificadas sistematicamente são, designadamente, a temperatura, a trabalhabilidade e a porosidade.

Em fase de construção, o controlo de qualidade do betão betuminoso faz-se sobretudo através de ensaios sobre provetes extraídos da cortina. Em geral, os provetes são retirados após a execução de 25 a 30 camadas, com um período de “descanso” até 5 dias, para permitir o arrefecimento da cortina e a extracção dos provetes (Falcão, 2007). São realizados ensaios de Marshall para determinação do peso volúmico do provete, bem como para avaliar a compactação do mesmo. Devem ser determinados o teor em betume e o volume de ar da mistura, assim como peso volúmico dos agregados e a sua granulometria. Podem também ser realizados ensaios de permeabilidade e de corte em compressão triaxial.

Os locais de extracção dos provetes devem ser limpos, preenchidos com betão betuminoso e devidamente compactados em camadas de espessura máxima igual a 0,50 m.

Em fase de construção também é verificado o alinhamento das camadas da cortina interior. Esta verificação é efectuada com recurso ao *Paver* e aos dispositivos de *laser* nele instalados.

Na **Figura 2.19** apresentam-se algumas imagens do controlo da qualidade da cortina em fase de construção.

É também habitual a abertura de pequenos poços de inspecção, a montante e a jusante da cortina, para se observar a superfície lateral da cortina de betão betuminoso (verificando se existem heterogeneidades e fissurações) e os materiais de transição (verificando a compactação, a homogeneidade das camadas e a ligação entre camadas).



**Figura 2.19 – Controlo de qualidade da cortina: (a) alinhamento e espessura das camadas; (b) extracção de um provete; (c) provete; (d) ensaios para determinação da porosidade e do peso volúmico.**

É de notar que as temperaturas, quer do betão betuminoso quer do betume, são objecto de controlo rigoroso e regular. Por um lado, a temperatura do betume é controlada nos silos de armazenamento e a temperatura da mistura final de betão betuminoso é controlada durante o transporte para o carregamento do *Paver* e, também, depois de colocada na cortina (**Figura 2.20**).

O controlo de qualidade das zonas de transição deve ser feito por intermédio da sua composição granulométrica e recorrendo a ensaios *macro*<sup>7</sup> para caracterização do seu peso volúmico seco.



**Figura 2.20 – Medição da temperatura do betão betuminoso aplicado.**

<sup>7</sup> O ensaio *macro* consiste na abertura de um poço aproximadamente semi-esférico de diâmetro cinco vezes superior ao diâmetro do maior bloco. O material retirado do poço é pesado e o seu teor em água determinado. O poço é então revestido por uma membrana de polietileno impermeável e cheio com água para determinação do seu volume (Santos, 2008).

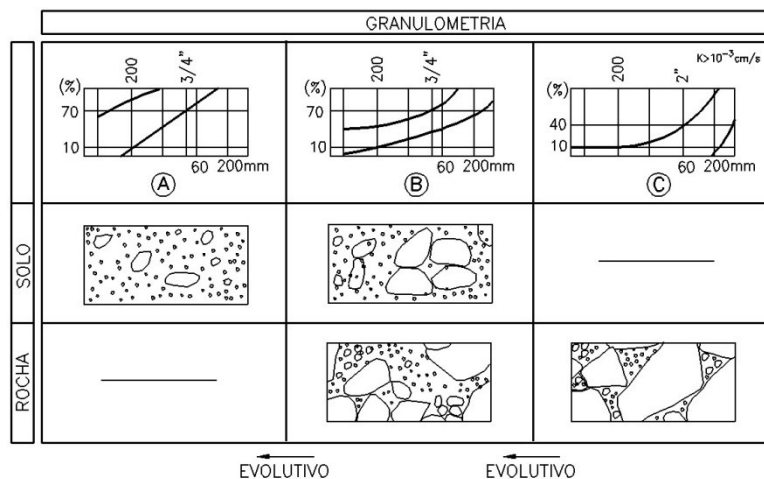
## 2.6. Maciços estabilizadores

Os aterros dos maciços estabilizadores das barragens com cortina interior de betão betuminoso são, na sua grande maioria, de enrocamento. Podem, no entanto, ser também aterros de solos ou de misturas de solo-enrocamento, como acontece nalguns casos, desde que os solos tenham poucos finos e, portanto, careçam de um órgão de estanquidade.

Na **Figura 2.21** apresentam-se curvas granulométricas típicas de solos, de misturas de solo-enrocamento e de enrocamentos (Maranha das Neves, 1993).

No presente trabalho trata-se apenas o caso dos maciços estabilizadores de enrocamento. Os enrocamentos são materiais que exigem processamento, sendo o desmonte dos maciços rochosos feito, habitualmente, através de explosivos.

De acordo com Maranhã das Neves (1993), a dimensão máxima das partículas dos materiais de enrocamento pode atingir os 2 m, embora, de uma maneira geral, não ultrapasse 1 m, e a percentagem de finos (elementos com dimensão inferior a 0,074 mm) deve ser inferior a 10%.



**Figura 2.21 – Curvas granulométricas típicas de solos (A), de misturas de solo-enrocamento (B) e de enrocamentos (C) e respectivas estruturas (Maranha das Neves, 1993).**

A caracterização destes materiais deve ter em conta a origem geológica da rocha a partir da qual se desmontará e seleccionará o enrocamento, já que dela dependem as propriedades mecânicas que o enrocamento exibirá (Veiga Pinto, 2007).

As propriedades índices (características físicas e mecânicas dos blocos rochosos) são de determinação corrente por intermédio de ensaios laboratoriais e servem para estimar, indirectamente, as propriedades mecânicas dos enrocamentos, nomeadamente em fases preliminares dos estudos de projecto.

De entre estes ensaios correntes, salientam-se os ensaios de determinação da porosidade e da densidade, para caracterização da textura, os ensaios de resistência à compressão simples da rocha e de resistência ao esmagamento, os ensaios *Los Angeles* e *Slake Durability Test*, para determinação da durabilidade, e os ensaios de absorção de água e solubilidade do resíduo, para determinação da sensibilidade à água.

A comparação de algumas propriedades índices de amostras secas e de amostras saturadas (resistência à compressão simples, resistência ao esmagamento e resultados do *Slake Durability Test*) permite avaliar, de forma indirecta, a susceptibilidade ao colapso (que se caracteriza por assentamentos rápidos na sequência da molhagem dos aterros).

A caracterização directa das propriedades mecânicas dos materiais de enrocamento pode ser feita por intermédio de ensaios laboratoriais sobre amostras de grande diâmetro, como por exemplo, ensaios de corte em câmaras triaxiais. Tratam-se de ensaios dispendiosos, pelo que são menos frequentes, realizando-se habitualmente em fase de projecto de execução, ou mesmo em fase de construção, porque a obtenção da amostra obriga ao desmonte dos materiais e ao seu processamento e preparação.

A colocação e a compactação dos materiais de enrocamento adequam-se bem à generalidade das condições atmosféricas, podendo os aterros com estes materiais ser executados sob precipitação intensa (ao contrário dos aterros com solos finos). Pelo contrário, a rega abundante dos materiais durante a sua colocação é muito importante para minimizar assentamentos de colapso em fase de primeiro enchimento (Pimenta, 2008).

No que se refere aos processos construtivos, os materiais são habitualmente depositados em “cordão”<sup>8</sup>, espalhados, regados abundantemente e compactados com recurso a cilindros vibradores de rasto liso (Veiga Pinto, 1994).

A execução é precedida da realização de aterros experimentais que servem para aferir a espessura das camadas, o número de passagens do cilindro vibrador e os parâmetros de referência para posterior controlo dos aterros (índice de vazios e curvas granulométricas após compactação).

Nos aterros experimentais, são medidos por métodos topográficos os assentamentos das camadas (habitualmente estudam-se várias espessuras de camadas) em função do número de passagens do cilindro e procede-se à realização de ensaios *macro* para diferentes números de passagens do cilindro e espessura de camada.

Os enrocamentos exibem colapso devido ao aumento do teor em água, ou seja, sofrem variações de volume rápidas. Um modelo constitutivo muitas vezes utilizado para os materiais de enrocamento é o modelo hiperbólico, cujos parâmetros podem ser deduzidos dos ensaios triaxiais (Konder, 1963, citado em Caldeira, 2008).

O modelo hiperbólico pode descrever o colapso. A realização de ensaios triaxiais sobre amostras de material seco e sobre amostras de material saturado permite avaliar, de modo simplificado, a compressibilidade induzida por molhagem, considerada igual à diferença entre a compressibilidade do solo seco e a compressibilidade do solo saturado (Maranha das Neves, 1991).

---

<sup>8</sup> O material de enrocamento é depositado cerca de 3 a 5 m de distância da frente da camada. Um tractor de lâmina, tipo D<sub>8</sub>, empurra o enrocamento para a frente da camada, verificando-se uma certa segregação em que os blocos mais grosseiros ficam depositados na base da camada, cobertos por material de dimensões mais reduzidas. Com a vibração dos cilindros compactadores os finos penetram na camada, preenchendo, deste modo, os vazios aí existentes antes da compactação.

Embora o modelo de rotura de Mohr-Coulomb seja muito utilizado, nos enrocamentos as envolventes de rotura são melhor representadas por curvas com um ângulo de atrito secante definido pela equação seguinte (Maranha das Neves, 1991).

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \quad \text{Eq. 2.19}$$

Em que,  $\phi_0$  é o ângulo de atrito máximo,  $\Delta\phi$  é a variação do ângulo de atrito,  $P_a$  é a pressão atmosférica e  $\sigma_3$  a tensão principal mínima.

Relativamente aos assentamentos de fluência (Charles, 1990, *in* Maranha das Neves, 1990), considera que estes podem ser estimados de acordo com a **Eq. 2.20**, onde  $\alpha$  é um parâmetro que depende da tensão vertical instalada, variando com a altura da barragem e com os materiais de construção.

$$s = \alpha H \log(t_2/t_1) \quad \text{Eq. 2.20}$$

O intervalo de tempo para o cálculo dos assentamentos de fluência deve ter início quando o carregamento da barragem tiver estabilizado, ou seja, após o primeiro enchimento.

Desenvolvimentos recentes no domínio dos enrocamentos têm vindo a permitir compreender o comportamento dos enrocamentos face às variações do teor em água. A humidade relativa influencia a fendilhação das partículas sólidas, desenvolvendo-se microfissuras que podem conduzir à fracturação da rocha (Alonso *et al.*, 2006).

Oldecupe e Alonso (2001) e Oldecupe e Alonso (2003), citados em Olivela *et al* (2006), estudaram em pormenor o efeito da sucção e desenvolveram um modelo constitutivo para os enrocamentos. As equações do modelo podem ser encontradas em Alonso *et al* (2006).

## **2.7. Observação, desempenho estrutural e reabilitação**

A observação de uma barragem é fundamental, em primeiro lugar, para avaliação das condições de segurança. É também utilizada para aferição dos modelos de comportamento, confirmação da aplicabilidade dos critérios e dos parâmetros adoptados no projecto e verificação da sua adequada funcionalidade (CIGB, 1988).

Em Portugal, as barragens abrangidas pelo Regulamento de Segurança de Barragens devem cumprir as Normas de Observação e Inspeção de Barragens que orientam a definição das grandezas a observar e as visitas de inspeção a realizar, nas diferentes fases de vida da obra: construção, primeiro enchimento, primeiro período de exploração e período subsequente. São dadas indicações, nomeadamente, sobre as frequências de leituras e as frequências das inspeções visuais.

No entanto, é de salientar que a definição do Plano de Observação de uma barragem não obedece a especificações rígidas, sendo um conjunto importante de decisões dependente das características particulares de cada barragem, nas quais se incluem as suas condições da fundação, a configuração do vale, a fiabilidade dos órgãos de segurança e dos seus equipamentos hidromecânicos, as características dos materiais utilizados e dos métodos construtivos e, ainda, os critérios adoptados no seu dimensionamento. Para além dos factores

directamente relacionados com a obra, devem ser igualmente ponderadas as acções exteriores e as consequências associadas a uma eventual rotura.

Considerações sobre os principais factores que condicionam a definição do Plano de Observação, bem como a análise dos aspectos que influenciam a precisão das leituras e a fiabilidade das grandezas observadas, são abordadas em CIGB (1988).

De um modo genérico, e tendo em conta o tipo de soluções em análise, indicam-se no **Quadro 2.8** o tipo de grandezas a observar, os respectivos dispositivos de leitura e os desempenhos deficientes ou subavaliação de acções que estas podem ajudar a detectar. Pormenores sobre os dispositivos de observação podem ser encontrados em Sêco e Pinto (1987).

**Quadro 2.8 – Grandezas e dispositivos de observação para barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso.**

GRANDEZA	DISPOSITIVO	DESEMPENHOS DEFICIENTES/SUBDIMENSIONAMENTO DA ACÇÃO
Deslocamentos superficiais, verticais e horizontais	Marcas topográficas	Assentamentos excessivos Deslocamentos horizontais excessivos Instabilidade do corpo da barragem ou do corpo da barragem e da fundação
Deslocamentos verticais internos	Baterias de assentamentos Níveis hidráulicos (maciço de jusante) Extensómetros eléctricos	Assentamentos excessivos Instabilidade do corpo da barragem ou do corpo da barragem e da fundação
Deslocamentos horizontais internos	Baterias de assentamentos Inclinómetros Extensómetros lineares (maciço de jusante)	Deslocamentos horizontais excessivos Instabilidade do corpo da barragem ou do corpo da barragem e da fundação
Tensores de tensão total	Células de tensão total	Transferência de tensões entre materiais de diferente rigidez Fendilhação da cortina
Pressões intersticiais	Células de pressão intersticial	Funcionamento deficiente da cortina interior de betão betuminoso/Percolação pela cortina Erosão interna da cortina interior
Níveis piezométricos	Piezómetros hidráulicos	Fendilhação da cortina Funcionamento deficiente da cortina interior de betão betuminoso/Percolação pela cortina Deficiente ligação entre a cortina interior de betão betuminoso e a fundação/Percolação pelo contacto Deficiente tratamento de impermeabilização da fundação/Percolação excessiva pela fundação
Caudal	Medidores de caudais	Fendilhação da cortina Funcionamento deficiente da cortina interior de betão betuminoso/Percolação pela cortina Deficiente ligação entre a cortina interior de betão betuminoso e a fundação/Percolação pelo contacto Deficiente tratamento de impermeabilização da fundação/Percolação excessiva pela fundação
Acelerações sísmicas	Acelerógrafos	Subdimensionamento das acções sísmicas Instabilidade do corpo da barragem Assentamentos excessivos
Níveis de água na albufeira	Escalas limnimétricas ou Limnígrafo	Subdimensionamento de cheias Subdimensionamento da folga Funcionamento deficiente do descarregador de cheias Galgamento
Precipitação, vento, evaporação e temperatura	Estação meteorológica	Subdimensionamento de cheias Subdimensionamento da folga

No campo da detecção de comportamentos anómalos, é de referir que a inspecção visual assume um papel muito importante, já que a grande maioria dos desempenhos deficientes é identificada por este tipo de actividade (CIGB, 1989).

No caso particular das cortinas interiores de betão betuminoso, alguns aspectos devem ser objecto de atenção particular na concepção dos sistemas de observação a instalar, destacando-se:

- a deformação transversal da cortina, devido à sua influência no coeficiente de permeabilidade da cortina;
- a transferência de tensões entre a cortina e as zonas de transição e entre as zonas de transição e os maciços estabilizadores, uma vez que se tratam quase sempre de interfaces verticais;
- os deslocamentos verticais e horizontais internos nas zonas de transição, já que ressalta da análise do procedimento construtivo conjunto da cortina e das zonas de transição que os materiais de transição não são regados (possivelmente devido ao efeito negativo que a água tem sobre o betão betuminoso), o que pode dar origem a deformações durante o primeiro enchimento (na zona de transição de montante).

As técnicas construtivas apresentadas na secção 2.4 permitem deduzir a dificuldade de instalação de dispositivos de observação durante a fase de construção, junto à cortina e nos materiais de transição. Pese embora as dificuldades e os tempos de paragem na construção associados, têm sido instalados dispositivos de medição quer na cortina quer nas zonas de transição deste tipo de barragens. Na barragem de Finstertal, na Áustria, foram medidas as deformações transversais da cortina por intermédio de placas magnéticas fixas a cada uma das faces da cortina, cuja variação do campo magnético permitia calcular as suas variações de espessura (Strabag, 1990).

Nalgumas barragens, como é o caso de Grosse Dhuenn, na Alemanha, há também registos de instalação de dispositivos de medição de deslocamentos verticais e horizontais internos e de células de tensão total e de pressão intersticial (Strabag, 1990).

É de notar que, concluída a construção, poderão ser instalados dispositivos de observação nas zonas de transição (tais como inclinómetros ou piezómetros), já que a granulometria destes materiais possibilita a sua posterior furação.

Esta furação pode ser necessária para injeção de caldas de cimento na zona de transição de montante, no caso de se verificar um funcionamento deficiente da cortina de betão betuminoso, seja por permeabilidade elevada, devido a um volume de ar superior ao prescrito, seja por fissurações ou fendilhações resultantes de execução deficiente. Quaisquer trabalhos de reparação da cortina de betão betuminoso serão sempre, contudo, de difícil execução, o que é agravado no caso das cortinas serem inclinadas.

A reabilitação de barragens com cortina interior de betão betuminoso parece ser a questão de maior sensibilidade, e de difícil resolução. É, no entanto, de notar que não há descrições na bibliografia consultada de comportamentos deficientes, pelo menos de relevo, que tivessem exigido intervenções de reabilitação.



No **Quadro 2.9** resume-se a informação que se conseguiu compilar sobre o desempenho de barragens deste tipo, referente a sete barragens norueguesas (Höeg, 1993), à barragem austríaca de Finstertal, à barragem escocesa de Megget, e à barragem alemã de Grosse Dhuenn, citadas em (Strabag, 1990).

**Quadro 2.9 – Desempenho de algumas barragens com cortina interior de betão betuminoso (adaptado de Strabag, 1990 e de Höeg, 1993).**

BARRAGEM		CARACTERÍSTICAS	DESEMPENHO
23	<b>Finstertal</b> Áustria, 1980	<p>Altura máxima – 100 m</p> <p>Desenvolvimento pelo coroamento – 652 m</p> <p>Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H), montante, e 1:1,4 (V:H), a jusante</p> <p>Volume de aterro – 4 400 000 m<sup>3</sup></p> <p>Cortina interior de betão betuminoso (CBB) – inclinada a 1:0,4 (V:H)</p> <p>Espessura da CBB – variável 0,7/0,6/0,5 m</p> <p>Galeria e tratamento de impermeabilização da fundação com injeções.</p>	<p>Durante a fase de construção, o assentamento máximo foi de cerca de 300 mm, (na secção de maior altura da barragem) aproximadamente a meia altura do aterro.</p> <p>Após o 1º enchimento, a variação de espessura medida na cortina interior foi de 2 cm (nas cotas superiores) a 5 cm (nas cotas inferiores).</p> <p>No final do 1º enchimento, o deslocamento horizontal máximo foi de cerca de 140 mm, nas proximidades do coroamento, e o caudal total percolado pela cortina de 9 l/s. Este caudal reduziu-se, posteriormente, para 3 l/s.</p>
25	<b>Megget</b> Reino Unido, 1980	<p>Altura máxima – 56 m</p> <p>Desenvolvimento pelo coroamento – 568 m</p> <p>Inclinação dos taludes – 1:1,8 (V:H), a montante, e 1:1,5/1:2,1, a jusante</p> <p>Volume de aterro – 2 100 000 m<sup>3</sup></p> <p>CBB – vertical</p> <p>Espessura da CBB – 0,7/0,6 m</p> <p>Galeria e tratamento de impermeabilização da fundação com injeções.</p>	<p>Durante a fase de construção, o assentamento máximo medido foi de cerca de 113 mm, (na secção de maior altura da barragem) aproximadamente no terço inferior do aterro.</p> <p>No final da construção, a razão entre as tensões verticais e horizontais (<math>\sigma_h/\sigma_v</math>) na face de jusante da cortina variaram entre 0,22 e 0,49.</p> <p>O caudal percolado pela cortina interior no final do 1º enchimento foi de 3,4 l/s, tendo-se reduzido para 1,6 l/s nos anos seguintes.</p>
26	<b>Grosse Dhuenn</b> Alemanha, 1980	<p>Altura máxima – 63 m</p> <p>Desenvolvimento pelo coroamento – 400 m</p> <p>Inclinação dos taludes – 1:1,8 (V:H)</p> <p>Volume de aterro – 1 400 000 m<sup>3</sup></p> <p>CBB – vertical (inclinada no terço superior)</p> <p>Espessura da CBB – 0,6 m</p> <p>Galeria e tratamento de impermeabilização da fundação com injeções.</p>	<p>Durante a fase de construção, o assentamento máximo foi de 310 mm (na secção de maior altura da barragem), a cerca de meia altura do aterro. Nos quatro anos seguintes à construção (e antes do 1º enchimento), verificou-se um assentamento máximo do coroamento de 100 mm.</p> <p>Durante a fase de construção, as tensões verticais e horizontais na face de jusante da cortina interior aumentaram a uma razão de <math>\sigma_h/\sigma_v=0,5</math>.</p> <p>A tensão total vertical medida no topo da galeria no final da construção foi de cerca de 70% da pressão das terras suprajacentes.</p> <p>O caudal percolado pela cortina foi, desde o 1º enchimento, muito pequeno, tendo sofrido uma redução gradual até estabilizar a cerca de 0,1 l/s.</p>
27	<b>Vestredal</b> Noruega, 1980	<p>Altura máxima – 32 m</p> <p>Desenvolvimento pelo coroamento – 500 m</p> <p>Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H)</p> <p>Volume de aterro – 360 000 m<sup>3</sup></p> <p>CBB – inclinada a 1:0,4 (V:H)</p> <p>Espessura da CBB – variável 0,7/0,6/0,5 m</p> <p>Plinto e tratamento de impermeabilização da fundação com injeções.</p>	<p>O assentamento máximo do coroamento era de 44 mm, cerca de 0,14% da altura da barragem, em 1992, 12 anos após a conclusão da construção.</p> <p>O caudal total percolado pela barragem e fundação, para o NPA, era, à data, de 0,2 l/s.</p>
28	<b>Katlavatn</b> Noruega, 1980	<p>Altura máxima – 35 m</p> <p>Desenvolvimento pelo coroamento – 265 m</p> <p>Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H)</p> <p>Volume de aterro – 180 000 m<sup>3</sup></p> <p>CBB – vertical</p> <p>Espessura do CBB – 0,5 m</p> <p>Os 7 m superiores da cortina interior foram construídos com uma técnica distinta: betão betuminoso ciclópico.</p>	<p>O assentamento máximo do coroamento era de 35 mm, cerca de 0,10% da altura da barragem, em 1992, 12 anos após a conclusão da construção.</p> <p>O caudal total percolado pela barragem e fundação, para o NPA, era de 0,4 l/s.</p>

**Quadro 2.9 (cont) – Desempenho de algumas barragens com cortina interior de betão betuminoso (adaptado de Strabag, 1990, e de Höeg, 1993)**

BARRAGEM		CARACTERÍSTICAS	DESEMPENHO
30	<b>Langavatn</b> Noruega, 1981	Altura máxima – 26 m Desenvolvimento pelo coroamento – 290 m Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H) Volume de aterro – 300 000 m <sup>3</sup> CBB – vertical Espessura da CBB – 0,5 m Plinto e tratamento de impermeabilização da fundação com injecções	O assentamento máximo do coroamento era inferior a 0,10% da altura da barragem, em 1992, 11 anos após a conclusão da construção. O caudal total percolado pela barragem e fundação, para o NPA, era de 0,4 l/s.
44	<b>Riskallvatn</b> Noruega, 1986	Altura máxima – 45 m Desenvolvimento pelo coroamento – 600 m Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H), montante, e 1:1,4 (V:H), jusante Volume de aterro – 1 100 000 m <sup>3</sup> CBB – vertical Espessura da CBB – 0,5 m Plinto e tratamento de impermeabilização da fundação com injecções	O assentamento máximo do coroamento era de 45 mm, cerca de 0,10% da altura da barragem, em 1992, 6 anos após a conclusão da construção. Durante o primeiro enchimento, em 1986, o caudal percolado atingiu 106 l/s quando o nível da água na albufeira estava 9 m abaixo do NPA. As passagens de água ocorriam sobretudo pela fundação. Em 1992, o caudal total percolado pela barragem e fundação, para o NPA, era de 20 l/s. Não foram realizados tratamentos de impermeabilização da fundação, pelo que se deve ter verificado a colmatação natural das superfícies de diaclases.
45	<b>Sortvatn</b> Noruega, 1987	Altura máxima – 90 m Desenvolvimento pelo coroamento – 1472 m Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H), montante, e 1:1,4 (V:H), jusante Volume de aterro – 9 500 000 m <sup>3</sup> CBB – inclinado a 1:0,2 (V:H) Espessura da CBB – 0,8 m (base) e 0,5 m (topo) Plinto e tratamento de impermeabilização da fundação com injecções	O assentamento máximo do coroamento era de 165 mm, cerca de 0,18% da altura da barragem, em 1992, 5 anos após a conclusão da construção. O caudal total percolado pela barragem e fundação, para o NPA, era de 10 l/s.
46	<b>Berdalsvatn</b> Noruega, 1988	Altura máxima – 65 m Desenvolvimento pelo coroamento – 465 m Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H), montante, e 1:1,4 (V:H), jusante Volume de aterro – 1 000 000 m <sup>3</sup> CBB – vertical Espessura da CBB – 0,5 m Plinto e tratamento de impermeabilização da fundação com injecções	O assentamento máximo do coroamento era de 70 mm, cerca de 0,11% da altura da barragem, em 1992, 4 anos após a conclusão da construção. O caudal total percolado pela barragem e fundação, para o NPA, era de 2,5 l/s.
49	<b>Styggevatn,</b> Noruega, 1990	Altura máxima – 52 m Desenvolvimento pelo coroamento – 880 m Inclinação dos taludes – 1:1,5 (V:H) Volume de aterro – 2 500 000 m <sup>3</sup> CBB – vertical Espessura da CBB – 0,5 m Plinto e tratamento de impermeabilização da fundação com injecções	O assentamento máximo do coroamento era de 35 mm, cerca de 0,07% da altura da barragem, em 1992, 2 anos após a conclusão da construção. No entanto, a cerca de meia altura do talude de jusante o assentamento era, na mesma data, de 67 mm e o deslocamento horizontal era da mesma ordem de grandeza (68 mm). O caudal total percolado pela barragem e fundação, para o NPA, era de 20 l/s.

Todas as barragens documentadas, com excepção da barragem norueguesa de Riskallvatn, exibem valores reduzidos de deslocamentos verticais e valores reduzidos a moderados de caudais totais percolados. A barragem de Riskallvatn chegou a ter percolações totais pelo corpo da barragem e fundação de mais de 100 l/s, valor que se reduziu para 20 l/s sem que tenham sido realizados quaisquer tratamentos.

Os aspectos fundamentais deste tipo de solução, no que se reporta à garantia dum bom desempenho em fase de exploração, são a cortina interior de betão betuminoso, a ligação da cortina interior ao plinto e a ligação deste à fundação, assim como o adequado tratamento de impermeabilização da fundação.

A incorporação de uma galeria de injeção e de inspeção no contacto com a fundação, sob a cortina de betão betuminoso, permitirá intervir, se necessário, posteriormente, para reabilitar a fundação e o contacto da cortina com a fundação. A opção por uma solução deste tipo, mais onerosa por comparação com a execução do plinto, poderá ser justificada por características particulares do terreno de fundação e da altura da barragem.

A inclusão de uma galeria também permitirá a observação de caudais percolados parciais pela zona de transição de jusante. A galeria, poderá ser dividida em trechos, cuja drenagem poderá ser encaminhada de forma individualizada para o seu interior.

Finalmente, no que se refere ao desempenho sob solicitações sísmicas Höeg (2005) salienta que não há quaisquer registos de comportamentos deficientes, nomeadamente, fissuração/fendilhação e aumento dos caudais percolados pela cortina.



### **3. Enquadramento, Concepção e Caracterização da Barragem do rio Torno**

---

#### **3.1. Introdução**

Apresenta-se neste Capítulo a componente do trabalho relativa aos estudos de concepção estrutural desenvolvidos a nível de Anteprojecto da solução de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso, estudada para a barragem do rio Torno.

Tecem-se, em primeiro lugar, algumas considerações gerais, muito sumárias, de enquadramento da barragem, de identificação das soluções alternativas estudadas para o corpo da barragem e de caracterização da sua bacia hidrográfica e dos seus órgãos de segurança.

Em seguida, descrevem-se as principais condicionantes geológicas, sismológicas e geotécnicas do local de implantação da obra e tratam-se os aspectos directamente ligados à concepção estrutural do corpo da barragem do rio Torno – planta e perfil longitudinal, folga, largura do coroamento e geometria exterior, zonamento interno e materiais de construção.

Finalmente, apresentam-se os sistemas de observação a instalar com vista à avaliação da segurança, nas fases de construção, primeiro enchimento e exploração, e ao acompanhamento do desempenho da barragem.

#### **3.2. Considerações gerais**

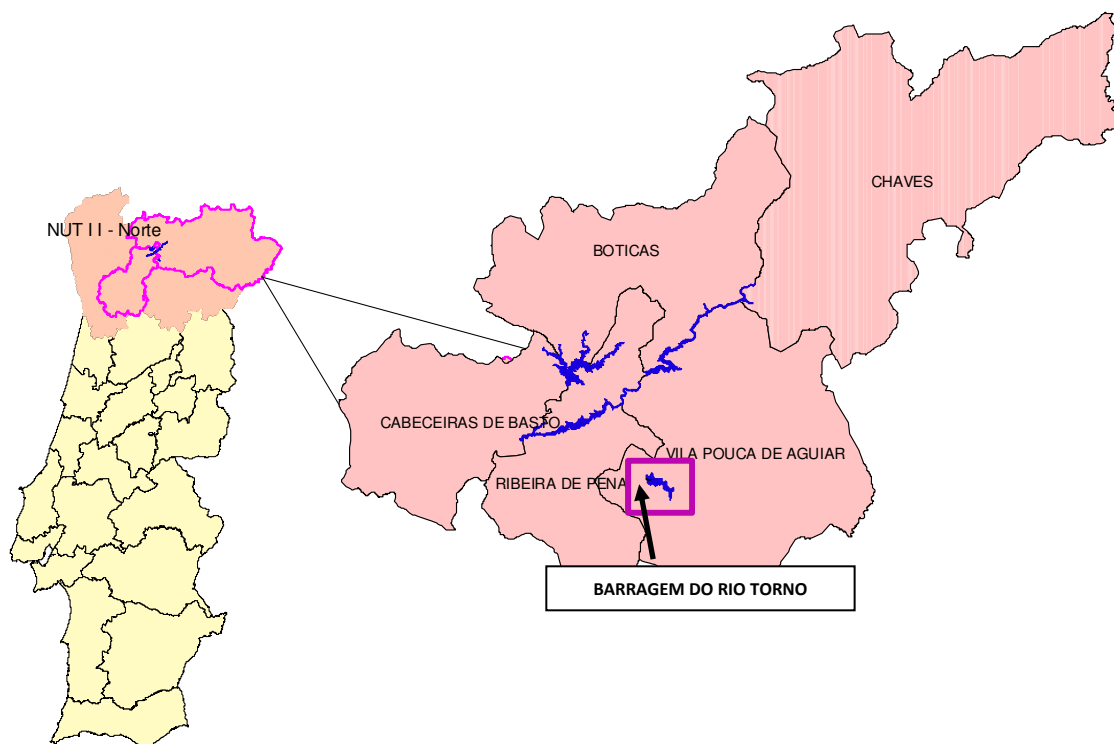
A barragem do rio Torno insere-se num grupo de aproveitamentos hidroeléctricos localizado na região norte do país.

A potência total instalada nos aproveitamentos será da ordem de 1100 MW.

Na **Figura 3.1** apresenta-se a localização geral da barragem do rio Torno que se implanta no rio com o mesmo nome, afluente pela margem esquerda do rio Tâmega.

A barragem do rio Torno localiza-se no concelho de Vila Pouca de Aguiar, distrito de Vila Real.

O local de implantação da barragem domina uma bacia hidrográfica de 40 km<sup>2</sup> de área, com 1689 mm de precipitação anual média e 985 mm de escoamento anual médio. Os caudais de ponta afluentes para períodos de retorno de 1000 e 5000 anos são, respectivamente, 189 m<sup>3</sup>/s e 235 m<sup>3</sup>/s (AQUALOGUS/CENOR, 2009).



**Figura 3.1 – Localização geral da barragem do rio Torno**

A área de implantação da barragem e da albufeira localiza-se numa zona protegida, numa região relevante no que concerne a valores naturais, cuja importância levou à proposta do Sítio PTCO0003 – Alvão/Marão. Este Sítio engloba uma grande diversidade de situações geomorfológicas e *habitats* naturais. Na área de influência do aproveitamento podem também ocorrer várias espécies de mamíferos com estatuto de protecção legalmente estabelecido, destacando-se o lobo ibérico, o gato bravo, a toupeira de água e a águia-real (AQUALOGUS, 2008).

De entre os tipos de barragem possíveis, de aterro e de betão gravidade, a configuração do vale, com uma relação corda/altura elevada (cerca de 10), favorece a implantação de soluções de terra e de enrocamento.

No interior da albufeira aflora um maciço granítico de boa qualidade, com potencial para a exploração de materiais de enrocamento para o corpo da barragem.

A inexistência de solos finos de características adequadas para cumprirem funções de estanquidade em barragens de terra homogénea ou de terra zonada, ou em barragens de enrocamento, na albufeira ou fora desta a distâncias compatíveis com a sua exploração económica, levou à consideração de soluções de enrocamento com órgão de estanquidade materializado por cortina.

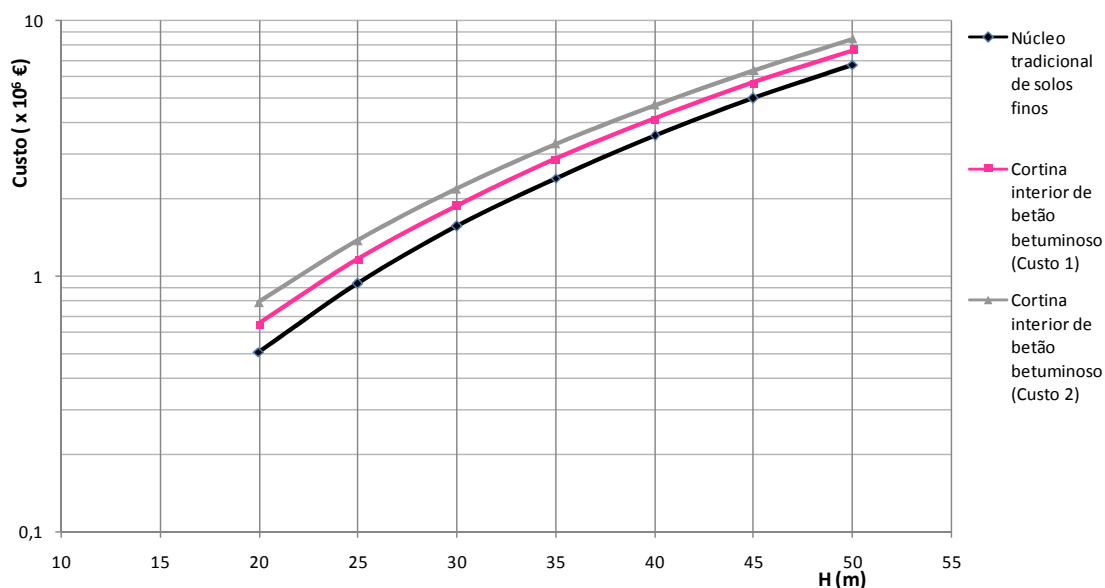
Em relação à solução de estanquidade, ponderadas a dimensão da obra e a área do paramento de montante, as condições heterogéneas de fundação, e as condições climáticas da região, com elevada pluviosidade, elevadas temperaturas no Verão, e baixas temperaturas no Inverno, considerou-se adequado o estudo de uma solução de cortina interior de betão betuminoso, em detrimento de soluções de betão armado ou de betão betuminoso no paramento de montante (AQUALOGUS/CENOR, 2009a).

A inexistência de solos finos foi a razão fundamental que esteve na base do estudo de uma solução de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso. Embora Höeg (1993) refira que este tipo de solução pode ser economicamente vantajosa mesmo quando existem solos finos para a construção de núcleos tradicionais, numa estimativa preliminar de custos feita para o vale de implantação da barragem do rio Torno não se confirmou esta hipótese.

No **Quadro 3.1** e na **Figura 3.2** apresenta-se uma comparação de custos entre uma solução de enrocamento com núcleo (no pressuposto de existirem solos finos) e uma solução de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso, para o local de estudo.

**Quadro 3.1 – Barragem de enrocamento com núcleo e barragem de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso. Estimativa de custos.**

H (m)	L (m)	Barragem com núcleo tradicional			Barragem com cortina interior				Diferença percentual de custos em relação ao núcleo tradicional	
		V núcleo (m3)	V total (m3)	Custo (€)	V cortina (m3)	V total (m3)	Custo 1 (€)	Custo 2 (€)	Custo 1	Custo 2
20	5,5	20693	76867	504077	932	68668	647820	787620	22	36
25	6	39164	143016	935546	1440	127471	1161233	1377233	19	32
30	56,5	66234	239093	1561379	2057	212771	1888905	2197455	17	29
35	7	103544	370676	2417666	2784	329490	2867895	3285495	16	26
40	7,3	151287	541821	3534153	3619	481028	4123418	4666268	14	24
45	7,7	212706	759086	4954074	4564	674006	5705558	6390308	13	22
50	8,1	288820	1029556	6710800	5619	912693	7645905	8488755	12	21



**Figura 3.2 – Barragem de enrocamento com núcleo e barragem de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso. Análise comparativa de custos.**

Nos cálculos dos volumes de aterro considerou-se os paramentos exteriores da barragem inclinados a 1:1,6 (V:H), no caso da solução com núcleo, e a 1:1,4 (V:H), no caso da solução com cortina interior. O custo do metro cúbico do aterro do núcleo foi considerado igual a 4 €, o do aterro de enrocamento a 7,5 € e o da cortina interior a 150 € (Custo 1) e a 300 € (Custo 2).

Verifica-se uma redução da diferença de custos entre os dois tipos de soluções com o aumento da altura da barragem. No entanto, para o intervalo de alturas estudado – 20 a 50 m – as soluções com núcleo são sempre mais económicas.

No Anteprojecto foram estudadas duas variantes de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso, que diferem 5 m no que se refere ao nível de pleno armazenamento (NPA) e, também, à altura máxima das obras.

No presente trabalho apresenta-se a Variante 2, cujo NPA se localiza à cota 885 m. Para esta cota, a área inundada pela albufeira é de 174 ha e o volume armazenado de 14 milhões de m<sup>3</sup>.

Os órgãos hidráulicos de segurança integram um descarregador de cheias e uma descarga de fundo.

O descarregador de cheias é em canal, com soleira em labirinto e dissipação de energia por salto de ski e fossa de erosão a jusante. Foi dimensionado para um período de retorno de 5000 anos, para o qual o caudal amortecido é de 106 m<sup>3</sup>/s e a carga máxima sobre a soleira de 1,31 m (Nível de máxima cheia, NMC=886,31 m (AQUALOGUS/CENOR, 2009b).

O sistema de descarga de fundo integra uma torre de tomada de água a montante, acessível por passadiço a partir do coroamento da barragem, e uma galeria em betão armado, blindada, com 2500 mm de diâmetro. O caudal máximo descarregado é 13 m<sup>3</sup>/s para o NPA e o tempo de esvaziamento da albufeira de 17 dias. O sistema é controlado a montante por uma comporta plana, tipo vagão, de 2,5 mx2,5 m e, a jusante, por uma válvula de jacto oco de 1000 mm de diâmetro (AQUALOGUS/CENOR, 2009b).

O caudal ecológico é derivado por uma picagem na descarga de fundo, controlada por uma válvula com 150 mm de diâmetro. O caudal ecológico máximo, para o NPA, é de 0,24 m<sup>3</sup>/s (AQUALOGUS/CENOR, 2009b).

### **3.3. Condições geológicas, sismológicas e geotécnicas**

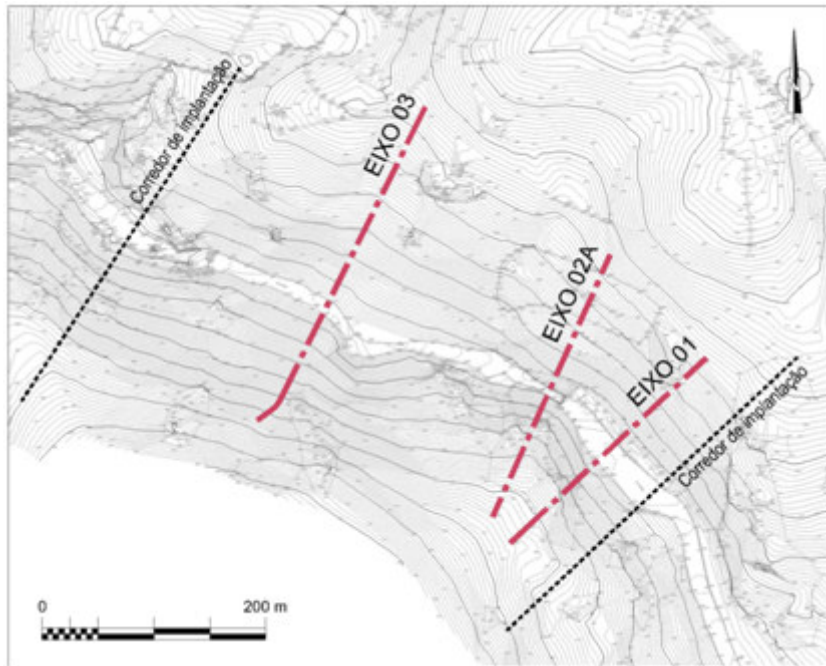
O corredor de implantação da barragem situa-se no vale do rio Torno (também conhecido, a jusante, por Louredo), afluente da margem esquerda do rio Tâmega, na área planáltica transmontana que se localiza a norte da serra do Alvão.

A região enquadrante é de natureza granítica, aflorando o maciço rochoso de forma descontínua e, duma maneira geral, com muito fraca meteorização.

À superfície, identificou-se um sistema de fracturação onde as fracturas mais frequentes têm orientação NNE, sendo muitas vezes identificadas evidências de falhamento. Na margem esquerda, a orientação E-W também assume alguma importância, correspondendo, no entanto, apenas ao diaclasamento do maciço (AQUALOGUS/CENOR, 2009c).

Para implantação da barragem foi estudado um corredor com desenvolvimento de cerca de 550 m. Neste corredor foram definidos 3 eixos alternativos para implantação da barragem, cuja análise cronológica segue a sua numeração: eixo 1, eixo 2A e eixo 3 (**Figura 3.3**)





**Figura 3.3 - Localização dos eixos alternativos de implantação da barragem do rio Torno.**

A caracterização geológica e geotécnica dos eixos alternativos baseou-se nos reconhecimentos de superfície e na interpretação da fotografia aérea, na realização de ensaios *in situ* (sondagens com amostragem contínua, ensaios de absorção de água do tipo Lugeon nas sondagens e prospecção geofísica – perfis sísmicos de refração e perfis de resistividade eléctrica) e de ensaios laboratoriais sobre amostras recolhidas nas sondagens (resistência à compressão simples da rocha (RCU) com medição do módulo de deformabilidade (E), pesos volúmicos ( $\gamma$ ), porosidade (n) e propagação de ultrasons).

No local escolhido para a pedreira, localizado no interior da albufeira, foram executadas sondagens com recolha de amostra contínua e perfis sísmicos. Foram, também, seleccionadas amostras para submeter a ensaios laboratoriais para determinação das propriedades índices da rocha (RCU, E,  $\gamma$ , n, desgaste no ensaio Los Angeles, resistência de Marsal).

No que se relaciona com as condições de fundação da obra, da compilação e da análise de todos os resultados obtidos foi definido um modelo geológico-geotécnico conceptual, apresentado sob a forma de zonamento geotécnico e zonamento hidráulico do maciço de fundação da barragem (AQUALOGUS/CENOR, 2009c).

No eixo 1 foram reconhecidos vestígios de alteração hidrotermal até profundidades muito significativas, em ambos os encontros e na zona central do vale. Este tipo de alteração foi também reconhecido no eixo 2A, embora confinado ao encontro direito, e, no eixo 3, que viria a ser seleccionado para implantação da barragem, com menor intensidade que nos restantes.

Nos eixos 1 e 2A, as zonas de boa qualidade do maciço e as zonas decompostas aparentam ser separadas abruptamente por descontinuidades subverticais, até profundidades muito significativas. Estas descontinuidades possuem direcção aproximada N-S, com ligeira deriva para Este, paralelas à grande falha Verin-Penacova, que se desenvolve cerca de 6 km a montante.

Os três eixos apresentam adequadas condições mecânicas de fundação a reduzida profundidade (entre 2 e 4 m) para as variantes de enrocamento estudadas. Relativamente à permeabilidade, os ensaios realizados revelam um maciço rochoso de permeabilidade relativamente elevada nos primeiros metros, que se reduz significativamente em profundidade, passando a pouco permeável. Por esta razão, foi preconizado um tratamento da fundação que se previu que integrasse uma cortina de impermeabilização, materializada por injeções de calda de cimento, e cortinas curtas de consolidação, a montante e a jusante da cortina de impermeabilização.

No âmbito do Anteprojecto foi realizado o Estudo Sismológico da área de implantação dos Aproveitamentos Hidroeléctricos (AQUALOGUS/CENOR, 2009d). Este estudo é composto por duas partes, uma relativa ao enquadramento neotectónico da área de estudo e, outra, relativa à caracterização das acções sísmicas de cálculo.

O local da barragem do rio Torno localiza-se mais de 500 km a norte da região sismogénica inter-placas e integra-se numa subárea sísmica intra-placa da periferia continental virada ao Atlântico, cujos registos sísmicos não excedem uma magnitude de 6 (AQUALOGUS/CENOR, 2009d).

A caracterização das acções sísmicas de cálculo baseou-se na revisão e avaliação de todos os sismos históricos registados e no seu tratamento mediante metodologias determinísticas e probabilísticas, tendo sido obtidas as seguintes acelerações máximas horizontais no substrato rochoso, para o local de implantação da barragem do rio Torno:

1. Sismo Base de Projecto (SBP, com período de retorno (T) = 1000 anos)
  - Intra-placa (sismo próximo) =  $1,50\text{cm/s}^2$
  - Inter-placas (sismo afastado) =  $0,90\text{ m/s}^2$
2. Sismo Máximo Expectável (SME, com T = 10 000 anos)
  - Intra-placa (sismo próximo) =  $3,00\text{ m/s}^2$
  - Inter-placas (sismo afastado) =  $1,80\text{ m/s}^2$

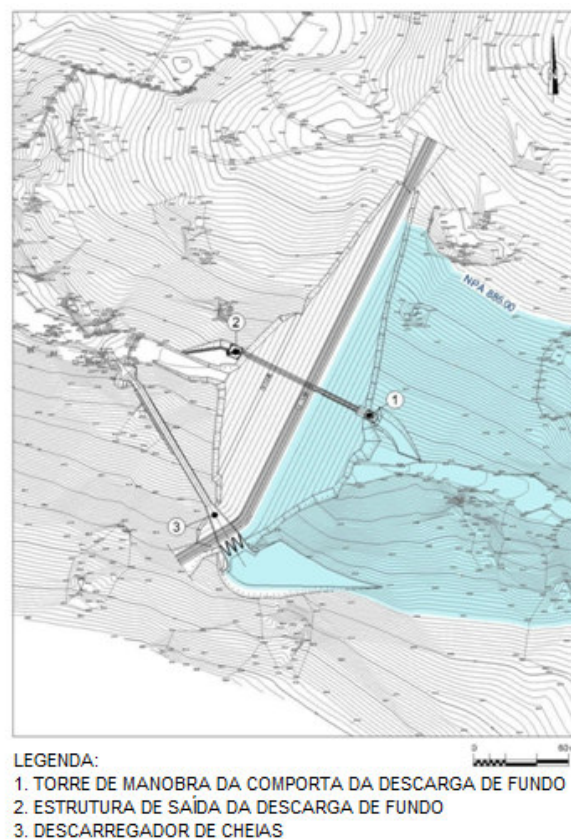
De acordo com o Estudo Sismológico, os espectros de resposta regulamentares do RSAEEP (CIRRT, 1986) podem ser utilizados nos estudos de dimensionamento, desde que devidamente normalizados para as acelerações do terreno atrás indicadas, adaptados para ter em conta os diferentes coeficientes de amortecimento da obra e multiplicados por um factor de segurança majorante de 1,5 (AQUALOGUS/CENOR, 2009d).

As condições geológicas e geotécnicas locais, pelo tipo de formações geológicas presentes, afastaram a consideração da sua susceptibilidade a acções sísmicas do tipo: amplificação local (que não seja a do próprio corpo da barragem), liquefacção de solos e destabilizações de grandes volumes de terreno (AQUALOGUS/CENOR, 2009d).

### 3.4. Implantação geral

O vale de implantação da obra é aberto e assimétrico, com o encontro esquerdo mais íngreme que o direito, embora sejam ambos suaves. A relação corda-altura é de cerca de 10, típica de vales de implantação de soluções de aterro.

A barragem tem um desenvolvimento pelo coroamento (à cota 887,5 m, 2,5 m acima do NPA) de 262,5 m e 32 m de altura máxima (acima do plano geral de fundação). A zona central do vale é relativamente estreita, com uma largura de cerca de 15 m, e os encontros direito e esquerdo têm inclinações médias de, respectivamente, 10 e 18°. Na **Figura 3.4** apresenta-se a planta da barragem do rio Torno (AQUALOGUS/CENOR, 2009e).



**Figura 3.4 – Implantação geral da barragem do rio Torno (AQUALOGUS/CENOR, 2009e)**

A barragem implanta-se, praticamente ao longo de todo o seu desenvolvimento, segundo um eixo rectilíneo de direcção aproximada NNE-SSW. A excepção constitui um trecho com cerca de 20 a 25 m, nas cotas superiores do encontro esquerdo, que se desenvolve em curva com 20 m de raio e a concavidade virada para jusante e que faz a transição para um trecho rectilíneo final, com direcção ENE-WSW, onde se insere a estrutura descarregadora.

A opção de adoptar um eixo neste trecho curvo relacionou-se com a optimização da estrutura descarregadora que, assim, fica com menor desenvolvimento. O impacto desta curvatura na cortina interior de betão betuminoso, dada a reduzida carga hidráulica em presença, não pareceu, nem deverá ser, significativo.

### 3.5. Perfil tipo da barragem

#### 3.5.1. Descrição geral

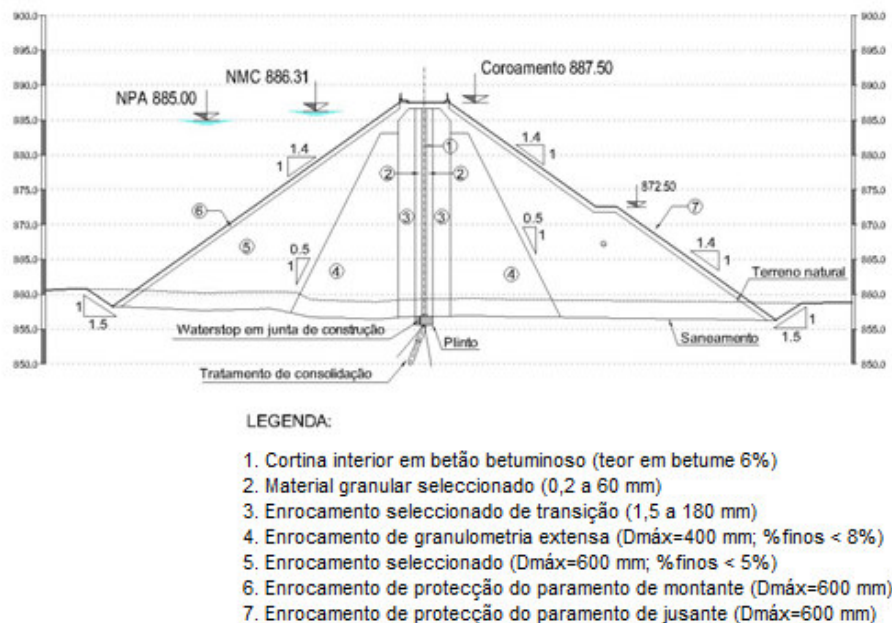
O perfil tipo da barragem é de enrocamento, com cortina interior de betão betuminoso vertical que assegura as funções de estanquidade.

A barragem tem uma altura máxima de 32 m, como indicado anteriormente, e uma largura do coroamento de 7 m, à cota 887,5 m. Os taludes exteriores são inclinados a 1:1,4 (V/H), existindo, no talude de jusante, uma banquetta com largura de 3 m, que se situa à cota (872,5).

O NPA situa-se à cota 885 m (2,5 m abaixo da cota do coroamento) e o NMC à cota 886,31 m (1,19 m abaixo da cota do coroamento).

O volume total dos aterros é de cerca de 270000 m<sup>3</sup> e o volume da cortina de cerca de 2400 m<sup>3</sup>.

Na **Figura 3.5** apresenta-se o perfil-tipo da barragem.



**Figura 3.5 – Perfil tipo da barragem do rio Torno (AQUALOGUS/CENOR, 2009e)**

A disposição vertical da cortina (material 1) e das zonas de transição, imediatamente a montante e a jusante (material 2), é mais fácil de executar, razão pela qual foi adoptada, tendo em conta, também, a moderada altura da barragem e, portanto, da carga hidráulica máxima a que a cortina estará sujeita. Também por estas razões, o eixo da cortina interior desenvolve-se segundo um plano único, que se definiu vertical e centrado com o eixo da barragem, posicionamento que minimiza as tensões de corte a que ficará sujeito em condições estáticas.

A cortina foi definida com uma espessura constante e igual a 0,50 m, valor que se pode considerar corrente e adequado para alturas de barragem até cerca de 50 m, e as zonas de transição, construídas em simultâneo (material 2), foram definidas com espessuras constantes e iguais a 1,25 m.

A cortina e as zonas de transição de material tipo 2 desenvolvem-se entre o plinto, na base, e a cota 886,5 m, cerca de 0,20 m acima do NMC.

O plinto tem uma largura de 2,9 m e uma espessura de 0,7 m. Trata-se da fundação da cortina e das zonas de transição mas também da estrutura a partir da qual se fará o tratamento da fundação, por injeções de calda de cimento.

A montante e a jusante das zonas de transição, dispõem-se duas zonas verticais (material tipo 3), com espessura de 2,5 m, que fazem a transição final para os maciços estabilizadores propriamente ditos.

A zona interior dos maciços estabilizadores (material tipo 4) é constituída por um enrocamento de granulometria extensa de paramentos interiores verticais e exteriores inclinados a 1/0,5 (V/H). Esta zona desenvolve-se entre a fundação e a cota 883 m, onde tem uma largura de 2,5 m, o que possibilita a sua compactação por meio de cilindros correntes.

A zona exterior dos maciços estabilizadores (material tipo 5) é um aterro de enrocamento seleccionado, cujos taludes exteriores são protegidos por enrocamento arrumado por meio de retroescavadora (a montante, material tipo 6, e, a jusante, material tipo 7).

O enrocamento arrumado de montante protege o aterro contra a acção da ondulação e o enrocamento arrumado de jusante contribui para a protecção do aterro da acção dos agentes atmosféricos, nomeadamente, das escorrências superficiais das águas da chuva.

### **3.5.2. Superfície e condições de fundação**

Os maciços estabilizadores de enrocamento fundam-se em terrenos graníticos que ocorrem, numa maneira geral, com fracturas medianamente afastadas ( $F_3$ ) a próximas ( $F_4$ ) ou muito próximas ( $F_5$ ) e pouco alterados ( $W_2$ ) a medianamente alterados ( $W_3$ ), ou medianamente alterados a alterados ( $W_4$ ). A espessura média de saneamento variará entre cerca de 2 e 4 m.

A cortina de betão betuminoso e as zonas de transição fundam-se no plinto, estrutura em betão armado que deverá dispor de *waterstops* adequadamente dispostos nas juntas de construção. O plinto ficará fundado em maciço granítico de qualidade igual ou superior a  $W_3$  e  $F_3$ - $F_4$ .

O tratamento da fundação será realizado a partir do plinto por intermédio de injeção de caldas de cimento e integra uma cortina central, de impermeabilização (com profundidade variável entre cerca de 10 a 15 m) e, a montante e a jusante desta, cortinas curtas de consolidação.

As características hidráulicas do terreno de fundação, relativamente homogéneas e bem definidas (em oposição às características mecânicas), em associação com a moderada carga hidráulica máxima, levaram a que

não fosse prevista a execução de uma galeria de injeção no contacto com a fundação, na base da cortina de betão betuminoso.

Pese embora as vantagens associadas a dispor-se de um elemento de observação e de inspecção no contacto com a fundação, a galeria de injeção seria uma estrutura cara, face ao custo da barragem, que tem dimensões moderadas, que não se considerou justificável no caso de estudo.

### 3.5.3. Justificação da geometria exterior

A geometria exterior do perfil tipo é caracterizada pela largura do coroamento, pela cota do coroamento, fixada a partir da folga da barragem em relação ao NPA e ao NMC, e pelas inclinações dos taludes e definição das banquetas.

A largura do coroamento é habitualmente condicionada pela altura da barragem (H) e definida por intermédio de fórmulas empíricas, tendo em conta, também, outras utilizações do coroamento, nomeadamente para fins rodoviários (dependendo, neste caso, do perfil tipo da estrada em questão), e a magnitude das acções sísmicas.

Em seguida indica-se uma equação muitas vezes utilizada para definir a largura do coroamento (L):

$$L = 1.1 \sqrt{H} + 1 \quad \text{Eq. 3.1}$$

Uma outra equação, em geral associada a zonas de elevada sismicidade, e atribuída à regulamentação japonesa, é a seguinte:

$$L = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \quad \text{Eq. 3.2}$$

Estas duas equações conduzem a larguras de 7,0 m e de 8,2 m. No caso de estudo, optou-se pela largura de 7,0 m (o coroamento da barragem não cumpre funções rodoviárias e a sismicidade pode ser considerada moderada).

A cota do coroamento é estabelecida tendo por base um determinado nível de água na albufeira - NPA e NMC – que se combina com a ocorrência de ventos actuantes sobre a albufeira e os seus efeitos (sobrelevação da maré e ondulação com espraiamento sobre o paramento de montante da barragem) e com a ocorrência dos assentamentos de longo prazo da barragem.

Os efeitos da acção dos ventos são condicionados pelo comprimento da albufeira e pela sua forma, por intermédio do *fetch* efectivo, e pela profundidade média da albufeira nesta zona.

No Anexo II apresenta-se o cálculo da folga realizado no âmbito do presente trabalho, cujos resultados se resumem no **Quadro 3.2**.

Quadro 3.2 – Definição da cota do coroamento

Combinação	Nível de água na albufeira (m)	Efeitos da acção do vento		Assentamento da barragem (m)	Cota mínima do coroamento (m)
		Maré (m)	Espraiamento da ondulação (m)		
NPA+maré causada pelo vento excepcional+espraiamento da ondulação causado pelo vento excepcional+assentamento da barragem	885.000	0.013	1.570	0.195	886.78
NMC+ maré causada pelo vento habitual+espraiamento da ondulação causado pelo vento habitual+assentamento da barragem	886.310	0.004	0.962	0.195	887.47

No que se refere às inclinações dos taludes, estas dependem da resistência ao corte dos materiais que constituem as diferentes zonas da barragem e da resistência ao corte dos terrenos de fundação, se estes forem menos resistentes que os aterros do corpo da barragem. As banquetas poderão cumprir funções estabilizantes, mas tal não é o caso da banquetta do talude de jusante, à cota 872,5, com 3 m de largura, que tem apenas funções de inspecção e observação da barragem.

No Capítulo 4 apresentam-se os cálculos de dimensionamento que justificam as inclinações adoptadas para os taludes exteriores da barragem.

#### 3.5.4. Cortina interior e zonas de transição

As características da cortina de betão betuminoso (material tipo 1) e das zonas de transição de montante e de jusante (material tipo 2) deverão atender às especificações indicadas em seguida.

##### Betão betuminoso (material tipo 1)

A mistura deverá ser fabricada com um betume B65, agregados graníticos a explorar em pedra localizada no interior da albufeira, cerca de 1,5 km a montante do eixo da barragem, e *filler* de cal hidratada.

O betão betuminoso deverá ser colocado a 180°C.

A mistura deverá integrar uma percentagem média de betume igual a 6%, mínima de 5,8 e máxima de 6,2% e ter um volume de vazios inferior a 3%, com um valor médio menor ou igual a 2,5%.

A curva granulométrica média do agregado da mistura segue a curva de Füller para  $n=0,48$  e  $D_{\max}=17$  mm que se representa a preto na **Figura 3.6**. Os limites superior e inferior do fuso são definidos, respectivamente, pela curva de Füller com  $n=0,46$  e  $D_{\max}=16$  mm e com  $n=0,50$  e  $D_{\max}=18$  mm.

O agregado é constituído por areias (finas, médias e grossas) e por cascalho fino e médio. O seu  $D_{10}$  varia entre 0,10 e 0,18 mm, o  $D_{30}$  entre 1,10 e 1,60 mm e o  $D_{60}$  entre 5 e 6,50 mm. O *filler* (percentagem de material passado no peneiro n° 200 da ASTM) variará entre, aproximadamente, 8 e 10%.

Nos cálculos que se apresentam no Capítulo 4 utilizaram-se parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade e coeficientes de permeabilidade caracterizados por (Falcão 2007), para as misturas realizadas com agregados graníticos, nomeadamente:  $c'=380$  kPa;  $\phi'=27^\circ$ ;  $E(\delta=1\%)=70$  Mpa;  $k=10^{-11}$  m/s.

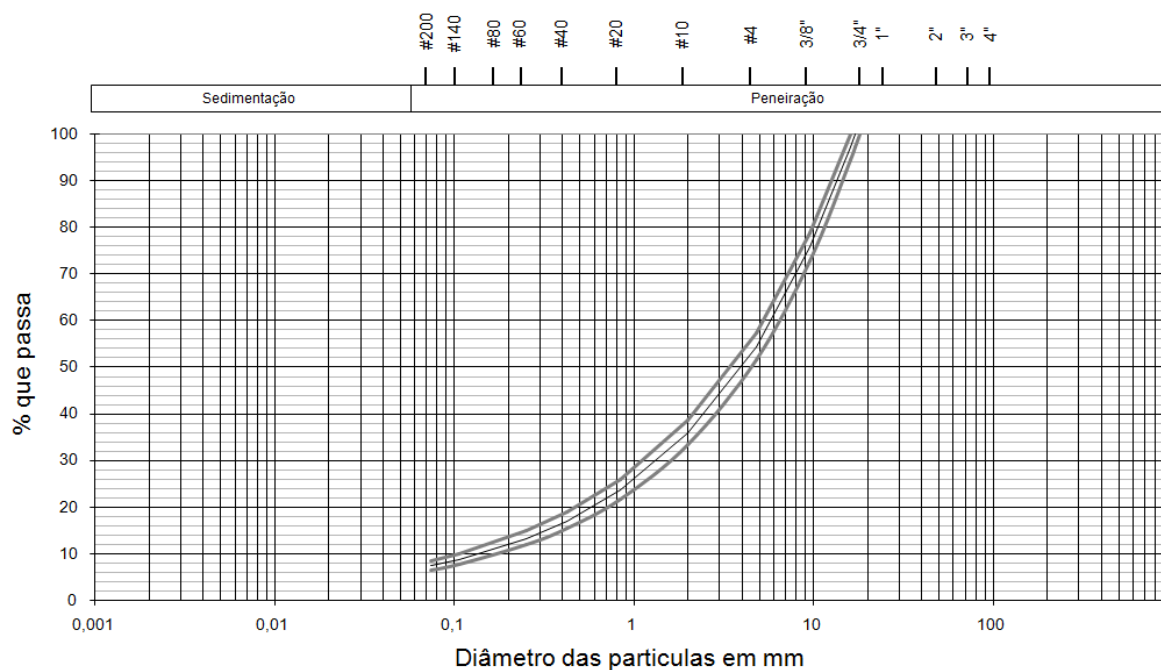


Figura 3.6 – Fuso granulométrico do agregado

#### Zonas de transição de montante e de jusante (material tipo 2)

Os materiais das zonas de transição a montante e a jusante da cortina de betão betuminoso (material tipo 2) serão, como os agregados e os restantes materiais de enrocamento, explorados na área de pedreira a localizar no interior da albufeira.

Na **Figura 3.7** apresenta-se o fuso deste material que é constituído por mistura de seixo e areia, bem graduado, sem finos. O  $D_{10}$  varia entre 0,70 e 3,20 mm, o  $D_{30}$  entre 7 e 15 mm, o  $D_{60}$  entre 25 e 40 mm e o  $D_{máx}$  entre 40 e 60 mm.

A cortina de betão betuminoso e as zonas de transição de montante e de jusante serão executadas por um equipamento do tipo *Paver*, em camadas com espessura que se recomenda igual a 0,20 m.

A partir dos dados compilados, prevê-se que as camadas da cortina possam ser compactadas com um cilindro de 1 tonelada com 3 a 5 passagens e as camadas das zonas de transição com cilindros de 3 toneladas e com 3 a 5 passagens, o que deverá ser avaliado antes do início da obra, num trecho experimental a realizar para o efeito.



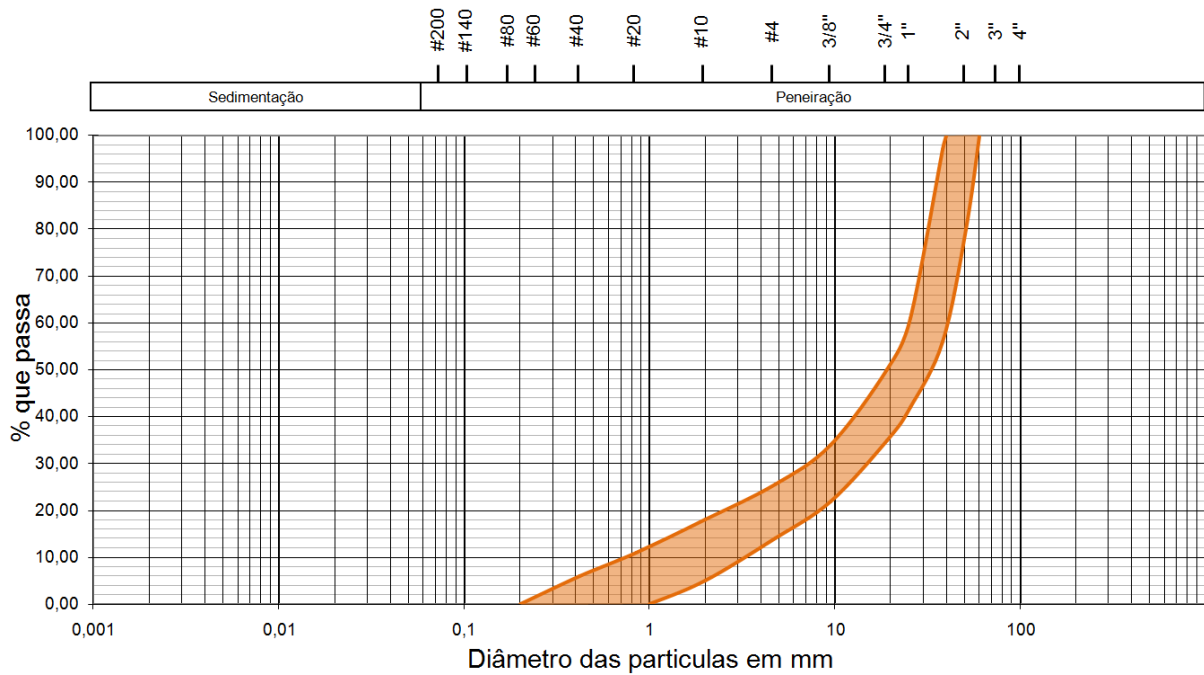


Figura 3.7 – Fuso granulométrico do material tipo 2

### 3.5.5. Maciços estabilizadores e enrocamento de transição

Os aterros de enrocamento dos maciços estabilizadores (materiais 4 e 5) e os materiais da zona de transição (material tipo 3), que faz a ligação entre os maciços estabilizadores e a zona dos materiais tipo 2 têm as características que se indicam na **Figura 3.8**.

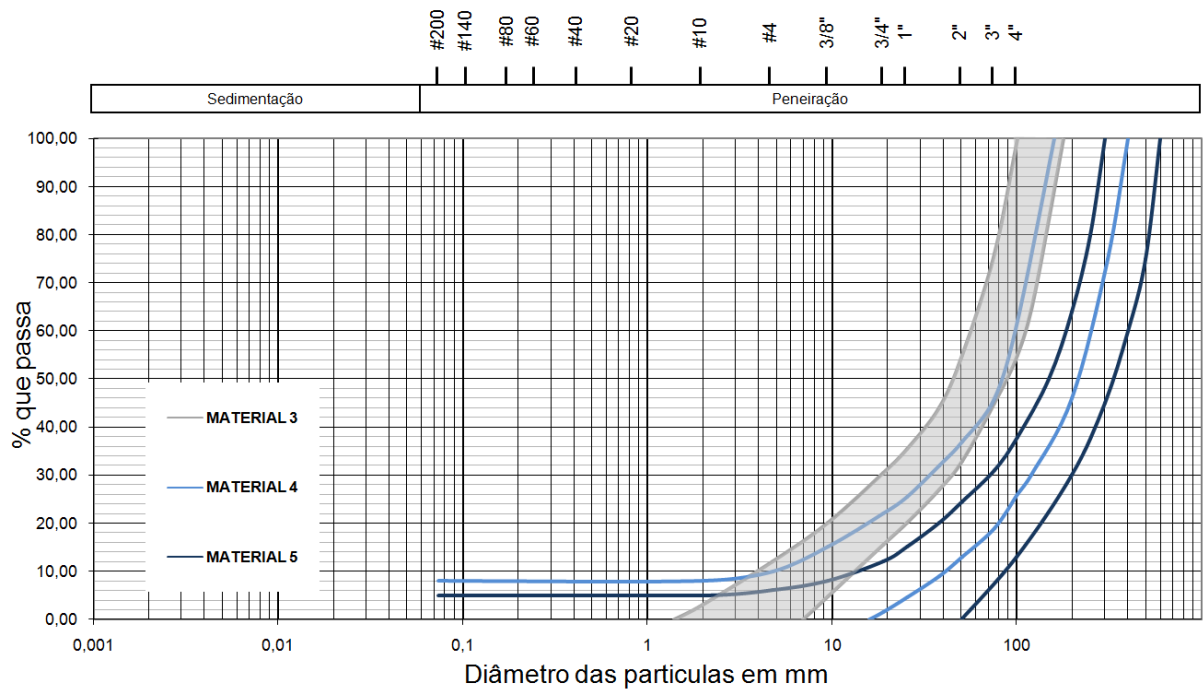


Figura 3.8 – Fusos granulométricos dos materiais tipo 3, 4 e 5

O enrocamento de transição (material 3) é constituído por uma mistura de blocos e seixo, bem graduado, sem finos. O  $D_{10}$  varia entre 4 e 13 mm, o  $D_{60}$  entre 57 e 110 mm e o  $D_{máx}$  entre 100 e 180 mm.

O enrocamento de granulometria extensa da zona interior do maciço estabilizador de jusante (material 4) é constituído por uma mistura de blocos, seixo e areia. O  $D_{10}$  varia entre 5 e 40 mm, o  $D_{60}$  entre 100 e 250 mm, o  $D_{máx}$  entre 160 e 400 mm e a % finos é inferior ou igual a 8%.

O enrocamento seleccionado da zona exterior do maciço estabilizador de jusante (material 5) é constituído também por uma mistura de blocos, seixo e areia. O  $D_{10}$  varia entre 15 e 90 mm, o  $D_{60}$  entre 190 e 400 mm, o  $D_{máx}$  entre 300 e 600 mm e a % finos é inferior ou igual a 5%.

Os parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade dos aterros de enrocamento dos maciços estabilizadores da barragem do rio Torno foram estimados tendo por base propriedades índices da rocha da área de pedreira a explorar na albufeira e correlações presentes na bibliografia da especialidade.

Apresentam-se no **Quadro 3.3** os parâmetros adoptados, cuja estimativa consta do Anexo III.

**Quadro 3.3 – Parâmetros adoptados para os materiais tipo 3, 4 e 5.**

Material	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$E_{carga}$ (MPa)
Material 3 (Enrocamento de transição)	0	40	50
Material 4 (Enrocamento dos maciço estabilizadores – zona interior)	0	42	50
Material 5 (Enrocamento dos maciços estabilizadores – zona exterior)	0	48	80

### 3.5.6. Enrocamentos de protecção

A protecção dos paramentos da barragem será efectuada através de um enrocamento arrumado por intermédio de retroescavadora, numa espessura de 0,65 m, e terá como função, a jusante, a protecção contra as escorrências superficiais e, a montante, a protecção contra a erosão provocada pela ondulação da albufeira.

Os materiais utilizados terão a mesma proveniência dos restantes materiais de enrocamento e a sua dimensão máxima variará entre 500 e 600 mm, a dimensão média estará compreendida entre 350 e 450 mm e o material de imbricamento será de cascalho grosso e blocos finos.

A espessura da camada de enrocamento de protecção do paramento de montante e a sua dimensão média foram definidas de acordo com Thomas (1979), atendendo à altura máxima das ondas na albufeira para o vento excepcional, considerada igual a 1,8 vezes a altura da onda significativa (calculada no Anexo II). Para alturas máximas da onda entre 1,2 e 1,8 m, o  $D_{50}$  deverá ser igual ou superior a 38 mm e a espessura mínima da camada de protecção 0,61 m (Thomas, 1979).

### 3.6. Observação

A observação de uma barragem é, como assinalado anteriormente, fundamental para a avaliação das condições de segurança da obra, a aferição dos modelos de comportamento e a confirmação dos critérios e dos parâmetros adoptados nos cálculos.

No presente caso, quer por se tratar de uma solução pioneira em Portugal quer pelas particularidades deste tipo de barragem, os sistemas de observação deverão ser diversificados e cobrir de modo generoso o desenvolvimento total da obra, sendo que alguns dos dispositivos (os que se relacionam directamente com a

cortina interior de betão betuminoso) obrigarão a alguma inovação e aprendizagem, já que serão instalados pela primeira vez.

Em Portugal, as Normas de Observação e Inspeção de Barragens (NOIB) orientam a definição das grandezas a observar e das visitas de inspeção visual a realizar nas diferentes fases de vida da obra, por intermédio do índice de risco global e dos correspondentes factores de risco, agrupados em três categorias, conforme estejam associados às acções exteriores (E), à estrutura em si (F) ou aos bens materiais e humanos potencialmente interferidos pela rotura da obra (R).

No **Quadro 3.4** apresenta-se a selecção dos factores de risco associados à barragem do rio Torno e do índice global de risco obtido e, no **Quadro 3.5**, as grandezas a observar de acordo com as indicações das NOIB.

A barragem tem uma altura máxima de 32 m, o que a situa na classe dos 30 aos 50 m.

Ponderadas as particularidades da barragem e as recomendações das NOIB, considerou-se a observação das seguintes grandezas: **1.** deslocamentos verticais e horizontais superficiais dos aterros; **2.** deslocamentos verticais e horizontais internos dos aterros; **3.** deslocamentos horizontais internos da cortina interior de betão betuminoso; **4.** tensões totais; **5.** caudal parcial; **6.** pressões intersticiais; **7.** níveis da albufeira; **8.** precipitação, vento, evaporação e temperatura; **9.** acelerações sísmicas.

Para as grandezas definidas poderão ser utilizados, respectivamente, os seguintes dispositivos de observação: **1.** marcas superficiais; **2.** Baterias de assentamentos e extensómetros lineares; **3.** extensómetros (na metade de jusante da cortina interior de betão betuminoso); **4.** células de tensão total; **5.** medidores de caudais; **6.** piezómetros hidráulicos; **7.** escalas limnimétricas e limnígrafo; **8.** estação meteorológica; **9.** acelerógrafos.

No **Quadro 3.6** apresenta-se a frequência de leituras dos dispositivos de observação (para situações de desempenho normal) para as várias fases de vida da obra; construção, primeiro enchimento, primeiro período de exploração e período posterior, definidas tendo em conta as recomendações das NOIB.

Na **Figura 3.9** apresenta-se a planta da barragem com a localização dos perfis transversais de observação, num total de nove, espaçados aproximadamente de cerca de 30 m e, na **Figura 3.10**, o perfil transversal de observação localizado na zona de maior altura do aterro (perfil 5).

As marcas superficiais serão instaladas no coroamento, a montante e a jusante, e na banquetta de jusante, em todos os perfis de instrumentação e junto ao descarregador de cheias, num total de 19 marcas.

Os piezómetros hidráulicos serão instalados em cinco perfis de instrumentação, a montante e a jusante da cortina interior (perfis 3 a 6) e na banquetta (perfis 4, 5 e 6). Cada furo terá duas a três câmaras de captação. No total, prevê-se a realização de 11 furos e de 30 câmaras de captação.

Quadro 3.4 – Factores de apreciação das condições de risco constantes das NOIB. Aplicação à barragem do rio Torno.

i	ASSOCIADOS A FACTORES EXTERIORES OU AMBIENTAIS (E)					ASSOCIADOS BARRAGEM - FIABILIDADE (F)				ASSOCIADOS A FACTORES HUMANOS E ECONÓMICOS (R)	
	Sismicidade (período de retorno de 1 000 anos)	Escorregamento taludes (probabilidade)	Cheias superiores à do projecto (probabilidade)	Gestão da albufera	Acções agressivas (Clima, água, etc.)	Dimensio- namento estrutural	Fundações	Órgãos de descarga	Manutenção	Volume da albufera (m <sup>3</sup> )	Instalações a jusante
$\alpha$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Mínima ou nula a < 0,05g	Mínima ou nula	Muito baixa (barragens e betão)	Plurianual anual ou sazonal	Mínimas	Adequado	Muito boas	Fiáveis	Muito boa	< 10 <sup>5</sup>	Zona não habitada sem valor económico
2	Baixa 0,05 g < a < 0,1 g	Baixa	---	---	Fracas	---	Boas	---	Boa	10 <sup>5</sup> - 10 <sup>6</sup>	Áreas isoladas, agricultura
3	Média 0,1 g < a < 0,2 g	---	Muito baixa (barragens de aterro)	Semanal	Médias	Aceitável	Aceitáveis	---	Satisfatória	10 <sup>6</sup> - 10 <sup>7</sup>	Pequenos aglomerados populacionais, agricultura, indústria artesanal
4	Forte 0,2 g < a < 0,4 g	---	---	Diária	Fortes	---	---	---	---	10 <sup>7</sup> - 10 <sup>9</sup>	Aglomerados populacionais médios, pequenas indústrias
5	a > 0,4 g	---	---	Bombagem	Muito fortes	---	Medíocres	---	---	> 10 <sup>9</sup>	Grandes aglomerados populacionais, indústrias, instalações nucleares
6(a)	---	Grande	Elevada	---	---	Inadequado	Medíocres a más	Insuficientes não operacionais	Insatisfatórias	---	

(a) - Condições anormais - Intervenção técnica indispensável

$$E = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 \alpha_i = \frac{1}{5} (3 + 2 + 3 + 5 + 3) = 3,2$$

$$F = \frac{1}{4} \sum_{i=6}^9 \alpha_i = \frac{1}{4} (1 + 3 + 1 + 2) = 1,75$$

$$R = \frac{1}{2} \sum_{i=10}^{11} \alpha_i = \frac{1}{2} (4 + 3) = 3,5$$

$$\alpha_g = E \times F \times R = 3,2 \times 1,75 \times 3,5 = 19,6$$

**Quadro 3.5 – Grandezas a observar de acordo com as recomendações das NOIB. Aplicação à barragem do rio Torno.**

Altura da barragem (m)	Deslocamentos		Tensões Totais	Caudal de Infiltração	Pressões intersticiais		Precipitação Atmosférica	Sismologia
	Superficiais	Internos			Piezómetros	Piezómetros sem fluxo		
< 15	x se $\alpha_g > 15$ ou $R > 3$	-	-	x Caudal Total se $\alpha_g > 10$ ou $R \geq 3$	x se $\alpha_g > 10$ ou $R \geq 3$	-	-	x se $\alpha_g > 9$ com $\alpha_1 = 5$
15 a 30	x se $\alpha_g > 10$ ou $R \geq 3$	x se $\alpha_g > 20$	-	x Caudal Total	x	x se $\alpha_1 = 5$	(x)	x se $\alpha_1 = 5$
<b>30 a 50</b>	<b>x</b>	<b>x se <math>\alpha_g &gt; 10</math> ou <math>R &gt; 3</math></b>	<b>(x)</b>	<b>x Caudal Parcial se <math>R \geq 3</math></b>	<b>x</b>	<b>x se <math>\alpha_1 \geq 4</math></b>	<b>X se <math>R \geq 3</math></b>	<b>x se <math>\alpha_1 \geq 4</math></b>
50 a 100	x	X	X	x Caudal Parcial	x	X	X	x se $\alpha_1 \geq 3$
> 100	x	X	X	x Caudal Parcial	x	x	X	x

x - Dispositivo obrigatório  
(x) - Dispositivo opcional

30 < h < 50  
 $\alpha_g = 19,6$   
 $R = 3,5$   
 $\alpha_1 = 3$

**Quadro 3.6 – Frequências de leituras preconizadas para os dispositivos de observação da barragem do rio Torno.**

Dispositivos	Construção	1º Enchimento e Esvaziamento Rápido	5 Primeiros Anos após o 1º Enchimento	> 5 Anos após o 1º Enchimento
Marcas superficiais	Mensal (*)	(1), (2) ou Semestral	Anual	Bienal
Baterias de assentamentos e extensómetros lineares	Semanal (*)	(1), (2) ou Trimestral	Semestral	Semestral
Extensómetros (cortina interior)	Semanal (*)	(1), (2) ou Trimestral	Semestral	Semestral
Células de tensão total	Semanal (*)	(1), (2) ou Trimestral	Semestral	Semestral
Medidores de caudais	Semanal (*)	(1), (2), (3) ou Mensal	Mensal	Mensal
Piezómetros hidráulicos	Semanal (*)	(1), (2), (3) ou Mensal	Mensal	Trimestral
Escalas limnimétricas	Diária (*)	Diário	Diário	Diário
Estação meteorológica	Diária (*)	Diário	Diário	Diário
Acelerógrafos	Durante a ocorrência (*)	Durante a ocorrência (*)	Durante a ocorrência (*)	Durante a ocorrência (*)

(1) – Início e fim do enchimento ou do esvaziamento rápido

(2) – No 1º enchimento quando a albufeira atingir a cota (870)

(3) – No 1º enchimento quando se verificarem variações do nível de água na albufeira superiores a 2 m em intervalos de tempo inferiores a uma semana.

\* - Após instalação.

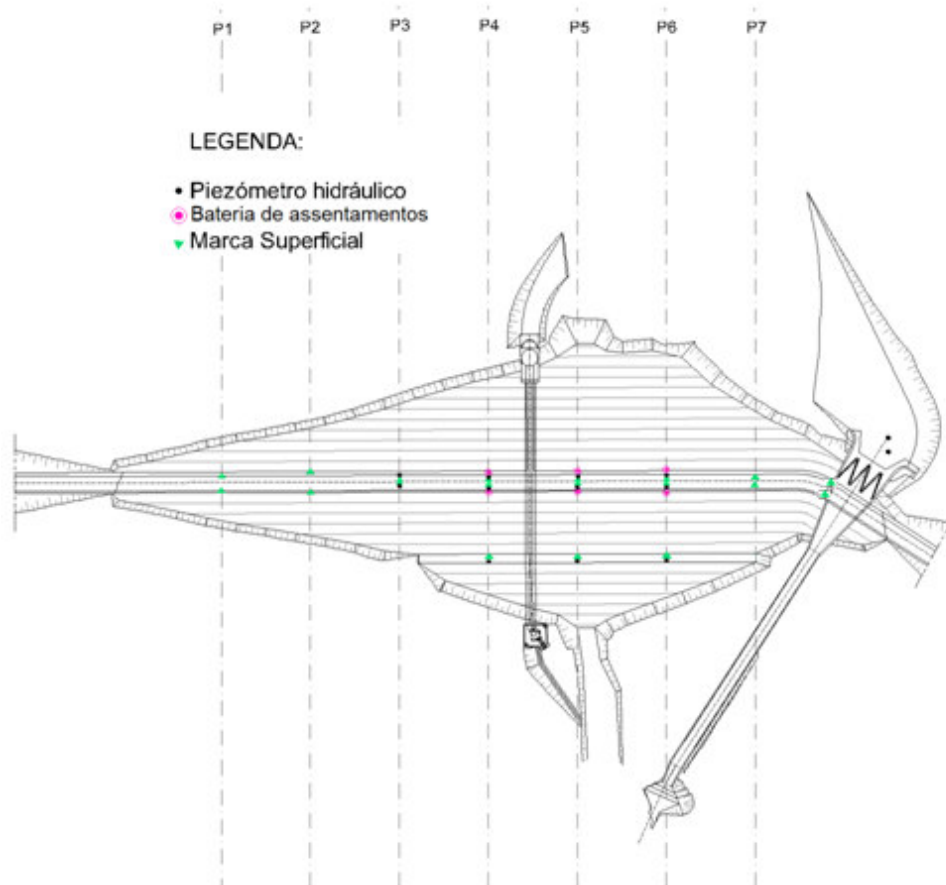


Figura 3.9 – Localização em planta dos perfis transversais de observação

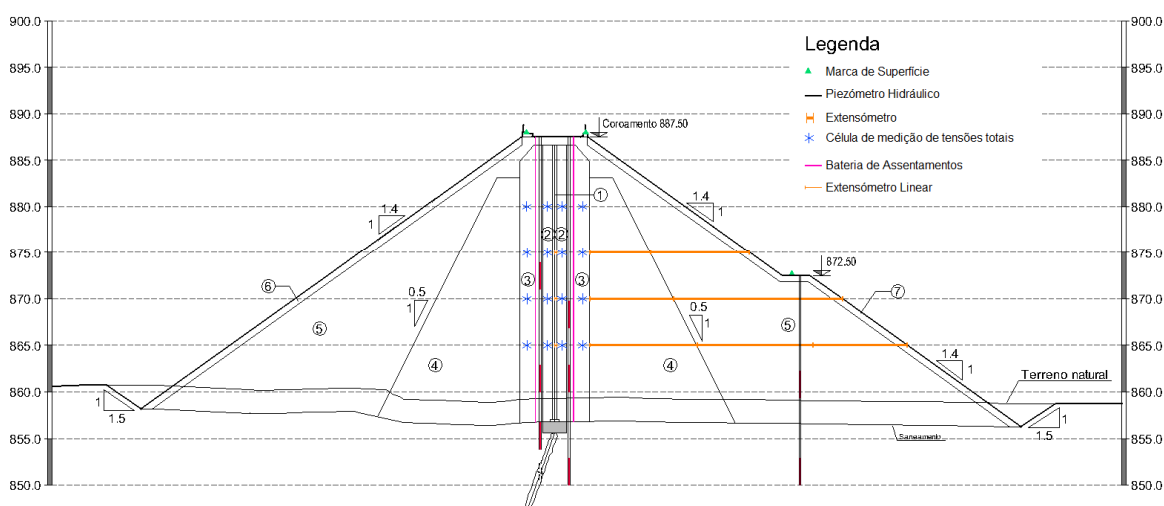


Figura 3.10 – Localização dos dispositivos de observação no perfil transversal 5.

As baterias de assentamento, para medição dos deslocamentos verticais e horizontais internos, serão instalados a montante e a jusante da cortina interior, no material tipo 3, durante a construção da barragem, nos perfis 4, 5 e 6, num total de 6 baterias. Nestes perfis serão também instalados, durante a construção, células de medição de tensão total, a montante e a jusante, nos materiais tipo 2 e tipo 3 (num total de 48), extensômetros lineares nos maciços de jusante, a três níveis (cotas 865, 870 e 875), num total de 9, e, também,

extensómetros na metade de jusante da cortina interior, localizados às mesmas cotas que os extensómetros lineares nos aterros de enrocamento, num total de 9.

Os medidores de caudais serão instalados a jusante, nos perfis 4, 5 e 6, à saída de valas drenantes que procurarão individualizar os caudais percolados pelo corpo do aterro e fundação, respectivamente, pelo encontro direito, zona central e encontro esquerdo da barragem.

Os acelerógrafos, de registo contínuo, serão instalados um no coroamento, na zona de maior altura da barragem (perfil 5), e outro na fundação, a jusante, a cotas baixas e em zona de afloramento rochoso.

O limnígrafo será colocado na torre de tomada do sistema de descarga de fundo, as escalas limnimétricas numa das margens da albufeira e a estação meteorológica num ponto elevado e sem confinamentos na envolvente.

A avaliação do comportamento da obra, tendo por base a interpretação das grandezas observadas, deve ser complementada pela análise dos resultados das visitas de inspecção visual, já que a observação directa consiste no principal meio de detecção de comportamentos anómalos das estruturas. Estas inspecções serão de vários tipos (rotina, especialidade e excepcionais) e desenrolar-se-ão durante as diferentes fases de vida da obra, de acordo com as NOIB.

A inspecção deve ser feita ao nível da observação directa quer dos aspectos gerais da obra, quer de aspectos particulares potencialmente indicadores de comportamentos anómalos e dos dispositivos de observação.

No que se refere ao corpo da barragem, deverão ser inspeccionados, designadamente:

- a parte emersa do paramento de montante, para despiste de perturbações no enrocamento de protecção ou no aterro subjacente;
- o coroamento, para identificação de fissuras, fendas, assentamentos, abatimentos, modificações do alinhamento e/ou nivelamento;
- o paramento de jusante, para despiste de assentamentos, abatimentos, erosões ou ravinamentos, ressurgências, instabilidades globais, etc.;
- a inserção da barragem na fundação, a jusante, e a zona de jusante próxima da barragem, para identificação de zonas de erosão, assentamentos ou abatimentos, ressurgências, etc.;
- os dispositivos de observação, verificando a sua funcionalidade e integridade.





## 4. Estudos de Dimensionamento da Barragem do rio Torno

---

### 4.1. Introdução

Apresentam-se neste capítulo as verificações de segurança aos estados limites últimos e de utilização que se consideraram relevantes no contexto da obra e da fase de estudo, a nível de anteprojecto.

Os estados limites últimos mais frequentemente associados a barragens de aterro são os seguintes (Pimenta, 2008):

- erosão externa por galgamento;
- erosão interna;
- perda de estabilidade global.

A erosão externa por galgamento associa-se em muitos dos casos a funcionamentos deficientes dos órgãos hidráulicos, muitas vezes relacionados com erros de projecto (por exemplo, subavaliação de cheias), erros de construção (fundação deficiente das estruturas hidráulicas, construção com dimensões inferiores às do projecto, etc.) ou erros de exploração (insuficiente manutenção de equipamentos hidromecânicos, obstruções das secções de vazão, etc.), CIGB (1983).

Com respeito ao corpo da barragem, é a folga que constitui a disposição de protecção a este estado limite último mais evidente e cujos resultados da sua avaliação foram apresentados no Capítulo 3. Adicionalmente, é habitual conferir-se ao corpo dos aterros uma sobrelevação, que deverá acomodar o assentamento máximo de longo prazo estimado para a barragem e uma guarda contínua que materializa uma segurança adicional (Thomas, 1979a).

O fenómeno de erosão interna mais comum materializa-se pelo arrastamento mecânico, pelas forças de percolação, dos materiais mais finos que cumprem funções de estanquidade. No caso de estudo, a cortina interior é materializada por um betão betuminoso não susceptível, pelas suas características (CIGB, 1992), a este tipo de fenómeno.

No que se refere à perda de estabilidade global, esta pode atingir os aterros de jusante ou de montante, isoladamente ou em conjunto com os terrenos de fundação, e pode ocorrer nas diferentes fases de vida da obra, podendo ter diferentes causas, como por exemplo, insuficiente resistência ao corte dos aterros ou dos terrenos de fundação, níveis hidráulicos (nos aterros ou na fundação) superiores aos estimados e acções sísmicas elevadas (por comparação com as acções de cálculo).

No presente caso de estudo, a estabilidade global de barragem foi analisada para as condições estática e sísmica, e para as fases de vida da obra condicionantes – construção e pleno armazenamento – como estipulam as NPB (SRB, 1993a).

No que respeita aos estados limites de utilização mais frequentes (e que podem evoluir para estados limites últimos) podem identificar-se os seguintes:

- movimentos excessivos (que podem ser, por exemplo a assentamentos de colapso por molhagem ou assentamentos de consolidação e fluência);
- caudais percolados excessivos que, no presente caso, se podem ligar directamente à perda de funcionalidade da cortina interior de betão betuminoso, à sua ligação deficiente à fundação ou a passagem de água através da fundação.

Com vista à estimativa dos assentamentos construtivos da barragem e dos deslocamentos associados ao final do primeiro enchimento, bem como dos respectivos estados de tensão, foram realizados estudos de tensão-deformação pelo método dos elementos finitos. Estimaram-se, ainda, por intermédio de equações empíricas, os assentamentos de fluência dos aterros de enrocamento.

Relativamente aos caudais percolados, foram realizados, também pelo método dos elementos finitos, estudos de fluxo com vista à sua estimativa, em condições médias, e à avaliação da rede de fluxo e dos gradientes hidráulicos na fundação e na cortina interior de betão betuminoso.

Nas secções seguintes apresentam-se os cálculos efectuados.

## **4.2. Perda de estabilidade global**

### **4.2.1. Considerações introdutórias**

A verificação de segurança à rotura por perda de estabilidade global foi efectuada em condições estática e sísmica. Na apreciação dos resultados adoptaram-se os coeficientes de segurança mínimos ( $CS_{\min}$ ) constantes das “Normas de Projecto de Barragens”, NBP (SRB, 1993a):

- Fase de construção:  $CS_{\min}=1,4$ ;
- Pleno armazenamento:  $CS_{\min}=1,5$ ;

A verificação da perda de estabilidade global na fase de esvaziamento rápido ( $CS_{\min}=1,3$ ) não é condicionante face às características do perfil tipo da barragem.

A verificação da estabilidade global sísmica foi realizada para a fase de construção por metodologias pseudo-estáticas e, para a fase de pleno armazenamento, segundo metodologias pseudo-estáticas e metodologias pseudo-dinâmicas, descritas em Kramer (1996).

Na avaliação dos resultados dos cálculos segundo metodologias pseudo-estáticas adoptou-se o coeficiente de segurança mínimo constante das NBP:  $CS_{\min}=1,1$ . Na avaliação dos resultados dos cálculos segundo metodologias pseudo-dinâmicas compararam-se os deslocamentos obtidos com deslocamentos máximos admissíveis, estipulados de forma a evitar o colapso da estrutura ou situações de pré-colapso.

As análises de estabilidade estática e pseudo-estática foram realizadas pelo programa de cálculo automático SLOPE/W (Geoslope, 2004).

Os valores de cálculo da acção sísmica foram definidos no “Estudo Sismológico” (AQUALOGUS/CENOR, 2009d) e apresentados no Capítulo 3.

#### 4.2.2. Parâmetros de cálculo

No **Quadro 4.1** estão indicados os parâmetros utilizados para caracterizar os materiais constituintes do corpo da barragem e da fundação. Os parâmetros da cortina de betão betuminoso e dos materiais dos aterros foram justificados no Capítulo 3. Os parâmetros resistentes da fundação foram estimados de modo indirecto, tendo em conta os resultados dos trabalhos de prospecção realizados. Estes não condicionam a estabilidade global da barragem.

**Quadro 4.1 – Verificação de segurança por perda de estabilidade global. Parâmetros de cálculo**

Material	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
Betão betuminoso (Material 1)	380	27	24,2
Material de transição (Material 2)	0	38	20
Enrocamento de transição (Material 3)	0	40	21
Enrocamento do maciço interior (Material 4)	0	42	21
Enrocamento seleccionado do maciço exterior (Material 5)	0	48	21,5
Enrocamento de protecção (montante e jusante)	0	50	22
Fundação superficial	50	38	22,5
Fundação profunda	100	40	24
Fundação na área de influência do tratamento impermeabilização	50	38	22,5

#### 4.2.3. Análise de estabilidade estática

A verificação de segurança à rotura por perda de estabilidade global para a condição estática foi realizada pelo método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955), método de equilíbrio limite que determina o coeficiente de segurança à rotura por corte ao longo de superfícies de deslizamento circulares. O método de Bishop Simplificado<sup>9</sup> é um método de fatias, sendo a superfície de deslizamento dividida nas referidas fatias, cujo número é função do comprimento da superfície e dos materiais interessados.

A pesquisa de coeficientes de segurança representativos da estabilidade global da barragem foi realizada definindo uma malha de centros e um intervalo de raios. Foram estudadas superfícies de deslizamento superficiais, intermédias e profundas, para cada fase de vida da obra analisada (construção e pleno armazenamento).

As pressões intersticiais foram calculadas a partir do nível de água pré-definido. Na fase de construção, o nível de água foi considerado ao nível da fundação dos aterros. Na fase de pleno armazenamento, a linha superior de saturação foi considerada ao nível do NPA, nos aterros de montante, e próximo da fundação, nos aterros de jusante (linha superior de saturação resultante dos estudos de percolação que adiante se apresentam).

No **Quadro 4.2** apresentam-se os coeficientes de segurança global obtidos.

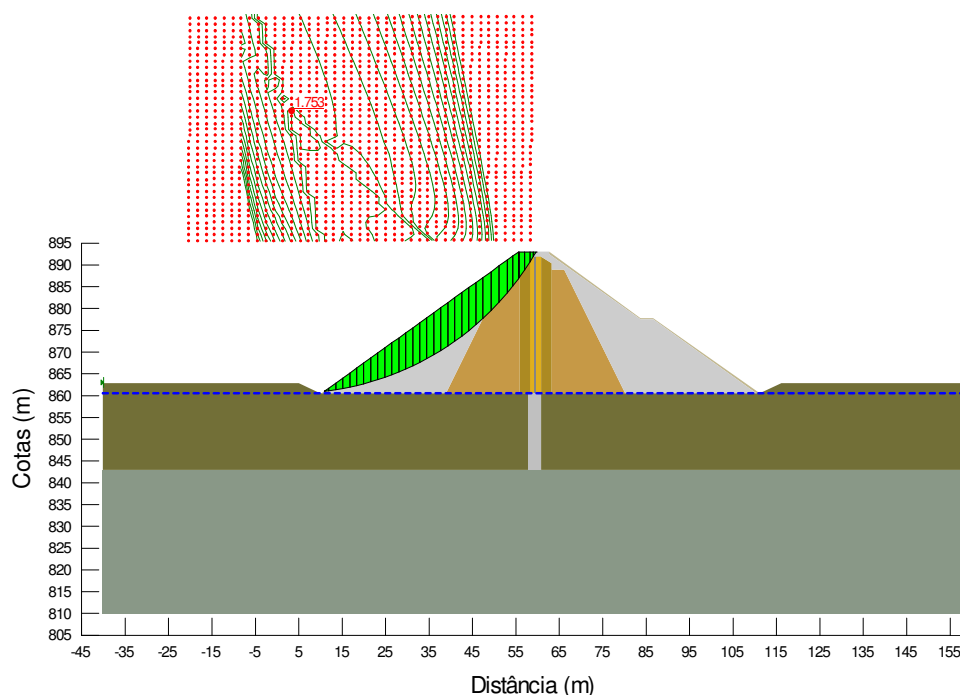
<sup>9</sup> A simplificação introduzida ao Método de Bishop Simplificado consiste em considerar horizontais as forças de interacção entre as fatias do modelo eliminando assim uma das incógnitas do problema – a inclinação  $\theta$  da resultante da interacção entre fatias – obtendo-se uma solução determinada.

**Quadro 4.2 – Verificação de segurança por perda de estabilidade global. Condição estática. Coeficientes de segurança.**

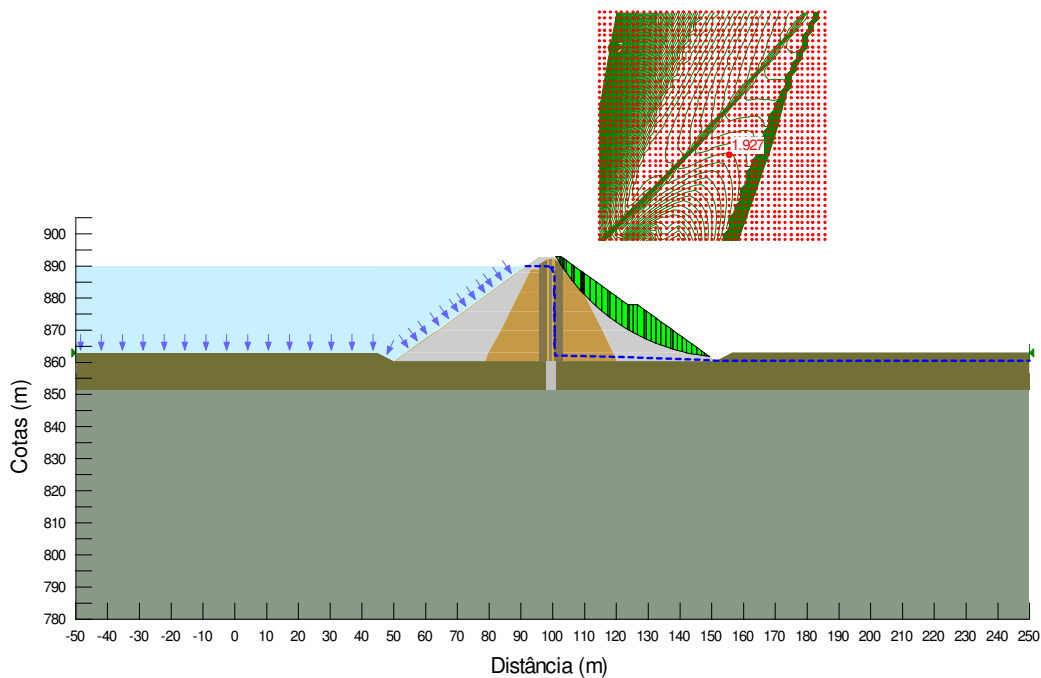
Situações Analisadas		Coeficiente de Segurança das superfícies de deslizamento		
		Superficiais	Intermédias	Profundas
Fase de construção	Talude de montante	1,60	1,68	1,75
	Talude de jusante	1,60	1,78	1,93
Pleno armazenamento	Talude de jusante	1,60	1,78	1,93

Os coeficientes de segurança obtidos são superiores aos mínimos constantes das NPB e aumentam com a profundidade interessada pelas superfícies de deslizamento, o que está em conformidade com os materiais de aterro, puramente atríticos. A coesão atribuída à cortina interior de betão betuminoso só tem influência em superfícies de deslizamento muito profundas, que a interceptem.

Na **Figura 4.1** e **Figura 4.2** representam-se as superfícies de deslizamento profundas, para a fase de construção (talude de montante) e para a fase de pleno armazenamento (talude de jusante), respectivamente.



**Figura 4.1 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Condição estática. Fase de construção, talude de montante. Superfície de deslizamento profunda (C.S.=1,75).**



**Figura 4.2 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Condição estática. Pleno armazenamento, talude de jusante. Superfície de deslizamento profunda (C.S.=1,93).**

#### 4.2.4. Análise sísmica

##### 4.2.4.1. Análise pseudo-estática

A metodologia pseudo-estática considera um modelo rígido-plástico para o corpo da barragem, ou seja, a aceleração máxima que se verifica na base mantém-se constante ao longo de todo o corpo da barragem.

O efeito da acção sísmica é contabilizado por intermédio de forças adicionais de inércia, aplicadas no centro de gravidade de cada fatia da superfície de deslizamento, iguais (no caso de só se considerar a componente horizontal) a  $K_h \cdot w$ , sendo  $K_h$  o coeficiente sísmico horizontal e  $w$  o peso da fatia.

Tal como na análise estática, o método de cálculo utilizado foi o método de Bishop Simplificado e foram estudadas superfícies de deslizamento superficiais, intermédias e profundas, para cada uma das fases de vida da obra estudadas (construção e pleno armazenamento).

A análise pseudo-estática foi realizada para o SBP, definido no “Estudo Sismológico” para um período de retorno de 1000 anos.

A verificação da estabilidade sísmica para a fase de pleno armazenamento (talude de jusante) foi efectuada para o sismo próximo – acção tipo 1, de acordo com a designação do RSAEEP – que corresponde à situação de cálculo condicionante (maior aceleração máxima).

O valor da aceleração máxima de cálculo na fundação é, pois,  $1,50 \text{ m/s}^2$  para a fase de pleno armazenamento, o que corresponde a uma probabilidade de 90,5% de não ser excedida a aceleração máxima durante um tempo de vida da obra (considerado igual a 100 anos), de acordo com a **Eq. 4.1**.

$$P(t_1 > t) = e^{-\frac{t}{T}} \quad \text{Eq. 4.1}$$

em que:

- $t$  – tempo de vida da obra;
- $T$  – período de retorno;
- $t_1$  – tempo até à ocorrência do primeiro evento.

As ações sísmicas de dimensionamento para as verificações de estabilidade do perfil da barragem na fase de construção foram calculadas de modo a obterem-se probabilidades de excedência da ação semelhantes às do pleno armazenamento (90,5%) e admitindo a seguinte hipótese:

- tempo de vida da obra na fase final de construção igual a 2 anos (corpo da barragem concluído ou em fase final de conclusão).

No **Quadro 4.3** apresentam-se os valores máximos de cálculo da aceleração na fundação, bem como os períodos de retorno e tempos de vida das respectivas fases.

**Quadro 4.3 – Análise sísmica pseudo-estática. Sismo SBP. Valores de cálculo da ação sísmica**

Fase de vida da obra	Tempo de vida (anos)	Cumulante de probabilidade de não ser excedida a aceleração máxima	Período de retorno (anos)	Aceleração máxima (g)
Construção	2	0,905	20	0,051
Pleno armazenamento	100	0,905	1000	0,153

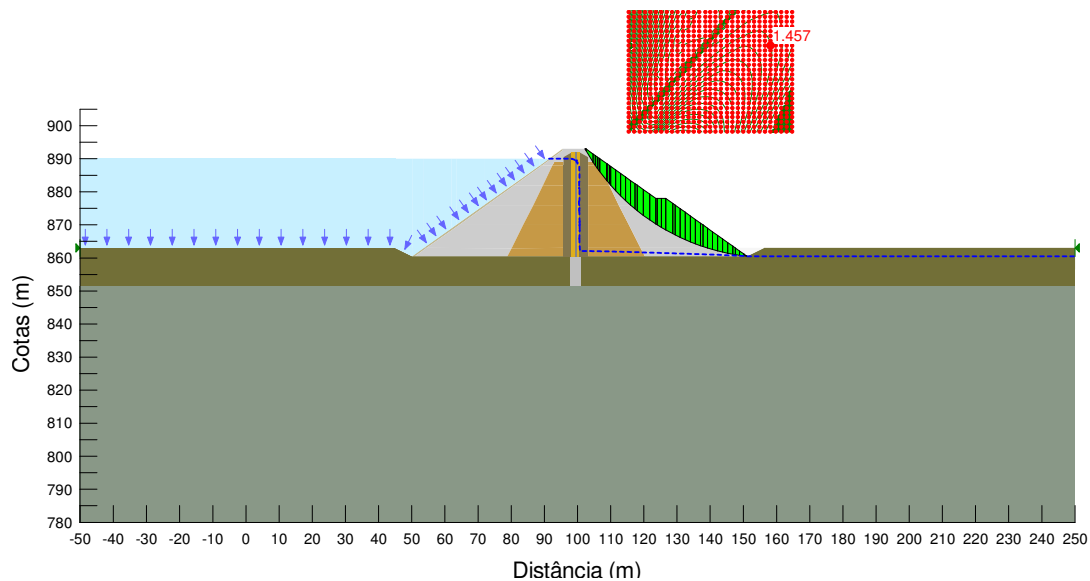
No **Quadro 4.4** apresentam-se os coeficientes de segurança obtidos para as situações analisadas.

**Quadro 4.4 – Análise sísmica pseudo-estática. Sismo SBP. Coeficientes de segurança.**

Situações Analisadas		Coeficiente de segurança das superfícies de deslizamento		
		Superficiais	Intermédias	Profundas
Fase de construção	Talude de montante	1,43	1,53	1,68
	Talude de jusante	1,43	1,78	1,83
Pleno armazenamento	Talude de jusante	1,22	1,38	1,46

Os coeficientes de segurança calculados são superiores ao mínimo constante das NPB, 1,1, verificando-se ser a fase de pleno armazenamento condicionante. Para a fase de pleno armazenamento existem superfícies de deslizamento com coeficientes de segurança inferiores a 1,1, mas verifica-se que têm uma espessura muito reduzida.

Na **Figura 4.3** representa-se a superfície de deslizamento profunda para a fase de pleno armazenamento (talude de jusante).



**Figura 4.3 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação pseudo-estática. Pleno armazenamento, talude de jusante. Superfície de deslizamento profunda (C.S.=1,46)**

#### 4.2.4.2. Análise de estabilidade pseudo-dinâmica

A metodologia pseudo-dinâmica considera um modelo elástico não linear equivalente para o corpo da barragem (Kramer, 1996), o que permite estimar a amplificação da acção sísmica desde a fundação até ao coroamento, e avalia os deslocamentos associados a superfícies de deslizamento críticas, em função da razão entre a aceleração amplificada e a aceleração que conduz a um coeficiente de segurança pseudo-estático unitário, conforme método de Newmark (1965).

A análise efectuada utilizou a metodologia proposta por Makdisi e Seed (1977), tendo sido avaliada a fase de pleno armazenamento, para a qual foram estudadas superfícies de deslizamento superficiais (superfície 1), intermédias (superfície 2) e profundas (superfície 3).

Para a presente análise foram considerados dois tipos de sismos: interplacas, ou longínquo, e intraplaca, ou próximo. No **Quadro 4.5** resumem-se os valores máximos de acelerações consideradas no substrato para efeitos de cálculo.

**Quadro 4.5 – Acelerações máximas na fundação.**

Tipo de sismo	$a_{\text{máx.}} \text{ (m/s}^2\text{)}$	
	SBP (T=1000 anos)	SME (T=10000 anos)
Próximo	1,5	3,0
Longínquo	0,9	1,8

A análise pseudo-dinâmica foi realizada para o SBP e para o SME, respectivamente, com um período de retorno de 1 000 anos e de 10 000 anos. A estes sismos correspondem a cumulantes de probabilidades de não ser excedida a aceleração máxima de 90,5% e de 99%, considerando um período de vida da obra de 100 anos.

A metodologia de Makdisi e Seed compreende os seguintes passos de cálculo: i. determinação da aceleração crítica em superfícies de deslizamento (a que conduz a coeficientes de segurança unitários); ii. amplificação da

aceleração sísmica ao longo do perfil da barragem e determinação da aceleração induzida nas superfícies de deslizamento estudadas; iii. determinação dos deslocamentos permanentes nas superfícies de deslizamento.

No Anexo IV, apresentam-se os cálculos efectuados e os quadros resumo dos resultados.

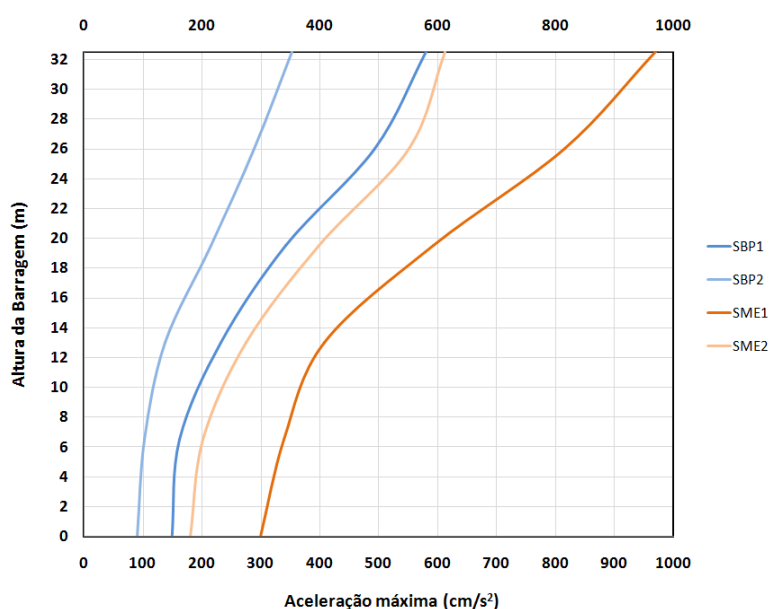
Os cálculos efectuados para o SBP conduziram a valores de velocidade de propagação de ondas de corte de 176 m/s e 199 m/s (sismo próximo e longínquo, respectivamente) e coeficientes de amortecimento de cerca de 16% e 14%.

Os cálculos efectuados para o SME conduziram a valores de velocidade de propagação das ondas de corte de 138 m/s (sismo próximo) e 157 m/s (sismo longínquo) e a coeficientes de amortecimento de cerca de 19% e 17%.

No que se refere às acelerações no coroamento, verifica-se, para o SBP, uma amplificação relativamente à aceleração de base de cerca de 3,8 e 3,9, respectivamente, para o sismo próximo e para o sismo longínquo. Para o SME, estas amplificações são menores, de 3,2 e 3,4, respectivamente para o sismo próximo e para o sismo longínquo.

Os valores de amplificação, relativamente elevados, justificam-se pelo tipo de materiais do corpo do aterro (relativamente rígidos) e correspondentes coeficientes de amortecimento para as acções em causa e pelas frequências próprias da barragem. Por outro lado, as acelerações no coroamento foram calculadas considerando um coeficiente de majoração de 1,5.

Na **Figura 4.4** representa-se a amplificação das acções sísmicas tipo 1 e tipo 2, para o SBP e para o SME, ao longo da altura da barragem.



**Figura 4.4 – Amplificação dos sismos SBP e SME. Acções tipo 1 e tipo 2.**



No que se refere aos deslocamentos sísmicos, as superfícies estudadas exibem valores muito reduzidos ou nulos para o SBP e reduzidos para o SME.

A superfície com maiores deslocamentos é a superfície 1 (superficial) para a situação de cálculo do SME e para a acção tipo 1 (sismo próximo). O valor do deslocamento máximo horizontal calculado é de 0,22 m e o valor do assentamento máximo de 0,08 m.

O deslocamento máximo vertical calculado é pequeno e ocorre numa superfície que afecta o terço superior da barragem e é relativamente pouco espessa. A instabilização desta superfície não introduziria qualquer situação de colapso ou de pré-colapso na barragem.

Superfícies intermédias e profundas, interessando todo o coroamento da barragem, têm deslocamentos nulos ou negligenciáveis.

Pode, pois, concluir-se que a barragem exhibirá uma elevada segurança a solicitações sísmicas e aos correspondentes modos de rotura.

### **4.3. Estudos de tensão-deformação**

#### **4.3.1. Considerações introdutórias**

Apresentam-se, nesta secção, os estudos de tensão-deformação efectuados pelo método dos elementos finitos (MEF) para avaliação dos estados de tensão e das deformações durante as etapas de construção e no final do primeiro enchimento. Estes cálculos foram também efectuados com o objectivo de avaliar a magnitude das transferências de tensões entre materiais de diferente rigidez.

Apresenta-se, ainda, a estimativa dos deslocamentos na fase de exploração da obra, devido à fluência dos materiais de enrocamento do corpo da barragem, realizada por intermédio de fórmulas empíricas definidas a partir da observação de obras em exploração.

Previamente à apresentação dos cálculos realizados e à análise dos resultados, referem-se algumas considerações sobre as principais causas de deformações em barragens de enrocamento.

#### **4.3.2. Causas de deformações**

As deformações do corpo das barragens de enrocamento podem ter várias causas.

Na fase de construção, os assentamentos ocorrem devido à compactação do enrocamento que promove a redução do volume de vazios, o esmagamento dos pontos de contacto dos blocos e o rearranjo das partículas. O aumento das tensões verticais aplicadas devido à subida dos aterros ocasionará maiores assentamentos nas camadas subjacentes.

A compactação com grandes quantidades de água facilitará o enfraquecimento da rocha, conduzindo a maiores assentamentos durante a fase de construção, o que é preferível à sua ocorrência após conclusão da obra, em fase de enchimento e de exploração.

Durante o primeiro enchimento, ocorrerá a saturação do maciço estabilizador de montante e o estabelecimento de pressões da água no contacto com a cortina de betão betuminoso, que se localiza na zona central da barragem.

O maciço estabilizador de montante poderá, nesta fase, sofrer assentamentos de colapso por molhagem, em especial se a compacidade dos materiais compactados for baixa e se estes tiverem sido compactados com adição de pouca água.

Na sequência do primeiro enchimento da albufeira, as tensões efectivas reduzem-se no maciço estabilizador de montante, o que poderá dar lugar a empolamentos.

A aplicação das pressões da água na cortina de betão betuminoso aumenta as tensões horizontais e dará origem a deslocamentos maioritariamente horizontais, que serão máximos na face de montante da cortina.

Em situações de esvaziamentos rápidos, as variações das tensões são opostas às que acontecem em fase de enchimento, isto é, reduzem-se as tensões horizontais aplicadas na cortina de betão betuminoso e aumentam as tensões efectivas no maciço estabilizador de montante.

Em fase de pleno armazenamento, ocorrem deformações de fluência (a tensão efectiva constante) e deformações associadas à molhagem dos aterros de jusante, nomeadamente por infiltrações da água das chuvas, o que poderá causar o enfraquecimento progressivo da rocha.

No que se refere, ainda, ao maciço estabilizador de jusante, a eventual saturação das suas cotas inferiores, devido ao estabelecimento da rede de fluxo modificará o estado de tensão instalado e poderá originar deformações.

Deformações resultantes de carregamentos dinâmicos, associados a sismos, serão tanto menores quanto melhor for a compactação em fase de construção.

#### **4.3.3. Método utilizado e discretização do domínio**

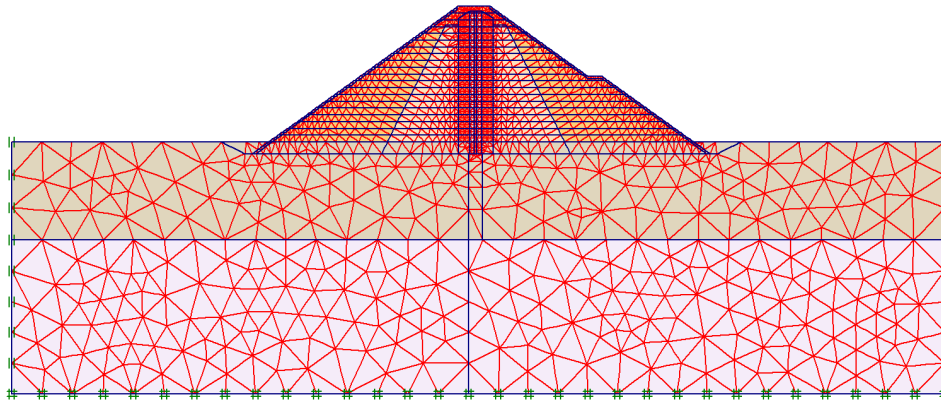
Os estudos de tensão-deformação foram realizados pelo método dos elementos finitos (MEF) por intermédio do programa de cálculo automático PLAXIS (Plaxis BV, 2008). Os cálculos foram realizados em estado plano de deformação e em tensões efectivas, para o perfil transversal da barragem de maior altura.

Na modelação do domínio utilizaram-se elementos triangulares de 15 nós para representar o terreno de fundação, os aterros da barragem e a cortina interior de betão betuminoso.

Não foram introduzidas interfaces entre a cortina de betão betuminoso e os aterros de transição que a confinam porque o processo construtivo dá origem a uma boa ligação entre estes materiais (através da impregnação com o betume dos materiais granulares de transição nos contactos).

No que respeita às condições de fronteira na fundação, admitiu-se que os deslocamentos horizontais são impedidos nas fronteiras verticais e que ambos os deslocamentos, vertical e horizontal, são impedidos na fronteira horizontal.

Na **Figura 4.5** representa-se a malha de elementos finitos e as condições de fronteira definidas.



**Figura 4.5 – Estudo pelo MEF. Malha de elementos finitos e condições de fronteira.**

#### 4.3.4. Parâmetros de cálculo

No **Quadro 4.6** indicam-se os valores dos parâmetros adoptados nos cálculos.

**Quadro 4.6 – Estudo de tensão-deformação pelo MEF. Parâmetros de cálculo**

Material	$E_{\text{carga}}$ (MPa)	$E_{\text{descarga}}$ (MPa)	$\nu$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Betão betuminoso (Material 1)	70	210	0,45	380	27	24,2	24,2
Material de transição (Material 2)	60	180	0,3	0	38	20	21
Enrocamento de transição (Material 3)	50	150	0,3	0	40	21	22
Enrocamento do maciço interior (Material 4)	50	150	0,3	0	42	21	22
Enrocamento seleccionado do maciço exterior (Material 5)	80	240	0,3	0	48	21,5	22,5
Enrocamento de protecção (Montante e Jusante)	100	300	0,3	0	50	22	23
Fundação Superficial	200	600	0,3	50	38	22,5	23,5
Fundação Profunda	1000	3000	0,25	100	40	24	25
Fundação na área de influência do tratamento de impermeabilização	350	1050	0,3	50	38	22,5	23,5

Todos os materiais foram modelados admitindo um comportamento elástico perfeitamente plástico, com módulo de descarga igual a 3 vezes o módulo de carga e critério de rotura de Mohr-Coulomb.

#### 4.3.5. Cálculos efectuados

##### 4.3.5.1. Fase de construção

A simulação da construção do aterro foi precedida de três fases:

- caracterização das condições existentes previamente à construção da barragem;
- simulação da escavação correspondente ao saneamento para fundação da barragem;
- simulação do tratamento de impermeabilização.

A fase da construção do aterro foi simulada através de um processo incremental que contou com 8 fases de construção. De acordo com Naylor (1981), 5 fases são suficientes para se obterem estimativas aproximadas dos deslocamentos da fase de construção.

O procedimento de cálculo consiste, simplificada, em desprezar os assentamentos de cada nova camada devido ao seu peso próprio. Os deslocamentos assim obtidos só são correctos nas interfaces das camadas.

No **Quadro 4.7** apresentam-se as etapas e as fases consideradas nos cálculos.

**Quadro 4.7 – Estudo de tensão-deformação pelo MEF. Fase de construção. Etapas e fases de cálculo.**

Etapa de Cálculo		Fase de Cálculo	Características	
1	Condições Iniciais	1	NF no plano de fundação e $\sigma_h = K_0 \sigma_v$	-
2	Saneamento	2	espessura de saneamento (m)	2,5
3	Tratamento Impermeabilização	3	Substituição das características hidráulicas da zona tratada	-
4	2,5 m de aterro	4	cota superior da camada (m)	858,0
	4,5 m de aterro	5	cota superior da camada (m)	862,5
	4,5 m de aterro	6	cota superior da camada (m)	867,0
	4,5 m de aterro	7	cota superior da camada (m)	871,5
	4,5 m de aterro	8	cota superior da camada (m)	876,0
	4,5 m de aterro	9	cota superior da camada (m)	880,5
	4,5 m de aterro	10	cota superior da camada (m)	885,0
	2,5 m de aterro	11	cota superior da camada (m)	887,5

#### 4.3.5.2. Primeiro enchimento

Para a simulação da fase de primeiro enchimento da albufeira admitiu-se, de modo conservativo, a subida instantânea de nível da água até à cota de pleno armazenamento (885). Na realidade, o primeiro enchimento da barragem deve fazer-se, sempre que possível, de forma lenta, para que se possa controlar o comportamento do aterro durante a sua saturação.

A linha superior de saturação no maciço estabilizador de montante deverá acompanhar a subida do nível da água na albufeira, dada a elevada permeabilidade dos materiais de enrocamento.

A cortina de betão betuminoso, que terá muito baixa permeabilidade, ficará sujeita ao diagrama das pressões da água correspondente ao nível de pleno armazenamento.

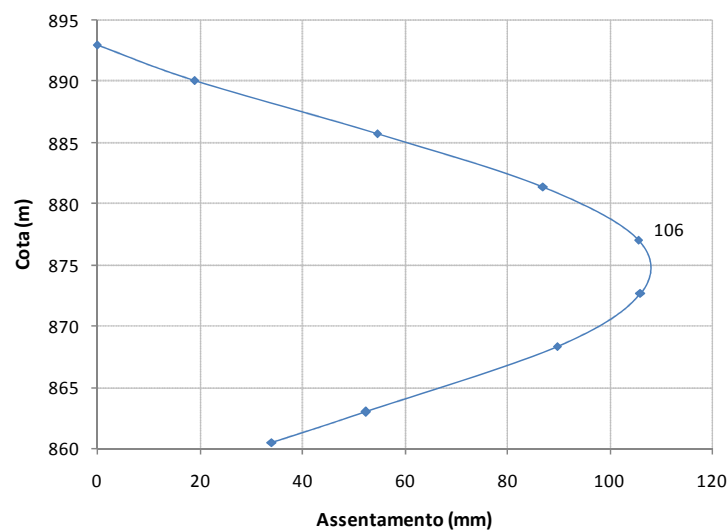
Os cálculos efectuados não simulam assentamentos de colapso por molhagem. Os aterros deverão ser colocados com grandes quantidades de água, de modo a promover a sua saturação durante a execução e, assim, evitar a ocorrência de assentamentos de colapso significativos durante o enchimento da barragem.

#### 4.3.6. Análise dos resultados obtidos

##### 4.3.6.1. Fase de construção

Os cálculos realizados conduziram a um assentamento máximo de 107 mm, a eixo da cortina de betão betuminoso. Este valor corresponde a cerca de 0,3% da altura da barragem no perfil transversal estudado (com 32 m de altura).

Na **Figura 4.6** representa-se o andamento dos deslocamentos verticais ao longo do perfil da cortina de betão betuminoso para a fase de cálculo 11 (final da construção). O ponto de deslocamento vertical máximo localiza-se, aproximadamente, a meia altura do aterro construído. Verifica-se um assentamento na fundação (885,5) de 34 mm.



**Figura 4.6 – Estudo pelo MEF. Fase de construção. Assentamentos a eixo da cortina**

Na **Figura 4.7** representam-se as isolinhas de tensões médias após o final da construção do aterro.

Verificam-se transferências de tensões entre a cortina de betão betuminoso e os maciços estabilizadores de montante e de jusante. Não se registam, contudo, plastificações.

Observa-se, na zona central da cortina de betão betuminoso, que as direcções das tensões principais correspondem, aproximadamente, às direcções vertical e horizontal, dado o pequeno valor das tensões de corte instaladas. À medida que nos afastamos do eixo da cortina, para um e outro lado do maciço, verifica-se rotação das tensões principais em relação à direcção vertical e horizontal, instalando-se tensões de corte em consequência, designadamente, da inclinação dos taludes.

Na **Figura 4.8** apresentam-se as tensões verticais, horizontais e de corte a montante e a jusante de duas interfaces: cortina – zona de transição de montante e zona de transição de montante – enrocamento de transição de montante. Na legenda da figura,  $S_{yy}$ ,  $S_{xx}$  e  $S_{xy}$ , são, respectivamente, as tensões verticais, horizontais e de corte.

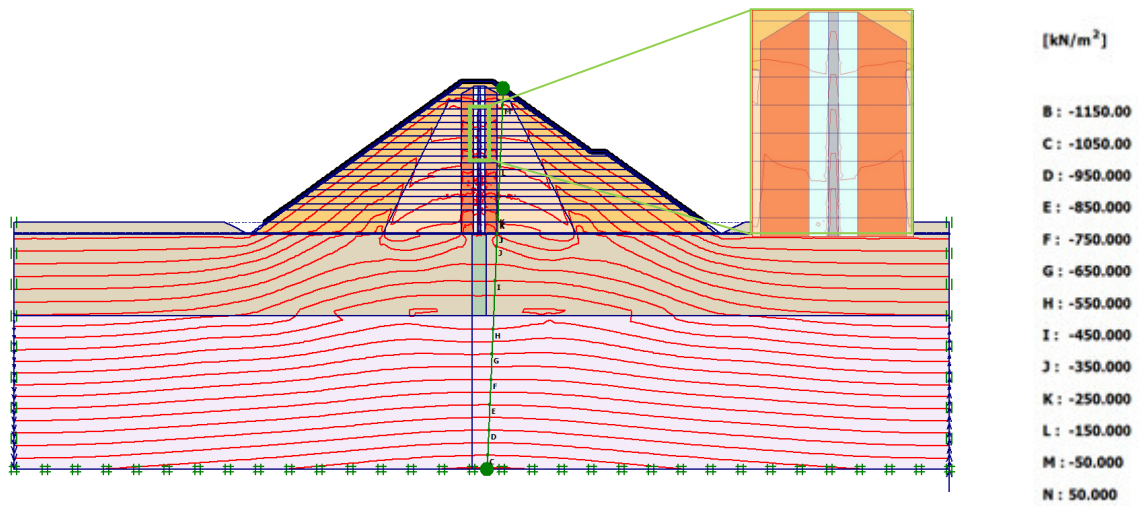


Figura 4.7 – Estudo pelo MEF. Fase de construção. Isolinhas de tensão média após o final da construção.

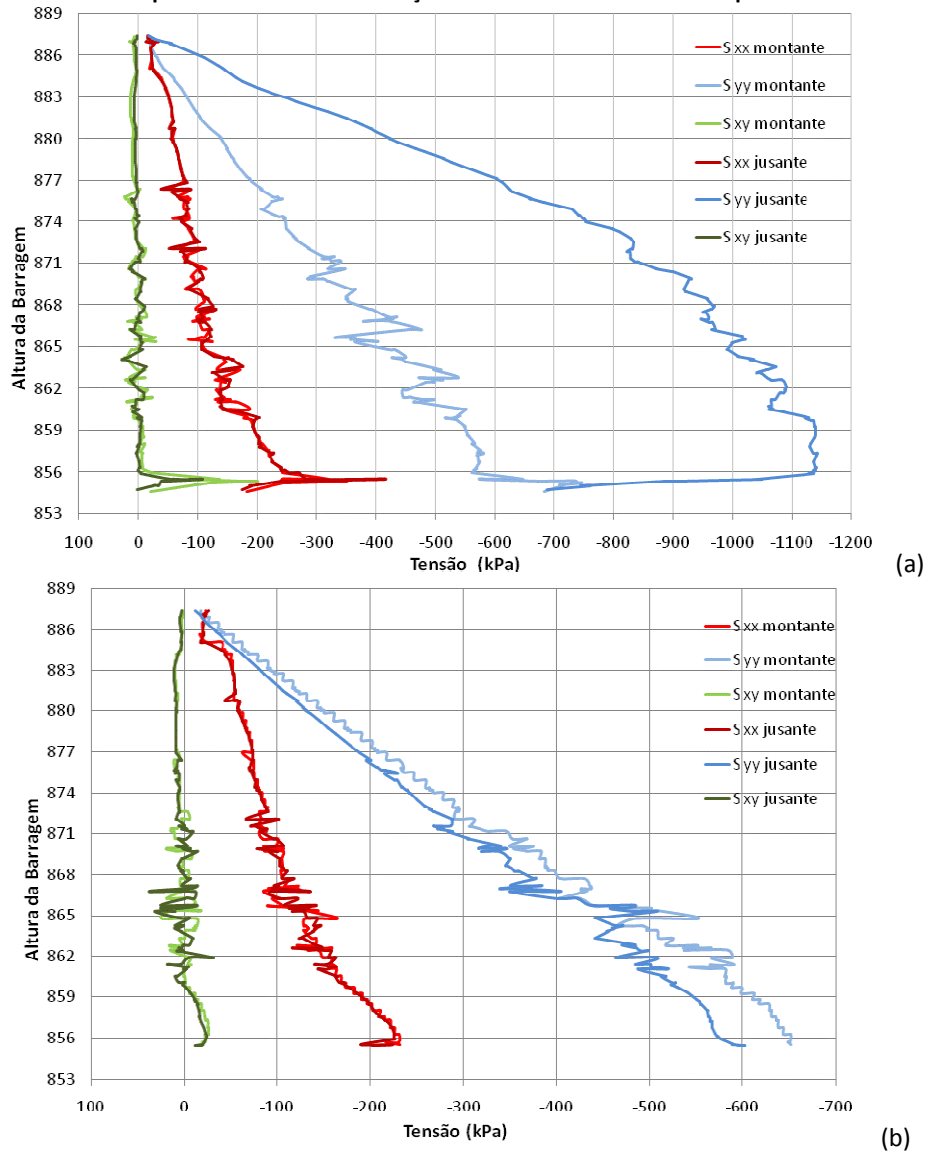


Figura 4.8 – Estudo pelo MEF. Fase de construção. Tensões verticais, horizontais e de corte a montante e a jusante da interface: (a) cortina -zona de transição (material tipo 2 de montante) e (b) zona de transição (material tipo 2 de montante) – enrocamento de transição (material tipo 3 de montante).

A maior rigidez da cortina interior de betão betuminoso em relação às zonas de transição origina uma tensão vertical superior à correspondente ao seu peso próprio (ao contrário do que acontece usualmente em núcleos argilosos).

#### 4.3.6.2. Primeiro enchimento

O primeiro enchimento da albufeira provoca um deslocamento horizontal máximo de 32 mm na face de montante da cortina de betão betuminoso (Figura 4.9).

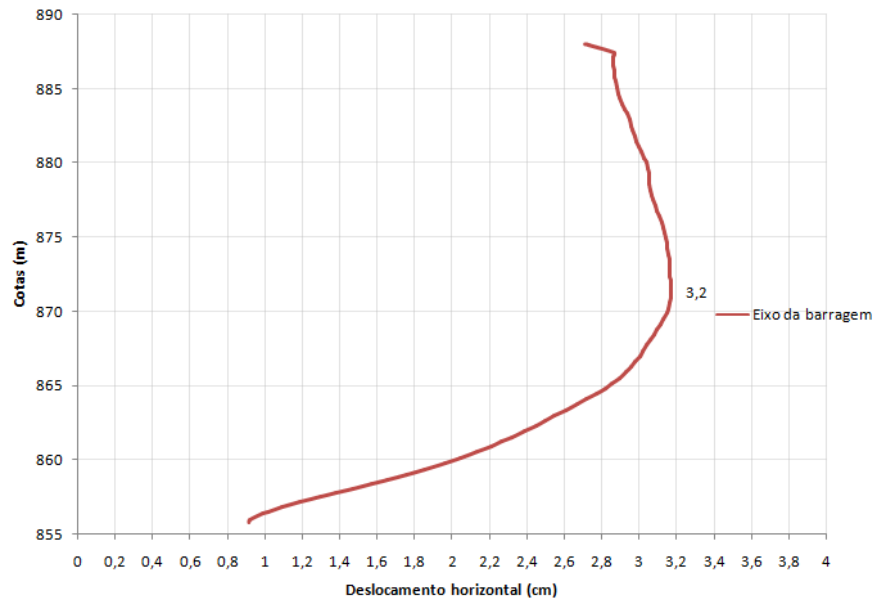


Figura 4.9 – Estudo pelo MEF. Fase de primeiro enchimento. Deslocamentos horizontais na face de montante da cortina.

Após o primeiro enchimento, simulou-se o estabelecimento da rede de fluxo pelo corpo da barragem e fundação. Na Figura 4.10 representam-se as isolinhas de tensões médias totais e, na Figura 4.11, as isolinhas das tensões médias efectivas.

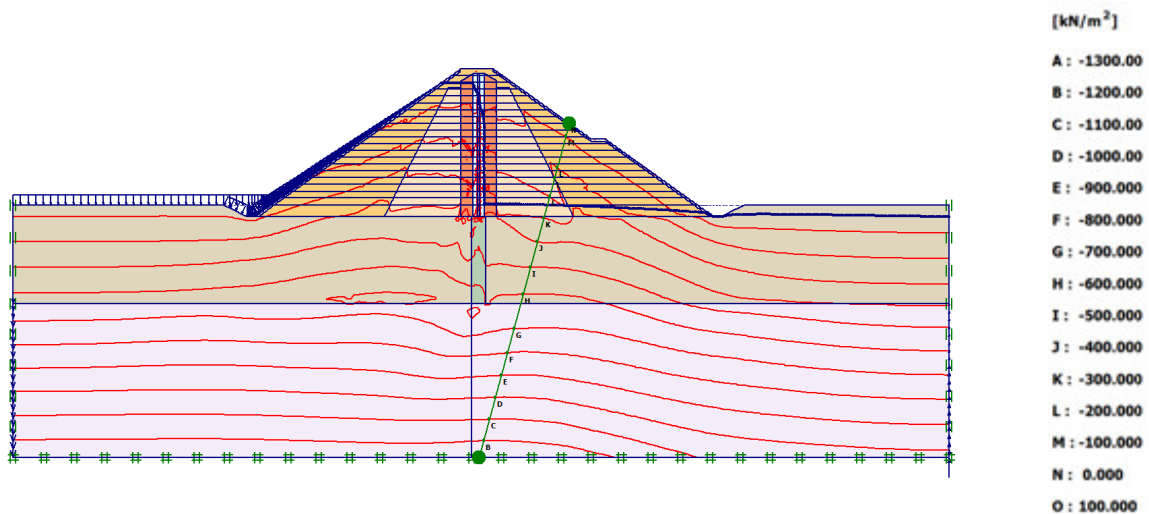


Figura 4.10 – Estudo pelo MEF. Fase de primeiro enchimento. Isolinhas de tensões médias totais.

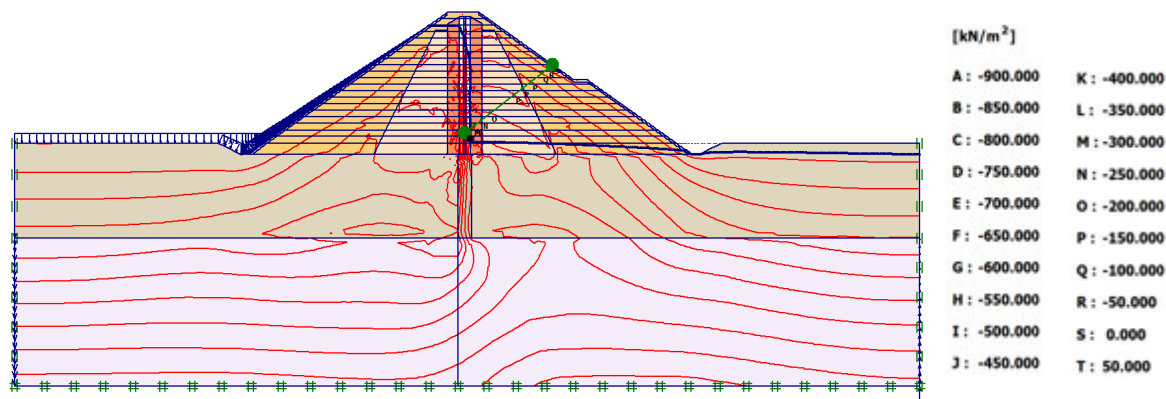


Figura 4.11 - Estudo pelo MEF. Fase de primeiro enchimento. Isolinhhas de tensões médias efectivas.

#### 4.3.7. Estimativa de deformações a longo prazo

A estimativa de deformações a longo prazo pode ser efectuada de acordo com a seguinte equação (Penman *et al.*, 1999):

$$s = \alpha H \log \frac{t_2}{t_1} \quad \text{Eq. 4.2}$$

onde :

s – assentamento de fluência;

H – altura da barragem;

t<sub>2</sub> – instante em que se calcula o assentamento;

t<sub>1</sub> – instante em que começam os assentamentos de fluência (considerado igual a 1);

α - coeficiente de fluência.

Admitiu-se que o valor de α varia entre 2% (Sowers *et al.*, 1965) e (0,13 σ<sub>v</sub>) % (relação utilizada para a barragem de Scamoden, (Charles, 1991, *in* Maranhã das Neves, 1991)).

Na **Figura 4.12** estão apresentadas possíveis evoluções dos assentamentos com o tempo, sendo expectável a ocorrência de taxas de evolução médias superiores nos primeiros 10 a 15 anos. Deve verificar-se, posteriormente, a sua redução, de forma gradual.

A evolução destas taxas, nos primeiros anos de exploração, irá depender das condições meteorológicas e do tipo de exploração da albufeira.

Bonnaire (1998) propõe a avaliação de assentamentos de longo prazo pela equação

$$s = 10 \beta H^\alpha \quad \text{Eq. 4.3}$$

sendo s o assentamento em mm, H a altura da barragem e β e α coeficientes deduzidos de obras em exploração.



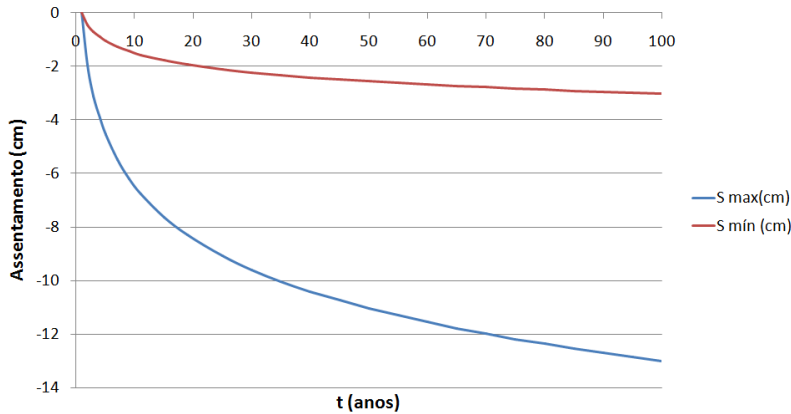


Figura 4.12 – Estimativa de assentamentos de fluência. Fase de pleno armazenamento.

Para barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso, o autor apresenta valores de  $\alpha=1,18$  e  $\beta=0,34$ , muito semelhantes aos apresentados para barragens de enrocamento com cortina a montante. Note-se que as barragens observadas tinham maciços estabilizadores em enrocamento lançado. A aplicação destes coeficientes conduziu a um valor de assentamento de longo prazo para a barragem do rio Torno de cerca de 0,20 m, o que será uma estimativa por excesso, já que os seus maciços estabilizadores são de enrocamento compactado. Bonnaire (1998) apresenta também valores de assentamento de  $0,25\% H$  de uma barragem com cortina interior de betão betuminoso e enrocamento compactado ao fim de cerca de 30 anos de observação. Esta estimativa conduziu, para a barragem do rio Torno ao valor de 80 mm.

#### 4.4. Estudos de percolação

##### 4.4.1. Considerações introdutórias

No presente capítulo apresentam-se os estudos de percolação efectuados pelo método dos elementos finitos (MEF).

Os estudos de percolação da barragem do rio Torno tiveram como principal objectivo a avaliação dos caudais percolados pelo corpo da barragem e pela fundação e a avaliação dos gradientes hidráulicos máximos.

Os cálculos foram realizados para o perfil transversal da barragem de maior altura, visto que a zona central do vale é a mais desfavorável no que diz respeito à percolação (conclusão resultante das condições geotécnicas do local de barragem e da carga hidráulica).

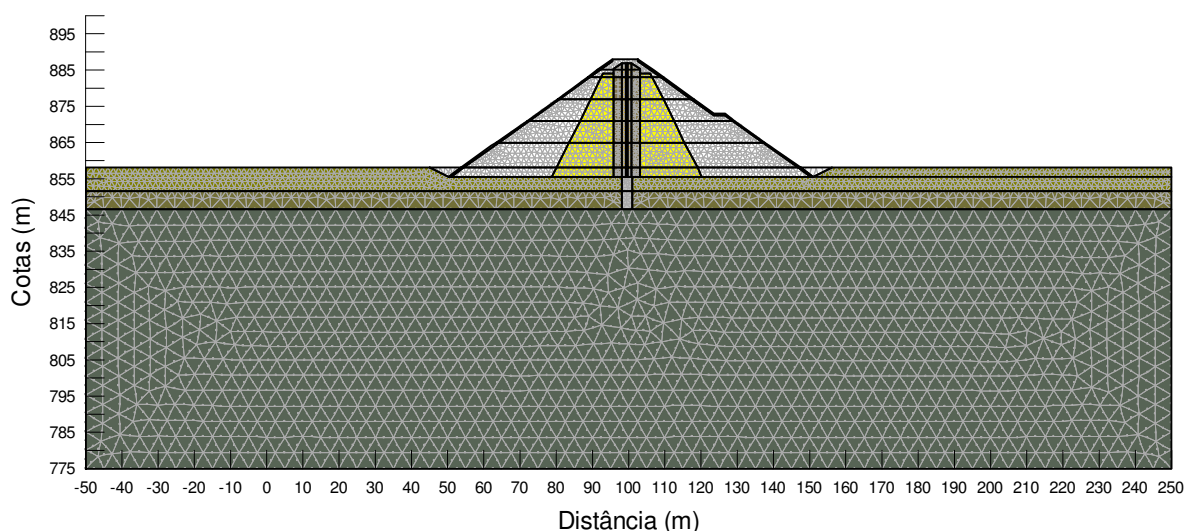
##### 4.4.2. Método utilizado e discretização do domínio

O estudo de percolação foi desenvolvido recorrendo ao programa de cálculo automático SEEP/W (Geoslope, 2007), que utiliza o método dos elementos finitos. Este método é adaptado à resolução de problemas com contraste de permeabilidades em meios anisotrópicos.

Trata-se de um programa com várias funcionalidades, entre elas a análise de escoamentos em regime permanente ou transitório. As condições de fronteira, introduzidas pelo utilizador, podem ser alteradas no decorrer do cálculo, se forem verificadas incompatibilidades.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente e pode ser constituída por elementos triangulares, de 3 a 6 nós, quadrangulares de 4 a 8 nós, ou por uma combinação dos dois.

Para o perfil de maior altura da barragem foi gerada uma malha com 12690 elementos triangulares com 6 nós, representada na **Figura 4.13**. O número elevado de elementos finitos justifica-se pelo grande contraste de coeficientes de permeabilidade dos diferentes materiais que introduziu algumas dificuldades de convergência.



**Figura 4.13 – Estudos de percolação. Malha de elementos finitos.**

#### **4.4.3. Parâmetros de cálculo**

Os valores dos coeficientes de permeabilidade dos aterros do corpo da barragem foram estimados com base nas características granulométricas dos materiais e, da cortina interior de betão betuminoso, tendo em conta os resultados dos ensaios laboratoriais sobre as misturas com agregados graníticos de Falcão (2007). Admitiu-se para a cortina um coeficiente de permeabilidade igual a  $10^{-11}$  m/s e procedeu-se a um análise de sensibilidade com um valor superior, igual a  $10^{-10}$  m/s.

Relativamente ao terreno de fundação, foram consideradas três zonas de permeabilidade distintas, definidas a partir dos resultados dos ensaios Lugeon: duas zonas mais superficiais, de maior permeabilidade (uma primeira que se estende até cerca de 6,5 m de profundidade e uma segunda que se estende, aproximadamente, até aos 11,5 m), e uma zona mais profunda, subjacente às duas primeiras, de permeabilidade muito baixa. As três zonas apresentam valores médios dos ensaios Lugeon de 60 UL, 6 UL e 0, respectivamente.

De modo a poder tratar um meio diaclasado (como é o caso de uma fundação de natureza rochosa) como um meio poroso, foi atribuído um valor equivalente do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) a cada uma das zonas.

À zona afectada pelo tratamento de fundação foi atribuído um valor de  $k$  igual a  $10^{-8}$  m/s, valor idêntico ao considerado para o terreno sem absorção nos ensaios tipo Lugeon realizados. Para efeitos de análise de sensibilidade, considerou-se também um valor de  $k=10^{-7}$  m/s para a zona de tratamento de impermeabilização.

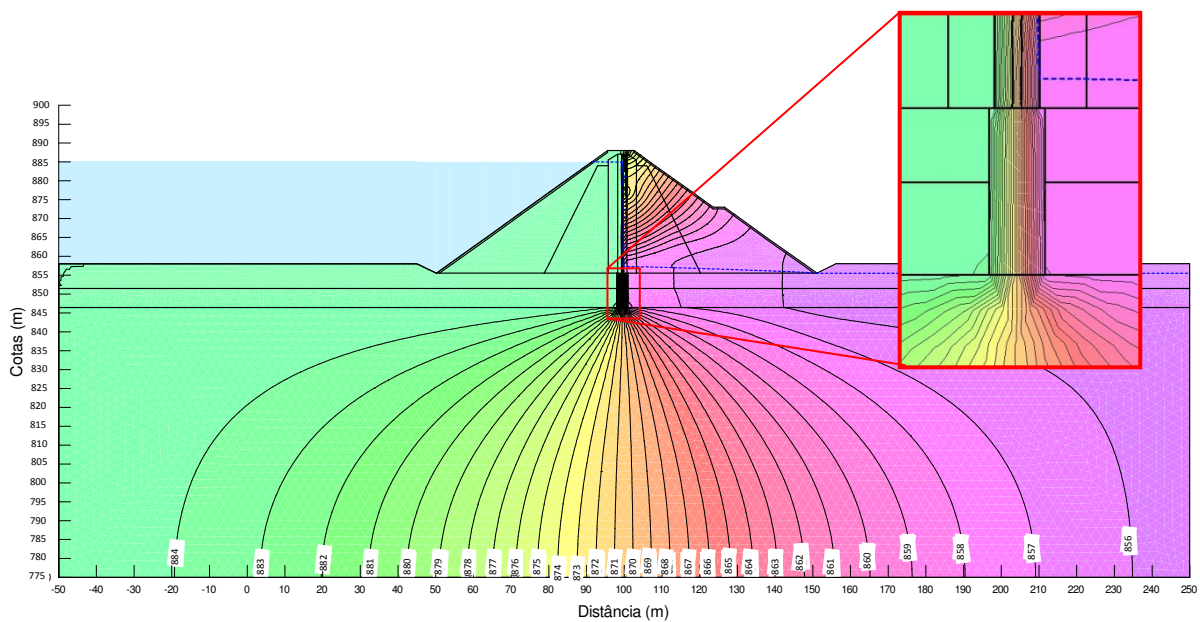
Os valores dos coeficientes de permeabilidade utilizados para efeitos de cálculo encontram-se sintetizados no **Quadro 4.8**.

**Quadro 4.8 – Características de permeabilidade dos materiais**

Material	$k_h = k_v$ (m/s)
Betão betuminoso (Material 1)	$10^{-11}$ ( $10^{-10}$ )
Material de transição (Material 2)	$10^{-6}$
Enrocamento de transição (Material 3)	$10^{-5}$
Enrocamento do maciço interior (Material 4)	$10^{-5}$
Enrocamento seleccionado do maciço exterior (Material 5)	$10^{-5}$
Enrocamento de protecção (Montante e Jusante)	$10^{-4}$
Fundação Superficial	$6 \times 10^{-6}$
Fundação Intermédia	$6 \times 10^{-7}$
Fundação Profunda	$10^{-8}$
Fundação na área de influência do tratamento de impermeabilização	$10^{-8}$ ( $10^{-7}$ )

#### 4.4.4. Análise dos resultados

Na **Figura 4.14** estão representados as linhas equipotenciais e a linha superior de saturação.



**Figura 4.14 – Estudos de percolação. Linhas equipotenciais e linha superior de saturação.**

No **Quadro 4.9** e **Quadro 4.10** encontram-se indicados os caudais percolados pelo corpo da barragem, zona do tratamento de impermeabilização e fundação profunda, respectivamente, caudais por metro de desenvolvimento e caudais totais.

**Quadro 4.9 – Resultados dos cálculos. Caudais percolados por metro.**

Cenário	Caudais Percolados (m <sup>3</sup> /s/m)			
	Corpo da Barragem	Tratamento de Fundação	Fundação profunda	Total
Projecto (k cortina interior = 10 <sup>-11</sup> m/s e k tratamento de fundação = 10 <sup>-8</sup> m/s)	8,544 x 10 <sup>-9</sup>	7,085 x 10 <sup>-7</sup>	2,938 x 10 <sup>-7</sup>	1,011 x 10 <sup>-6</sup>
Análise de sensibilidade (k tratamento fundação = 10 <sup>-7</sup> m/s)	7,931 x 10 <sup>-9</sup>	4,777 x 10 <sup>-6</sup>	2,381 x 10 <sup>-6</sup>	7,166 x 10 <sup>-6</sup>
Análise de sensibilidade (k cortina interior = 10 <sup>-10</sup> m/s)	8,476 x 10 <sup>-8</sup>	7,064 x 10 <sup>-7</sup>	2,933 x 10 <sup>-7</sup>	1,085 x 10 <sup>-6</sup>

**Quadro 4.10 – Estimativa dos caudais percolados (totais).**

Cenário	Caudais Percolados (l/s)			
	Corpo da Barragem	Tratamento de Fundação	Fundação profunda	Total
Projecto (k cortina interior = 10 <sup>-11</sup> m/s e k tratamento de fundação = 10 <sup>-8</sup> m/s)	1,022 x 10 <sup>-3</sup>	8,472 x 10 <sup>-2</sup>	3,513 x 10 <sup>-2</sup>	1,209 x 10 <sup>-1</sup>
Análise de sensibilidade (k tratamento fundação = 10 <sup>-7</sup> m/s)	9,483 x 10 <sup>-4</sup>	5,712 x 10 <sup>-1</sup>	2,847 x 10 <sup>-1</sup>	8,569 x 10 <sup>-1</sup>
Análise de sensibilidade (k cortina interior = 10 <sup>-10</sup> m/s)	1,014 x 10 <sup>-2</sup>	8,447 x 10 <sup>-2</sup>	3,507 x 10 <sup>-2</sup>	1,297 x 10 <sup>-1</sup>

Como se pode verificar, a maior parte do caudal passa pela zona do tratamento da fundação e pela fundação mais profunda (70,09% e 29,07%, respectivamente), sendo que pelo corpo da barragem passa menos de 1% do caudal percolado.

A análise de sensibilidade relativa ao coeficiente de permeabilidade da cortina não introduz alterações sensíveis nos caudais totais percolados. A análise de sensibilidade relativa ao coeficiente de permeabilidade da zona de influência do tratamento de fundação conduz a um incremento dos caudais totais percolados de cerca de sete vezes. Os caudais totais calculados são, em qualquer das análises, muito baixos, inferiores a 1 l/s.

É também de referir que a execução do tratamento de impermeabilização provoca uma concentração de linhas equipotenciais na zona da cortina, resultado do grande contraste de permeabilidades que aí se verifica.

O gradiente hidráulico de saída, no pé da barragem, é igual a 1/10, valor baixo que corresponderia a um coeficiente de segurança da ordem de 10. Se o tratamento de impermeabilização fosse menos eficiente (k=10<sup>-7</sup> m/s), este valor passaria a 1/5,5 que continua a corresponder a um coeficiente de segurança elevado.

## 5. Considerações finais e desenvolvimentos futuros

---

### 5.1. Considerações finais

#### 5.1.1. Enquadramento geral

O presente trabalho constituiu uma revisão crítica dos conhecimentos relativos às barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso (dando particular destaque ao elemento que as diferencia das restantes barragens de enrocamento: o órgão de estanquidade) e procurou contribuir para a divulgação deste tipo de solução em Portugal, designadamente, através da aplicação prática dos conhecimentos adquiridos ao caso de estudo da barragem do rio Torno.

O caso de estudo da barragem do rio Torno contemplou a definição da concepção estrutural do perfil tipo da barragem, os estudos de verificação da segurança e de dimensionamento, a nível de Anteprojecto, e a definição das grandezas e dispositivos de observação com vista ao acompanhamento do desempenho da obra.

O caso de estudo permitiu ainda a integração da autora numa equipa de projecto e um primeiro contacto com as diferentes disciplinas afins à engenharia de barragens.

#### 5.1.2. Barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso

##### Aspectos gerais

Embora a primeira utilização do betume associado a soluções de impermeabilização de barragens tenha mais de 3300 anos, de acordo com Patrick et Kulesza (1974) – que identificam uma barragem de alvenaria no rio Tigre, na Mesopotâmia, datada de 1300 anos A.C., como a primeira barragem em que o betume foi utilizado como órgão de estanquidade – as barragens com cortina interior de misturas betuminosas são bastante recentes.

A CIGB (1982a) aponta a barragem portuguesa de Vale do Gaio, concluída em 1949, como a primeira barragem com cortina interior de mistura betuminosa. É de notar, contudo, que o maciço de montante da barragem do Vale do Gaio é constituído por um aterro de materiais argilosos, pelo que a cortina não é o único órgão de estanquidade da obra.

Inseridos na categoria das barragens de aterro com cortina interior de misturas betuminosas, a CIGB (1982a) distingue vários tipos de soluções impermeabilizantes: mastique betuminoso (solução adoptada na barragem do Vale do Gaio), argamassa ciclópica, betão betuminoso ciclópico, betão betuminoso fluido e betão betuminoso denso.

A solução de betão betuminoso denso (no presente trabalho designado por betão betuminoso), iniciada em 1962, na Alemanha, na barragem de Kleine Dhuenn, é a técnica actualmente utilizada de modo generalizado e que foi objecto de estudo particular no trabalho desenvolvido.

Em 2008, estavam concluídas 86 barragens de aterro com cortina interior de betão betuminoso, 18 em fase de construção e 3 em fase de projecto (Kolo Veidekke, 2008). As suas alturas máximas variam entre 11 e 170 m,

com um valor médio de 48,6 m, situando-se a maioria das barragens no intervalo de alturas entre 30 e 60 m. Na China existem 37 barragens deste tipo, na Alemanha 23 e na Noruega 12.

Da informação compilada sobre as barragens com cortina interior de betão betuminoso, ressalta um conjunto importante de vantagens que pode ser atribuído a este tipo de solução, nomeadamente:

- o betão betuminoso é um material visco-elasto-plástico e dúctil, o que lhe confere capacidade de auto-reparação no caso de ocorrer fissuração ou fendilhação;
- o betão betuminoso exibe uma elevada resistência a solicitações sísmicas;
- os procedimentos executivos permitem a construção da cortina sem juntas e a sua compactação minimiza a sua expansão volumétrica (que poderia aumentar a permeabilidade e a susceptibilidade à fendilhação);
- a reduzida área de exposição da cortina de betão betuminoso durante a construção (que corresponde à sua espessura multiplicada pelo seu desenvolvimento) e a capacidade calorífica do betão betuminoso conferem-lhe características adequadas a condições climáticas adversas;
- o posicionamento interior da cortina de betão betuminoso confere-lhe protecção contra os agentes atmosféricos e contra as acções externas;
- a construção da cortina interior em simultâneo com a execução dos aterros permite que a própria barragem seja utilizada como ensecadeira nas fases de desvio do rio;
- este tipo de solução de estanquidade (com algumas modificações da composição tradicional das misturas) pode ser utilizado em fundações pouco competentes, como por exemplo, depósitos aluvionares.

A reabilitação de barragens com cortina interior de betão betuminoso é muitas vezes apontada como a questão de maior sensibilidade, por ser de difícil resolução. Assinala-se, também, como aspecto limitativo, o facto de poucas empresas no mundo serem executoras do betão betuminoso e de haver pouca divulgação de informação sobre este tipo de solução.

Em relação à solução de estanquidade, o seu bom desempenho está dependente de dois aspectos fundamentais: a adequada definição e execução da mistura betuminosa e a adequada ligação da cortina interior ao plinto e deste à fundação.

A existência de uma galeria na fundação permite dispor de um ponto de observação importante, quer da fundação quer da cortina, e da possibilidade de realizar alguns trabalhos de reabilitação. No entanto, a maior parte dos perfis tipo divulgados na bibliografia não têm galeria na fundação. Esta solução introduz um acréscimo de custo, que pode ser muito significativo, e que deverá ser justificado por características particulares do terreno de fundação e das dimensões da barragem e pela importância da obra.

Devido às suas características mecânicas e hidráulicas, à sua durabilidade e à capacidade de auto-reparação, a CIGB (1982a) considera que este tipo de solução pode assegurar todos os requisitos de segurança e funcionalidade exigíveis.

De facto, da informação compilada e dos estudos efectuados, pode concluir-se que as soluções de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso são soluções adequadas do ponto de vista técnico e com excelentes resultados de desempenho estrutural, podendo constituir-se como soluções de barragem alternativas.

### **Características geométricas**

A CIGB (1992) recomenda a execução de cortinas centrais verticais com espessura constante para barragens até alturas máximas de 60 m. Para barragens mais altas, nas cotas superiores (em geral no terço superior da barragem), a cortina interior pode ser ligeiramente inclinada, reduzindo assim a possibilidade de uma separação entre a cortina interior e o maciço de montante nas cotas superiores. A construção de cortinas interiores inclinadas ao longo de toda a sua altura é mais dispendiosa e não se traduz por vantagens técnicas evidentes (CIGB, 1992).

No que se refere às larguras da cortina e das zonas de transição, estas devem ser definidas em fase de projecto, em função da altura da barragem e das acções, bem como das dimensões habituais do equipamento de execução. De uma maneira geral, a cortina tem uma largura de 0,5 m a 1,2 m e as camadas de transição de 1 a 2 m.

### **Composição e características do betão betuminoso**

O betão betuminoso é um meio polifásico constituído por partículas sólidas (*agregados e filler*) e por betume e ar que preenchem os vazios dos sólidos e exibe um comportamento visco-elasto-plástico e dúctil.

A principal função do betume é funcionar como ligante das partículas dos agregados e do *filler*. A presença de poeira e de água nos agregados compromete a sua boa ligação ao betume, razão pela qual estes materiais são secos e limpos antes do fabrico da mistura.

O betume é um material quimicamente complexo, resultante de misturas entre moléculas predominantemente de hidrocarbonetos, com algumas minorias de hidrocarbonetos cíclicos e grupos funcionais, contendo enxofre, azoto e alguns átomos de oxigénio.

Os betumes são materiais visco-elásticos e as suas deformações são função da temperatura e do tempo de actuação da carga. A altas temperaturas, ou para períodos longos de carregamento, comportam-se como líquidos viscosos, enquanto a temperaturas muito baixas ou períodos de carregamento curtos se comportam como sólidos elásticos.

As propriedades dos betumes utilizados nas cortinas de betão betuminoso podem ser representadas num gráfico de temperatura/viscosidade/penetração que permite seleccionar as temperaturas de colocação, em

função dos intervalos de viscosidade ótimos para se obter uma boa trabalhabilidade, e o tipo de betume a utilizar.

Os vazios representam um papel importante no comportamento de uma mistura betuminosa, observando-se um rápido aumento do coeficiente de permeabilidade com o aumento do volume de ar na mistura. Para volumes de ar iguais ou inferiores a 3%, as misturas apresentam coeficientes de permeabilidade baixos ( $<10^{-10}$  a  $10^{-11}$  m/s), compatíveis com a sua função de órgão de estanquidade.

Os agregados utilizados nas misturas de betão betuminoso são definidos pelas especificações da curva de Füller e os seus diâmetros máximos variam entre 16 mm (Strabag, 1996) e 19 mm (Falcão, 2007). A percentagem de *filler* presente no agregado deve variar entre 8 e 12%, podendo o material fino ter origens distintas e ser diverso: como por exemplo, cinzas volantes, cimento, cal hidratada, finos de rochas calcárias, etc..

A dimensão máxima ( $D_{máx}$ ) dos agregados da mistura relaciona-se com o  $D_{10}$  dos materiais de transição a montante e a jusante da cortina interior ( $D_{100}$  (agregado da mistura)  $\geq D_{10}$  (zonas de transição)), que são executados em simultâneo com a cortina e por intermédio do mesmo equipamento, designado por *Paver*.

### **Execução e controlo**

A execução mecânica do betão betuminoso permite assegurar uma melhor qualidade construtiva e uma maior rapidez de execução, por comparação com o método manual utilizado nas primeiras barragens deste tipo, pouco eficiente.

O *Paver* actualmente utilizado integra dispositivos de armazenamento do betão betuminoso e dos materiais de transição, que descarrega alternadamente, dispositivos de compactação e equipamentos de nivelamento, aquecimento e secagem, fazendo, ainda, de modo integrado, uma primeira compactação da cortina e das zonas de transição (que precede a compactação com cilindros vibradores, que é realizada em sequência).

As camadas iniciais de betão betuminoso e dos materiais de transição devem ser colocadas manualmente até se obter uma área nivelada com algum desenvolvimento para utilização do *Paver*. A interface entre a cortina interior de betão betuminoso e o plinto dispõe de um *mastique* betuminoso de transição com uma espessura de 10 a 20 mm.

As camadas de betão betuminoso e as camadas das zonas de transição são colocadas com espessuras entre 0,20 e 0,30 m (sendo 0,20 m o valor habitual) e compactadas com 3 a 6 passagens de cilindros vibradores de 0,5 a 2,5 toneladas. A temperatura de colocação da mistura depende da classe de betume utilizada. Betumes B60 e B65 são compactados a temperaturas de 160 a 180 °C e betumes da classe B180 são compactados a temperaturas de 140 a 155 °C (Höeg, 1993).

Os ensaios sobre os materiais da mistura realizam-se em três fases – uma primeira, sobre os materiais fabricados, ainda não colocados, uma segunda, sobre os materiais em colocação e, uma terceira e última, sobre os materiais compactados.



Os ensaios sobre misturas não colocadas compreendem, em geral, a análise da composição da mistura, o controlo de temperatura, os ensaios de Marshall (pesos volúmicos/porosidade e resistência/deformação *versus* teor em betume) e os ensaios de permeabilidade. Os ensaios sobre misturas em colocação consistem em ensaios de espalhamento e de controlo da temperatura. Por fim, os ensaios sobre misturas já compactadas integram novamente ensaios de composição da mistura, peso volúmico e resistência e, também, permeabilidade e resistência ao corte e deformabilidade.

### **Desempenho**

No que se refere ao desempenho estrutural das barragens com cortina interior de betão betuminoso, não se encontraram descrições na bibliografia consultada de situações anómalas que tivessem exigido intervenções de reabilitação.

Há registos, em algumas barragens, de significativos caudais percolados pelo corpo da barragem e fundação (da ordem de 10 a 20 l/s) que se reduziram ao fim de algum tempo, sem qualquer tipo de intervenção. A situação de maior preocupação relatada corresponde à barragem norueguesa de Riskallvatn (Høeg, 1993) que exibiu caudais de 100 l/s após o primeiro enchimento (associados essencialmente a percolação pela fundação), valor que se reduziu, também, sem qualquer intervenção, para cerca de 20 l/s.

### **5.1.3. Concepção e dimensionamento do perfil tipo da barragem do rio Torno**

#### **Aspectos gerais**

A barragem do rio Torno localiza-se no rio com o mesmo nome, no Distrito de Vila Real, em ambiente granítico, situando-se a cotas elevadas, nas proximidades da serra do Alvão. O vale de implantação da obra é um vale aberto, com uma relação corda-altura de 10, afectado por alteração hidrotermal e com diversos acidentes geológicos.

Embora existam poucos dados económicos divulgados na bibliografia, a solução com cortina interior de betão betuminoso afigura-se mais competitiva para situações em que não existam materiais finos disponíveis para materialização de um núcleo tradicional.

Era este o caso do local de barragem do rio Torno, onde não se reconheceram materiais finos no interior da albufeira, ou fora desta em zonas próximas, para a construção de barragens de terra ou de núcleos de barragens de enrocamento.

As alternativas de barragens de enrocamento com cortina impermeável a montante foram preteridas, do ponto de vista técnico, pela agressividade do clima e maior complexidade de execução, no caso do betão betuminoso, e pelas maiores exigências relativamente às condições de fundação, no caso do betão armado.

#### **Concepção estrutural**

A barragem estudada tem uma altura máxima de 32 m e um desenvolvimento pelo coroamento de 262,5 m, sendo o seu eixo de implantação essencialmente recto.

A sua geometria exterior é caracterizada pela largura do coroamento (7 m), pela cota do coroamento, fixada a partir do cálculo da folga (887,5), pelas inclinações dos taludes (1:1,4; V:H) e definição das banquetas (uma, a jusante, com largura de 3 m, à cota 872,5 m.)

A largura do coroamento foi estimada a partir de fórmulas empíricas que têm em conta a altura da barragem.

A cota do coroamento foi estabelecida tendo por base o nível de pleno armazenamento (NPA=885) e o nível de máxima cheia (NMC=886,31) que se combinaram com a ocorrência de ventos actuantes sobre a albufeira e os seus efeitos (sobrelevação de maré e ondulação com espraiamento sobre o paramento de montante da barragem) e com a ocorrência dos assentamentos de longo prazo da barragem.

No que se refere às inclinações dos taludes, estas dependem da resistência ao corte dos materiais que constituem as diferentes zonas da barragem e da resistência ao corte dos terrenos de fundação, tendo sido validadas por estudos de estabilidade global para as condições estáticas e sísmicas, e situações de projecto condicionantes – construção e pleno armazenamento – como estipulam as Normas de Projecto de Barragens (SRB, 1993a). A banqueta de jusante cumpre apenas funções de acessibilidade para observação e inspecção dos aterros.

No que se refere ao zonamento interno do perfil tipo da barragem, a cortina interior de betão betuminoso desenvolve-se segundo um plano único, que se definiu vertical e centrado com o eixo da barragem. A cortina interior tem uma espessura constante de 0,50 m, tendo as zonas de transição, imediatamente a montante e a jusante, 1,2 m de espessura.

A mistura proposta é fabricada com um betume B65, agregados graníticos a explorar em pedreira localizada no interior da albufeira e *filler* de cal hidratada, e tem uma percentagem de betume média igual a 6% e um volume de vazios máximo de 3%.

O agregado é constituído por areias (finas, médias e grossas) e por cascalho fino e médio e a sua curva média é a curva de Füller para  $n=0,48$  e  $D_{máx}=17$  mm. Os materiais das zonas de transição a montante e a jusante da cortina interior de betão betuminoso são constituídos por seixo e mistura de seixo e areia, bem graduado, sem finos. O  $D_{10}$  varia entre 0,70 e 3,20 mm e o  $D_{máx}$  entre 40 e 60 mm.

A montante e a jusante das zonas de transição executadas em simultâneo com a cortina interior, dispõem-se zonas verticais, com espessura de 2,5 m ( $D_{10}=4$  a 13 mm e  $D_{máx}=100$  a 180 mm), que fazem a transição final para os maciços estabilizadores propriamente ditos. Estes integram dois tipos de materiais, um na zona interior, constituído por uma mistura de blocos, seixo e areia com  $D_{máx}$  entre 160 e 400 mm e % finos inferior ou igual a 8% e, outro, na zona exterior, com  $D_{máx}$  entre 300 e 600 mm e % finos inferior ou igual a 5%.

A fundação da cortina interior e das zonas de transição faz-se num plinto de betão armado (dispondo de uma camada de *mastique* betuminoso na interface), estrutura a partir da qual se fará o tratamento da fundação por injeções de calda de cimento.

## Estudos de dimensionamento

O perfil transversal tipo foi analisado com vista à caracterização dos estados limite últimos e de utilização a verificar.

No que se refere a estados limites últimos, verificou-se a perda de estabilidade global, em condição estática e em condição sísmica. A análise em condição sísmica foi realizada segundo metodologias pseudo-estáticas e metodologias pseudo-dinâmicas.

As análises de estabilidade estática e pseudo-estática foram realizadas pelo método de Bishop Simplificado, implementado automaticamente pelo programa SLOPEW (Geoslope, 2004). Obtiveram-se coeficientes de segurança globais superiores aos recomendados nas NPB.

Na análise pseudo-dinâmica foi considerado um modelo elástico não linear equivalente para o corpo da barragem, para estimar a amplificação da acção sísmica desde a fundação até ao coroamento, e avaliaram-se os deslocamentos associados a superfícies de escorregamento críticas, em função da razão entre a aceleração amplificada e a aceleração que conduz a um coeficiente de segurança pseudo-estático unitário, conforme método de Newmark (1965). A análise efectuada seguiu a metodologia proposta por Makdisi e Seed (1977).

As acelerações máximas consideradas na fundação (definidas a partir de estudos sismológicos) foram, para o SBP, de  $1,50 \text{ m/s}^2$  e  $0,90 \text{ m/s}^2$ , acções tipo 1 e tipo 2 (RSAEEP), respectivamente, e, para o SME, de  $3,00 \text{ m/s}^2$  e  $1,80 \text{ m/s}^2$ . Nos cálculos foram utilizadas as funções de densidade espectral de potência do RSAEEP, normalizadas, e os valores das acções foram majorados de 1,5. Obtiveram-se amplificações, entre a base e o coroamento de cerca de 3,2 a 3,9 vezes e deslocamentos horizontais máximos (para o SME) de cerca de 0,22 m.

No que se refere a estados limites de utilização, foram realizados estudos de tensão-deformação pelo método dos elementos finitos por intermédio do programa de cálculo automático PLAXIS (Plaxis BV, 2009). Os cálculos foram realizados em estado plano de deformação e em tensões efectivas, para o perfil transversal da barragem de maior altura, tendo sido simuladas as fases de construção e de primeiro enchimento. Obtiveram-se deslocamentos máximos no final da construção de cerca de 0,11 m, aproximadamente a meia altura do perfil, e deslocamentos horizontais máximos, após o primeiro enchimento, de 0,03 m, na face de montante da cortina interior.

Com base em fórmulas empíricas, estimaram-se as deformações de longo prazo máximas, no final do período de vida da obra ( $t=100$  anos), em cerca de 0,13 m.

Os caudais percolados pelo corpo da barragem e fundação foram estimados através de estudos de percolação pelo método dos elementos finitos, recorrendo ao programa de cálculo automático SEEP/W (Geoslope, 2007). Obtiveram-se valores inferiores a 1 l/s, percolando a maior parte dos caudais pela fundação.

Nos cálculos realizados utilizaram-se, para a cortina interior de betão betuminoso, características de resistência ao corte, deformabilidade e permeabilidade estimadas a partir dos resultados de ensaios de corte em

compressão triaxial e de permeabilidade realizados por (Falcão, 2007) sobre misturas com agregados graníticos, nomeadamente:  $c'=380$  kPa;  $\phi'=27^\circ$ ;  $E(\delta=1\%)=70$ MPa e  $k=10^{-11}$  m/s. Para os aterros de enrocamento, os parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade foram estimados tendo por base propriedades índices da rocha a explorar e correlações presentes na bibliografia da especialidade. Para os terrenos de fundação, os parâmetros de cálculo foram deduzidos de modo indirecto, no que se refere à resistência e deformabilidade, tendo em conta as sondagens e a prospecção sísmica de refração e geoelectrica realizadas, e, no que se refere ao comportamento hidráulico, tendo em conta os resultados dos ensaios Lugeon.

Finalmente, foram propostos sistemas de observação para o corpo da barragem e fundação. Ponderadas as particularidades da barragem e as recomendações das NOIB, foi calculado o índice global de risco (19,6) e proposta a leitura das seguintes grandezas: **1.** deslocamentos verticais e horizontais superficiais dos aterros; **2.** deslocamentos verticais e horizontais internos dos aterros; **3.** deslocamentos horizontais internos da cortina interior de betão betuminoso; **4.** tensões totais; **5.** caudal parcial; **6.** pressões intersticiais; **7.** níveis da albufeira; **8.** precipitação, vento, evaporação e temperatura; **9.** acelerações sísmicas.

## **5.2. Desenvolvimentos futuros**

As barragens de enrocamento com cortina interior de betão betuminoso constituem uma solução que nunca foi construída em Portugal e o seu desenvolvimento no país terá de passar pela construção da primeira solução deste tipo.

A concretização da construção da barragem do rio Torno com esta solução tipo poderá constituir esta oportunidade que terá, potencialmente, várias linhas de desenvolvimento, de entre as quais se identificam aquelas que se relacionam directamente com a cortina de betão betuminoso:

1. ao nível do conhecimento do comportamento reológico das misturas, por intermédio da realização de ensaios sobre os componentes da mistura e sobre as misturas, fazendo variar os tipos de betume e as suas percentagens e os tipos de agregados e as suas granulometrias;
2. ao nível da modelação do comportamento, recorrendo a modelos reológicos com parâmetros definidos a partir dos ensaios realizados e a análises pelo método dos elementos finitos, em estado plano de deformação e tridimensionais.
3. ao nível das especificações construtivas e do controlo da qualidade durante a construção e, também, das tecnologias construtivas;
4. ao nível da instalação de sistemas de observação específicos para as cortinas interiores de betão betuminoso e da sua observação.

Espera-se que o presente trabalho, em conjunto com o Anteprojecto da barragem do rio Torno desenvolvido pelo ACE AQUALOGUS/CENOR, contribua para a divulgação deste tipo de solução de barragem em Portugal e constitua um incentivo ao seu estudo como alternativa a outros tipos de barragens e à construção de barragens deste tipo no País.

## Referências Bibliográficas

Alicescu, V., Tourinier, J.P., 2009, "Development of La Romaine Hydroelectric Project, Situated in the Northern Quebec, Canada", Q88-R16, XXIII Congresso Internacional das Grandes Barragens, Brasília

Alonso, E.E., Olivella, S., Pinyol, N.M., 2006, "Impoundment and rainfall Induced deformation of rockfill dams", Proceedings of the 22th International Congress on Large Dams, Question 86, Volume III, pp. 469-484, 19 a 23 de Junho, Barcelona

AQUALOGUS, 2008, "Aproveitamentos Hidroeléctricos do Alto Tâmega. Fase 1 – Análise Preliminar de Viabilidade Económica. Relatório Final", Cliente: GAN

AQUALOGUS/CENOR, 2009a, "Aproveitamentos do Alto Tâmega. Anteprojecto. Anexo 1 – Estudos de Base. Tomo 2 - Estudo Hidrológico", Cliente: IBERDROLA

AQUALOGUS/CENOR, 2009b, "Aproveitamentos do Alto Tâmega. Anteprojecto. Anexo 2 – Estudo Justificativo de Soluções Estudadas", Cliente: IBERDROLA

AQUALOGUS/CENOR, 2009c, "Aproveitamentos do Alto Tâmega. Anteprojecto. Anexo 3 – Estudos Hidráulicos. Tomo 1", Cliente: IBERDROLA

AQUALOGUS/CENOR, 2009d, "Aproveitamentos do Alto Tâmega. Anteprojecto. Anexo 1 – Estudos de Base. Tomo 5 - Estudos Geológico, Hidrogeológico e Geotécnico. Tomo 5.1.", Cliente: IBERDOLA

AQUALOGUS/CENOR, 2009e, "Aproveitamentos do Alto Tâmega. Anteprojecto. Anexo 1 – Estudos de Base. Tomo 3 – Estudo Sismológico", Cliente: IBERDROLA

AQUALOGUS/CENOR, 2009f, "Aproveitamentos do Alto Tâmega. Anteprojecto. Memória Geral", Cliente: IBERDROLA

Bishop, A.W., 1955, "The use of slip circle in the stability analysis of slopes", *Geotechnique*, 5, 7-17

Bonnaire, F., 1998, "Post-construction settlements of rockfill and embankment dam", Proceedings of the International Symposium on Newtrends and Guidelines on dam safety, Volume 2, pp 849-857, Barcelona

Caldeira, L., 2008, "Folhas de apoio à disciplina de Métodos Avançados em Geotecnia", Engenharia Civil, IST UTL

Charles, J.A., 1990, "Chapter 5 – Laboratory Compression Tests and the Deformation of Rockfill Structures", in "Advances in Rockfill Structures", Edited by Maranha das Neves

CIGB, 1981, "Upstream Facing Interface with Foundation and Abutments", Bulletin 39

CIGB, 1982, "Bituminous Concrete Facings for Earth and Rockfill Dams", Bulletin 32a

CIGB, 1982a, "Bituminous Cores for Earth and Rockfill Dams", Bulletin 42

CIGB, 1983, "Deterioration of dams and reservoirs"

CIGB, 1988, "Dam Monitoring. General Considerations", Bulletin 60

CIGB, 1992, "Bituminous Cores for Fill Dams - State of the Art", Bulletin 84

CIGB, 1999, "Embankment Dams With Bituminous Concrete Facing - Review and recommendations", Bulletin 114

CIRRT - Comissão de Instituição e Revisão dos Regulamentos Técnicos, Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes, 1986, "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes", Decreto-Lei n° 235/83 de 31 de Maio e Decreto-Lei n° 357/85 de 2 de Setembro

Cruz, P., Materón, B., e Freitas, M., 2009, "Barragens de enrocamento com face de concreto", editado por Oficina de Textos

Falcão, P.R. F., 2003, "Aplicação de misturas betuminosas em barragens de terra e enrocamento", Tese para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasil

Falcão, P. R. F., 2007, "Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens", Tese para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasil

Feizi-Khankandi, S., Mirghasemi, A., Ghalandarzadeh, A., & Höeg, K., 2008, "2D Nonlinear Analysis of Asphaltic Concrete - Core Embankment Dams", International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), (pp. 3812-3819), Goa, Índia

Gazetas, G., & Dakoulas, P., 1992, "Seismic analysis and design of rockfill dams: state-of-the-art", Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering , 11, No 1, pp. 27-61

Geoslope, 2004, "SLOPE/W software"

Geoslope, 2007, "SEEP/W software"

Gravina, C. C., 1997, "Simulação do comportamento mecânico do sal em poços de petróleo", Tese para a obtenção do grau de mestre em Engenharia do Petróleo, Universidade Estadual de Campinas, Brasil

Hirschbberg et al., 1996, "Severe accidents in the energy sector", Paul Scherrer Institute, Suíça

Höeg, K., 1993, "Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams. Experience and Practice", edited by StikkaTrykk, Asker og Bærums Budstikke, Norway

Höeg, K., 2005, "Earthquake Resistance of Asphalt Core Embankment Dams", Norway

Hujeux, J. C., 1979, "Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique. Thèse DDI", Ecole Centrale des Arts et Manufactures

Hujeux, J. C., 1985, "Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols", Génie parasismique, V. Davidovici ed., Presses ENPC, pp. 287-302

Ishii, K., e Kamijo, M., 1988, "Design for Asphaltic concrete facing of Sabigawa Upper Dam", XVI ICOLD Congress, Vol. 2, Q.83, R.9, pp.109-129, Montreal, Canada

Kawashima, F., Yukimura, H., e Tsukada, T., 1997, "Observational evaluation of design and construction of the Yashio Dam, a rockfill dam with asphaltic facing", XIX ICOLD Congress, Vol.5, C.12, pp. 589-625, Florence, Italy

Kolo Veidekke, 2008, "Rockfill dams with asphaltic concrete core", Promotional video, Kolo Veidekke, Norway

Konder, R.L., 1963, "Hyperbolic Stress Strain Response : Cohesive Soils", Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 89(1), pp.115-143

Kramer, Steven L., 1996, "Geotechnical Earthquake Engineering", United States of America. Prentice Hall

Leps, T. M., 1970, "Review of Shearing Strength of Rockfill", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 96, No. 4, pp. 1159-1170

LNEC, 1978, "Seminário 235 – Enrocamentos", Lisboa

Makdisi, F. I., & Seed, H. B., 1978, "Simplified Procedure for Estimating Dam Embankment Earthquake-Induced Deformations", ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division , 104, No 7, pp. 849-867

Maranha das Neves, E., 1987, "Barragens de aterro. Experiência portuguesa", Conferência Ibero-Americana sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Volume 3, pp. 63-98, Lisboa, LNEC

Maranha das Neves, E. (Ed.), 1990, "Advances in Rockfill Structures", Lisboa, Portugal

Maranha das Neves, E., 1991, "Comportamento de barragens de terra-enrocamento", Tese de Doutoramento. UNLFC

Maranha das Neves, E., 1993, "Fills and embankments", International Conference on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks, General Report, Athens, v.3, p.2023-2037

Maranha das Neves, E., 2002, "Algumas considerações sobre a mecânica dos enrocamentos", Solos e Rochas, São Paulo, 25, (3): p.161-203, Setembro-Dezembro

Marsal, R.J., 1967, "Large Scale Testing of Rockfill Materials", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 93, No. 2, pp. 27-43

Marsal, R. J., & Resendiz, D., 1975, "Presas de Tierra y Enrocamiento", México, Editorial Limusa

Martins, R., 2002, "A folga em barragens", Memória nº 828 LNEC

Matos Almeida, J., 2001, "Regulamentos" in "Curso de Segurança e Exploração de Barragens", Capítulo 2, pp. 2-5 a 2-16, INAG

Mogami, T., & Yoshikoshi, H., 1969, "On the angle of internal friction of rockfill materials", Speciality Session nº 13, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Eng., E1, pp. 25-42. México

Nakamura, Y., Okumura, T., Narita, K., e Ohne, Y., 2004, Improvement of impervious asphalt mixture for high ductibility against earthquake excitation", 4th International Conference on Dam Engineering, 18-20 Oct. 2004, Nanjing, China

Naylor, D. J., Pande, G. N., Simpson, B., & Tabb, R., 1981, "Finite Elements in Geotechnical Engineering", Pineridge Press

Newmark, N. M., 1965, "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique*, 15, No 2, pp. 139-160

Ohne, Y., Narita, K., Okumura, T., e Nakamura, Y., 2002, "Earthquake damage and its remedial measure for earth dam with asphalt facing", *Proceedings 3.US-Japan Workshop on Advanced Research on Earthquake Engineering for Dams*, pp.15-26

Oldecoppe, L., Alonso, E.E., 2001, "A model for rockfill compressibility", *Geotechnique* 51, n° 2, 127-139

Oldecoppe, L., Alonso, E.E., 2003, "Suction effects on rockfill compressibility", *Geotechnique* 53 (2), 289-292

Olivella, S., Alonso, E.E., Pinyol, N.M., 2006, "Innovative foundation design and treatment thus reducing uncertainty and contingencies", *Proceedings of the 22th International Congress on Large Dams, Question 84, Volume V*, pp. 132-142, 19 a 23 de Junho, Barcelona

Patrick, J.G., e Kulesza, R.L., 1974, "Etude et construction des barrages en terre et en enrochement" in "Leçons tirées des accidents de barrages, Appendice A", pp. 236-293, CIGB

Penman, A.D.M., Saxena, K. R., Sharma, V. M., 1999, "Instrumentation, monitoring and surveillance. Embankment dams", A. A. Balkama

Pimenta, L., 2008, "Abordagens de Riscos em Barragens de Aterro", Tese para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, IST UTL

Plaxis Bv, 2008, "Plaxis 2D V8, Plaxis finite element code for soil and rock analyses"

Razavi, Arezou Modaresi-Farahmand, 1989, "Modélisation mécanique des bétons bitumineux : applications aux barrages en remblais", Thèse pour l'obtention du degré de doctorat en Génie Civil, École Central de Paris

Santos, J., 2008, "Compactação. Elementos Teóricos", Folhas de apoio à disciplina de Obras Geotécnicas, Engenharia Civil, IST UTL

Santayana, F. P., 2006, "Structural behaviour of Beliche earth-rock dam after rehabilitation works", Vingt-Deuxieme Congrès des Grands Barrages, ICOLD-CIGB,. Barcelona, España, 18-23 June

Saxegaard, H., 2009, "Asphalt Cores for Embankment Dams", Q88-R7, XXIII Congresso Internacional das Grandes Barragens, Brasília

Sêco e Pinto, P., 1987, "Observação de Barragens de Aterro", LNEC, Lisboa

Shell Bitumen, 1990, "The Shell Bitumen Handbook", Shell Bitumen, U.K.

Silva Gomes, A., 2001, "Apresentação e análise da regulamentação" in "Curso de Segurança e Exploração de Barragens", Capítulo 2, pp. 2-17 a 2-38, INAG



Sowers, G. F., & Wallace, R. C., 1965, "Compressibility of broken rock and the settlement of rockfills", Proceedings of the 6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, pp. 561-565, Montreal

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1990, "Regulamento de segurança de barragens" (RSB), Decreto-Lei N° 11/90, 6 de Janeiro

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1993, "Regulamento de pequenas barragens" (RPB), Decreto-Lei N° 409/93, 14 de Dezembro

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1993a, "Normas de projecto de barragens" (NPB), Portaria 846/93, 10 de Setembro

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1993b, "Normas de observação e inspecção de barragens" (NOIB), Portaria 847//93, 10 de Setembro

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 1998, "Normas de construção de barragens" (NCB), Portaria 246/98, 21 de Abril

SRB - Subcomissão dos Regulamentos de Barragens, 2007, "Regulamento de segurança de barragens" (RSB), Decreto-Lei N° 344/2007, 15 de Outubro

Strabag, 1990, "Asphaltic Concrete for hydraulic structures", Strabag, Germany

Thomas, H.H., 1979, "The Engineering of Large Dams. Part 1", edited by John Willey and Sons

Thomas, H.H., 1979a, "The Engineering of Large Dams. Part 2", edited by John Willey and Sons

Veiga Pinto, 1994, "Caracterização de materiais de aterro. Modelos discretos e contínuos", Programa de Investigação apresentado a concurso para acesso à categoria de investigador coordenador do LNEC

Veiga Pinto, 2007, "Influence of the type of rock on mechanical properties of rockfill", 5th International Conference on Dam Engineering, 14-16 de Fevereiro, LNEC, Lisboa

Veiga Pinto, A., e Fortunato, E., 1998, "The Rockfill dams in Portugal: Behaviour and safety evaluation", Proceedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on Dam Safety, Volume I, pp. 153-160, edited by Berga

Viseu, T., 2006, "Segurança dos vales a jusante de barragens. Metodologias de apoio à gestão do risco", Tese para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pelo IST UTL

Visser, W., Schoenian, E., Poskitt, F., 1970, "The Application of Bitum for dams", X Congresso Internacional das Grandes Barragens, CIGB, Q36 R38 pp. 631-652, Espanha



## **Anexos**

**Anexo I – Resultados de Ensaios Laboratoriais de Misturas de Betão Betuminoso**

**Anexo II – Cálculo da Folga da Barragem do Rio Torno**

**Anexo III – Estimativa dos Parâmetros Mecânicos dos Aterros de Enrocamento da Barragem do Rio Torno**

**Anexo IV – Cálculos Pseudo-Dinâmicos da Barragem do Rio Torno**



# I. Resultados de ensaios laboratoriais de misturas de betão betuminoso

## I.1. Introdução

Neste anexo são apresentados alguns resultados de ensaios laboratoriais efectuados por Falcão (2007) sobre misturas de betão betuminoso com betume CAP 50/70 e agregado calcário, granítico e micaxístico.

Tendo em conta que existem poucos resultados sobre misturas betuminosas utilizadas em obras hidráulicas na bibliografia consultada e que os agregados utilizados são materiais típicos de Portugal, considerou-se útil a apresentação dos resultados dos ensaios efectuados.

## I.2. Caracterização dos agregados

No **Quadro I. 1** apresenta-se a composição granulométrica dos agregados utilizados por Falcão (2007), que seguem a distribuição da curva de Füller, nas misturas de betão betuminoso ensaiadas.

**Quadro I. 1 – Composição granulométrica dos agregados ( $D_{m\acute{a}x} = 19 \text{ mm}$  e  $n = 0,41$ ).**

Peneiros	Percentagem retida (%)
19,1 mm	0
9,52 mm	24,8
4,76 mm	18,6
2,00 mm	17,0
0,42 mm	18,7
0,18 mm	6,2
0,15 mm	1,0
0,074 mm	3,4
Filler (*)	10,3

(\*) 100% das dimensões do material são inferiores a 0,074 mm.

No **Quadro I. 2** encontram-se resumidos os resultados dos ensaios realizados sobre os três tipos de agregados estudados. O agregado calcário foi o que apresentou menor desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles e o que teve maior absorção.

**Quadro I. 2 – Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados (adaptado de Falcão, 2007).**

Ensaio	Resultados		
	Agregado calcário	Agregado granítico	Agregado micaxístico (Falcão, 2003)
Los Angeles (%)	13%	22%	27%
Absorção (%)	1,83	0,60	0,90
Porosidade (%)	-	1,7	2,1
Peso volúmico	26,9 kN/m <sup>3</sup>	26,7 kN/m <sup>3</sup>	27,8 kN/m <sup>3</sup>
Adesão	Satisfatória	Insatisfatória	Insatisfatória

Uma absorção elevada significa, em princípio, um maior consumo de betume, o que encarece a mistura. Por outro lado, se um agregado tem uma maior absorção e consome mais betume, vai ficar mais impregnado com este, o que poderá justificar o resultado do ensaio de adesão deste agregado, o único classificado como satisfatório.

### I.3 Caracterização do betume

No **Quadro I. 3** encontram-se resumidos os resultados dos ensaios realizados para caracterização do betume utilizado e os valores mínimos aceitáveis.

**Quadro I. 3 – Resultados dos ensaios de caracterização do betume utilizado (adaptado de Falcão, 2007).**

Ensaio	Limites DNIT-EM 095/06	Resultados CAP 50/70
Viscosidade de Brookfield (cP)	Mín 112	196
Anel e esfera (°C) (ponto de amolecimento)	Mín 46	49,8

Verifica-se que os resultados dos ensaios realizados (viscosidade e ponto de amolecimento) estão acima dos mínimos exigidos.

### I.4 Caracterização das misturas

Falcão (2007) analisou misturas com agregados calcários, graníticos e micaxísticos com diferentes teores em betume (entre 4 e 6,5%). Estas misturas foram sujeitas a um conjunto diversificado de ensaios, cujos principais resultados se apresentam em seguida.

#### Porosidade/permeabilidade

No **Quadro I. 4** são apresentados os valores médios da porosidade dos provetes que foram objecto de ensaios de determinação do coeficiente de permeabilidade, em função do tipo de agregado e do teor em betume (Falcão, 2007). Independentemente do tipo de agregado, a porosidade da mistura diminui com o grau de saturação em betume.

**Quadro I. 4 – Porosidade média das misturas ensaiados (Falcão, 2007)**

Teor em betume (%)	Porosidade (%)		
	Agregado calcário	Agregado granítico	Agregado micaxístico
4,0	4,0	-	-
4,5	2,8	3,0	5,4
5,0	2,0	2,3	4,0
5,5	1,8	1,4	3,1
6,0	-	-	2,3
6,5	-	-	1,4

Na **Figura I. 1** apresentam-se os resultados obtidos para o coeficiente de permeabilidade em função da porosidade, para as várias misturas ensaiadas, aos quais Falcão sobrepôs os valores referenciados por Höeg (1993). O autor integra também um ajustamento aos resultados obtidos.

Os resultados obtidos apresentam alguma dispersão, como se pode observar na **Figura I. 1**.

Para o ajustamento apresentado (cuja correlação é baixa), obtêm-se coeficientes de permeabilidade inferiores a cerca de  $10^{-11}$  m/s, para porosidades inferiores a cerca de 2,4%, e inferiores a  $10^{-10}$  m/s para porosidades inferiores a cerca de 3%.

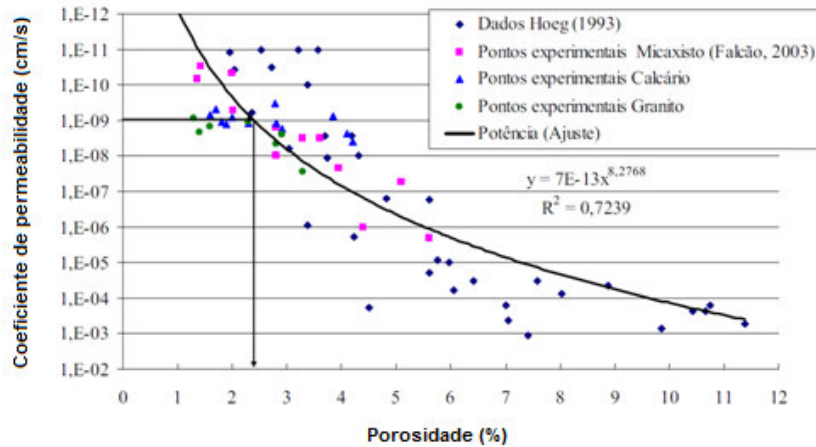


Figura I. 1 – Coeficiente de permeabilidade em função da porosidade (Falcão, 2007).

As recomendações constantes da bibliografia consultada indicam, para o limite superior da porosidade da mistura betuminosa, o valor de 3%, de modo a garantir coeficientes de permeabilidade adequados à sua utilização como órgão de estanquidade. Para as misturas estudadas por Falcão (2007) e para teores em betume iguais ou superiores a 4,5%, para os agregados calcários e graníticos, e superiores a 5,5%, para os agregados micaxísticos, obtêm-se porosidades iguais ou inferiores a 3% (Quadro I. 4).

#### Desgaste/durabilidade

Na Figura I. 2 apresentam-se os resultados obtidos por Falcão (2007) nos ensaios de desgaste cântabro, para os diferentes agregados e para os diferentes teores em betume.

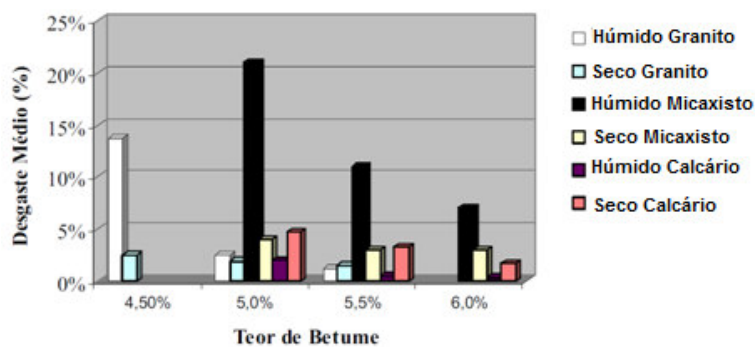


Figura I. 2– Desgaste cântabro em condições secas e húmidas (Falcão, 2007).

Verifica-se que há uma diminuição do desgaste com o aumento do teor em betume na mistura, para todos os tipos de agregado.

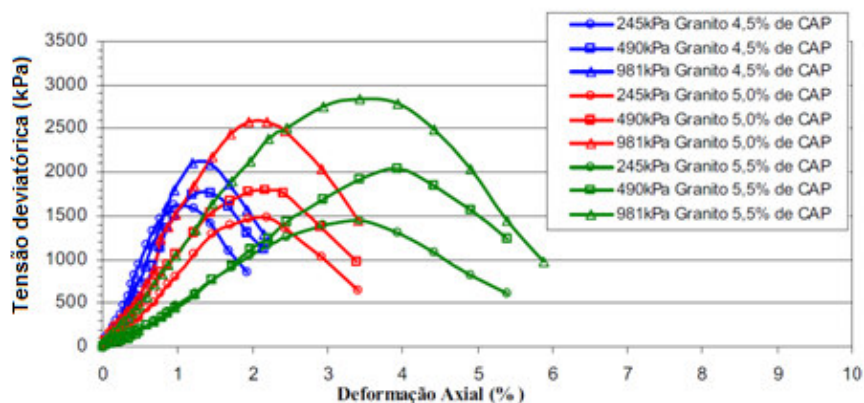
As misturas com agregado calcário e granítico não apresentam variação significativa do desgaste entre as condições secas e húmidas, para teores em ligante iguais ou superiores a 5%. Ao contrário do que acontece com as misturas com agregado micaxístico, cujas diferenças de desgaste em condições húmidas e em condições secas chegam a ultrapassar 15% (no caso do teor em betume igual a 5%).

No caso das misturas com agregado calcário verifica-se um maior desgaste em condições secas por comparação com o desgaste em condições húmidas, para todos os teores em betume estudados, aspecto para o qual não se encontrou justificação no trabalho consultado.

#### Deformabilidade/resistência ao corte

Resumem-se em seguida os resultados de ensaios de corte em compressão triaxial realizados por Falcão (2007). Tratam-se de ensaios consolidados não drenados levados à rotura por aumento da tensão axial ( $\sigma_1$ ).

Na **Figura I. 3** representa-se o comportamento tensão-deformação das misturas com agregados graníticos e com teores em betume de 4,5, 5,0 e 5,5%, para diferentes tensões de confinamento ( $\sigma_3$ ).



**Figura I. 3 – Comportamento tensão-deformação. Agregado Granítico (Falcão, 2007)**

Verifica-se que a resistência aumenta com o aumento da tensão de confinamento (para um mesmo teor em betume), verificando-se reduções significativas da tensão deviatória após atingido o seu pico. As misturas com maiores teores em betume são, para as mesmas tensões de confinamento, mais deformáveis.

Na **Figura I. 4** representa-se o comportamento tensão deviatória-deformação axial das misturas com agregados calcário, granítico e micaxístico, para 5,5% de teor em betume.

Comparando os resultados dos ensaios para os três agregados, evidencia-se a maior rigidez apresentada pela mistura com agregado micaxístico, para as tensões de confinamento aplicadas, exibindo rotura para deformações axiais baixas (entre 1 a 1,5 %).

Verifica-se, também, um comportamento muito diferenciado da mistura com agregado calcário (sem comportamento de pico e com grandes deformações, sem que seja evidente o ponto de rotura). A mistura com maior resistência de pico é a fabricada com agregado micaxístico, exceptuando o ensaio efectuado para a maior tensão de confinamento (981 kPa), em que a mistura com agregado granítico apresenta a maior resistência de pico.

Na **Figura I. 5** estão representadas as envolventes de rotura para as misturas com agregado granítico e, na **Figura I. 6**, as envolventes de rotura para as misturas dos três agregados com 5,5% de betume.

No que se refere às misturas com agregado granítico, verifica-se uma grande semelhança no comportamento mecânico das amostras com 5% e 5,5% de teor em betume, que diferem, em cerca de 20%, no valor da coesão em tensões efectivas (**Figura I. 5**). Falcão (2007) não encontra justificação para as diferenças apresentadas pelos provetes da mistura com 4,5% de teor em betume, cujos resultados considera anómalos.



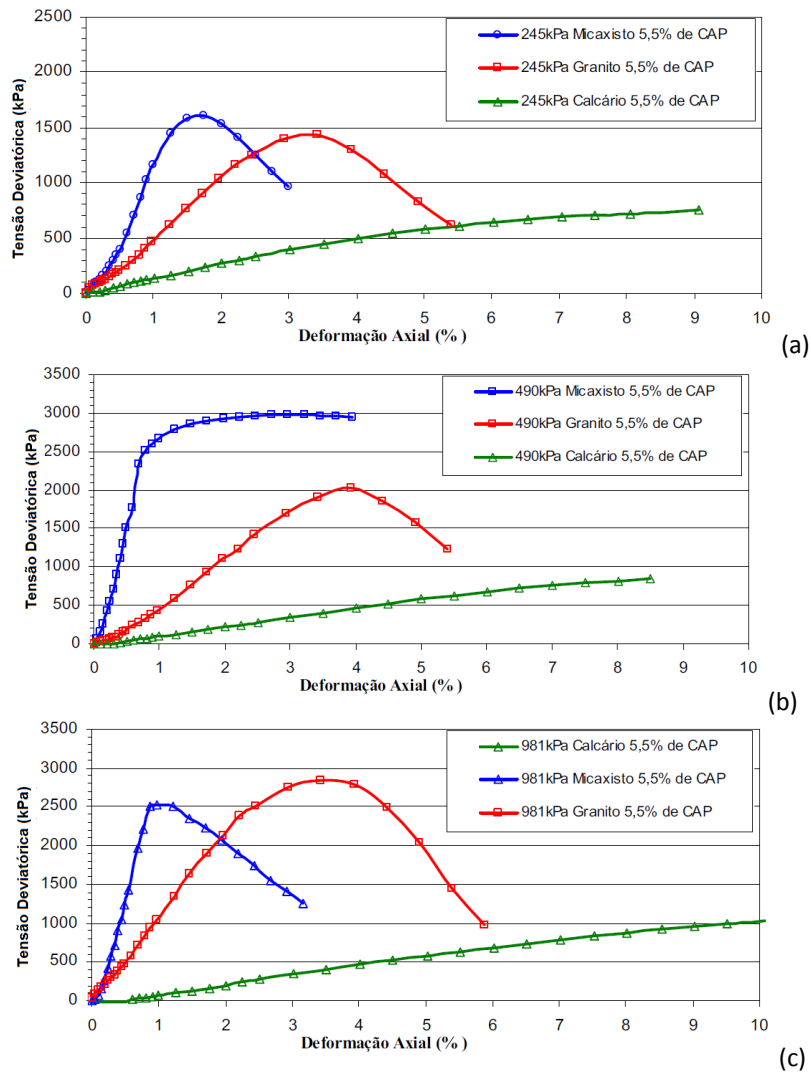


Figura I. 4 – Comportamento tensão-deformação. Agregados: calcário, granítico e micaxístico. Tensão de confinamento de: (a) 245 kPa; (b) 490 kPa; (c) 981 kPa (Falcão, 2007)

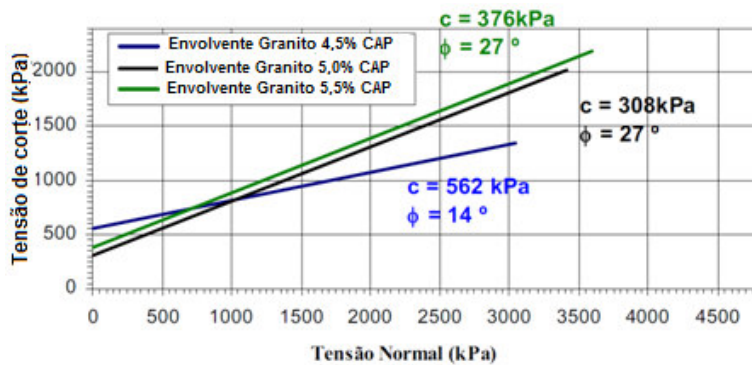


Figura I. 5 – Envoltentes de rotura para as misturas com agregado granítico (Falcão, 2007).

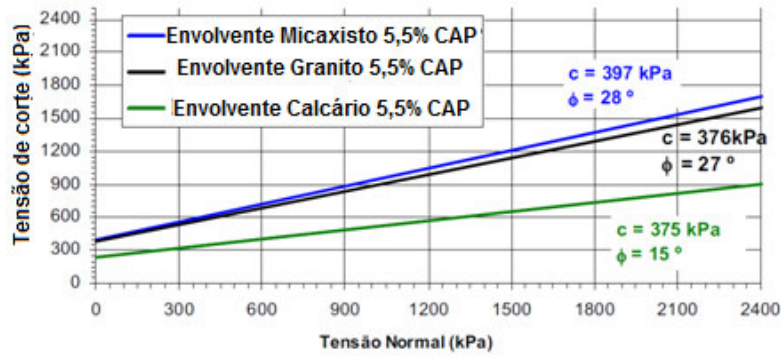


Figura I. 6 – Envoltentes de rotura para misturas com agregados calcário, granito e micaxístico (Falcão, 2007).

Comparando os resultados das misturas com diferentes agregados e com teores em betume de 5,5% (Figura I. 6), verifica-se que os valores de coesão, qualquer que seja o tipo de agregado, são elevados e da mesma ordem de grandeza. Relativamente ao ângulo de atrito, a mistura com agregado calcário apresenta um valor bastante inferior aos das outras duas misturas (trata-se da mistura com melhor adesão e cujo agregado tinha maior porosidade). Os valores do ângulo de atrito para as misturas com agregados granítico e micaxístico são bastantes próximos (27°-28°)

Através dos ensaios triaxiais foram também obtidos os valores dos módulos de deformabilidade para uma deformação axial ( $\epsilon_a$ ) unitária das misturas. No Quadro I. 5 apresenta-se um resumo destes valores.

Quadro I. 5 – Resumo dos módulos de deformabilidade para  $\epsilon_a=1\%$  obtidos a partir dos ensaios triaxiais (Falcão, 2007).

Agregado da mistura	Teor de ligante (%)	E ( $\epsilon_a=1\%$ ), MPa; $\sigma_3=249\text{kPa}$	E ( $\epsilon_a=1\%$ ), MPa; $\sigma_3=491\text{kPa}$	E ( $\epsilon_a=1\%$ ), MPa; $\sigma_3=981\text{kPa}$
Calcário	5,0	35	32	50
	5,5	20	20	22
	6,0	10	20	15
Micaxístico	5,5	140	270	300(*)
Granítico	4,5	179	204	212
	5,0	106	121	160
	5,5	55	75	123

(\*) deformação axial igual a 0,8%

Pode-se observar que, para o mesmo tipo de agregado e para o mesmo teor em betume, existe uma tendência para o aumento do módulo de deformabilidade com a tensão de confinamento. Por outro lado, para a mesma tensão de confinamento, há uma tendência para a diminuição do módulo de deformabilidade com o aumento do teor em betume.

## II. Cálculo da folga da barragem do rio Torno

---

### II.1. Considerações gerais

A folga, que corresponde à distância medida na vertical entre o nível da albufeira e a cota de coroamento, exerce funções de protecção da barragem contra a erosão externa por galgamento (um dos principais estados limites últimos em barragens de aterro).

A determinação correcta do valor da folga assume, portanto, extrema importância, na medida em que um erro na sua determinação poderá ter consequências bastante graves. Se forem subavaliados os factores condicionantes no cálculo da folga, é-se conduzido a um valor que pode afectar a segurança global da obra, bem como das infra-estruturas a jusante. Se, por outro lado, forem sobreavaliados os mesmos factores, é-se conduzido a um valor que, oferecendo segurança, encarecerá desnecessariamente a obra.

A folga (F) é calculada através da seguinte equação:

$$F = F_Q + F_S \quad \text{Eq. II. 1}$$

em que,  $F_Q$  representa o valor da folga correspondente a factores passíveis de serem quantificados e  $F_S$  representa o valor da folga correspondente a factores inquantificáveis cuja necessidade de contabilização deverá ser analisada caso a caso.

A determinação da folga da barragem teve em conta diversos factores, enumerados em seguida:

1. factores meteorológicos;
2. factores hidrológicos e hidráulicos;
3. factores relacionados com outros fenómenos naturais;
4. características da barragem;
5. características da albufeira.

Nas secções seguintes apresenta-se o cálculo da folga da barragem do rio Torno, realizado tendo em conta a metodologia proposta por Martins (2002).

### II.2. Combinações de Acções

As combinações de acções consideradas para o cálculo de  $F_Q$  indicam-se seguidamente.

1. **Combinação 1 - NPA + espraiamento da ondulação causada por um vento excepcional + sobrelevação de maré + assentamento da barragem;** ocorrência de ondulação causada pelo vento excepcional quando o nível da albufeira é o de pleno armazenamento e admitindo que ocorreu já o assentamento máximo esperado para o corpo da barragem.
2. **Combinação 2 - NMC + ondulação causada por um vento habitual + sobrelevação de maré + assentamento da barragem;** ocorrência de uma cheia de projecto com período de retorno igual a 5000 anos, simultaneamente com a ocorrência de um vento habitual e admitindo que ocorreu já o assentamento máximo esperado para o corpo da barragem.

Pode ainda combinar-se estes níveis de água (NPA e NMC) com a ocorrência de acções sísmicas e seus efeitos, como indicado, por exemplo, na regulamentação espanhola, o que só é condicionante em zonas de elevada sismicidade.

### II.3. Quantificação de acções e dos seus efeitos

#### II.3.1. Ventos de projecto

Os valores da velocidade do vento propostos por Rui Martins (2002) são de 70 km/h para o vento habitual e de 120 km/h para o vento excepcional. Segundo o autor, estes valores são arbitrados tendo em consideração:

- os valores indicados no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes para a velocidade média de rajadas de vento nas zonas mais desfavoráveis do território nacional e para solos pouco rugosos;
- a relação indicada no mesmo regulamento entre valores característicos e valores reduzidos;
- que os valores característicos indicados para a velocidade do vento no mesmo regulamento são os correspondentes ao quantilho de 0,95 na distribuição de probabilidade;
- dados existentes quanto à relação entre a velocidade média do vento sobre terra e sobre superfícies extensas de água;
- dados existentes quanto à relação entre a velocidade média do vento em períodos muito curtos (rajadas) e em períodos maiores, da ordem de grandeza dos suficientes para a geração de ondulação;
- dados contidos na bibliografia, em regulamentação de segurança de barragens e em projectos.

#### II.3.2. Fetch

O *fetch* máximo consiste na recta mais longa que se consegue traçar sobre a albufeira, partindo do coroamento da barragem. Por outro lado, o *fetch* efectivo, que tem em conta a forma da albufeira, consiste na média aritmética de 9 comprimentos (*fetch* máximo + 4 segmentos afastados entre si  $3^{\circ}$  para cada lado do segmento de comprimento máximo, de acordo com Rui Martins, 2002).

Os resultados do cálculo do *fetch* para a albufeira apresentam-se no **Quadro II. 1** e na **Figura II. 1**.

**Quadro II. 1 – *Fetch* máximo e *Fetch* efectivo.**

<b>Fetch Máximo (km)</b>	<b>Fetch Efectivo (km)</b>
3,230	1,135

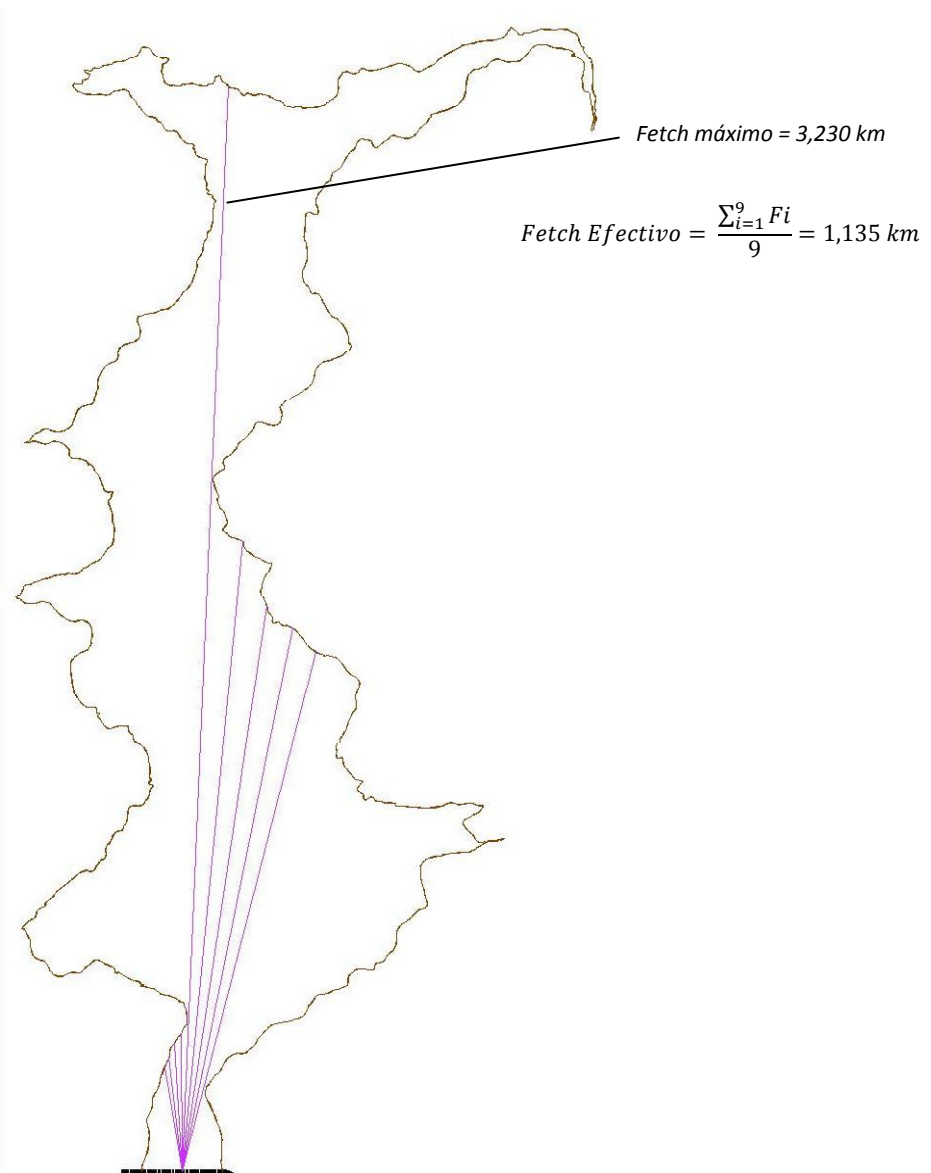


Figura II. 1 – Cálculo do fetch efectivo da albufeira

### II.3.3. Maré de vento

A ocorrência de vento na albufeira provoca uma maré de vento que causa uma sobrelevação no nível da albufeira. A metodologia adoptada sugere a seguinte expressão para o seu cálculo:

$$S = \frac{V^2 F_t}{6,3 \times 10^4 \times D} \quad \text{Eq. II. 2}$$

onde,

S – sobrelevação do nível da albufeira (m);

V – velocidade do vento (km/h);

F<sub>t</sub> – *fetch* efectivo (km);

D – profundidade média da albufeira na zona de avaliação do *fetch* efectivo (considerada, conservativamente, igual a 20 m).

Os valores obtidos para a sobrelevação do nível da albufera (**Quadro II. 2**) são bastante reduzidos, não sendo este factor da maior importância na definição da cota de coroamento da barragem.

**Quadro II. 2 – Maré de vento para a albufera.**

Vento habitual (70 km/h)	Vento excepcional (120 km/h)
0,004 m	0,013 m

### II.3.4. Espraiamento da ondulação gerada pelo vento

Segundo Rui Martins (2002), o espraiamento da ondulação gerada pelo vento é o factor quantificável mais significativo na determinação da folga e pode ser determinado através da equação:

$$R = 1,6 K \frac{tg(\alpha)}{\sqrt{Hs/L}} Hs \quad \text{Eq. II. 3}$$

onde,

K – rugosidade do paramento de montante;

$\alpha$  - inclinação do paramento de montante;

Hs – altura significativa das ondas (média aritmética das alturas do terço das ondas mais altas);

L – comprimento de onda.

De acordo com a mesma publicação, existem duas fórmulas que podem ser utilizadas para calcular Hs:

$$Hs = \frac{V^{1,23} Ft^{0,5}}{422} \quad \text{Eq. II. 4}$$

ou

$$Hs = \frac{V Ft^{0,5}}{200} \quad \text{Eq. II. 5}$$

O comprimento de onda, L, e o período, T, são calculados recorrendo às equações seguintes:

$$L = 1,56T^2 \quad \text{Eq. II. 6}$$

$$T = 0,33 V^{0,41} Ft^{0,5} \quad \text{Eq. II. 7}$$

onde os símbolos representam grandezas anteriormente identificadas.

No presente caso, foi utilizada a equação (II.5) no cálculo da altura significativa das ondas, recomendada por (Thomas, 1979a).

Tendo em conta a inclinação do paramento de montante e considerando um K igual a 0,55, obtiveram-se os valores do espraiamento devido à acção do vento indicados no **Quadro II. 3**.

**Quadro II. 3 – Espraimento da ondulação gerada pelo vento.**

Vento	Hs (m)	T (s)	L (m)	tg ( $\alpha$ )	K	Espraimento (m)
Habitual	0,373	2,007	6,284	0,714	0,55	0,962
Excepcional	0,639	2,503	9;773	0,714	0,55	1,570

### **II.3.5. Assentamento da barragem**

Admitiu-se que o assentamento máximo a longo prazo do corpo da barragem é igual a 0,195 m (igual ao valor máximo estimado para os assentamentos de fluência, majorado por um coeficiente igual a 1,5).

### **II.3.6. Factores Inquantificáveis**

Rui Martins (2002) sugere, para contabilizar os factores inquantificáveis no cálculo da folga, o arredondamento por excesso do valor obtido e a incorporação de um acréscimo da cota de coroamento, função da altura da barragem, para uma segurança adicional relativamente aos sismos.

Salienta-se, no entanto, que o autor não incorpora nas combinações de acções o valor do assentamento de longo prazo da barragem (que é, em geral, contabilizado para a sobrelevação dada ao coroamento da barragem). Por este motivo, no caso da barragem do rio Torno, fez-se apenas um arredondamento por excesso.

## **II.4. Definição da cota de coroamento**

No **Quadro II. 4** apresentam-se as cotas mínimas de coroamento calculadas para as combinações de acções descritas anteriormente. Face aos valores obtidos, optou-se por colocar o coroamento à cota 887,5 m, o que resulta numa folga normal de 2,5 m e numa folga mínima de cerca de 1,2 m.

**Quadro II. 4 – Definição da cota do coroamento.**

Combinação	Nível de água na albufeira (m)	Maré de vento (m)	Espraimento (m)	Assentamento (m)	Cota mínima de coroamento (m)
1	885,00	0,013	1,570	0,195	886,78
2	886,31	0,004	0,962	0,195	887,47





### III. Estimativa dos parâmetros mecânicos dos aterros de enrocamentos da barragem do rio Torno

---

#### III.1. Introdução

Neste anexo apresenta-se a definição dos parâmetros de resistência ao corte e de deformabilidade dos aterros de enrocamento dos maciços estabilizadores da barragem do rio Torno (materiais tipo 4 e tipo 5), deduzidos tendo por base propriedades índices do granito da pedraira a explorar na albufeira e correlações presentes na bibliografia da especialidade.

#### III.2. Ensaio laboratoriais sobre amostras do granito da albufeira

Na área a explorar para fabrico dos materiais de enrocamento, no interior da albufeira, foram realizadas duas sondagens à rotação com 15 m de comprimento.

Os materiais amostrados são granitos de grão médio a grosseiro que se apresentam são (W1) a cerca de 1,5 a 2,0 m de profundidade. As fracturas do maciço são afastadas (F2) a medianamente afastadas (F3). A recuperação foi de 100% ao longo de toda a furação e o RQD variou entre 75% e 100%, embora os trechos com RQD inferior a 100% sejam muito reduzidos.

Em ambas as sondagens foram recolhidas amostras a diferentes profundidades para realização de ensaios laboratoriais, cujos valores obtidos se apresentam em seguida:

• Peso volúmico ( $\gamma$ )	25,8 a 26,4 kN/m <sup>3</sup> (valor médio: 26,15 kN/m <sup>3</sup> )
• Absorção de água (a)	<0,3%
• Porosidade (n)	<0,75%
• Resistência à compressão uniaxial (Rcu)	100 a 130 MPa
• Módulo de deformabilidade ( $E_{rocha}$ )	20 a 45 GPa
• Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,08 a 0,14
• Velocidade sónica ( $v_{sónica}$ )	3100 a 4000 m/s
• Slake Durability	99,0 a 99,7%

Os resultados obtidos atestam a boa qualidade da rocha a utilizar para o fabrico dos materiais de enrocamento.

#### III.3. Resistência ao corte

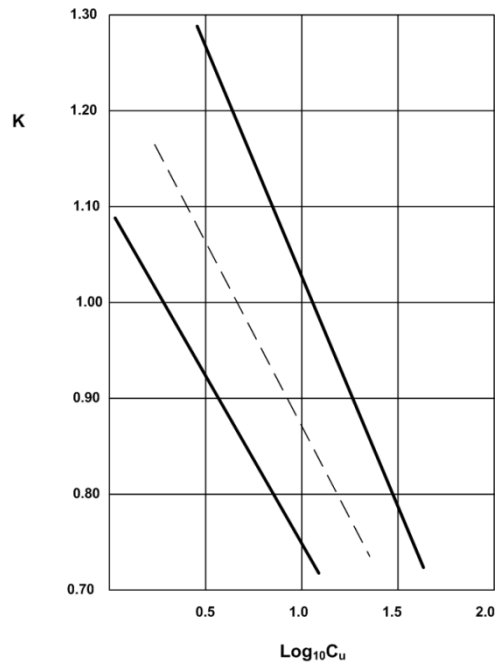
Os parâmetros resistentes dos aterros de enrocamento foram caracterizados de forma indirecta, tendo por base correlações presentes na bibliografia da especialidade, citadas em LNEC (1978).

Foram consideradas duas correlações distintas: uma primeira, que relaciona o ângulo de resistência ao corte com o índice de vazios e, uma outra, que o relaciona com a tensão normal no plano de rotura.

A primeira correlação utilizada foi:

$$\text{sen}(\phi) = \frac{K}{1 + e} \quad \text{Eq. III. 1}$$

onde  $e$  representa o índice de vazios e o valor de  $K$  relaciona-se com o coeficiente de uniformidade ( $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ ) do material, de acordo com a **Figura III. 1**.



**Figura III. 1 – Relação entre K e  $\log_{10}C_u$  para diferentes materiais (adaptado de Mogami e Yoshikoshi, 1969)**

Para coeficientes de uniformidade entre 4 e 13 (material 5) obtêm-se valores extremos de K entre 0,85 e 1,20 para a metade superior das correlações, que se admite representarem melhor o comportamento de enrocamentos graníticos de boa qualidade. Para um valor intermédio de 1,07 e para uma porosidade estimada de 0,3 ( $e = 0,43$ ), obtém-se um ângulo de atrito interno efectivo da ordem de  $48^\circ$ .

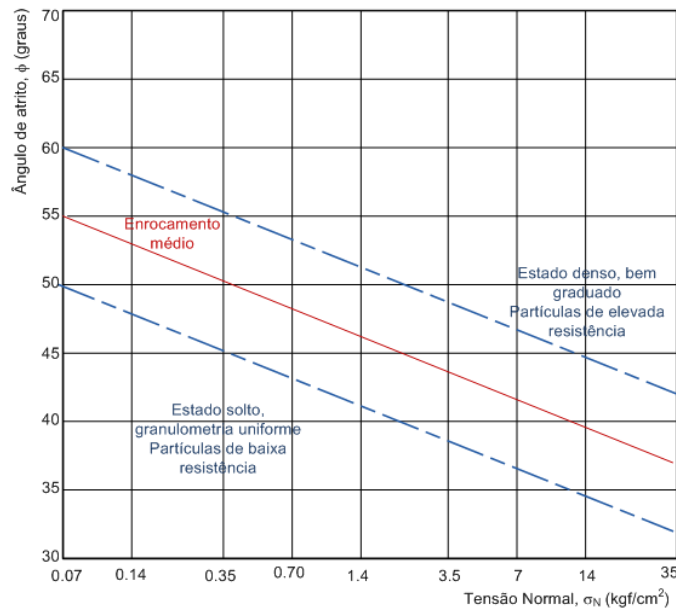
Para coeficientes de uniformidade entre 6 e 22 (material 4) obtêm-se valores extremos de K entre 0,75 e 1,10 para a metade superior das correlações. Para um valor intermédio de 0,95 obtém-se um ângulo de atrito interno efectivo da ordem de  $42^\circ$ .

A segunda correlação expressa o ângulo de atrito em função da tensão normal no plano de rotura,  $\sigma_{N_r}$  (Marsal, 1967, e Leps, 1970). Esta correlação pode ser visualizada na **Figura III. 2**.

Para tensões normais ao plano de rotura entre cerca de 250 e 330  $\text{kN/m}^2$  (metade da altura da barragem) obtêm-se ângulos de atrito interno entre  $45^\circ$  e  $50^\circ$ , para a metade superior das correlações.

Ponderados os valores obtidos pelas duas correlações, adoptaram-se ângulos de atrito de  $48^\circ$  para o aterro de enrocamento exterior (material 5) e de  $42^\circ$  para o aterro de enrocamento interior (material 4). Admite-se a utilização, para fabrico do material 4, de materiais de menor resistência que os utilizados para o material 5, provenientes da exploração dos metros mais superficiais da pedra.

Os parâmetros de cálculo adoptados devem ser reavaliados em fase de projecto, mediante a realização de ensaios laboratoriais de caracterização mecânica.



**Figura III. 2 – Influência da tensão no ângulo de resistência ao corte em materiais de enrocamento (adaptado de Leps, 1970).**

### III.4. Deformabilidade

Os módulos de deformabilidade dos aterros de enrocamento foram estimados indirectamente e tendo por base correlações presentes na bibliografia da especialidade, citadas em LNEC (1978).

As correlações utilizadas para estimar os módulos de deformabilidade dos enrocamentos foram as seguintes:

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} E^* \quad \text{Eq. III. 2}$$

com

$\nu$  – coeficiente de Poisson;

$K_0$  – coeficiente de impulso em repouso;

$E^*$  – módulo de deformabilidade equivalente.

O valor de  $E^*$  foi obtido com base nas correlações que se apresentam na **Figura III. 3** e **Figura III. 4** (Marsal e Resendiz, 1975), tendo em conta que a tensão octaédrica é igual a:

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{Eq. III. 3}$$

sendo  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  as tensões principais.

Para tensões octaédricas entre cerca de 200 e 400 kPa (meia altura e altura máxima da barragem), obtêm-se, para as curvas 1 BG e 2 BG, grau de fracturação entre cerca de 2,0 e 3,5 % (enrocamentos bem graduados), mais representativos das granulometrias definidas. Para as curvas 1U e 2U, os graus de fracturação seriam de 4 a 10% (enrocamentos uniformes).

Adoptando o valor de 2,5% para o material 5 (curva 1BG) e de 3,5% para o material 4 (curva 2BG), podem estimar-se módulos de deformabilidade equivalentes da ordem de 125 MPa e 75 MPa através do gráfico da **Figura III. 4**, utilizando valores deduzidos entre a curva média e a inferior.

Paras estes módulos de deformabilidade equivalentes, obtêm-se valores do módulo de deformabilidade de cerca de 100 MPa e 60 MPa, respectivamente, para os materiais 5 e 4.

Nos cálculos realizados adoptaram-se valores um pouco inferiores, de 80 MPa e 50 MPa, para atender às incertezas e simplificações da metodologia utilizada.

Note-se que se trata de uma primeira estimativa destes parâmetros, realizada para a fase de Anteprojecto e que estes valores devem ser reavaliados nas fases posteriores dos estudos.

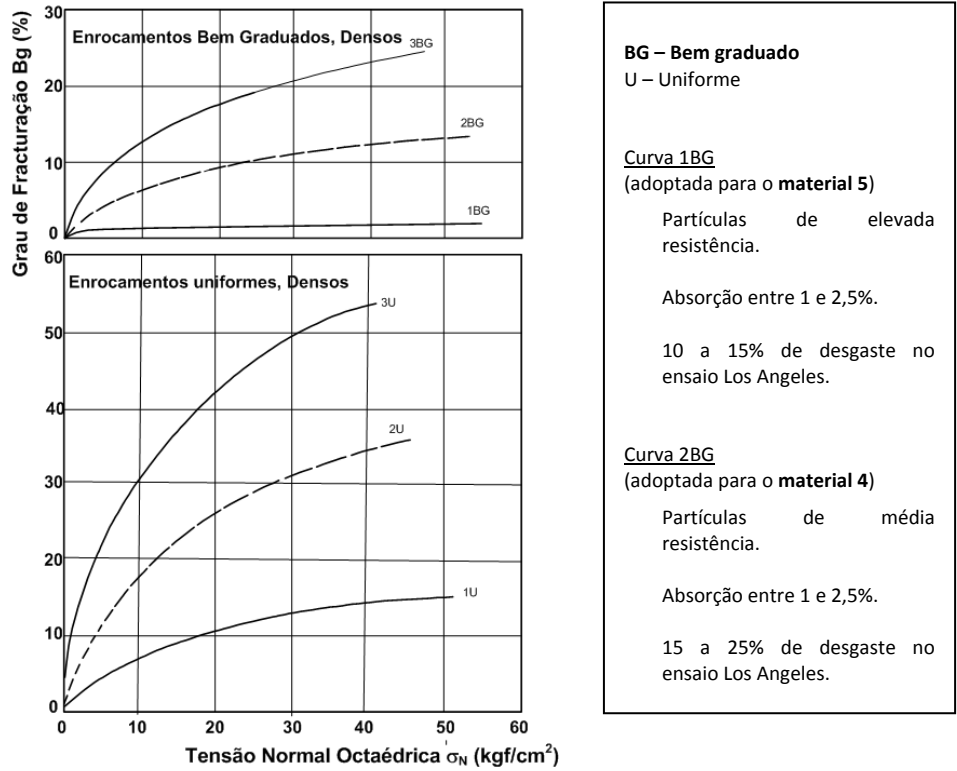


Figura III. 3 – Evolução do grau de fracturação (Bg) com o nível de tensões (adaptado de Marsal e Rezendiz, 1975).

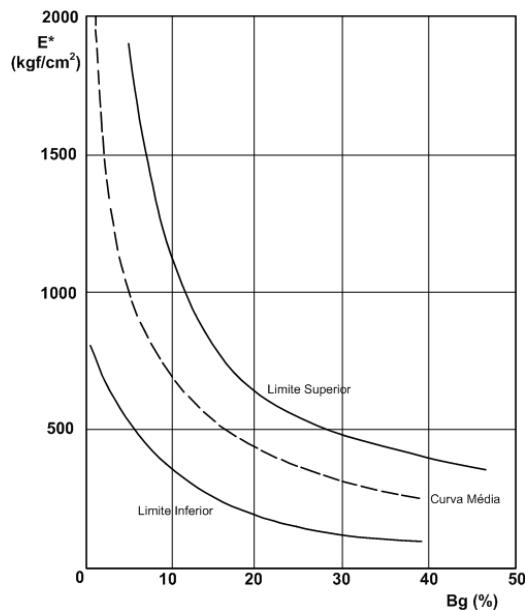


Figura III. 4 – Relação entre o módulo de deformabilidade equivalente ( $E^*$ ) e o grau de fracturação (adaptado de Marsal e Rezendiz, 1975).

## IV. Cálculos pseudo-dinâmicos da barragem do rio Torno

### IV.1. Introdução

Apresenta-se junto a análise pseudo-dinâmica do corpo da barragem do rio Torno, realizada segundo a metodologia de Makdisi e Seed (1978) para o sismo base de projecto, SBP (acções tipo 1 e tipo 2), e para o sismo máximo expectável, SME (acções tipo 1 e tipo 2).

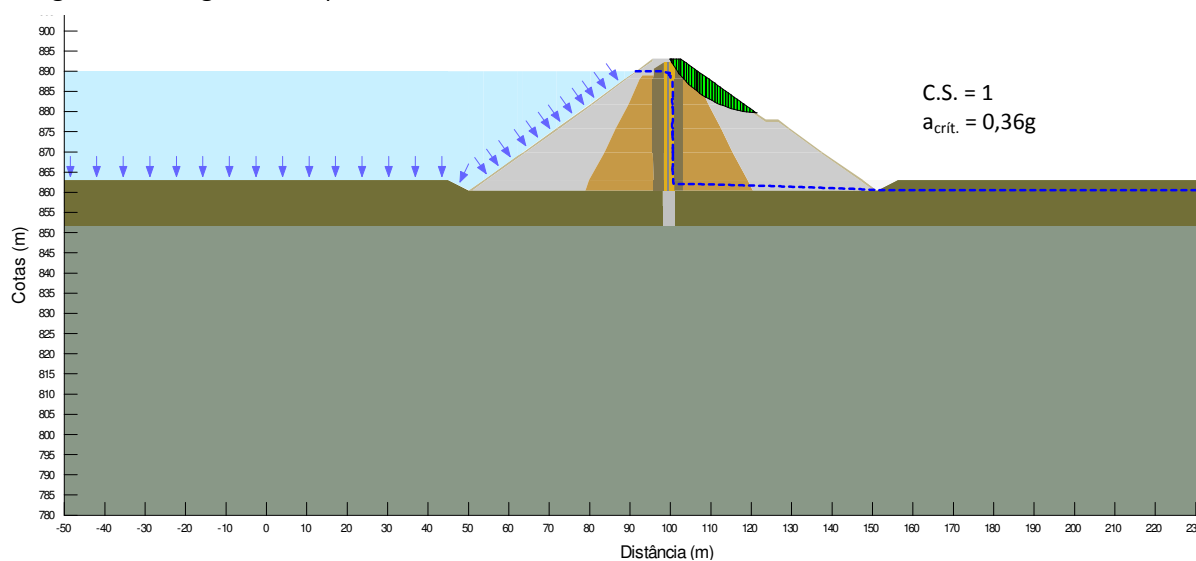
A metodologia de Makdisi e Seed compreende três passos de cálculo: i. determinação da aceleração crítica em superfícies de deslizamento; ii. amplificação da aceleração sísmica ao longo do perfil da barragem; iii. determinação dos deslocamentos permanentes nas superfícies de deslizamento.

Nas secções seguintes apresentam-se os cálculos realizados e analisam-se os resultados obtidos.

### IV.2. Determinação da aceleração crítica em superfícies de deslizamento

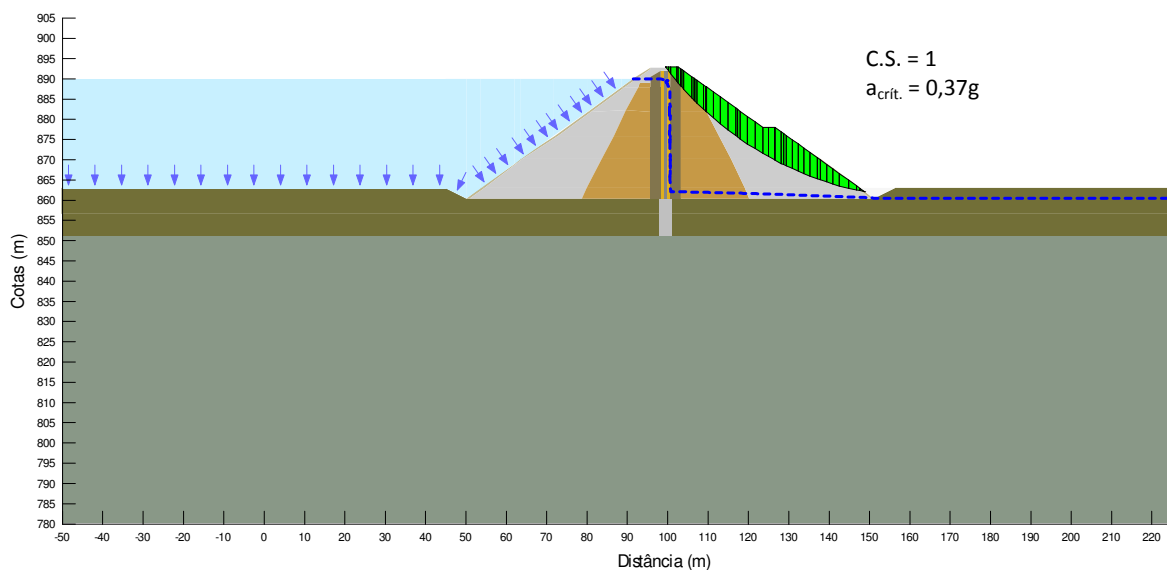
Em primeiro lugar há que calcular a aceleração que conduz a um coeficiente de segurança unitário em cada uma das superfícies de deslizamento a estudar. Para o efeito, utilizou-se o método de Bishop Simplificado e analisaram-se superfícies de escorregamento superficiais, que abrangessem o terço superior da barragem (onde a amplificação será superior), superfícies intermédias e, ainda, superfícies profundas.

Na **Figura IV. 1** a **Figura IV. 3** apresentam-se os resultados obtidos.

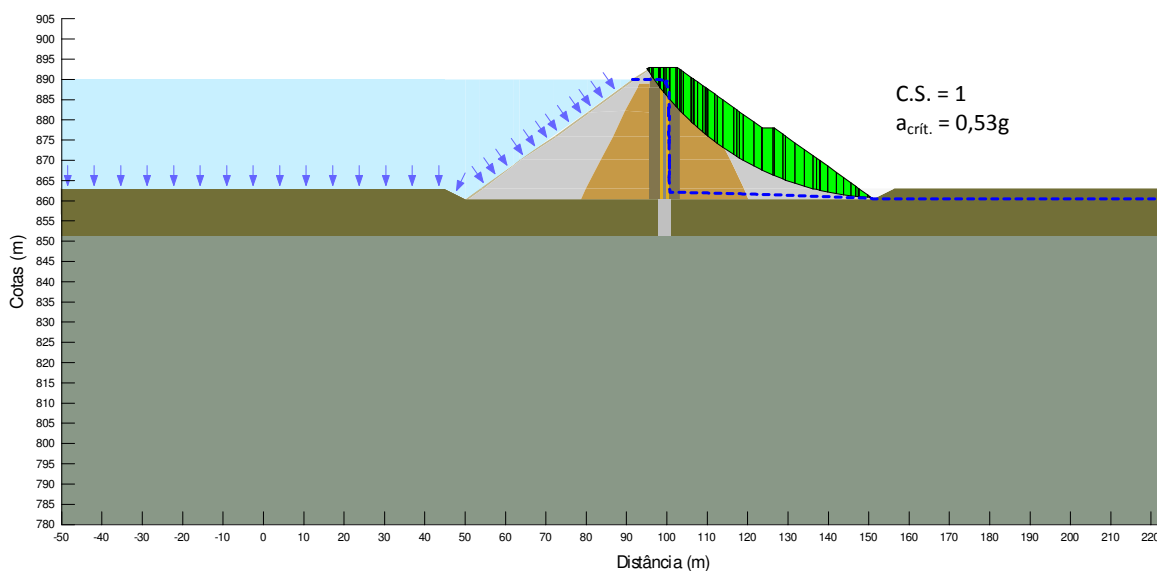


**Figura IV. 1 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação pseudo-dinâmica. Pleno armazenamento, talude de jusante. Superfície de deslizamento no terço superior (S1).**

Estudaram-se, também, superfícies de deslizamento superficiais que interceptassem o núcleo de betão betuminoso. Verificou-se que estas não são condicionantes, visto que os valores da aceleração crítica são muito elevados (da ordem de 0,8 g).



**Figura IV. 2 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação pseudo-dinâmica. Pleno armazenamento, talude de jusante. Superfície de deslizamento intermédia (S2).**



**Figura IV. 3 – Verificação da segurança por perda de estabilidade global. Situação pseudo-dinâmica. Pleno armazenamento, talude de jusante. Superfície de deslizamento profunda (S3).**

### IV.3. Amplificação da acção sísmica

No cálculo da amplificação da aceleração sísmica ao longo do perfil da barragem admite-se a hipótese de comportamento não linear equivalente dos materiais. Desta forma, o valor do módulo de distorção ( $G$ ), bem como o valor do amortecimento ( $\lambda$ ), alteram-se com o aumento das distorções ( $\gamma$ ), sendo o problema resolvido através de um processo iterativo.

No presente estudo foram utilizadas as curvas  $G/G_{m\acute{a}x}$  e  $\lambda$  em função de  $\gamma$  para materiais de enrocamento (Gazetas, 1992) que se representam na **Figura IV. 4**.

O módulo de distorção máximo é calculado através da equação:

$$G_{m\acute{a}x} = \rho \times V_{s,m\acute{a}x}^2 \tag{Eq. IV. 1}$$

em que

$\rho$  – massa volúmica do aterro;

$V_{s,máx}$  – velocidade máxima das ondas de corte no corpo da barragem.

Nos cálculos efectuados, considerou-se, atendendo às características dos materiais de aterro,  $V_{s,máx}$  igual a 300 m/s.

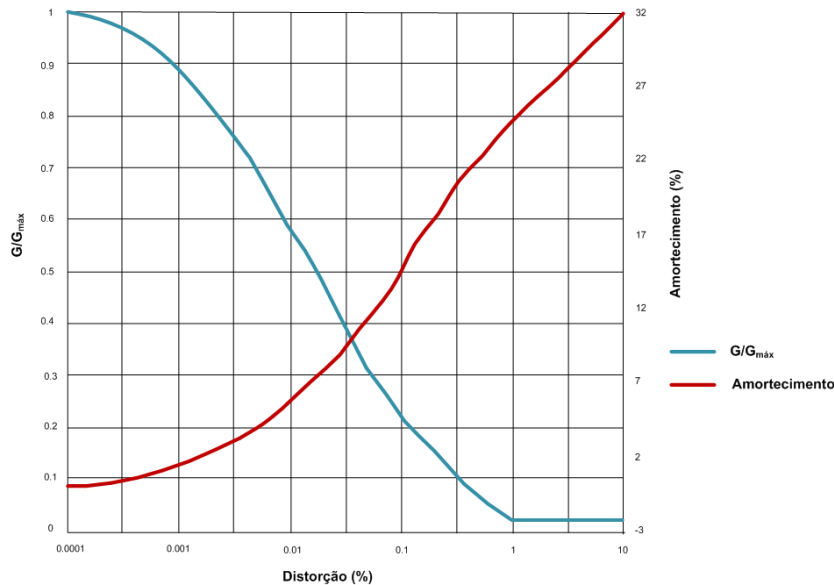


Figura IV. 4 – Curvas de  $G/G_{máx}$  e  $\lambda$  em função da distorção para materiais de enrocamento (Gazetas, 1992).

Arbitrando um determinado nível de distorção, obtém-se, a partir do gráfico da Figura IV. 4, os valores de  $G/G_{máx}$  e  $\lambda$ .

O valor de  $G$  para o nível de distorção arbitrado é utilizado para o cálculo da velocidade das ondas de corte no corpo da barragem que determina a frequência da estrutura e, conseqüentemente, as acelerações no corpo da barragem.

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \quad \text{Eq. IV. 2}$$

O valor máximo da distorção do corpo da barragem ( $\gamma_{máx}$ ) é calculado admitindo apenas a contribuição do primeiro modo de vibração:

$$\gamma_{máx} = \frac{h}{V_s^2} \times \Phi_1(y) \times S_{a1,nor} \quad \text{Eq. IV. 3}$$

onde

$h$  – altura da barragem;

$\Phi_1(y)$  – factor de participação do primeiro modo de vibração ao nível  $y$ ;

$S_{a1,nor}$  – aceleração espectral normalizada.

O valor médio da distorção máxima do perfil estudado pode ser determinado através do valor médio dos factores de participação do primeiro modo, igual a 0,3.

$$(\gamma_{med})_{máx} = \frac{h}{V_s^2} \times 0,3 \times S_{a1,nor} \quad \text{Eq. IV. 4}$$

Admitindo que a deformação de corte cíclica é, aproximadamente, 65% do valor de  $(\gamma_{med})_{máx}$ , então:

$$(\gamma_{med})_{máx}^{eq} = 0,65 \times (\gamma_{med})_{máx} \quad \text{Eq. IV. 5}$$

O valor de  $(\gamma_{med})_{max}^{eq}$  é comparado com o valor de distorção arbitrado no início das iterações de cálculo. Se estes valores forem diferentes, deve prosseguir-se para uma nova iteração, tomando como valor inicial  $(\gamma_{med})_{max}^{eq}$  da última iteração, e assim sucessivamente, até os valores convergirem. O critério de paragem considerado nos cálculos foi de  $1 \times 10^{-3}$ .

O valor da aceleração espectral do modo de vibração  $n$  ( $S_{an}$ ) é obtido através das densidades espectrais de potência de aceleração,  $S(f)$ , definidas no RSAAEP, em função da frequência própria da barragem:

$$S_{an} = \sqrt{\frac{S(f)}{0,2 \times \lambda_{tot} \times \omega_n^{-1,4}}} \quad \text{Eq. IV. 6}$$

onde

$\lambda_{tot}$  – soma do coeficiente de amortecimento ( $\lambda$ ) com o coeficiente de amortecimento equivalente que representa a dissipação de energia por radiação na fundação ( $\lambda_{eq}$ );

$\omega_n$  – valor da frequência para o modo  $n$ .

O coeficiente de amortecimento equivalente pode ser determinado com recurso à equação:

$$\lambda_{eq} = \frac{2 \gamma_t V_s}{\pi \gamma_{tf} V_{sf}} \quad \text{Eq. IV. 7}$$

onde

$\gamma_t$  – peso volúmico médio do material de aterro;

$\gamma_{tf}$  – peso volúmico médio do material de fundação;

$V_s$  – velocidade das ondas de corte no aterro;

$V_{sf}$  – velocidade das ondas de corte na fundação.

Tendo em conta as características do maciço de fundação, considerou-se  $V_{sf} = 2000$  m/s.

Nos cálculos efectuados, os valores de  $S(f)$  resultam da consideração de terreno tipo I na fundação da barragem.

Para o cálculo das acelerações máximas no coroamento da barragem, foram consideradas as frequências próprias da barragem dos três primeiros modos de vibração, sendo os seus valores os seguintes:

$$\omega_1 = 2,4 \frac{V_s}{h} \quad \text{Eq. IV. 8}$$

$$\omega_2 = 5,52 \frac{V_s}{h} \quad \text{Eq. IV. 9}$$

$$\omega_3 = 8,65 \frac{V_s}{h} \quad \text{Eq. IV. 10}$$

As acelerações espectrais devem ser normalizadas ( $S_{an,nor}$ ), considerando a razão entre as acelerações máximas e as acelerações regulamentares máximas ( $a_{máx,reg}$ ) para as quais foram obtidos os valores de  $S(f)$ . Para terrenos tipo I, os valores de  $a_{máx,reg}$  para sismos próximos e longínquos são, respectivamente,  $177 \text{ cm/s}^2$  e  $107 \text{ cm/s}^2$ .

$$S_{an,nor} = \frac{a_{máx}}{a_{máx,reg}} S_{an} \quad \text{Eq. IV. 11}$$

O valor da aceleração no coroamento da barragem para cada um dos modos de vibração é dado por:

$$\ddot{u}_n = \phi_n \times \omega_n \times S_{vn} = \phi_n \times S_{an} \quad \text{Eq. IV. 12}$$



onde:

- $\ddot{u}_n$  – aceleração no coroamento relativa ao modo de vibração  $n$ ;
- factor de participação do modo  $n$  no coroamento da barragem;
- $w_n$  – valor da frequência relativa ao modo  $n$ ;
- $S_{vn}$  – velocidade espectral para o modo  $n$ ;
- $S_{an}$  – aceleração espectral para o modo  $n$  ( $S_{an} = w_n \times S_{vn}$ ).

As acelerações máximas para os três primeiros modos de vibração são dadas pelas seguintes equações:

$$\ddot{u}_1 = \phi_1 \times S_{a1, \text{nor}} = 1,6 \times S_{a1, \text{nor}} \quad \text{Eq. IV. 13}$$

$$\ddot{u}_2 = \phi_2 \times S_{a2, \text{nor}} = 1,06 \times S_{a2, \text{nor}} \quad \text{Eq. IV. 14}$$

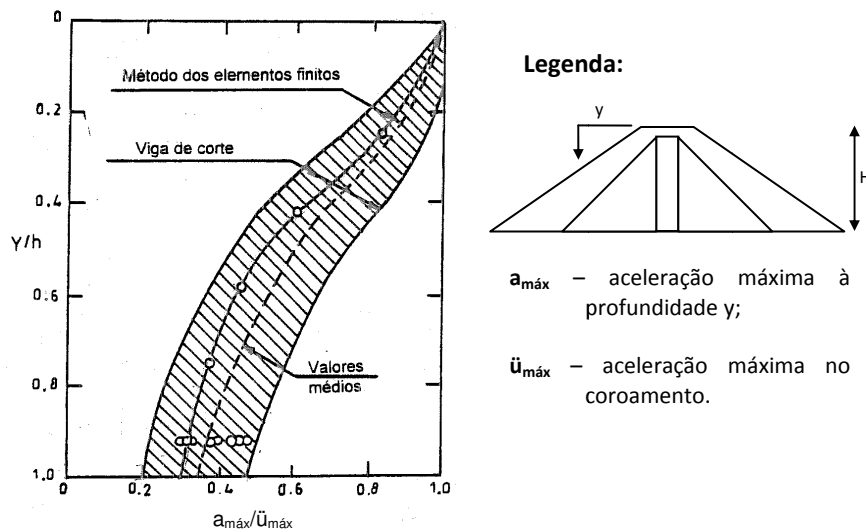
$$\ddot{u}_3 = \phi_3 \times S_{a3, \text{nor}} = 0,86 \times S_{a3, \text{nor}} \quad \text{Eq. IV. 15}$$

Como os valores máximos das acelerações não ocorrem simultaneamente, considera-se que o valor máximo da aceleração no coroamento pode ser obtido através da seguinte equação:

$$\text{Eq. IV. 16}$$

#### IV.4.Determinação dos deslocamentos permanentes

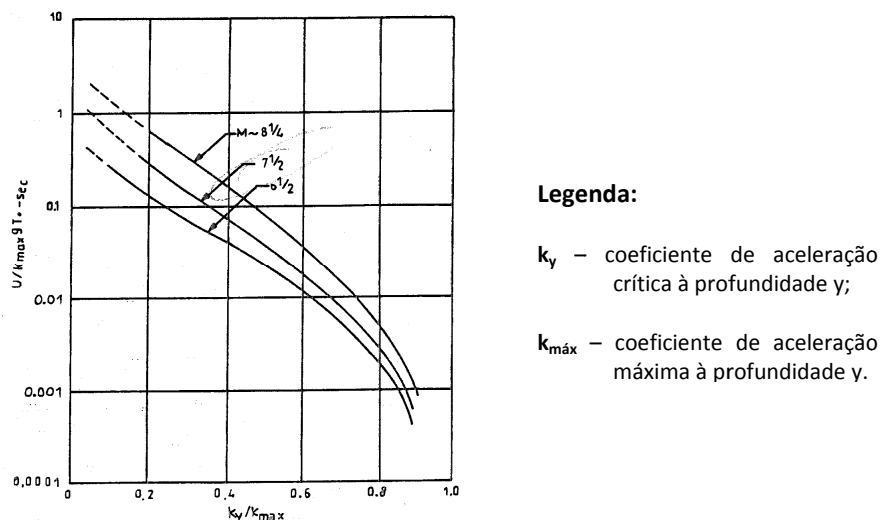
Calculada a aceleração máxima no coroamento da barragem, pode avaliar-se a aceleração máxima ao longo do perfil da barragem (**Figura IV. 5**) e estimar-se a aceleração induzida em cada uma das superfícies de deslizamento estudadas.



**Figura IV. 5 – Aceleração máxima ao longo da superfície de deslizamento (Makdisi e Seed, 1978).**

Para determinar os valores do deslocamento permanente teve-se em conta a relação aceleração crítica/aceleração máxima na superfície de deslizamento. Estes valores são também dependentes do primeiro período fundamental de vibração da barragem ( $T_0$ ) e da magnitude do sismo ( $M$ ).

Na **Figura IV. 6** apresenta-se o gráfico utilizado para o cálculo dos deslocamentos. Atendendo ao estudo sísmológico (AQUALOGUS/CENOR, 2009e) utilizou-se a curva  $M=6,5$ .



**Figura IV. 6 – Deslocamento normalizado em função da razão aceleração crítica-aceleração máxima (Makdisi e Seed, 1978).**

Os valores calculados foram, ainda, majorados de um coeficiente de 1,5, de forma a introduzir uma segurança adicional face às simplificações inerentes a este tipo de análise. Conceptualmente, esta majoração dos efeitos seria dispensável porque se majoraram as acções.

#### **IV.5.Resultados dos cálculos pseudo-dinâmicos**

No **Quadro IV. 1** a **Quadro IV. 5** apresentam-se os resultados dos cálculos pseudo-dinâmicos, respectivamente, para o SBP e para o SME.

Os cálculos efectuados para o SBP (**Quadro IV. 1**) conduziram a valores de velocidade de propagação de ondas de corte de 176 m/s e de 199 m/s (sismo próximo e longínquo, respectivamente). Os níveis de amortecimento total, para o SBP, são de cerca de 16% para o sismo próximo e de 14% para o sismo afastado. Os cálculos efectuados para o SME (**Quadro IV. 2**) conduziram a valores de velocidade de propagação das ondas de corte de 138 m/s (sismo próximo) e 157 m/s (sismo longínquo). Relativamente aos níveis de amortecimento totais, os valores obtidos foram cerca de 19% para o sismo próximo e de 17% para o sismo longínquo.

Os resultados de amortecimento e velocidades de ondas de corte no aterro de enrocamento obtidos para o SBP e para o SME são coerentes entre si e conduzem a valores conforme o esperado face à altura da barragem e às características dos materiais de aterro.

No que se refere às acelerações no coroamento, verifica-se, para o SBP (**Quadro IV. 3**), uma amplificação relativamente à aceleração de base de 3,8 a 3,9, respectivamente, sismo próximo e sismo longínquo. Para o SMP (**Quadro IV. 4**) estas amplificações são menores, de 3,2 e 3,4, respectivamente, sismo próximo e sismo longínquo.

No que se refere aos deslocamentos sísmicos (**Quadro IV. 5**), as superfícies estudadas exibem valores muito reduzidos para o SBP (deslocamentos horizontais inferiores a 20 mm e verticais inferiores a 7 mm) e valores reduzidos para o SME (deslocamentos horizontais inferiores a 220 mm e verticais inferiores a 80 mm).

A superfície com maiores deslocamentos é a superfície 1 (no terço superior da barragem) para a situação de cálculo do SME e para a acção tipo 1 (sismo próximo). O valor do deslocamento horizontal máximo calculado (majorado de 1,5) é de 220 mm, a que corresponderia um deslocamento vertical de 80 mm.

Quadro IV. 1 – Análise Pseudo-Dinâmica. SBP.

Sismo	Distorção $\gamma$	G/Gmáx	Amortec. $\lambda$ (%)	Velocidade ondas (V)	$\lambda_{eq}$ (%)	$\lambda_{tot}$ (%)	f1 (Hz)	S(f) (cm <sup>2</sup> /s <sup>4</sup> )/Hz	a1 (cm/s <sup>2</sup> )	a1n (cm/s <sup>2</sup> )	a1n,maj (cm/s <sup>2</sup> )	( $\gamma_{med}$ ) <sub>eq</sub>
<b>Próximo</b>	0,070	0,266	12,917	155	4,52	17,44	1,97	300,0	149,2	126,5	189,7	0,046
a máx. 150	0,046	0,323	10,956	171	4,98	15,94	2,17	300,0	167,0	141,6	212,3	0,043
a máx,reg 177	0,043	0,340	10,643	175	5,11	15,75	2,23	300,0	171,0	144,9	217,4	0,042
	0,042	0,345	10,544	176	5,15	15,69	2,25	300,0	172,3	146,0	219,0	0,041
<b>Longínquo</b>	0,047	0,320	11,019	170	4,95	15,97	2,16	152,3	118,4	99,6	149,4	0,030
	0,030	0,397	9,332	189	5,52	14,85	2,41	140,6	127,3	107,1	160,6	0,026
a máx. 90	0,026	0,428	8,780	196	5,73	14,51	2,50	136,2	130,1	109,5	164,2	0,025
a máx,reg 107	0,025	0,439	8,598	199	5,80	14,40	2,53	134,7	131,1	110,2	165,4	0,024

Quadro IV. 2 – Análise Pseudo-Dinâmica. SME.

Sismo	Distorção $\gamma$	G/Gmáx	Amortec. $\lambda$ (%)	Velocidade ondas (V)	$\lambda_{eq}$ (%)	$\lambda_{tot}$ (%)	f1 (Hz)	S(f) (cm <sup>2</sup> /s <sup>4</sup> )/Hz	a1 (cm/s <sup>2</sup> )	a1n (cm/s <sup>2</sup> )	a1n,maj (cm/s <sup>2</sup> )	( $\gamma_{med}$ ) <sub>eq</sub>
<b>Próximo</b>	0,047	0,320	11,019	170	4,95	15,97	2,16	300,0	166,2	281,8	422,6	0,086
a máx. 300	0,086	0,238	14,017	146	4,27	18,29	1,86	300,0	140,1	237,4	356,1	0,097
a máx,reg 177	0,097	0,217	14,810	140	4,08	18,89	1,78	298,4	133,2	225,7	338,6	0,101
	0,101	0,210	15,037	138	4,02	19,05	1,75	295,8	130,5	221,2	331,8	0,102
<b>Longínquo</b>	0,047	0,320	11,019	170	4,95	15,97	2,16	152,3	118,4	199,3	298,9	0,061
	0,061	0,283	12,214	160	4,66	16,87	2,03	158,4	112,6	189,4	284,1	0,065
a máx. 180	0,065	0,275	12,586	157	4,59	17,18	2,00	159,8	110,9	186,6	280,0	0,066
a máx,reg 107	0,066	0,273	12,651	157	4,58	17,23	2,00	160,5	110,8	186,4	279,6	0,066

Quadro IV. 3 – Aceleração no coroamento. SBP.

	Frequência (Hz)			S(f) (cm <sup>2</sup> /s <sup>4</sup> )/Hz			Acelerações normalizadas (cm/s <sup>2</sup> )			Acelerações no coroamento (cm/s <sup>2</sup> )			Û,máx (cm/s <sup>2</sup> )
	f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f <sub>3</sub>	1	2	3	a <sub>1n, maj</sub>	a <sub>2n, maj</sub>	a <sub>3n, maj</sub>	Û <sub>1,máx</sub>	Û <sub>2,máx</sub>	Û <sub>3,máx</sub>	
Sismo Próximo	2,246	5,165	8,094	300,000	226,072	118,820	218,975	340,538	338,097	350,359	360,970	290,763	581,029
Sismo Longínquo	2,532	5,824	9,126	134,721	46,759	22,653	165,353	174,518	166,350	264,565	184,989	143,061	353,103

Quadro IV. 4 – Aceleração no coroamento. SMP.

	Frequência (Hz)			S(f) (cm <sup>2</sup> /s <sup>4</sup> )/Hz			Acelerações normalizadas (cm/s <sup>2</sup> )			Acelerações no coroamento (cm/s <sup>2</sup> )			Û,máx (cm/s <sup>2</sup> )
	f <sub>1</sub>	f <sub>2</sub>	f <sub>3</sub>	1	2	3	a <sub>1n, maj</sub>	a <sub>2n, maj</sub>	a <sub>3n, maj</sub>	Û <sub>1,máx</sub>	Û <sub>2,máx</sub>	Û <sub>3,máx</sub>	
Sismo Próximo	1,753	4,032	6,318	295,831	279,593	171,629	331,830	577,919	620,088	530,929	612,594	533,276	970,330
Sismo Longínquo	1,998	4,595	7,201	160,517	59,050	32,994	279,563	303,765	310,959	447,301	321,991	267,424	612,595

Quadro IV. 5 – Deslocamentos sísmicos da barragem.

Sismo	Tipo	Acelerações Críticas (g)			Acelerações na superfície de deslizamento (g)			Deslocamento horizontal (cm)			Assentamento (cm)		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
SBP	Próximo	0,36	0,37	0,53	0,56	0,46	0,40	1,99	0,37	0,06	0,70	0,16	0,04
	Afastado	0,36	0,37	0,53	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SME	Próximo	0,36	0,37	0,53	0,93	0,76	0,67	21,46	9,22	0,80	7,51	4,10	0,58
	Afastado	0,36	0,37	0,53	0,60	0,51	0,45	3,09	1,16	0,07	1,08	0,51	0,05

