



**Samuel Pereira Almeida e Sousa**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Análise do comportamento estrutural de barragens  
afetadas por expansões do betão.  
Aplicação à barragem de Fagilde**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil

Orientador: José Piteira Gomes, Investigador Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Co-orientador: António Lopes Batista, Professor Associado Convidado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Investigador Principal, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Júri:

Presidente: Professor Doutor Rui A. L. B. Micaelo

Arguente: Professor Doutor Mário Vicente da Silva

Vogal: Professor Doutor António Lopes Batista



**[Análise do comportamento estrutural de barragens afetadas por expansões do betão. Aplicação à barragem de Fagilde]**

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



*Ao meu irmão Gonçalo e  
aos meus pais, Maria João e Carlos.*

## **Agradecimentos**

Este trabalho apenas pode ser realizado graças à disponibilidade demonstrada pela Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em particular do Departamento de Barragens de Betão (DBB), para o acolhimento e apoio prestado a alunos que queiram nesta Instituição elaborar as suas teses de mestrado.

A realização desta dissertação não teria sido possível sem a orientação do Professor António Lopes Batista, que me suscitou o interesse para a engenharia de barragens e ao longo deste percurso demonstrou todo o seu apoio, sendo uma fonte inesgotável de incentivo, de conselhos e crítica construtiva, e também do Engenheiro José Piteira Gomes, meu orientador, pelos seus ensinamentos, exigência, paciência extraordinária e profissionalismo. A ambos demonstro a minha mais profunda gratidão e apreço.

Agradeço também a todos os investigadores e bolsheiros do DBB, nomeadamente ao Renato Pereira, ao Ivo Dias e ao David Pereira, por me terem acolhido, pela amizade e disponibilidade que sempre demonstraram, sobretudo em momentos de grande aflição, quando não sabia o que fazer ou como fazer e a eles tantas vezes recorri.

Nunca teria sequer embarcado neste desafio se não fosse graças a todas as pessoas que me rodeiam na minha vida e às quais tenho o privilégio de chamar amigos, principalmente aos que estão a meu lado desde criança, me conhecem como ninguém e toleraram ao longo de tantos anos a minha forma de ser e ausências muitas vezes demasiado prolongadas. A todos os meus colegas de curso e amigos, que ao longo de cinco anos me acompanharam lado a lado neste percurso pela FCT, tenho a certeza que a engenharia civil portuguesa terá um futuro brilhante pela frente. Aos meus colegas e amigos que encontrei e fiz nestes dois anos de associativismo estudantil, na Federação Académica de Lisboa e na Associação dos Estudantes da FCT, agradeço-vos todo o trabalho que fizemos em conjunto em prol de todos os estudantes, que muito influenciaram o meu carácter e visão do mundo. À paróquia de Amora, seus padres, paroquianos, catequistas e catecúmenos que me ajudam na minha caminhada de fé e de construção como ser humano.

Não poderia nunca terminar este texto sem deixar uma palavra de agradecimento muito especial para a minha família, em particular ao meu irmão e aos meus pais, a quem dedico este trabalho, por todos os esforços que sempre fizeram por mim, pelo apoio e amor incondicional que sempre me deram, pelo espírito crítico e sentido de responsabilidade que em mim incutiram. Nunca vos poderei restituir em quantidade suficiente tudo o que por mim fizeram.

Por último agradeço à Agência Portuguesa do Ambiente (APA) por ter proporcionado a oportunidade de estudar a barragem de Fagilde e pela autorização concedida para utilização dos dados necessários para a realização deste estudo.

## Resumo

---

As barragens são grandes obras de engenharia que, pelas suas funções, têm sempre um importante impacto económico, humano e ambiental na sua zona de implantação e áreas circundantes. Tratando-se de estruturas de importância vital, apresentam também um elevado potencial de risco, pelo que é fundamental disporem de um sistema de observação adequado que permita avaliar o seu comportamento para ações estáticas e dinâmicas.

Atualmente existem em Portugal e no mundo, uma percentagem significativa de barragens sujeitas a processos de deterioração devidos a reações expansivas do betão de origem interna, nomeadamente reações álcalis-agregados e reações sulfáticas.

Este tipo de fenómeno deve-se à utilização de agregados que contêm minerais que reagem com a solução intersticial do betão, extremamente alcalina. Estas reações formam produtos expansivos como a etringite e os geles sílico-alcalinos, que absorvem água, expandem e provocam fissuração no betão, conduzindo assim à depreciação das suas propriedades mecânicas, principalmente no que respeita à resistência à tração e módulo de elasticidade.

A degradação das propriedades do betão pode ser quantificada analisando todo o historial da obra, designadamente as alterações da resposta da estrutura avaliada pelos resultados obtidos através da monitorização contínua e também de ensaios laboratoriais específicos efetuados ao abrigo de programas de inspeção regulares que dão informação relevante, embora localizada.

É apresentado como caso de estudo a barragem de Fagilde. Esta barragem apresenta elementos na sua estrutura com fendilhação expressiva causada por reações sulfáticas e por reações álcalis-sílica. Neste documento serão apresentados diversos trabalhos realizados para estudar o comportamento estrutural desta barragem. Apresenta-se também um modelo numérico para análise do comportamento da barragem desenvolvido com recurso ao método dos elementos finitos,

que contempla todos os elementos da estrutura e sua fundação de modo a simular o comportamento da barragem ao longo da sua vida, incluindo os efeitos macroscópicos das reações expansivas, recorrendo a um modelo viscoelástico para o comportamento do betão.

**Palavras-chave:** Barragem de Fagilde; Reações expansivas; Deterioração do betão; Modelação numérica; Comportamento estrutural.

---

# Abstract

---

Dams are major engineering structures that, due to their functions, have had always an important economic, human and environmental impact in their area of implantation and surrounding areas. As these structures are of vital importance, they also present a high potential risk, so, it is essential to have an adequate observation system that allows the assessment and prediction of their behaviour for static and dynamic actions.

Currently, there are in Portugal and in the world a significant percentage of dams subject to deterioration processes, due to expansive reactions of internal origin, namely alkali-aggregate reactions and sulphate reactions.

This type of phenomena is due to the use of aggregates that contain minerals which react with the extremely alkaline interstitial solution of the concrete. These reactions form expansive products such as ettringite and silica-alkaline gels, which absorb water and latter expand, causing the cracking of the concrete parts, thus leading to depreciation of their mechanical properties, especially the tensile strength and the elasticity modulus.

The depreciation of the concrete properties can be quantified by analysing the entire history of the dam, namely by changes in the structure response, evaluated by the results obtained through continuous monitoring and in specific laboratory tests carried out under regular inspection programs, that provide important information, albeit localized.

The Fagilde dam is presented as a case study. This dam presents elements in its structure with excessive cracking caused by sulphate reactions and alkali-silica reactions. This paper will present several works carried out to study the structural behaviour of this dam.

A numerical model for analysing the behaviour of the dam, developed by using the three-dimensional finite element method is presented, which includes all the elements of the structure

and its foundation to simulate the behaviour of the dam throughout its life. The macroscopic effects of the expansive reactions were included by using a viscoelastic model.

**Keywords:** Fagilde dam; Alkali Aggregate Reactions; Concrete deterioration; Numerical modeling of AAR; Structural assessment of dams.

---

# Conteúdo

<b>CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....</b>	<b>1</b>
1.1. BARRAGENS DE BETÃO E ALVENARIA.....	1
1.1.1. <i>Contexto histórico de construção de barragens.....</i>	<i>1</i>
1.1.2. <i>Classificação das barragens .....</i>	<i>2</i>
1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO .....	6
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	7
<b>REAÇÕES EXPANSIVAS EM ESTRUTURAS DE BETÃO.....</b>	<b>9</b>
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	9
2.2. DETERIORAÇÃO DE BARRAGENS DE BETÃO POR EFEITOS DE AÇÕES EXPANSIVAS .....	10
2.3. TIPOS DE REAÇÕES EXPANSIVAS .....	13
2.4. REAÇÕES SULFÁTICAS INTERNAS.....	14
2.5. REAÇÕES ÁLCALIS-SÍLICA.....	17
2.5.1. <i>Química da reação álcalis-sílica .....</i>	<i>17</i>
2.5.2. <i>Fatores influenciadores da RAS.....</i>	<i>19</i>
2.6. DIAGNÓSTICO DAS REAÇÕES EXPANSIVAS E DOS SEUS EFEITOS.....	21
2.6.1. <i>Aspetos gerais .....</i>	<i>21</i>
2.6.2. <i>Fissuração superficial e delaminação do betão.....</i>	<i>21</i>
2.6.3. <i>Alteração da cor do betão .....</i>	<i>22</i>
2.6.4. <i>Exsudações e eflorescências .....</i>	<i>22</i>
2.6.5. <i>Medição de deslocamentos e deformações irreversíveis.....</i>	<i>23</i>
2.7. ESTUDO LABORATORIAL DOS BETÕES.....	23
2.7.1. <i>Aspetos gerais .....</i>	<i>23</i>
2.7.2. <i>Caracterização macroscópica do betão.....</i>	<i>24</i>
2.7.3. <i>Análise petrográfica.....</i>	<i>24</i>

2.7.4.	<i>Caracterização das propriedades físicas e mecânicas</i> .....	25
2.7.5.	<i>Ensaio de caracterização das RAS</i> .....	26
2.8.	PROCESSOS DE PREVENÇÃO, MITIGAÇÃO E REPARAÇÃO.....	27
2.8.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	27
2.8.2.	<i>Prevenção</i> .....	27
2.8.3.	<i>Mitigação e reparação</i> .....	33
<b>MODELOS DE ANÁLISE DOS EFEITOS ESTRUTURAIS DAS REAÇÕES</b>		
<b>EXPANSIVAS DO BETÃO</b> .....		<b>37</b>
3.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	37
3.2.	O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	38
3.2.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	38
3.2.2.	<i>Hipóteses assumidas e variáveis</i> .....	38
3.2.3.	<i>O Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV)</i> .....	39
3.2.4.	<i>Equações de domínio e fronteira</i> .....	39
3.2.5.	<i>Equações resolventes</i> .....	41
3.2.6.	<i>Elementos finitos isoparamétricos</i> .....	43
3.2.7.	<i>Mudança de coordenadas e matriz Jacobiana</i> .....	44
3.2.8.	<i>Assemblagem da matriz de rigidez global</i> .....	44
3.3.	TIPO DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS .....	46
3.3.1.	<i>Elementos tridimensionais isoparamétricos, tipo cubo, de 20 nós</i> .....	46
3.3.2.	<i>Elemento ANSYS® Solid90</i> .....	46
3.3.3.	<i>Elemento GiD® quadrático hexaédrico de 20 nós</i> .....	47
3.3.4.	<i>Correlação entre os diferentes tipos de elementos finitos</i> .....	47
3.4.	COMPORTAMENTO TÉRMICO DE BARRAGENS DE BETÃO .....	48
3.4.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	48
3.4.2.	<i>Transferência de calor por condução: lei de Fourier</i> .....	49
3.5.	MODELAÇÃO DAS REAÇÕES EXPANSIVAS .....	51
3.5.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	51
3.5.2.	<i>Hipóteses simplificativas</i> .....	51
3.5.3.	<i>Conservação de massa e estabilidade termodinâmica</i> .....	52
3.5.4.	<i>Cinética das reações químicas</i> .....	53
3.5.5.	<i>Influência da temperatura</i> .....	55
3.5.6.	<i>Influência da humidade relativa</i> .....	55
3.5.7.	<i>Influência do estado de tensão</i> .....	56
3.6.	MODELO VISCOELÁSTICO UTILIZADO .....	57
<b>A BARRAGEM DE FAGILDE</b> .....		<b>61</b>
4.1.	LOCALIZAÇÃO E OBJETIVOS DA OBRA.....	61
4.2.	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA E FUNDAÇÕES .....	62
4.2.1.	<i>Fundações</i> .....	62
4.2.2.	<i>Estrutura</i> .....	63

4.2.3.	<i>Materiais</i> .....	64
4.2.4.	<i>Sistema de observação</i> .....	67
4.3.	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO OBSERVADO .....	68
4.3.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	68
4.3.2.	<i>Modelo estatístico de interpretação quantitativa</i> .....	69
4.3.3.	<i>Resultados das interpretações quantitativas</i> .....	70
4.3.4.	<i>Avaliação da evolução do processo expansivo</i> .....	73
4.3.5.	<i>Conclusões sobre os deslocamentos observados</i> .....	76

## **MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA BARRAGEM**

<b>DE FAGILDE</b> .....		<b>77</b>
5.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	77
5.2.	MODELAÇÃO GEOMÉTRICA DA ESTRUTURA .....	77
5.2.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	77
5.2.2.	<i>Análise dos elementos de projeto, hipóteses consideradas</i> .....	78
5.2.3.	<i>Construção inicial da malha</i> .....	78
5.2.4.	<i>Exemplo de montagem da malha correspondente à abóbada direita da estrutura</i> .....	79
5.3.	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	84
5.4.	AÇÃO DO PESO PRÓPRIO .....	85
5.5.	AÇÃO DA ÁGUA .....	85
5.6.	AÇÕES TÉRMICAS .....	90
5.6.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	90
5.6.2.	<i>Temperaturas do ar</i> .....	90
5.6.3.	<i>Temperatura da água</i> .....	92
5.7.	AÇÃO HIGROMÉTRICA .....	94
5.8.	AÇÃO EXPANSIVA .....	95
5.9.	RESULTADOS RELEVANTES DAS ANÁLISES REALIZADAS.....	97
5.9.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	97
5.9.2.	<i>Temperaturas no corpo da barragem</i> .....	97
5.9.3.	<i>Humidades no corpo da barragem</i> .....	98
5.9.4.	<i>Expansões no corpo da barragem</i> .....	99
5.10.	AVALIAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO .....	99
5.10.1.	<i>Aspetos gerais</i> .....	99
5.10.2.	<i>Ação da pressão hidrostática (PH)</i> .....	100
5.10.3.	<i>Ação térmica (VT)</i> .....	100
5.10.4.	<i>Ação expansiva (EXP)</i> .....	101
5.10.5.	<i>Combinação das ações da pressão hidrostática e térmica (PH + VT)</i> ..	102
5.10.6.	<i>Combinação das ações de pressão hidrostática, térmica e expansiva (PH+VT+EXP)</i> .....	103

5.11. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL COM OS REGISTOS DE OBSERVAÇÃO .....	104
5.11.1. <i>Comparação entre deslocamentos verticais calculados e os resultados nivelamento</i> .....	104
5.11.2. <i>Deslocamentos radiais obtidos numericamente</i> .....	106
5.11.3. <i>Comparação entre deslocamentos verticais calculados considerando a combinação de ações com e sem expansões</i> .....	108
<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>111</b>
6.1. APRECIÇÃO DO TRABALHO DESENVOLVIDO .....	111
6.2. RECOMENDAÇÕES DE REPARAÇÃO E MITIGAÇÃO DOS PROCESSOS EXPANSIVOS NA BARRAGEM DE FAGILDE .....	113
6.3. CONTRIBUIÇÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....	113
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>115</b>
7.1 BIBLIOGRAFIA .....	115
7.2 WEBGRAFIA.....	119
<b>ANEXOS.....</b>	<b>121</b>
ANEXO I – CORTES TRANSVERSAIS SECUNDÁRIOS REALIZADOS EM AUTOCAD PARA DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DOS CONTRAFORTES.....	121
ANEXO II – GRÁFICOS DE ANÁLISE DO MÍNIMO JACOBIANO NO SOFTWARE GiD.....	122
ANEXO III – RESULTADOS DA AÇÃO TÉRMICA .....	123
<i>Anexo III – A - Temperaturas calculadas no contraforte central (corte vertical segundo o eixo) em 2005</i> .....	123
<i>Anexo III – B - Temperaturas calculadas no contraforte da margem esquerda (corte vertical segundo o eixo) em 2005</i> .....	124
<i>Anexo III – C - Temperaturas calculadas na abóbada da margem esquerda (corte vertical localizado na junta de contração) em 2005</i> .....	125
<i>Anexo III – D - Temperaturas calculadas nos descarregadores (corte vertical a jusante, paralelo às comportas) em 2005</i> .....	126
<i>Anexo III – E - Temperaturas calculadas na barragem (corte horizontal à cota 299,0 m) em 2005.</i> .....	127
<i>Anexo III – F - Temperaturas calculadas na barragem (corte horizontal à cota 308,0 m) em 2005.</i> .....	128
ANEXO IV – RESULTADOS DA AÇÃO HIGROMÉTRICA.....	129
<i>Anexo IV – A - Humidade relativa calculada no contraforte central (corte vertical segundo o eixo) em 2005</i> .....	129
<i>Anexo IV – B - Humidade relativa calculada no contraforte da margem esquerda (corte vertical segundo o eixo) em 2005</i> .....	130
<i>Anexo IV – C - Humidade relativa calculada na abóbada da margem esquerda (corte vertical na junta de contração) em 2005</i> .....	131

<i>Anexo IV – D - Humidade relativa calculada nos descarregadores (corte vertical a jusante, paralelo às comportas) em 2005.....</i>	<i>132</i>
<i>Anexo IV – E - Distribuição da humidade relativa calculada na barragem (corte horizontal à cota 308,0 m) em 2005.....</i>	<i>133</i>
<i>Anexo IV – F - Humidade relativa calculada na barragem (corte horizontal à cota 299,0 m) em 2005.....</i>	<i>134</i>
<b>ANEXO V – RESULTADOS DA AÇÃO EXPANSIVA .....</b>	<b>135</b>
<i>Anexo V – A - Evolução das expansões livres no contraforte central (corte vertical segundo o eixo) entre 1985 e 2015.....</i>	<i>135</i>
<i>Anexo V – B - Evolução das expansões livres calculadas no contraforte da margem esquerda (corte vertical segundo o eixo) entre 1985 e 2015 .....</i>	<i>136</i>
<i>Anexo V – C - Evolução das expansões livres calculadas na abóbada da margem esquerda (corte vertical na junta de contração) entre 1985 e 2015 .....</i>	<i>137</i>
<i>Anexo V – D - Evolução das expansões livres calculadas na abóbada da margem direita (corte vertical na junta de contração) entre 1985 e 2015 .....</i>	<i>138</i>
<i>Anexo V – E - Evolução das expansões livres calculadas nos descarregadores (corte vertical a jusante, paralelo às comportas) entre 1985 e 2015.....</i>	<i>139</i>
<i>Anexo V – F - Evolução das expansões livres calculadas na barragem (corte horizontal à cota 306,0 m) entre 1985 e 2015.....</i>	<i>140</i>
<i>Anexo V – G - Evolução das expansões livres calculadas no paramento de jusante (vista de jusante) entre 1985 e 2015.....</i>	<i>141</i>
<i>Anexo V – H - Evolução das expansões livres calculadas no paramento de montante (vista de montante) entre 1985 e 2015 .....</i>	<i>142</i>
<i>Anexo V – I - Evolução das expansões livres calculadas no folheto médio das abóbadas e prolongamento nos contrafortes, entre 1985 e 2015 .....</i>	<i>143</i>
<b>ANEXO VI – RESULTADOS DO CÁLCULO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO DA ÁGUA .....</b>	<b>144</b>
<i>Anexo VI – A – Tensões principais no paramento de jusante – vista de jusante ...</i>	<i>144</i>
<i>Anexo VI – B - Tensões principais no paramento de montante (vista de montante) .....</i>	<i>145</i>
<i>Anexo VI – C - Tensões principais no contraforte central (alçado lateral).....</i>	<i>146</i>
<i>Anexo VI – D – Tensões principais no contraforte lateral da margem esquerda (alçado lateral).....</i>	<i>147</i>
<b>ANEXO VII - RESULTADOS DO CÁLCULO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO TÉRMICA .....</b>	<b>148</b>
<i>Anexo VII – A- Tensões principais no paramento de montante (vista de montante) .....</i>	<i>148</i>
<i>Anexo VII – B – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante) ..</i>	<i>149</i>
<i>Anexo VII – C – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral).....</i>	<i>149</i>
<i>Anexo VII – D – Tensões principais no contraforte lateral esquerdo (alçado lateral) .....</i>	<i>150</i>
<b>ANEXO VIII - RESULTADOS DO CÁLCULO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO EXPANSIVA ..</b>	<b>151</b>

<i>Anexo VIII – A – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral).....</i>	<i>151</i>
<i>Anexo VIII – B – Tensões principais no contraforte margem direita (alçado lateral)</i>	<i>152</i>
<i>.....</i>	<i>152</i>
<i>Anexo VIII – C – Tensões principais no contraforte margem esquerda (alçado lateral).....</i>	<i>153</i>
<i>Anexo VIII – D – Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)</i>	<i>154</i>
<i>.....</i>	<i>154</i>
<i>Anexo VIII – E – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante) .</i>	<i>155</i>
<b>ANEXO IX - RESULTADOS DO CÁLCULO ESTRUTURAL PARA A COMBINAÇÃO DA AÇÃO</b>	
<b>TÉRMICA DA PRESSÃO HIDROSTÁTICA .....</b>	<b>156</b>
<i>Anexo IX – A – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante)....</i>	<i>156</i>
<i>Anexo IX – B – Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)</i>	<i>157</i>
<i>.....</i>	<i>157</i>
<i>Anexo IX – C – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral) .....</i>	<i>158</i>
<i>Anexo IX – D – Tensões principais no contraforte lateral (alçado lateral).....</i>	<i>159</i>
<b>ANEXO X - RESULTADOS DO CÁLCULO ESTRUTURAL PARA A COMBINAÇÃO DA AÇÃO</b>	
<b>TÉRMICA, PRESSÃO HIDROSTÁTICA E EXPANSÕES .....</b>	<b>160</b>
<i>Anexo X – A – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante) .....</i>	<i>160</i>
<i>Anexo X – B – Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)</i>	<i>161</i>
<i>.....</i>	<i>161</i>
<i>Anexo X – C – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral).....</i>	<i>162</i>
<i>Anexo X – D – Tensões principais no contraforte lateral (alçado lateral) .....</i>	<i>163</i>

## Lista de Tabelas

TABELA 1 - FATORES CONDICIONANTES DA FORMAÇÃO DE RSI. ....	16
TABELA 2 - CLASSIFICAÇÃO DAS FENDAS PELA SUA ABERTURA, SEGUNDO A NORMA HOLANDESA E O GUIA RILEM (CUR, 2002; RILEM TC 191-ARP, 2006) (ADAPTADO DE PITEIRA GOMES (2008)). ....	22
TABELA 3 CATEGORIAS DE RISCO DAS ESTRUTURAS. ....	28
TABELA 4 CATEGORIAS AMBIENTAIS DOS BETÕES. ....	28
TABELA 5 FIXAÇÃO DO NÍVEL DE PREVENÇÃO. ....	28
TABELA 6 FIXAÇÃO DO NÍVEL DE PREVENÇÃO DAS REAÇÕES EXPANSIVAS INTERNAS. ....	32
TABELA 7 VALORES DO TEOR DE ÁLCALIS E DE $SO_3$ E $C_3A$ (ADAPTADO DE (E 461, 2007)).....	32
TABELA 8 - EQUIVALÊNCIA DE NÓS ENTRE OS ELEMENTOS FINITOS DOS PROGRAMAS FLUDAN®, ANSYS® E GiD®. ....	47
TABELA 9 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS AGREGADOS. ....	65
TABELA 10 COMPOSIÇÃO DO BETÃO. ....	65
TABELA 11 TENSÕES DE ROTURA À COMPRESSÃO DO BETÃO APLICADO EM OBRA ....	66
TABELA 12 - RESULTADOS DAS INTERPRETAÇÕES QUANTITATIVAS DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS PARA PH, T, TIME E $R^2_{AJ}$ (PITEIRA GOMES ET AL., 2016).....	71
TABELA 13 - TAXAS ANUAIS DE VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES VERTICAIS DEVIDAS ÀS EXPANSÕES, ESTIMADAS A PARTIR DOS DESLOCAMENTOS OBSERVADOS EM DIFERENTES PERÍODOS (PITEIRA GOMES ET AL., 2016) .....	75
TABELA 14 DISTRIBUIÇÃO ESTATÍSTICA DOS COEFICIENTES DE EMPENAMENTO DA MALHA.....	83
TABELA 15 - CONDUTIBILIDADE TÉRMICA. CAPACIDADE TÉRMICA E PESO ESPECÍFICO DO BETÃO.....	84
TABELA 16 - PROPRIEDADES EXPANSIVAS PARA CADA ZONA ESCOLHIDA. ....	96

## Lista de Figuras

FIGURA 1 - BARRAGEM DE PROSERPINA (MÉRIDA), CONSTRUÍDA ENTRE OS SÉC. I E II D.C. E CLASSIFICADA PELA ICOLD COMO A MAIS ANTIGA BARRAGEM AINDA EM FUNCIONAMENTO (WWW.BRITANNICA.COM 2016).....	1
FIGURA 2 - BARRAGEM DE FERIA (ESPAÑA) CONSTRUÍDA EM 1747. PRIMEIRA BARRAGEM DE CONTRAFORTES DE QUE EXISTE REGISTO (WWW.PANORAMIO.COM 2016). ....	2
FIGURA 3 - BARRAGEM DO FREIGIL (VISTA DE MONTANTE, À ESQUERDA E O SEU PERFIL, À DIREITA) (WWW.CNPGB.APAMBIENTE.PT 2016C, 2016G).....	3
FIGURA 4 - BARRAGEM DE PRACANA (VISTA DE JUSANTE, À ESQUERDA, E PERFIL DE UM DOS CONTRAFORTES, À DIREITA) (WWW.CNPGB.APAMBIENTE.PT 2016D, 2016H).....	4
FIGURA 5 - BARRAGEM DE JONES FALLS, CONSTRUÍDA ENTRE 1828 E 1831 (À ESQUERDA) E BARRAGEM DE SALMON CREEK NO ALASKA, CONSTRUÍDA ENTRE 1913 E 1914 SENDO UMA DAS PRIMEIRAS BARRAGENS DE ARCO DE BETÃO (À DIREITA) (LCMM.WORDPRESS.COM 2012; WWW.PANORAMIO.COM 2007).....	4
FIGURA 6 - BARRAGEM DO CABRIL (ABÓBADA DE DUPLA CURVATURA) E RESPETIVO PERFIL (EM CIMA); BARRAGEM DA AGUIEIRA (ABÓBADAS MÚLTIPLAS) E RESPETIVO PERFIL (EM BAIXO) (WWW.CNPGB.APAMBIENTE.PT 2016A, 2016E).....	5
FIGURA 7 - VISTA DA BARRAGEM DA BEMPOSTA (À ESQUERDA) E PERFIL (À DIREITA) (WWW.CNPGB.APAMBIENTE.PT 2016B, 2016F). ....	6
FIGURA 8 - LOCALIZAÇÃO DAS GRANDES BARRAGENS DE BETÃO E DE ALVENARIA PORTUGUESAS, COM DESTAQUE PARA AS SUJEITAS A REAÇÕES EXPANSIVAS. ....	11
FIGURA 9 - PILAR DE VIADUTO SUJEITO A REAÇÕES EXPANSIVAS (THOMAS, FOURNIER E FOLLIARD 2013). ....	12
FIGURA 10 - ESQUEMA DA FORMAÇÃO DO GEL SÍLICO-ALCALINO RODEANDO O AGREGADO (ADAPTADO DE (PITEIRA GOMES, 2008)). ....	18
FIGURA 11 - COMPORTAMENTO PÉSSIMO PARA UMA ARGAMASSA COM TEOR EM ÁLCALIS DE 6 KG/M <sup>3</sup> , RAZÃO ÁGUA/CIMENTO DE 0,4 E RAZÃO AGREGADO/CIMENTO DE 2,75 (RETIRADO DE SOARES (2014), REFERINDO HOBBS (1988)). ....	20

FIGURA 12 - INFLUÊNCIA DO TAMANHO DA PARTÍCULA REATIVA NA EXPANSÃO POR RAS (SOARES (2014) REFERINDO HOBBS (1988)).	20
FIGURA 13 - CURVA DE SOLUBILIDADE DA SÍLICA EM FUNÇÃO DO PH DO MEIO (SOARES, 2014).	20
FIGURA 14 - FISSURAÇÃO DEVIDA A RAA EM CONTRAFORTE (À ESQUERDA) E NO PARAMENTO DE JUSANTE DA ABÓBADA DIREITA DA BARRAGEM DE FAGILDE (À DIREITA).	22
FIGURA 15 - PORMENOR DAS EXSUDAÇÕES E EFLORESCÊNCIAS NUMA DAS FENDAS DO PARAMENTO DE JUSANTE DA ABÓBADA ESQUERDA DA BARRAGEM DE FAGILDE	23
FIGURA 16 - CRISTAIS DE ETRINGITE EM TORNO DE UMA PARTÍCULA DE AREIA (À ESQUERDA) ATRAVÉS DE VISUALIZAÇÃO NO MEV E MAPEAMENTO DOS COMPOSTOS PRESENTES NA MATRIZ CIMENTÍCIA, TANTO REAGENTES (A AZUL), COMO PRODUTOS (A VERDE E VERMELHO) (À DIREITA) (RETIRADO DE CHARACTERIZATION OF AAR IN FAGILDE DAM).	25
FIGURA 17 - EFEITO DO TIPO DE ADIÇÃO NA EXPANSÃO DEVIDA À RAS: SÍLICA DE FUMO (CSF); CINZAS VOLANTES (FA); E ESCÓRIA DE ALTO FORNO (GBFS), CITANDO BERUBÉ (1992).	29
FIGURA 18 - METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA REATIVIDADE DOS AGREGADOS (ADAPTADO DE (E 461, 2007))	30
FIGURA 19 - METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE DE UMA MISTURA DE AGREGADOS OU DE UMA COMPOSIÇÃO DE BETÃO DESENVOLVEREM REAÇÕES ÁLCALIS-SÍLICA (ADAPTADO DE (E 461, 2007)).	31
FIGURA 20 - APLICAÇÃO DE TELA IMPERMEABILIZANTE NO PARAMENTO DE MONTANTE DA BARRAGEM DE PRACANA DURANTE AS OBRAS DE REABILITAÇÃO DESTA (ADAPTADO DE BATISTA & PITEIRA GOMES, (2012)).	35
FIGURA 21 - VISTA DAS BARRAGENS DO ALTO CEIRA I E II DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO DA SEGUNDA.	36
FIGURA 22 - DOMÍNIO E FRONTEIRA DE INTEGRAÇÃO DE UM ELEMENTO FINITO TRIDIMENSIONAL.	38
FIGURA 23 - ELEMENTO FINITO TRIDIMENSIONAL HEXAÉDRICO.	43
FIGURA 24 - CORRELAÇÃO ENTRE OS GRAUS DE LIBERDADE DE CADA ELEMENTO GLE E OS GRAUS DE LIBERDADE DA ESTRUTURA GLG (ADAPTADO DE (ESPADA 2010)).	45
FIGURA 25 - PROCESSO DE ASSEMBLAGEM DA MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL (ADAPTADO DE (ESPADA 2010))	45
FIGURA 26 - ELEMENTO FINITO TRIDIMENSIONAL ISOPARAMÉTRICO, TIPO CUBO, COM 20 PONTOS NODAIS E 3 GDL POR NÓ (ADAPTADO DE (OLIVEIRA, 1991)).	46
FIGURA 27 - ELEMENTO FINITO ANSYS® SOLID90 (ANSYS, 2013).	46
FIGURA 28 - ELEMENTO GiD® QUADRÁTICO HEXAÉDRICO (COLL ET AL., 2016).	47
FIGURA 29 - TROCAS DE CALOR EM BARRAGENS (À ESQUERDA); CONDIÇÕES DE FRONTEIRA PARA ANÁLISE TÉRMICA (À DIREITA) (ADAPTADO DE VÍCTOR E. SAOUMA, 2014).	48
FIGURA 30 - FLUXO DE CALOR ATRAVÉS DO ELEMENTO BIDIMENSIONAL CONSIDERADO.	50
FIGURA 31 - CURVA DAS EXPANSÕES LIVRES PARA TEMPERATURA E HUMIDADE CONSTANTES (PITEIRA GOMES, 2008).	54
FIGURA 32 - EFEITO DA TEMPERATURA NA EXPANSÃO NORMALIZADA DE PROVETES DE BETÃO (ADAPTADO DE VÍCTOR E. SAOUMA, 2014).	55
FIGURA 33 - DEPENDÊNCIA DA REAÇÃO EXPANSIVA DO FATOR HUMIDADE RELATIVA (POOLE, 1992).	55
FIGURA 34 - MODELO REOLÓGICO PARA REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIFERIDO DO BETÃO (ADAPTADO DE (BATISTA, 1998)).	57
FIGURA 35 - ALGORITMOS COMPUTACIONAIS PARA CÁLCULO DAS TEMPERATURAS E HUMIDADES.	58

FIGURA 36 - ALGORITMO COMPUTACIONAL PARA CÁLCULO DAS EXPANSÕES LIVRES. ....	59
FIGURA 37 - ALGORITMO COMPUTACIONAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL COM CONSIDERAÇÃO DAS AÇÕES EXPANSIVAS UTILIZADO NO PROGRAMA FLUDAN. ....	60
FIGURA 38 - VISTA DE JUSANTE DA BARRAGEM DE FAGILDE. ....	61
FIGURA 39 - ALÇADO DE JUSANTE DA BARRAGEM DE FAGILDE. ....	63
FIGURA 40 - PLANTA DA BARRAGEM DE FAGILDE. ....	63
FIGURA 41 – ALÇADO LATERAL DO CONTRAFORTE DA MARGEM ESQUERDA. ....	64
FIGURA 42 - EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E DA FUNÇÃO DE FLUÊNCIA ( $T^1 = 365$ DIAS). ....	66
FIGURA 43 - LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS OBJETO DA LINHA DE NIVELAMENTO DO COROAMENTO. ....	67
FIGURA 44 - ESQUEMA DA REDE DE TRIANGULAÇÃO. ....	68
FIGURA 45 - CAMPANHAS DE OBSERVAÇÃO GEODÉSICA REALIZADAS NA BARRAGEM DE FAGILDE. ....	68
FIGURA 46 - LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE OBSERVAÇÃO DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS. ....	70
FIGURA 47 – INTERPRETAÇÃO QUANTITATIVA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS OBSERVADOS NO PONTO 1E DA ABÓBADA DA MARGEM ESQUERDA, ENTRE 1985 E 2015 (PITEIRA GOMES ET AL., 2016). ....	72
FIGURA 48 - INTERPRETAÇÃO QUANTITATIVA DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS OBSERVADOS NO PONTO 1D DA ABÓBADA DA MARGEM DIREITA, ENTRE 1985 E 2015 (PITEIRA GOMES ET AL., 2016). ....	72
FIGURA 49 - INTERPRETAÇÃO QUANTITATIVA DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS OBSERVADOS NO PONTO 2D DA ABÓBADA DA MARGEM DIREITA, ENTRE 1985 E 2015 (PITEIRA GOMES ET AL., 2016). ....	73
FIGURA 50 - EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS (PITEIRA GOMES ET AL., 2016). ....	73
FIGURA 51 - EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS RADIAIS (PITEIRA GOMES ET AL., 2016). ....	74
FIGURA 52 - EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DEVIDAS À AÇÃO EXPANSIVA (PITEIRA GOMES ET AL., 2016). .....	75
FIGURA 53 - EVOLUÇÃO DAS DEFORMAÇÕES VERTICAIS DEVIDAS ÀS EXPANSÕES NOS CINCO PERÍODOS CONSIDERADOS (PITEIRA GOMES ET AL., 2016). ....	76
FIGURA 54 CORTE LONGITUDINAL DO CONTRAFORTE CENTRAL COM A GEOMETRIA ADOTADA PARA A MALHA E TAMBÉM REPRESENTAÇÃO DE TODOS OS CORTES AUXILIARES EXECUTADOS. ....	78
FIGURA 55 - PLANTA COM A GEOMETRIA INICIAL DA MALHA E CORTES AUXILIARES NA ABÓBADA DA MARGEM ESQUERDA. ....	79
FIGURA 56 - VISTA EM ALÇADO DE JUSANTE DA GEOMETRIA DA MALHA DA ABÓBADA DA MARGEM ESQUERDA. ....	79
FIGURA 57 - REPRESENTAÇÃO DOS VÁRIOS CORTES VERTICAIS NA ABÓBADA DA MARGEM ESQUERDA. ....	79
FIGURA 58 - POSICIONAMENTO DOS CORTES E PLANTA CORRESPONDENTES À ABÓBADA ESQUERDA, PARA DEFINIÇÃO DA SUA GEOMETRIA TRIDIMENSIONAL. ....	80
FIGURA 59 - MALHA TRIDIMENSIONAL FINAL DA ABÓBADA ESQUERDA. ....	80
FIGURA 60 - ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO EM CONTACTO COM OS ELEMENTOS DA BARRAGEM. ....	80
FIGURA 61 - MALHA TRIDIMENSIONAL DA BARRAGEM DE FAGILDE E RESPECTIVA FUNDAÇÃO. ....	81
FIGURA 62 - PROCEDIMENTO DE GERAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS. ....	82
FIGURA 63 - COEFICIENTES DE EMPENAMENTO CALCULADO PELO ANSYS (0,2 CORRESPONDE A UMA VARIAÇÃO DE ÂNGULOS DE 22,5° E 0,4 PARA UMA VARIAÇÃO DE ÂNGULOS DE 45°) (ADAPTADO DE ANSYS, 2013). ....	83
FIGURA 64 - REGISTOS EXISTENTES RELATIVOS AO NÍVEL MÉDIO DA ALBUFEIRA A MONTANTE. ....	85
FIGURA 65 – COTAS CONHECIDAS DA ALBUFEIRA DURANTE O PRIMEIRO ENCHIMENTO. ....	86
FIGURA 66 - NÍVEIS MÉDIOS DIÁRIOS DA ALBUFEIRA ENTRE 2001 E 2006. ....	87
FIGURA 67 - NÍVEIS MÉDIOS DIÁRIOS DA ALBUFEIRA ENTRE 2006 E 2011. ....	87
FIGURA 68 - NÍVEIS MÉDIOS DIÁRIOS DA ALBUFEIRA ENTRE 2011 E 2015. ....	88

FIGURA 69 - VARIAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA NA ALBUFEIRA DA BARRAGEM (REGISTOS REAIS E REGISTOS GERADOS). .....	88
FIGURA 70 - APOIOS DAS COMPORTAS DA DESCARGA DE MEIO FUNDO (À ESQUERDA FOTO DA COMPORTA REAL); ZONA DE APLICAÇÃO DAS FORÇAS GERADAS NAS COMPORTAS (À DIREITA). .....	89
FIGURA 71 - DIAGRAMA DE PRESSÕES HIDROSTÁTICAS NA COMPORTA (À ESQUERDA PARA O CENÁRIO 1 E À DIREITA PARA O CENÁRIO 2).....	90
FIGURA 72 - EXISTÊNCIA DE REGISTOS DE TEMPERATURA DO AR ENTRE 1987 E 2016.....	90
FIGURA 73 - TEMPERATURAS DO AR OBSERVADAS ENTRE 2009 E 2016.....	91
FIGURA 74 - TEMPERATURAS DO AR OBSERVADAS ENTRE 1987 E 1994.....	91
FIGURA 75 – ONDA TÉRMICA DO AR CONSIDERADA.....	91
FIGURA 76 – TEMPERATURAS DO AR REAIS E GERADAS, ENTRE 1987 E 2016.....	92
FIGURA 77 - ESTIMATIVA DA VARIAÇÃO DA TEMPERATURA DA ÁGUA .....	93
FIGURA 78 - COMPARAÇÃO ENTRE ONDAS TÉRMICAS DO AR E DA ÁGUA EM PROFUNDIDADE.....	94
FIGURA 79 - ONDA HIGROMÉTRICA ANUAL DO AR.....	94
FIGURA 80 - REPRESENTAÇÃO DAS FACES EM CONTACTO COM A ÁGUA (AZUL) OU EXPOSTAS À AÇÃO HIGROMÉTRICA DO AR (BRANCO).....	95
FIGURA 81 - ZONAMENTO ADOTADO PARA AS DIFERENTES EXPANSÕES.....	96
FIGURA 82 - LEVANTAMENTO DA FISSURAÇÃO NO ALÇADO DE MONTANTE DA BARRAGEM DE FAGILDE, EM OUTUBRO DE 2004 (RETIRADO DE (LNEC, 2006)).....	101
FIGURA 83 - LEVANTAMENTO DA FENDILHAÇÃO DO PARAMENTO DE JUSANTE NA BARRAGEM DE FAGILDE, EM OUTUBRO DE 2004 (RETIRADO DE (LNEC, 2006) ).....	102
FIGURA 84 - EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS CALCULADOS COM O MODELO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO EXPANSIVA NA BARRAGEM. ....	104
FIGURA 85 - COMPARAÇÃO ENTRE DESLOCAMENTOS VERTICAIS DEVIDOS ÀS EXPANSÕES, CALCULADOS PELO MODELO ESTRUTURAL E ESTATÍSTICO (NIVELAMENTO) CAUSADOS PELAS MESMAS AÇÕES; (À DIREITA, EM BAIXO). ....	105
FIGURA 86 - COMPARAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS VERTICAIS CALCULADOS PELO MODELO ESTRUTURAL E PELO ESTATÍSTICO (NIVELAMENTO) NOS PONTOS OBJETO 2D, 1D, 0, 1E E 2E, ENTRE 1985 E 2015. ....	106
FIGURA 87 - DESLOCAMENTOS RADIAIS CALCULADOS PARA AÇÃO DAS EXPANSÕES SOBRE A BARRAGEM .....	107
FIGURA 88 - COMPARAÇÃO ENTRE OS DESLOCAMENTOS VERTICAIS CALCULADOS CONSIDERANDO TODAS AS AÇÕES (PH+VT+EXP) E SEM CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO EXPANSIVA (PH+VT).....	108
FIGURA 89 DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO JACOBIANO MÍNIMO DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA DE BETÃO .....	122
FIGURA 90 DISTRIBUIÇÃO ACUMULADA DO JACOBIANO MÍNIMO DOS ELEMENTOS DA FUNDAÇÃO.....	122



## Considerações iniciais

### 1.1. Barragens de betão e alvenaria

#### 1.1.1. Contexto histórico de construção de barragens

“The engineering of dams is a vital part of the story of civilization” (Jansen 1980).

A história da utilização de barragens confunde-se com a própria história documentada da Humanidade, havendo registos de estruturas de contenção de rios e aproveitamento de água desde as primeiras civilizações, por volta do ano 4000 a.C.. Embora muitas destas estruturas não tenham chegado até aos nossos dias, as barragens são ícones da capacidade de engenho dos povos que as erigiram, permanecendo como marcas da sua presença.



**Figura 1 - Barragem de Proserpina (Mérida), construída entre os séc. I e II d.C. e classificada pela ICOLD como a mais antiga barragem ainda em funcionamento (www.britannica.com 2016).**

A complexidade das barragens foi acompanhando a evolução das próprias civilizações, começando por ser estruturas básicas de aterro cuja única função seria o armazenamento de água em pequenas albufeiras até se chegar às estruturas contemporâneas com múltiplas funções, com

centenas de metros de altura e desenvolvimentos também da ordem das centenas de metros, capazes de reter volumes de água de ordem das centenas ou até mesmo milhares de hectómetros cúbicos de água.

Aproveitando primariamente os recursos existentes para a sua construção, abordagem que ainda hoje vigora como boa prática, as barragens fazem depender a sua geometria das características litológicas, topográficas e geotécnicas do terreno de implantação. Se as primeiras barragens foram construídas recorrendo aos materiais depositados nas margens dos cursos de água ou provenientes de locais próximos, à medida que estas obras foram evoluindo passaram a ser usados novos materiais e novas técnicas construtivas, nomeadamente alvenaria de pedra aparelhada de junta seca e posteriormente argamassada, tendo as formas dessas barragens sido precursoras das modernas barragens gravidade e em arco.



**Figura 2 - Barragem de Feria (Espanha) construída em 1747. Primeira barragem de contrafortes de que existe registo** (www.panoramio.com 2016).

Desde o início do século passado, com o desenvolvimento da vertente hidroelétrica, as barragens sofreram um avanço significativo, aumentando em larga escala as suas dimensões e também a sua complexidade. Começando por ser fontes complementares de produção energética, são nos nossos dias capazes de suportar as necessidades diárias de grandes áreas populacionais e ser uma fonte de rendimento significativo e, conseqüentemente um investimento rentável. No entanto, a massa de água armazenada na albufeira constitui um risco elevado de destruição do vale a jusante, razão justificativa da necessidade de precaução e rigor no projeto, na construção e na monitorização do comportamento estrutural durante a exploração da barragem.

### **1.1.2. Classificação das barragens**

#### **1.1.2.1. Aspetos gerais**

As barragens podem ser classificadas quando à dimensão, material constituinte, forma estrutural, finalidade e capacidade de armazenamento. De acordo com a “International Commission on Large Dams” ICOLD (ICOLD) as barragens são agrupadas de acordo com a sua altura e volume de água armazenado, podendo ser grandes barragens ou pequenas barragens.

O Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007) classifica estas estruturas em função do dano potencial associado à onda de inundação do vale da jusante, podendo as barragens ser divididas por classes de risco (classes I, II e III), consoante a ocupação humana, os bens e o ambiente.

#### 1.1.2.1.1. Barragens de gravidade

As barragens gravidade são barragens que resistem à ação da água exclusivamente pelo efeito do seu peso próprio, embora em alguns casos haja uma ligeira curvatura em planta que melhora o desempenho estrutural. Estas estruturas são características de vales largos com boas fundações.

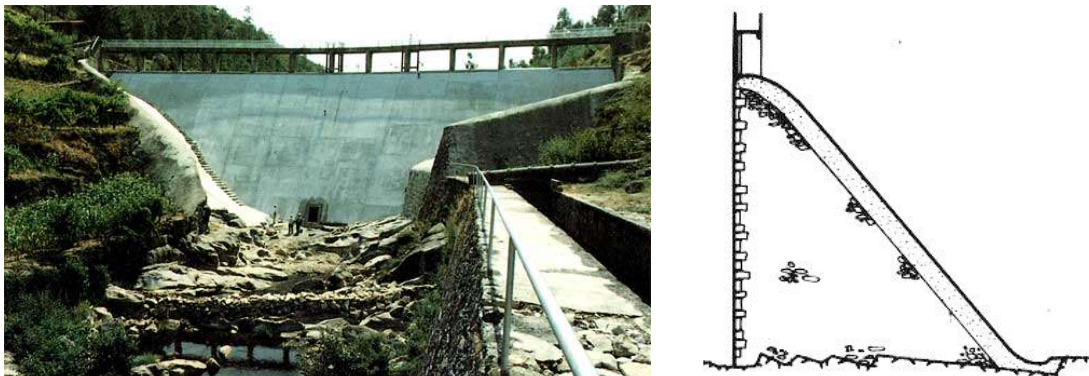


Figura 3 - Barragem do Freigil (vista de montante, à esquerda e o seu perfil, à direita) (www.cnpqb.apambiente.pt 2016c, 2016g).

#### 1.1.2.1.2. Barragens de contrafortes

As barragens de contrafortes apresentam como estruturas de suporte do paramento de montante, elementos a jusante espaçados de forma regular designados por contrafortes.

A grande vantagem das estruturas com esta conceção específica passa pela economia de betão na sua construção, necessitando, no entanto, de condições de suporte exigentes devido à maior concentração de tensões nos contrafortes, resultando numa maior complexidade de execução e de armaduras.

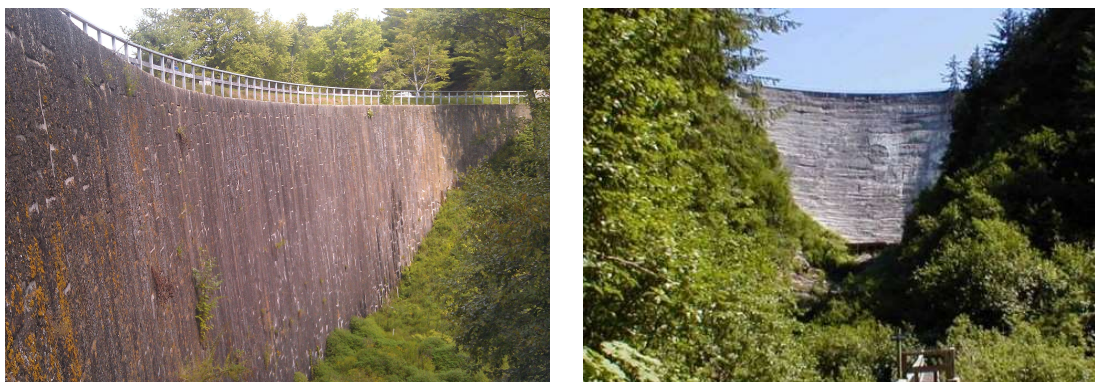
Normalmente as barragens de contrafortes são adequadas para vales amplos, suaves e sem grandes inclinações.



**Figura 4 - Barragem de Pracana (vista de jusante, à esquerda, e perfil de um dos contrafortes, à direita) (www.cnpqb.apambiente.pt 2016d, 2016h).**

### 1.1.2.1.3. Barragens abóbada

As abóbadas de curvatura simples têm uma história específica na engenharia de barragens (Jansen, 1988), tendo a sua utilização começado no período Romano (séc. I a.C. até V d.C.) com estruturas em arco, passaram por um período de evolução durante no médio Oriente durante o Império Persa, voltando de novo a ter desenvolvimentos no séc. XIX com a construção das primeiras barragens em arco de alvenaria, como é o caso da barragem de Jones Falls. São antecessoras das barragens abóbada de dupla curvatura modernas, com a introdução do betão como material de construção.



**Figura 5 - Barragem de Jones Falls, construída entre 1828 e 1831 (à esquerda) e barragem de Salmon Creek no Alaska, construída entre 1913 e 1914 sendo uma das primeiras barragens de arco de betão (à direita) (lcmm.wordpress.com 2012; www.panoramio.com 2007).**

Este tipo de barragens é normalmente utilizado em vales em V relativamente estreitos, como é o caso da barragem do Cabril, ou em forma de U em casos dos vales mais largos, de que é exemplo a barragem do Alqueva. Pode ainda ser utilizada uma solução de abóbadas múltiplas para o caso de vales muito largos, como é o caso da barragem da Aguieira.

As barragens abóbada de dupla curvatura garantem a sua estabilidade dirigindo os seus esforços na direção vertical para a fundação por efeito de consola e na direção horizontal pelo efeito de arco para as encostas.

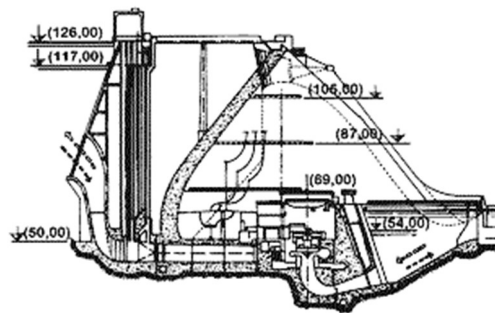
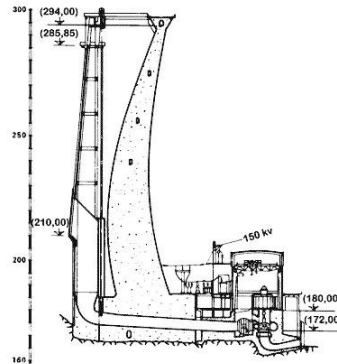
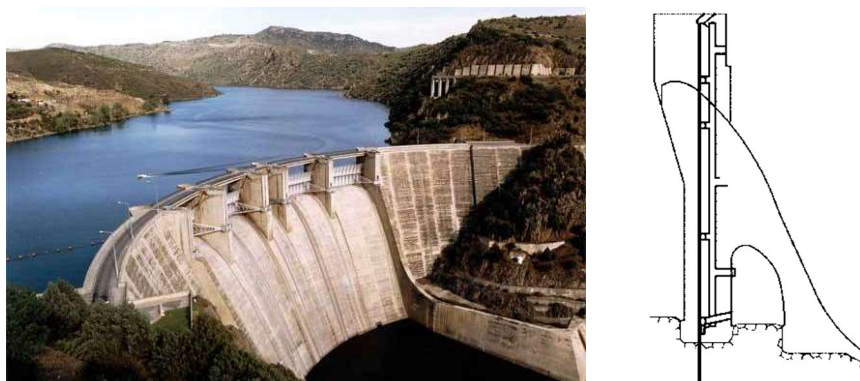


Figura 6 - Barragem do Cabril (abóbada de dupla curvatura) e respetivo perfil (em cima); Barragem da Agueira (abóbadas múltiplas) e respetivo perfil (em baixo) (www.cnpqb.apambiente.pt 2016a, 2016e).

Neste tipo de solução estrutural pretende-se que as tensões sejam essencialmente de compressão, limitando-se o campo de trações a zonas muito restritas e com valores muito reduzidos, havendo uma transmissão de esforços das abóbodas aos contrafortes por efeito de arco.

#### 1.1.2.1.4. Barragens arco-gravidade

As barragens arco-gravidade surgem da inadequação das barragens abóbada a vales muito largos, quando a utilização de abóbadas múltiplas se verifica ser uma solução dispendiosa ou imprópria. Através da adequação das características típicas dos tipos de barragem já descritos, estas estruturas possuem um perfil transversal característico das barragens de gravidade, mas em planta são definidas por arcos, como é o caso da barragem da Bemposta.



**Figura 7 - Vista da barragem da Bemposta (à esquerda) e perfil (à direita)**  
(www.cnpqb.apambiente.pt 2016b, 2016f).

Devido à complexidade geométrica deste tipo de estruturas, o seu cálculo estrutural representou sempre um desafio, nomeadamente quando não havia disponibilidade computacional. O cálculo era então efetuado recorrendo a muitas hipóteses simplificativas. Foi com o desenvolvimento simultâneo dos primeiros computadores e do método dos elementos finitos na década de 1950 pela NASA (Sciences, 2016), que o cálculo e a modelação estrutural evoluíram, tendo o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) efetuado, nas últimas décadas, diversos estudos de barragens portuguesas e estrangeiras com base em programas de elementos finitos aí desenvolvidos.

## **1.2. Motivação e objetivos da dissertação**

Nas últimas décadas foram identificados processos expansivos no betão, de origem interna, numa percentagem significativa de barragens, tanto em Portugal como no mundo. Estes processos têm originado deteriorações de diferente magnitude nas obras afetadas.

O presente trabalho procura contribuir para o aumento do conhecimento sobre o comportamento das barragens portuguesas sujeitas a reações expansivas, tendo para tal sido estudado o comportamento estrutural da barragem de Fagilde.

Assim, foi elaborado um modelo numérico da estrutura da barragem que permite a simulação do processo expansivo, em curso na obra, e das consequências a nível estrutural, considerando o efeito da pressão hidrostática e a exposição da estrutura às ações ambientais de temperatura e humidade.

A utilização de um modelo de cálculo viscoelástico permitiu a análise temporal dos efeitos considerados e previsão dos deslocamentos verticais e horizontais da barragem, assim como a identificação das zonas sujeitas a maiores tensões e danos.

As medidas de mitigação passíveis de serem adotadas na estrutura são abordadas neste estudo, de modo a que este possam ser tidas pelo dono de obra como uma ferramenta útil na tomada de futuras decisões sobre a barragem de Fagilde.

A realização do presente trabalho foi enquadrada no projeto de investigação do LNEC “Modelação do comportamento estrutural de barragens de betão afetadas por reações expansivas” com o acrónimo DamSwelling.

### **1.3. Organização da dissertação**

Este trabalho está organizado em cinco capítulos, iniciando-se no presente de apresentação e introdução ao tema das barragens.

O segundo capítulo aborda o assunto das reações expansivas, incluindo a descrição da sua fenomenologia, os métodos de diagnóstico e as medidas de prevenção e mitigação dos seus efeitos nas barragens de betão.

No terceiro capítulo é apresentado o método dos elementos finitos, à luz do qual é possível a modelação numérica estrutural. São abordados os tópicos sobre o comportamento térmico de barragens, apresentando-se a modelação das reações expansivas, os parâmetros influenciadores e fundamentos teóricos da análise estrutural efetuada.

O quarto capítulo introduz a estrutura em análise, a barragem da Fagilde, incluindo a sua descrição, os registos do acompanhamento de que é alvo desde a sua entrada ao serviço, assim como conclusões retiradas da monitorização do seu comportamento e da caracterização das patologias da estrutura.

No quinto capítulo são descritas as ações consideradas e respetiva modelação, sendo apresentados os resultados das análises estruturais efetuadas, assim como comparações com os resultados da observação.

No sexto capítulo são apresentadas as conclusões sobre os estudos realizados e são feitas propostas para a mitigação do processo expansivo na estrutura.

(Página deixada deliberadamente em branco)

## Reações expansivas em estruturas de betão

### 2.1. Considerações gerais

As estruturas de betão e de betão armado são projetadas e construídas para terem uma vida longa, durante a qual é exetável que as suas propriedades mecânicas não se depreciem e que o seu comportamento satisfaça os requisitos de funcionalidade e de segurança para as quais foram construídas.

A durabilidade e a capacidade de resistência do betão às ações a que a estrutura está exposta são os requisitos fundamentais para que o betão resista às ações que podem provocar a sua deterioração (Fernandes (2005) citando Rendell et al (2002)).

Os processos de deterioração podem ter a sua origem tanto em fatores externos como internos e são sempre resultado da ação simultânea de processos físicos, químicos e biológicos, sendo as causas mais frequentemente apontadas como promotoras do processo de deterioração, segundo Fernandes (2005), as seguintes:

- i. Ação gelo-degelo;
- ii. Ação da temperatura;
- iii. Ataques químicos ao betão provocados por sulfatos, álcalis-agregado, ácidos e águas puras, entre outras causas de origem interna.
- iv. Corrosão das armaduras por carbonatação, penetração de cloretos, etc.

Neste trabalho serão abordados os fatores de deterioração do betão devidos a reações álcalis-agregado (RAA), isto é, reações álcalis-sílica (RAS), álcalis-carbonato (RAC) e reações sulfáticas internas (RSI), pois são estas as mais relevantes. É necessário proceder ao estudo das reações químicas internas e dos fenómenos físicos que provocam deterioração física do betão, havendo uma relação íntima entre processos químicos e físicos.

O grau de influência de cada fator é extremamente difícil de ser quantificado ou isolado dos restantes e nem sempre é possível fazer a sua separação pois atuam em diferentes graus, de

acordo com a composição do betão e com as condições a que está exposto (Silva, 2006). Assim, os efeitos provocados pelos diferentes processos físico-químicos dão origem a grande variabilidade dos efeitos das reações expansivas, muitas vezes desencadeados por variações nas propriedades dos cimentos e dos agregados utilizados. A variabilidade associada às reações expansivas tem sido motivo de inúmeros trabalhos de investigação adaptados ao contexto em que ocorrem, o que tem possibilitado uma melhor compreensão destes processos, em resultado das condições ambientais e dos constituintes do betão.

As diferenças nos constituintes do betão condicionam o processo expansivo. Enquanto o tipo de agregados determina o tipo de reação, a sua magnitude e cinética, o tipo de cimento condiciona a alcalinidade da solução intersticial e a quantidade de água altera a rede porosa e afeta a mobilidade das espécies iónicas presentes (Piteira Gomes, 2008). Torna-se assim essencial conhecer não só os processos microscópicos de difusão de iões que ocorrem nestas reações, mas também os seus efeitos macroscópicos, isto é, a história das deformações provocadas pelo processo de expansão.

Os efeitos destas reações podem surgir em fases iniciais da vida das estruturas ou em idades mais avançadas destas obras, consoante o tipo de agregados, e podem induzir danos mais ou menos significativos nas estruturas.

Torna-se por isso indispensável o acompanhamento contínuo do comportamento das estruturas, através de um sistema de observação adequado que permita detetar a ocorrência destes fenómenos em fases incipientes, sempre completado por campanhas de inspeção visual. Um diagnóstico mais completo passará sempre por análises petrográficas do betão, por difractometria de raios X (DRX), bem como por espectrografia de raios X (EXDE).

## **2.2. Deterioração de barragens de betão por efeitos de ações expansivas**

Nas últimas décadas tem crescido o número de estruturas de betão com sinais claros de envelhecimento, apresentando processos de deterioração por vezes significativos e que as afetam de forma severa. As barragens portuguesas são um exemplo dessa ação do tempo e do meio ambiente sobre os materiais, sobretudo no que concerne ao aparecimento de danos provocados por ações expansivas de origem interna. Atualmente existem 19 barragens de betão afetadas por reações expansivas no território português, 36% do número total das grandes barragens, como pode ser constatado na Figura 8.

Este fenómeno tem escala mundial, havendo centenas de casos documentados de barragens que apresentam sinais claros de reações expansivas. Um número significativo foi alvo de obras de reabilitação e algumas tiveram de ser substituídas, devido à severidade das expansões registadas. A barragem de Fontana nos EUA (Victor E. Saouma (2014) citando Wagner and Newell (1995)), construída na década de 1940, tem exibido expansões significativas desde a sua entrada em serviço, pelo que já foi sujeita a várias intervenções com vista a mitigar os efeitos estruturais dessas expansões.

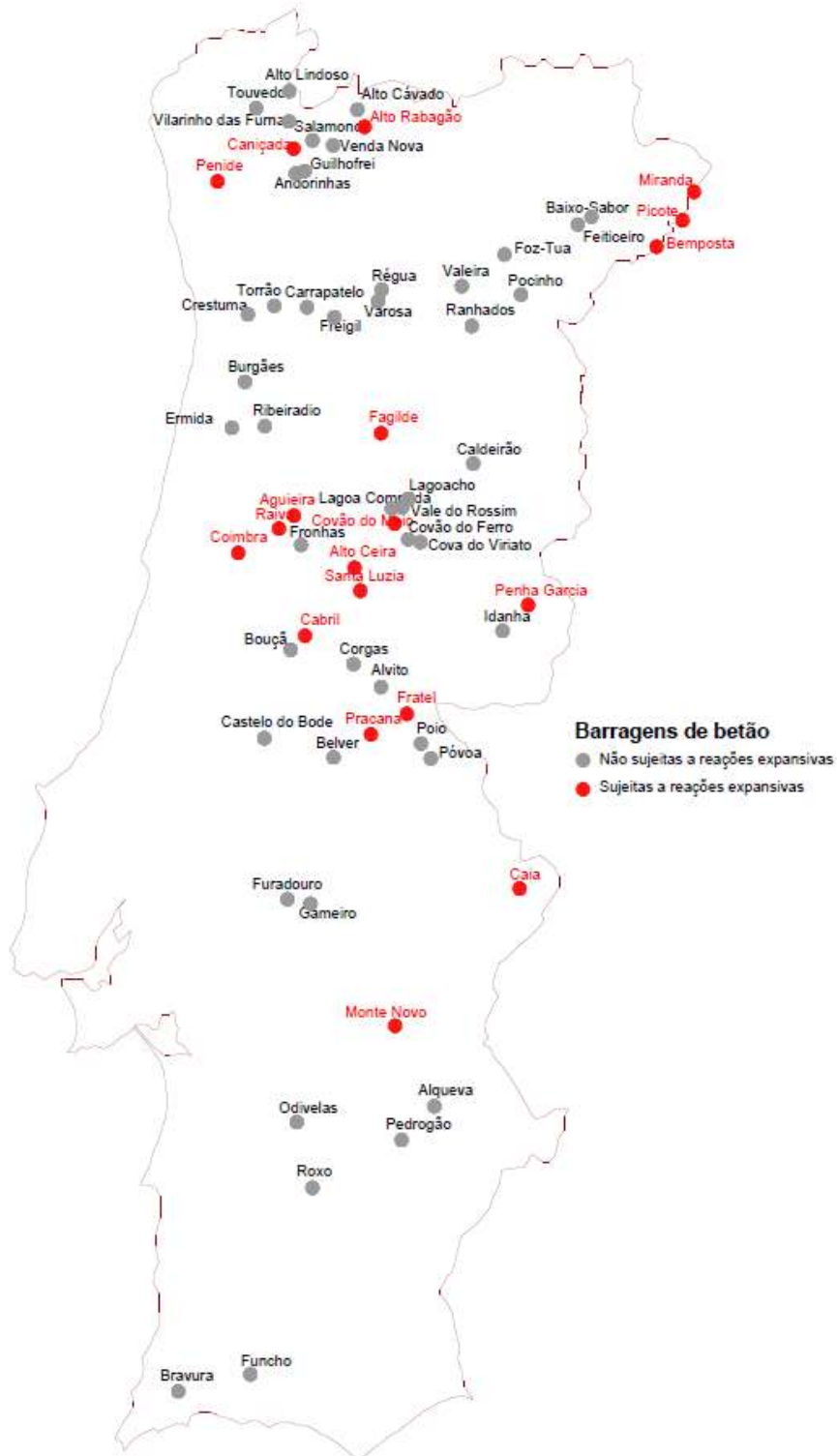


Figura 8 - Localização das grandes barragens de betão e de alvenaria portuguesas, com destaque para as sujeitas a reações expansivas.

Estas reações químicas entre o cimento e os agregados originam a formação de produtos que absorvem grandes quantidades de água e expandem. Como as superfícies expostas estão sujeitas a gradientes térmicos e higrométricos, ao contrário do interior das estruturas em que estes parâmetros sofrem menores variações, as expansões nas zonas superficiais das estruturas originam fendilhação nos paramentos. A existência de fendas provocadas por estes processos aumenta por sua vez a quantidade de água que penetra na estrutura, causando a aceleração do processo expansivo.



**Figura 9 - Pilar de viaduto sujeito a reações expansivas** (Thomas, Fournier e Folliard 2013).

O estudo multidisciplinar desta fenomenologia tem agregado investigadores das mais diferentes áreas, principalmente da química, da geologia e da engenharia civil que têm contribuído para a elaboração de metodologias de identificação das reações, das suas causas e consequências, apontando também para métodos de prevenção e minimização dos efeitos destas patologias, como comprovam os três boletins elaborados pela ICOLD (1991, 2010 e 2015)(Charlwood, 2009).

Mais recentemente, a modelação numérica tem permitido simular estes comportamentos através do recurso a modelos cada vez mais complexos. Este avanço tem constituído uma ferramenta eficaz na previsão do comportamento das barragens sujeitas a este tipo de ações. No entanto, dada a complexidade associada aos fenómenos expansivos, os modelos numéricos existentes, capazes de resolver os problemas de grandes estruturas, consideram os efeitos macroscópicos das reações expansivas em consequência dos fenómenos químicos que se passam à escala microscópica.

Estes modelos tentam agregar os diferentes fenómenos envolvidos nas reações expansivas, baseando o comportamento modelado em hipóteses simplificativas de interação dos vários fenómenos, no comportamento observado in-situ, nas propriedades dos materiais e o seu comportamento diferido, mas persistem incertezas na modelação devido à grande variabilidade associada aos materiais utilizados, das suas propriedades físicas, químicas e mecânicas, à sua distribuição no corpo da estrutura, nomeadamente dos agentes catalisadores das reações expansivas, provocando assim muitas vezes a assimetria e anisotropia no comportamento real da estrutura, que não é possível prever à partida.

Os efeitos das reações expansivas podem comprometer a segurança estrutural. Foi o caso da barragem do Alto Ceira, que recentemente foi demolida e substituída por uma nova barragem construída cerca de 200 m a jusante (Figura 21).

A existência de expansões pode afetar o funcionamento e a operacionalidade dos órgãos de segurança, podendo causar, eventualmente, a sua inoperacionalidade o que pode ser bastante grave se for bastante gravosa em termos da segurança hidráulica operacional da barragem (Mora Ramos, 2008).

A importância social e económica das barragens justifica que sejam feitos esforços no sentido da identificação, modelação, prevenção e mitigação das ações expansivas, com o propósito de prolongar assim a vida útil destas estruturas e garantir a segurança das populações e bens a jusante.

### 2.3. Tipos de reações expansivas

A degradação de estruturas de betão por ação de reações químicas expansivas de origem interna pode ser dividida fundamentalmente em dois tipos de reação: a reação álcalis-agregado (RAA) e as reações sulfáticas de origem interna (RSI). As reações sulfáticas também podem ocorrer por ataque externo (RS). As reações álcalis-agregado podem ser subdivididas em reações álcalis-silica (RAS) e álcalis-carbonato (RAC).

Na reação álcalis-silica o processo de deterioração resulta da reação química que ocorre entre algumas formas de sílica reativa presente nos agregados e os iões alcalinos e hidroxilos presentes na pasta de cimento. Estas reações ocorrem na superfície dos agregados como consequência da solubilidade que as estruturas cristalinas desorganizadas, defeituosas ou amorfas de sílica apresentam em soluções altamente alcalinas, produzindo-se um gel higroscópico sílico-alcalino.

As reações álcalis-carbonato desencadeiam-se pela presença e interação entre os carbonatos presentes nos agregados e os álcalis existentes na solução intersticial do betão, é comum quando se utilizam agregados de origem dolomítica, os quais sofrem um processo denominado por desdolomitização (Piteira Gomes, 2008) originando calcite e dolomite, sem que haja formação de gel expansivo. No entanto, a expansão é causada pela absorção, por parte da argila, dos iões hidroxilo que enfraquecem a ligação cimento-agregado e provocam o aparecimento de fissuração microscópica. Esta microfissuração permite a circulação de água através dos poros expostos e das fissuras abertas, transportando iões hidroxilos para zonas inicialmente não expostas, permitindo assim a continuidade da reação. Pelo facto de serem pouco comuns em Portugal, não serão abordadas no presente trabalho.

As reações sulfáticas de origem interna manifestam-se devido à existência de etringite na matriz cimentícia. Quando, nas primeiras idades do betão, ocorre um aquecimento

excessivo há uma mobilização dos sulfatos contidos na matriz cimentícia e forma-se um sulfo-aluminatos tricálcico, disseminado a nível microscópico na pasta de cimento, designado por etringite primária que, por absorção de água, é muito expansiva.

## 2.4. Reações sulfáticas internas

A reação sulfática em estruturas de betão, é conhecida desde pelo menos o início do século XX. Este fenómeno constituía estudo um fator muito condicionante da vida útil das estruturas de betão. No entanto, uma adequação dos critérios de seleção dos materiais, nomeadamente do tipo de cimento empregue (Silva, 2006), causou uma redução significativa dos casos desta patologia em Portugal.

Ao contrário do ataque externo por sulfatos, previsto nos Eurocódigos Estruturais (Eurocódigo 2 - Projeto estruturas de betão Parte 1-1 2010), que afeta as superfícies de betão expostas ao meio exterior, as reações sulfáticas de origem interna afetam toda a estrutura sem que haja um fonte externa de sulfatos, sendo estes provenientes dos próprios componentes do betão.

Esta reação provoca a formação de etringite, trissulfoaluminato de cálcio hidratado ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ) que possui um caráter expansivo, causando assim o aparecimento de fissuração na estrutura a nível macroscópico. A etringite formada nos estágios iniciais das reações de hidratação não se traduz em expansões prejudiciais ao comportamento do betão, pois ocorre ainda durante a fase de hidratação do ligante, tendo o betão ainda capacidade de acomodar estas expansões.

No entanto, quando o betão é sujeito a temperaturas elevadas nas primeiras horas após a sua colocação, isto é, durante a cura, também se pode formar etringite (Mehta & Monteiro, 2005), apresentando nestes casos uma estrutura instável que pode causar a degradação do betão a longo prazo.

Quando os efeitos destas reações se fazem sentir mais tarde é corrente falar-se na formação de etringite retardada, designada também por DEF (*Delayed Etringite Formation*) que tem como agente catalisador a remobilização dos sulfatos presentes na matriz do cimento existente nos betões cuja cura se deu em ambientes muito particulares.

A instabilidade da etringite formada é ampliada pelo aumento da temperatura durante a betonagem e pelo pH do meio que, quando associada à modificação de  $C_3A$  provocada pela hidratação do betão, provoca o desenvolvimento da DEF.

A etringite é considerada conseqüentemente a causa maior das expansões e degradações em que são identificadas reações sulfáticas, porém há casos em que os sulfatos não dão origem à formação etringite e outros ainda em que ocorre a formação de taumasite (Soares, 2014).

Existem correntemente várias teorias explanatórias do mecanismo expansivo da etringite (Cristino, 2007):

- i. Difusão devida ao crescimento da etringite formada por um processo topoquímico na presença de cal, diretamente a partir dos hidratados de alumina sem passar pela solução;
- ii. Difusão devida à absorção de água pela etringite de natureza coloidal formada por um processo de cristalização/solubilização na presença de cal;
- iii. Difusão devida à pressão de cristalização de etringite formada por um processo de cristalização/solubilização num espaço confinado. A força de expansão resulta da saturação da solução com ião reativo, sendo tanto maior quanto maior for a saturação da solução.

Podendo ser as origens dos sulfatos necessários à reação tão variadas, a RSI pode manifestar-se por diferentes causas:

- i. Formação de etringite resultante da hidratação do cimento: na presença de sulfatos, a dissolução de aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) e de gesso formam instantaneamente etringite, que não é nociva dada a sua formação numa fase inicial da presa, como já anteriormente descrito. A etringite é posteriormente transformada em monossulfatoaluminato de cálcio hidratado ( $CaO.Al_2O_3.CaSO_4.11H_2O$ ) por combinação com o aluminato excedente;
- ii. Libertação tardia dos sulfatos do clínquer: os sulfatos necessários à reação sulfáticas podem também ser provenientes de clínquer que possua  $SO_3$  nas quantidades necessárias. Deste modo alguns sulfatos não são libertados durante as reações de hidratação, estando apenas disponíveis posteriormente para reagir com os produtos. Este mecanismo não é aceite de forma consensual entre a comunidade científica;
- iii. Dissolução e reprecipitação da etringite resultante de hidratação precoce: os sulfatos são remobilizados por ação de um processo de dissolução-reprecipitação da etringite primária provocado por lixiviação. Este fenómeno é causado pela utilização de águas muito puras que lixiviam o cimento e acumulam progressivamente os constituintes deste;
- iv. Oxidação das pirites provenientes dos agregados do betão: o gesso que interage com os aluminatos do cimento para formar etringite secundária pode ter como origem a oxidação de pirites existentes nos agregados que produzem ácido sulfúrico que ao reagir com a Portlandite dá origem a este composto;
- v. Formação de taumasite ou de etringite por ação dos iões carbonato: alguns autores sugerem que a reação inversa, de formação de etringite ou taumasite a partir do monossulfatoaluminato de cálcio hidratado como fonte de iões carbonato, também pode ocorrer passados alguns anos, quando os iões carbonato estão presentes no material, no entanto esta hipótese não é consensualmente aceite;
- vi. Formação de etringite secundária associada à RAA: estudos comprovaram que a etringite não possui um comportamento estável em soluções silício-alcálicas, características das RAA, podendo assim a presença deste tipo de reações influenciar

a estabilidade dos sulfoaluminatos. Assim, os íões cálcio e aluminato reagem com os silicatos para formar os compostos de trissulfoaluminato de cálcio, permitindo que os íões silicatos sobrantes possam posteriormente originar sulfoaluminatos em locais com baixas concentrações de íões silicatos.

Consequentemente, para que as RSI se desenvolvam é necessário que sejam satisfeitas as condições seguintes (Soares, 2014):

- i. Liberação tardia de sulfatos, provenientes dos constituintes do betão, elemento característico e distintivo das RSI;
- ii. Humidade do betão elevada, mais elevada do que é necessário ao desenvolvimento das RAS, pois os movimentos da água são fundamentais para a formação dos cristais resultantes da reação;
- iii. Haja microfissuração e excesso de calor durante a cura do betão ou algum tipo de tratamento térmico efetuado (temperaturas superiores a 65 °C) (Silva, 2010).

**Tabela 1 - Fatores condicionantes da formação de RSI.**

Fatores catalisadores da reação		Origem
<b>Reações sulfáticas internas</b>	Presença de água	Ambiente húmido
	Microfissuração	Limitação térmica e retração por secagem
		Elevada temperatura durante a cura
		Reações álcalis-sílica
		Grandes volumes de betão
	Libertação tardia de sulfatos	Distribuição excessiva e não-uniforme de tensões no betão
Contaminação dos agregados		
Decomposição térmica da etringite ( $T > 70^{\circ}\text{C}$ )		
	Libertação tardia dos sulfatos absorvidos	

Podem ainda ser vistos como condicionantes os seguintes fatores:

- i. Teor de álcalis do betão e de aluminatos e sulfatos do ligante: a DEF só ocorre no betão se o cimento apresentar teores de C3A e sulfatos suficientemente elevados pois a presença de fortes teores de álcalis tem um efeito semelhante ao da temperatura, aumentando a solubilidade da etringite (Silva, 2010);
- ii. Teor de hidróxido de cálcio do betão: apesar deste ser um dos principais produtos da reação de hidratação do betão, é prejudicial para a sua durabilidade química pois é um dos compostos necessários ao desenvolvimento de DEF.

A microfissuração superficial do betão, fruto do processo natural de secagem deste, é também um fator a ter em conta, como anteriormente referido, na formação de RSI na medida em que permite a penetração dos agentes reativos do meio na matriz cimentícia, promovendo assim

o desenvolvimento e aceleração destas reações. Este fator é, no entanto, muito mais relevante para o desenvolvimento das reações sulfáticas de origem externa.

Pode ainda afirmar-se que a estabilidade térmica e química da etringite são muito influenciadas pelas condições do meio da solução, particularmente o seu pH e temperatura. Verifica-se que a sua solubilidade aumenta em função deste aumento da temperatura e que esta solução se mantém estável a temperaturas elevadas ( $60^{\circ}$ ) e pH bastante alcalinos, superiores a 11,2.

O aumento da temperatura conduz à desidratação da etringite, promovendo em último caso a desagregação dos seus cristais. Outra consequência deste aumento da temperatura tem a ver com as já referidas modificações nas reações de hidratação do par C3A-gesso (Soares 2014).

Deste modo, o ataque por sulfatos pode originar duas formas distintas de deterioração do betão, dependentes do tipo de sulfatos e da composição da pasta de cimento. Uma vez que a sua manifestação se traduz pela fendilhação do betão, consequência da sua expansão, permitindo a penetração de agentes externos no betão e acelerando assim o processo de deterioração e outra, caracterizada pela perda de resistência do betão devido à decomposição dos componentes da solução intersticial de cimento (Soares, 2014).

## 2.5. Reações álcalis-sílica

### 2.5.1. Química da reação álcalis-sílica

As reações álcalis-sílica são formadas por um grupo de reações químicas entre a sílica reativa dos agregados, os iões alcalinos,  $Na^{+}$ ,  $K^{+}$  e  $Ca^{2+}$  e os grupos hidroxilos  $OH^{-}$  presentes na solução intersticial.

Estas reações são produto da dissolução da sílica reativa dos agregados, presente nas suas formas amorfa ou com estrutura cristalina fraca, com a solução altamente alcalina característica do betão, onde predominam os iões  $Na^{+}$ ,  $K^{+}$  e os grupos hidroxilos  $OH^{-}$ , que originam um gel higroscópico. Este produto da reação primária reage com o hidróxido de cálcio existente e gera um gel de silicato de cálcio que expande ao absorver água do meio, gerando pressões que provocam por consequência fissuração. Por consequência, para que ocorra a RAS é necessário que sejam satisfeitas as seguintes condições:

- i. Presença de sílica reativa nos agregados;
- ii. Presença de iões alcalinos na solução intersticial e pH superior a 12.5;
- iii. Humidade relativa ( $H_r$ ) superior a 70%.

O mecanismo de reação evolui basicamente em duas fases:

- i. Desenvolvimento da reação, hidratação do gel e aumento de volume;
- ii. Difusão do gel na pasta.

Na primeira fase a reação é iniciada pela interação dos hidroxilos  $OH^{-}$  com a sílica, quebrando a estrutura desta e permitindo a penetração dos iões  $Na^{+}$ ,  $K^{+}$  e  $Ca^{2+}$  dentro do grão do

agregado, possibilitando a libertação de íons de sílica. A velocidade desta reação será tanto maior quanto mais elevada for a concentração de sais alcalinos e de hidróxido de cálcio,  $Ca(OH)_2$ , também conhecido como Portlandite.

Neste processo o grupo silanol ( $Si - OH$ ), presente na superfície da sílica, é atacado pelos íons hidróxido, os cátions ( $Na^+$ ,  $K^+$  e  $Ca^{2+}$ ) que se encontram no meio são atraídos e associam-se à estrutura do grupo. Na sequência do mecanismo, parte da sílica é libertada da superfície do grão para o exterior. A expansão ocorre se a quantidade de material que entra no grão for superior à quantidade de sílica que é libertada da partícula reativa. O processo descrito está representado na Figura 10.

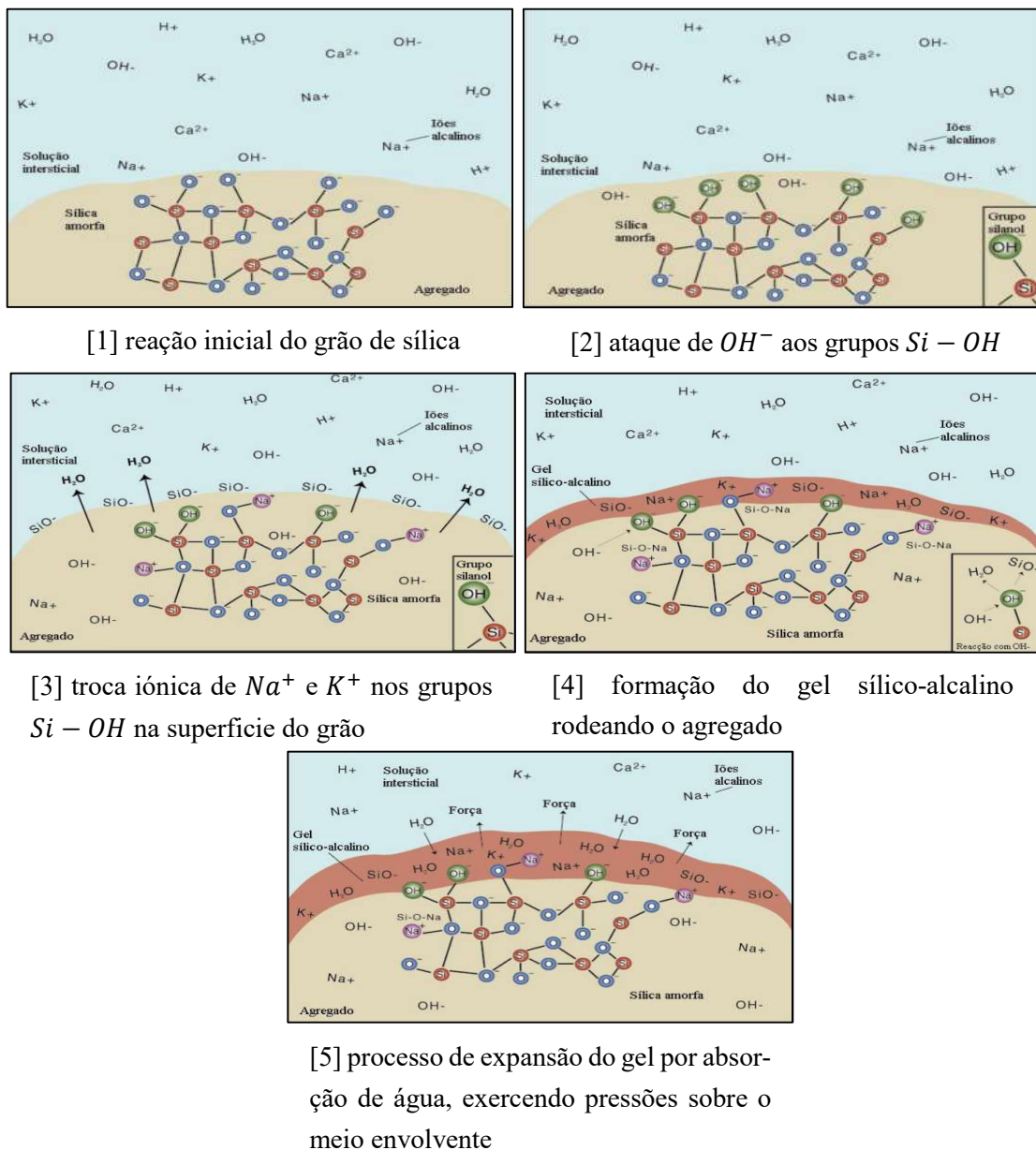


Figura 10 - Esquema da formação do gel sílico-alcalino rodeando o agregado (adaptado de (Piteira Gomes, 2008)).

### 2.5.2. Fatores influenciadores da RAS

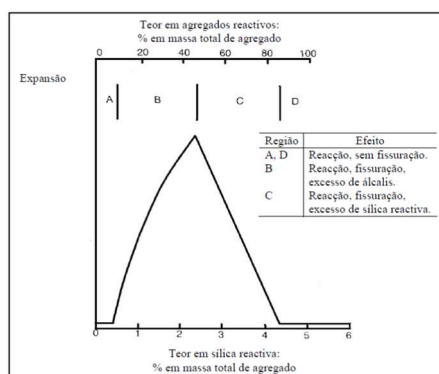
Na origem do potencial químico das RAS estão vários fatores, como os minerais presentes nos agregados, nomeadamente: i) a quantidade de sílica, que influencia a tipologia da reação bem como a sua magnitude e cinética; ii) o cimento também é um fator importante, pois as suas características influenciam em grande medida a alcalinidade da solução intersticial; iii) a água, que afeta a mobilidade dos iões através da variabilidade de concentrações do meio poroso; iv) outros fatores endógenos influenciam o aparecimento e desenvolvimento destas reações como a presença de microfissuras na matriz cimentícia, ou o estado cristalino da superfície dos agregados. Fatores externos como a temperatura e humidade também desempenham um papel ativo na variabilidade da velocidade de transporte dos iões no meio e conseqüente variação da sua concentração.

Pode afirmar-se que os fatores externos que mais influenciam para o desenvolvimento da RAS são a temperatura, a humidade e o estado de tensão. Os dois primeiros são necessários para desencadear da reação, a água como meio de transporte dos iões e reagente e a temperatura pelo seu efeito cinético, pois o aumento da temperatura aumenta a frequência das colisões intermoleculares, aumenta a energia cinética das moléculas e em conseqüência a velocidade da reação. O estado de tensão tem também uma influência determinante, já que o aumento das tensões de compressão inibe o desenvolvimento das reações (Larive, 1998).

A sílica presente nos agregados pode apresentar-se sob diversas formas, que variam desde amorfas, passando de microcristalinas até estruturas cristalinas, conforme a velocidade de arrefecimento do magma que lhes deu origem. A opala é uma forma de sílica amorfa, altamente reativa que pode conter na sua estrutura quantidades de água muito variáveis. A tridimite e a cristobalite apresentam estruturas cristalinas, mas são muito porosas e por isso têm densidades baixas, o que as torna muito reativas. O quartzo tem uma estrutura cristalina, mas pode variar a sua densidade e conseqüentemente apresentar diferentes graus de reatividade consoante as deformações e outros defeitos existentes na rede cristalina.

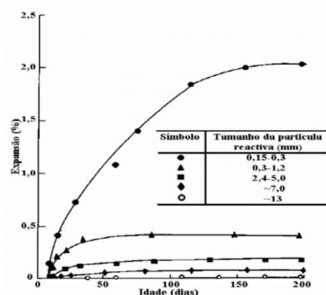
Deste modo, agregados que sejam reativos (ASTM, 2012), tanto quanto à sua rede cristalina como pela sua textura, são, como já foi referido anteriormente, fontes de potencial desencadear de reações expansivas. Embora não seja possível relacionar a quantidade de determinado agente reativo, a magnitude da reação expansiva e a expansão que ocorre através da análise das RAS (Fernandes, 2005 citando Sims e Brown, 1998), é utilizado o termo “conteúdo péssimo” (Fernandes, 2005) para definir o teor crítico de material reativo presente num agregado que pode originar uma expansão máxima. Este teor é definido mediante a comparação entre a proporção de agregado reativo e a expansão máxima para a proporção registada.

Esta definição de “conteúdo péssimo” representa a proporção de agregado para a qual existe o desenvolvimento máximo de gel, baseado na premissa de que existe relação direta entre a quantidade de gel produzida e as propriedades deste. Esta definição contribui por isso para uma melhor ponderação na escolha de agregados pois assim é possível considerar a utilização de agregados que possuam sílica fortemente reativa sem que ocorram deteriorações significativas devido às reações álcalis-sílica (Fernandes, 2005).



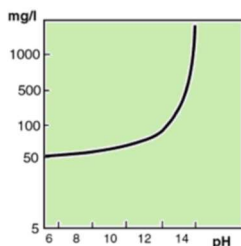
**Figura 11 - Comportamento péssimo para uma argamassa com teor em álcalis de 6 kg/m<sup>3</sup>, razão água/cimento de 0,4 e razão agregado/cimento de 2,75 (retirado de Soares (2014), referindo Hobbs (1988)).**

A granulometria dos agregados também tem mostrado ser um fator influenciador das reações expansivas. Na bibliografia podem ser encontrados casos em que as reações se dão em agregados finos, com dimensões entre 1 e 5 mm, e noutros em que esta se desenvolve em agregados grossos (Fernandes citando Metha, 1986). Também está comprovada a dependência da relação superfície específica/volume do grão para a desenvolvimento das reações, sendo este um fator de dependência da quantidade de sílica reactiva disponível (Santos e Brito, 2008).



**Figura 12 - Influência do tamanho da partícula reactiva na expansão por RAS (Soares (2014) referindo Hobbs (1988)).**

A solubilidade da sílica é muito dependente do pH do meio, como pode ser observado na figura 13 (Soares (2014) referindo Michel et al. (2003)). Como no caso do betão o pH está compreendido entre 12,5 e 14, uma pequena variação no pH tem grande importância na quantidade de sílica dissolvida.



**Figura 13 - Curva de solubilidade da sílica em função do pH do meio (Soares, 2014)**

Atualmente existe um consenso alargado sobre o desenvolvimento das RAS ser devido a processos termodinâmicos e cinéticos, no entanto, estão ainda por avaliar a importância relativa dos fatores intervenientes no processo, tanto no desencadear da reação e do seu processo expansivo e do gel que o caracteriza.

A reação química é sempre limitada pela quantidade de reagentes e não dos produtos, porém o esgotamento de um dos reagentes é um assunto ainda em discussão, havendo vários cenários propostos por diferentes autores quanto à existência de uma fonte limitada de reagente ou disponibilidade deste. Neste segundo caso, embora havendo uma limitação teórica da quantidade de reagente disponível, a reação desenvolve-se por um período de tempo muito alargado, tal como tem vindo a ser observado em vários casos de estudo (Charlwood, 2009)

## **2.6. Diagnóstico das reações expansivas e dos seus efeitos**

### **2.6.1. Aspectos gerais**

A identificação de reações expansivas em estruturas de betão é feita recorrendo à inspeção visual das superfícies expostas, à análise dos resultados da monitorização da estrutura e à realização de análise de amostras em laboratório. Esta metodologia, seguida no LNEC, permite avaliar os danos nas estruturas e estimar a sua evolução a médio prazo (Batista e Piteira Gomes, 2012).

Num diagnóstico é muito importante a recolha e compilação de toda a informação disponível sobre a estrutura em análise, que é uma fonte primária do conhecimento do seu comportamento. Procura-se para o efeito conhecer as condições de exposição ambiental, idade da estrutura, informação sobre trabalhos de manutenção, reparações ou alterações da estrutura, bem como o seu projeto, desenhos técnicos e estudos de suporte à execução da obra.

Também é necessário dispor de informação sobre as características do betão utilizado na estrutura, em particular a sua composição, origem do cimento e agregados, eventuais adições e sobretudo documentação que incida sobre as propriedades físicas, químicas e mecânicas dos elementos, resultantes dos ensaios de caracterização executados na fase de construção da obra.

### **2.6.2. Fissuração superficial e delaminação do betão**

A fissuração que se apresenta nas estruturas pode ter várias proveniências e causas, contudo, quando esta é provocada por RAS apresenta um padrão bastante característico designado por “*map-cracking*” ou “*craquelê*” que se desenvolve de forma poligonal, com traçado errático, mas que reflete geralmente a distribuição das armaduras ou a direção das tensões principais mais elevadas. A magnitude da extensão é consequência direta da humidade existente na zona do betão e também do grau de extensão das reações, podendo as fendas atingir vários milímetros (Tabela 2) e serem preenchidas por produtos de reação.

**Tabela 2 - Classificação das fendas pela sua abertura, segundo a norma holandesa e o guia RILEM (CUR, 2002; RILEM TC 191-ARP, 2006) (adaptado de Piteira Gomes (2008)).**

Abertura da fenda (mm)	Descrição	Abreviatura
< 0,01	Microfissura	M
0,01 – 0,1	Extremamente fina	EF
0,1 – 0,5	Muito fina	MuF
0,5 – 1,0	Fina	F
1,0 – 2,0	Moderadamente fina	MoF
2,0 – 5,0	Larga	L
5,0 – 10,0	Muito larga	ML
> 10,0	Extremamente larga	EL



**Figura 14 - Fissuração devida a RAA em contraforte (à esquerda) e no paramento de jusante da abóbada direita da barragem de Fagilde (à direita).**

### 2.6.3. Alteração da cor do betão

Quando existem em simultâneo RAS e RSI, na presença de determinados tipos de agregados podem ser observadas nas estruturas colorações amareladas nas superfícies expostas e nas fendas formadas pelas reações expansivas, resultado da lixiviação para a superfície dos álcalis do betão, como se pode observar na Figura 14.

### 2.6.4. Exsudações e eflorescências

As eflorescências são resultado do transporte pela água dos componentes que se destacam da matriz cimentícia assim como do gel hidrocópico gerado pelas reações químicas que é exsudado para os poros e fendas adjacentes até eventualmente atingir a superfície.



**Figura 15 - Pormenor das exsudações e eflorescências numa das fendas do paramento de jusante da abóbada esquerda da barragem de Fagilde**

#### **2.6.5. Medição de deslocamentos e deformações irreversíveis.**

Como já referido neste trabalho, os processos expansivos causados pelas RAS induzem nas estruturas deslocamentos e deformações irreversíveis, i) movimentos diferenciais; ii) fecho de juntas de contração e dilatação e iii) empenamentos dos órgãos de segurança e de outros elementos das estruturas.

Nas barragens de betão estes processos originam movimentos verticais de empolamento do coroamento e horizontais no sentido de montante. Estes movimentos podem ser monitorizados através dos sistemas de observação instalados nestas estruturas que permitem adicionalmente obter eventuais movimentos diferenciais e identificar os locais onde as reações expansivas se desenvolvem com maior magnitude.

É importante salientar que as reações expansivas são apenas uma das causas dos deslocamentos destas estruturas, entre as quais se encontram também as solicitações a que a barragem está sujeita como a pressão hidrostática, variações de temperatura, eventuais movimentos da fundação, fenómenos diferidos do betão como fluência e retração e também impactos dinâmicos como vibrações e sismos.

## **2.7. Estudo laboratorial dos betões**

### **2.7.1. Aspectos gerais**

O estudo e caracterização tanto dos betões como dos seus componentes e produtos de reação é fundamental para a confirmação da existência de reações expansivas num betão. Para tal é necessário que sejam retiradas amostra in-situ de betão de diferentes locais da estrutura através de carotes. Este processo pode ser efetuado em duas fases (Piteira Gomes, 2008), onde primeiramente são retiradas amostras de locais identificados via inspeção visual como possuindo sintomas de RAA ou zonas mais degradadas e posteriormente, caso seja confirmada a existência de reações, são extraídas amostras de outras zonas mais ou menos afetadas da estrutura, permitindo assim

determinar com mais exatidão as causas do problema e também os locais onde este é mais significativo.

### **2.7.2. Caracterização macroscópica do betão**

Depois das amostras de betão serem retiradas e antes de serem sujeitas a exames laboratoriais mais exaustivos, é feita uma inspeção visual das suas superfícies de modo a identificar características consistentes entre os vários provetes, como manchas de humidade, fissuração, fraturação das partículas de agregado e escurecimento da pasta de cimento em redor dos agregados ou nos poros, permitindo assim inferir sobre a integridade da amostra e a sua adequabilidade para a realização de ensaios físicos, químicos e mecânicos.

### **2.7.3. Análise petrográfica**

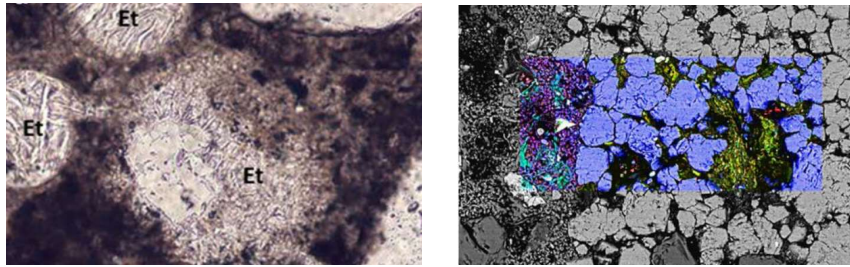
A análise petrográfica com recurso a métodos microscópicos como ferramenta de validação dos resultados observados visualmente in-situ é segundo Fernandes (2005) (citando Sims (1987)) provavelmente o único meio de identificação inequívoca da ocorrência de reações expansivas no betão.

Neste exame é cortada uma lâmina da carote de betão extraída da estrutura e é examinada a existência de fissuração, de gel sílico-alcalino e de indícios de reação nas partículas de agregado. A observação no microscópio permite reconhecer orlas de reação em torno dos agregados e também o preenchimento dos poros e microfissuras por produtos de reação.

Esta técnica não permite uma distinção óbvia entre as diferentes causas de deterioração do betão pois muito comumente coexistem reações expansivas de diferentes tipos, como explanado anteriormente, e outras fontes exogéneas de deterioração e fissuração, como ação do gelo-degelo ou ciclos térmicos de grande amplitude (Piteira Gomes, 2008).

A análise petrográfica pode ainda ser combinada com outras técnicas de observação mais poderosas:

- i. Análise modal de lâminas delgadas por microscopia ótica de polarização;
- ii. Observação no microscópio eletrónico de varrimento (MEV) de fragmentos de betão;
- iii. Microanálise de raios X por dispersão em energias (AXDE);
- iv. Caracterização mineralógica do betão por difractometria de raios X.



**Figura 16 - Cristais de etringite em torno de uma partícula de areia (à esquerda) através de visualização no MEV e mapeamento dos compostos presentes na matriz cimentícia, tanto reagentes (a azul), como produtos (a verde e vermelho) (à direita) (retirado de Characterization of AAR in Fagilde dam).**

#### **2.7.4. Caracterização das propriedades físicas e mecânicas**

As alterações na microestrutura causadas por reações expansivas têm consequências no comportamento físico e mecânico dos betões, pelo que é muito importante avaliar as propriedades físicas e mecânicas do betão afetado por este tipo de reação.

Segundo as normas em vigor, as propriedades físicas e mecânicas do betão mais comumente avaliadas através de ensaios laboratoriais são:

- i. Permeabilidade;
- ii. Absorção de água;
- iii. Resistência à compressão;
- iv. Resistência à tração por compressão diametral;
- v. Resistência à tração;
- vi. Módulo de elasticidade;
- vii. Fluência do betão.

Diversos autores têm vindo a demonstrar através de ensaios mecânicos em provetes do mesmo betão, avaliados em diferentes idades e em diversos tipos de betões sujeitos a reações expansivas, que existe uma diminuição efetiva da sua resistência à compressão e à tração (ISE (1992), Blight (1996), CSA (2000), Ono et al. (2000), Smaoui et al. (2006), Nixon et al. (1985), Smaoui et al. (2006)).

No entanto, os resultados destes ensaios devem ser interpretados com prudência, havendo a consciência de que não sendo conhecidas as reais condições de confinamento a que as peças estão sujeitas e a resistência inicial dos betões ainda saudáveis, não é possível reproduzir as mesmas e retirar conclusões diretas. Contudo a avaliação das propriedades do betão via experimental é uma ferramenta importante pois fornece dados que permitem quantificar a extensão do dano a que o betão está sujeito devido à ação das reações expansivas.

## **2.7.5. Ensaio de caracterização das RAS**

### **2.7.5.1. Aspectos gerais**

À medida que o fenômeno das reações expansivas foi sendo estudado e conhecido, foram desenvolvidas metodologias de ensaio que permitem quantificar a magnitude das reações, a probabilidade destas ainda se virem desenvolver ou ainda o seu potencial restante de expansão.

### **2.7.5.2. Reatividade potencial dos agregados**

Este ensaio químico, realizado segundo a norma ASTM C 289-94 de 2002 e a Especificação LNEC E 159 de 1964 tem o objetivo de determinar a reatividade potencial dos agregados utilizados no betão. Os agregados são triturados e expostos a condições de temperatura (80°C) e alcalinidade elevadas (*NaOH*) durante um período de 24 horas de modo a que sílica existente na matriz seja dissolvida. A reação da sílica com a solução alcalina permite construir um gráfico representativo da alcalinidade da solução em função da quantidade de sílica dissolvida. Os agregados podem então ser classificados em três grupos, como inócuos, potencialmente prejudiciais e prejudiciais.

Este ensaio tem a vantagem de ser expedito, embora não forneça informações sobre a reatividade das combinações de agregados existentes no betão e não seja mostra apropriado para alguns tipos de agregados (Fernandes, 2005).

### **2.7.5.3. Expansibilidade remanescente do betão**

O ensaio de determinação da expansão residual remanescente do betão permite estabelecer uma estimativa da expansão que o betão ainda pode sofrer até ao termo da reação. Os provetes são sujeitos a condições de imersão em meios saturados em soluções alcalinas, com temperaturas elevadas constantes (38°C  $\pm$  2°C) e humidades relativas superiores a 95%, sendo registadas as variações no comprimento do provete e na sua massa, periodicamente. No período inicial do ensaio os valores medidos são desprezados devido à alteração do estado de confinamento e às condições a que os provetes estavam sujeitos na estrutura original e nas descritas para o ensaio, havendo a modificação do estado de tensão, humidade, temperatura, alcalinidade do meio e possível absorção de água tanto pelo provete como pelo gel sílico-alcalino resultado das RAA.

Os resultados destes ensaios são expansões livres, diferentes das expansões que se desenvolvem nas estruturas reais, que muitas vezes as subestimam pois desenvolvem-se em ambientes controlados e constantes, sem tensão de confinamento, com temperatura, humidade elevadas e em meios alcalinos saturados, mas muito úteis para a avaliação do comportamento futuro das estruturas.

### **2.7.5.4. Solubilidade dos álcalis**

Através da determinação do teor em álcalis solúveis é possível quantificar a quantidade de álcalis ativos existentes no betão da estrutura. A determinação do teor em álcalis depende do método de extração das amostras (normas de LCPC (1997) e BCA (1992)). Diversos estudos

comprovaram que a localização das amostras retiradas da estrutura influencia o teor de álcalis, por existir uma grande variabilidade de condições de exposição às condições ambientais numa estrutura de betão, como é o caso das barragens. Deste modo é importante garantir que a recolha dos provetes é o mais diversificada possível no que respeita à localização e profundidade.

## **2.8. Processos de prevenção, mitigação e reparação**

### **2.8.1. Aspectos gerais**

Neste ponto apresenta-se uma descrição de metodologias de prevenção das reações expansivas nas estruturas de betão e possíveis medidas de mitigação dos seus efeitos quando são detetadas.

Como as reações expansivas são consequência essencialmente dos materiais utilizados, potenciadas pelas condições ambientais a que o betão está sujeito, uma primeira abordagem seria a exclusão dos agregados potencialmente reativos. No entanto, não sendo essa abordagem economicamente viável, importa dispor de metodologias para impedir o seu aparecimento em estruturas novas e encontrar formas de mitigar os seus efeitos em estruturas já existentes.

### **2.8.2. Prevenção**

#### **2.8.2.1. Metodologias preventivas gerais/comuns**

O emprego de agregados não-reativos é a mais eficaz medida preventiva do aparecimento de reações expansivas. Na construção de grandes obras, como é o caso das barragens, é prática usual utilizar agregados provenientes do próprio maciço ou de pedreiras próximas, por isso a exclusão dos agregados locais devido ao seu risco expansivo é um problema que apenas se coloca em estruturas de muito elevado risco.

A humidade e alcalinidade da solução são fatores altamente condicionantes do desenvolvimento de reações expansivas, pelo que naturalmente existem diversas metodologias de prevenção que consistem na limitação destes fatores no betão. Estas medidas devem ser consideradas ainda na fase de projeto da obra e passam por:

- i. utilização de drenos ou outras soluções de projeto que previnam a acumulação de água dentro das estruturas e ainda a aplicação de revestimentos (Silva, 2010);
- ii. controlar o teor de álcalis do betão, proveniente não só do cimento, mas também dos restantes constituintes, agregados, água de amassadura e adições ou adjuvantes (LNEC, 2007b).

A Especificação LNEC E 461 de 2007 propõe a identificação do nível de prevenção (LNEC 2007b) a aplicar a cada elemento estrutural ainda em fase de projeto, como pode ser observado na Tabela 5. Esta é uma medida útil para a definição das zonas mais suscetíveis de ataque ou de

desenvolvimento das reações expansivas (Tabela 3 e Tabela 4), que conduz a implementação de técnicas que serão apresentadas neste capítulo.

**Tabela 3 Categorias de risco das estruturas.**

<b>Categorias</b>	<b>Exemplo de estruturas</b>
<b>R1: risco baixo</b>	Elementos não carregados no interior de edifícios, estruturas temporárias.
<b>R2: risco normal</b>	Maioria dos edifícios e estruturas de engenharia civil.
<b>R3: risco elevado</b>	Instalações nucleares, barragens, pontes, tuneis.

**Tabela 4 Categorias ambientais dos betões.**

<b>Categorias</b>	<b>Exemplos</b>
<b>A1: Betão protegido da humidade exterior</b>	Betão no interior de edifícios ou no exterior protegido por revestimentos.
<b>A2: Betão exposto à humidade exterior</b>	Betão no interior de edifícios em locais de humidade elevada ou exposto à atmosfera em zonas não-agressivas.
<b>A3: Exposição como A2, agravada</b>	Betão exposto a sais descongelantes, água do mar ou sais marinhos e/ou exposto a gelo/degelo quando húmido.

**Tabela 5 Fixação do nível de prevenção.**

<b>Tipos de categorias</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>	<b>A3</b>
<b>R1</b>	P1	P1	P1
<b>R2</b>	P1	P2	P2
<b>R3</b>	P2	P3	P3

A Especificação aponta também a necessidade de o betão ser avaliado e testado caso não seja possível implementar outras medidas preventivas. Como tal é necessário recorrer a ensaios de expansão de modo a avaliar a possibilidade do desenvolvimento de RAS e/ou RSI. Em caso afirmativo o betão deve ser posteriormente observado ao microscópio eletrónico de varrimento para deteção de etringite, no caso das RSI.

### 2.8.2.2. Metodologias preventivas das RAS

A Especificação LNEC E 461 de 2007 (LNEC, 2007b) refere que as condições necessárias para que se desenvolvam RAS são: i) alcalinidade da solução intersticial; ii) existência de sílica reativa na matriz dos agregados; iii) água em quantidade suficiente. Como tal, qualquer medida de prevenção passará obrigatoriamente pela limitação da satisfação das condições suprarreferidas, recorrendo para o efeito a:

- i. Controlo da alcalinidade da solução nos poros de betão através da utilização de cimentos com baixos teores em álcalis e aditivos cimentícios;
- ii. Controlo do teor de sílica reativa;

- iii. Modificação das propriedades expansivas do gel silico-álcalis.

### 2.8.2.2.1. Controlo da alcalinidade

A Especificação LNEC E 461 recomenda que o teor de álcalis do betão seja igual à soma do teor de álcalis dos seus constituintes, excluindo cinzas volantes e escórias de auto forno quando são utilizadas em percentagem superior a 30% do total do ligante (LNEC, 2007b). A mesma Especificação recomenda a utilização dos seguintes teores de adições: superior a 10% se só for utilizada sílica de fumo (D), superior a 30% se só forem utilizadas cinzas volantes siliciosas (V) e superior a 50% se só for utilizada escória granulada de alto-forno moída (S) (LNEC, 2007b), Na Figura 17 apresentam-se resultados experimentais relativos à influência das adições nas expansões (Berubé, 1992).

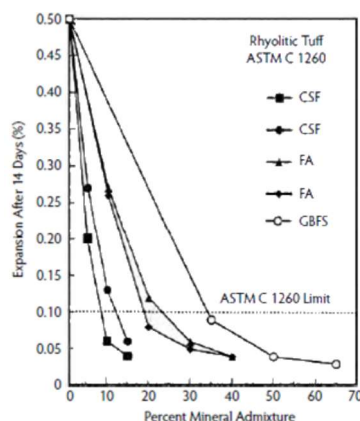


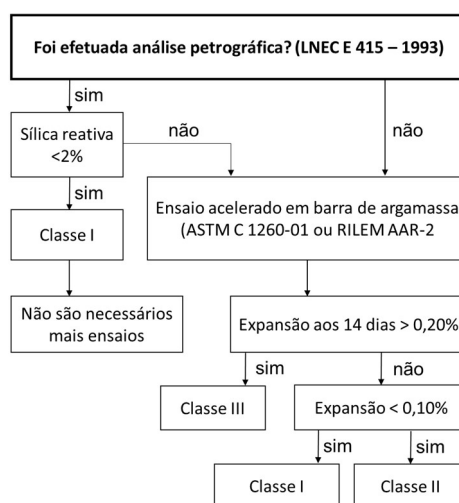
Figura 17 - Efeito do tipo de adição na expansão devida à RAS: sílica de fumo (CSF); cinzas volantes (FA); e escória de alto forno (GBFS), citando Berubé (1992)).

A introdução de cinzas volantes na proporção de 30-35% provoca a redução das RAS pelo abrandamento da cinética das suas reações, permitindo também baixar o calor de hidratação em estruturas de betão em massa. O efeito de minoração das reações é proporcional à percentagem de cinzas volantes utilizadas, contribuindo para o efeito preventivo, necessitando apenas de ser controlada a sua proporção de modo a esta não provocar o aumento do teor em álcalis (Silva, 2006).

Por sua vez, a adição sílica de fumo conduz à redução da concentração de iões hidroxilos e conseqüentemente à possível extinção das RAS. A utilização de metacaulino, embora seja recente e ainda pouco documentada possui efeitos semelhantes aos das cinzas volantes, embora seja necessária uma quantidade inferior de metacaulino quando comparada com a equivalente de cinzas volantes (Silva, 2006). No caso particular das RAS os agregados podem ainda ser classificados em 3 classes distintas quanto à sua reatividade, tendo cada um teor limite de álcalis para o qual, caso seja inferior a este, pode ainda ser utilizado. Os agregados de classe II ou III podem ser utilizados misturados com agregados de classe I de acordo com a metodologia descrita na Especificação E 461, desde que a mistura resultante seja classificada como não reativa.

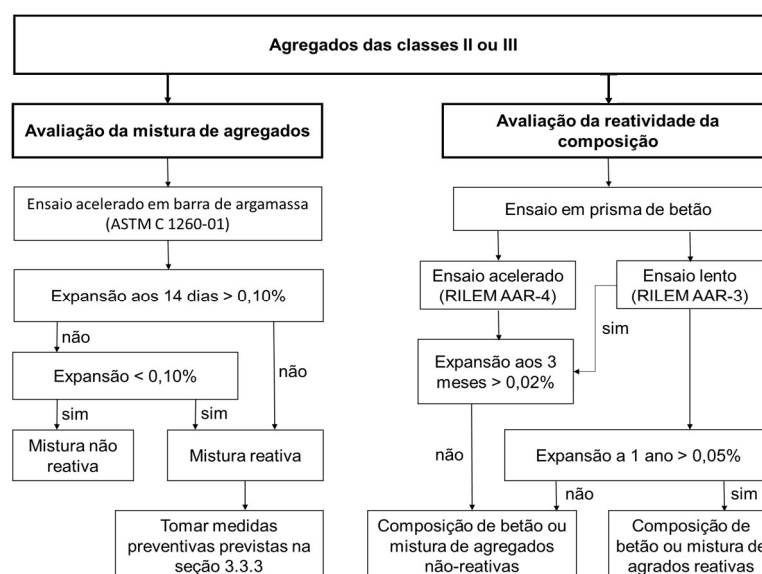
### 2.8.2.2.2. Controlo da sílica reativa

Quanto ao controlo do teor em sílica reativa, se a quantidade de sílica reativa for reduzida, ou seja, se os agregados não forem reativos, não existe, em princípio, perigo de deterioração do betão. Contudo, a especificação LNEC E 461 estabelece um limite de 2% deste teor, não havendo distinção feita quanto ao tipo de agregado, a reatividade ou seus componentes, como pode ser observado na Figura 18. Quando este teor é ultrapassado é necessário recorrer à mistura de agregados para o baixar e tornar assim a mistura não reativa. A especificação obriga também a que sejam realizados ensaios de expansão em argamassa e betão para avaliar a reatividade das misturas de agregados, sendo que estes apenas são dispensados quando o teor de sílica em todos é inferior a 2%.



**Figura 18 - Metodologia para avaliação da reatividade dos agregados (Adaptado de (E 461, 2007))**

Existe ainda a possibilidade de serem utilizados agregados constituídos essencialmente por sílica, ou seja agregados reativos, para combater as RAS (Figura 19), no entanto este tipo de solução carece ainda de validação através de ensaios de comportamento do betão a longo prazo (Silva et al., 2010).



**Figura 19 - Metodologia para avaliação da suscetibilidade de uma mistura de agregados ou de uma composição de betão desenvolverem reações álcalis-sílica (Adaptado de (E 461, 2007)).**

### 2.8.2.2.3. Modificação das propriedades expansivas do gel sílico-álcalis pela adição de sais de lítio

Outra forma de prevenção das expansões passa pela eliminação da capacidade expansiva do gel formado através da adição ao betão de sais de lítio, como carbonato ou nitrato de lítio, em proporções especificadas na E 461. Estes sais reagem com os restantes componentes do betão alterando a composição do gel da RAS, reduzindo a solubilidade da sílica e dos silicatos, reduzindo também as forças entre as partículas do gel (Silva, 2006). A quantidade de nitrato de lítio a utilizar é razão direta da quantidade de álcalis presente no cimento do betão.

### 2.8.2.3. Metodologias preventivas das RSI

#### 2.8.2.3.1. Controlo da temperatura máxima do betão

Para a prevenção das RSI os fatores influenciadores da reação e sobre os quais se pode atuar, são:

- i. Temperatura do betão, nomeadamente a sua temperatura máxima;
- ii. Composição do cimento;
- iii. Condições de humidade, como já descrito anteriormente.

A Especificação E 461 identifica as medidas a tomar para cada um dos níveis de prevenção identificados anteriormente, controlando desta forma os principais fatores influenciadores das RSI e RAS supracitados (Silva et al., 2010).

**Tabela 6 Fixação do nível de prevenção das reações expansivas internas.**

Nível de prevenção	RAS	RSI
P1	- não é necessário tomar medidas	- não é necessário aplicar medidas
P2 (Deverá aplicada uma das medidas indicadas)	- controlar a alcalinidade da solução dos poros do betão;	- controlar a temperatura máxima do betão;
	- evitar a presença de um teor crítico de sílica reativa;	- controlar o teor de álcalis do betão e de aluminatos e sulfatos do ligante;
	- controlar a humidade e manter o betão num estado relativamente seco;	- controlar a humidade e manter o betão num estado relativamente seco;
	- modificar as propriedades do gel formado de modo a não ser expansivo.	- controlo do teor de hidróxido de cálcio.
P3	- aplicar, em geral, pelo menos duas das medidas indicadas no nível P2	- aplicar, em geral, pelo menos duas das medidas indicadas no nível P2

### 2.8.2.3.2. Controlo da temperatura máxima do betão

A ocorrência de picos de temperatura, superiores a 70°C, durante a cura do betão pode atuar como catalisador das RSI, nomeadamente em betões pré-fabricados e em betões em massa expostos a ambientes muito húmidos, como é o caso das barragens. Deste modo a Especificação E 461 limita a temperatura no betão a um máximo de 65°C durante os estágios iniciais de cura, através de técnicas descritas anteriormente e obriga a que este possua baixo calor de hidratação, limitando para isso a dosagem de cimento ou utilizando adições comentícias do tipo II.

### 2.8.2.3.3. Controlo da composição do cimento

Existem vários parâmetros do cimento que podem ser controlados de modo a influenciar o desenvolvimento de reações expansivas, designadamente a proporção de adições do tipo II e o teor de álcalis apresentados na Tabela 7, os teores de aluminato tricálcico, sulfatos e óxido de magnésio e ainda a superfície específica.

Os primeiros são agentes na criação de etringite, trissulfoaluminato de cálcio hidratado, pelo que o seu controlo tem efeitos diretos na geração de reações expansivas. Na Especificação LNEC E 461 são definidos os teores admissíveis para aluminatos e sulfatos (Tabela 7):

**Tabela 7 Valores do teor de álcalis e de  $SO_3$  e  $C_3A$  (Adaptado de (E 461, 2007)).**

#### Valores limite de $SO_3$ e $C_3A$ (em % de ligante)

$$SO_3 \leq 3,5\% \text{ se } C_3A \leq 3\%$$

$$SO_3 \leq 2,5\% \text{ se } 3\% < C_3A \leq \%$$

Por sua vez, o óxido de magnésio é um composto hidratável para temperaturas superiores a 90°C e provoca fissuração, podendo assim funcionar como catalisador expansões devido à RSI. Embora a Especificação E 461 não contemple este reagente, existem especificações que limitam a sua existência a 1% (Silva et al., 2010).

### **2.8.3. Mitigação e reparação**

#### **2.8.3.1. Aspetos gerais**

Não havendo soluções totalmente na prevenção das reações expansivas, é necessário muitas vezes o recurso a medida de controlo e mitigação das expansões, que consistem, na maioria dos casos, em técnicas de limitação da interação entre os componentes necessários às reações ou de controlo das condições ambientais necessárias ao desenvolvimento dos fenómenos.

O tipo de medidas a serem utilizadas depende também da magnitude das expansões verificadas e de critérios económicos e políticos pois muitas vezes a magnitude das expansões pode obrigar a intervenções estruturais profundas ou até mesmo a substituição de toda a estrutura.

#### **2.8.3.2. Medidas não-evasivas**

##### **2.8.3.2.1. Controlo do teor de humidade e concentração alcalina**

É sabido o papel fulcral da humidade e da concentração alcalina no desenvolvimento das reações expansivas, tanto RAS como RSI. A limitação de humidade relativa do ar a um máximo de 70%, contabilizando assim também o efeito da temperatura (Silva et al. 2010) é assim importante para limitar o desenvolvimento de expansões. Esta diminuição na humidade a que a maioria da estrutura está sujeita pode ser realizada em estruturas hidráulicas como barragens através da melhoria das condições de drenagem dos paramentos, e a instalação de drenos que permitem simultaneamente reduzir a água disponível para as reações e reduzir as pressões internas (Silva et al., 2010).

##### **2.8.3.2.2. Revestimentos impermeabilizantes**

Quando se pretende reduzir drasticamente o contacto entre a estrutura e a água ou agentes atmosféricos, é conveniente a utilização de revestimentos impermeabilizantes, mesmo em ambiente altamente saturado como o característico das barragens, constituindo assim técnicas muito eficazes de redução das RAS e/ou RSI. Vários autores apontam a combinação de três fatores para a constituição de um revestimento eficaz (Antunes, 2010):

- i. Impedimento da intrusão de agentes agressivos e potencialmente reativos como água ou cloretos (Cristino, 2007);
- ii. Capacidade de evaporação da humidade do betão (Cristino, 2007);
- iii. Capacidade elástica e estabilidade térmica para suportar as variações de temperatura e deformações estruturais (Silva et al., 2010).

São utilizados correntemente três tipos de materiais para executar este tipo de revestimentos:

- i. Hidrófobos ou hidrorrepelentes de superfície como os silanos-siloxanos (silicone) ou tintas de base acrílica, poliuretano, de poliéster ou resinas epoxídicas;
- ii. Argamassas de cimento com polímeros;
- iii. Membranas impermeabilizantes sintéticas ou betuminosas.

Torgal e Jalali apresentam um estado da arte no que concerne à utilização de tratamentos da superfície do betão (Pacheco Torgal e Jalali, 2010), referindo as seguintes conclusões apontadas por diferentes autores.

- i. As resinas epóxi apresentam uma fraca resistência às radiações UV e os poliuretanos sensibilidade a ambiente com alcalinidade elevada, possuindo um tempo de vida útil de aproximadamente de 10 anos;
- ii. A utilização de silicone como hidrófobo apresenta uma eficácia superior na redução da absorção de água por capilaridade, mas a resina epoxídica apresenta um melhor comportamento na limitação da difusão. Os silanos-siloxanos apresentam um mau comportamento no bloqueio da difusão de cloretos, embora sejam de aplicação mais económica quando comparada com outros revestimentos;
- iii. A utilização de telas impermeabilizantes de geopolímeros é apontada como mais eficaz quando comparada com membranas poliméricas (Zhang, Yao e Wang, 2012a, 2012b, 2012c), sendo que esta técnica é amplamente utilizada em todo o tipo de barragens desde há várias décadas, e sendo a técnica de impermeabilização corrente.
- iv. Recentemente têm sido estudadas técnicas de selagem de fendas e fissuras através da introdução de bactérias no betão durante o seu fabrico e colocação (Jonkers et al., 2010) ou à posteriori (Jonkers et al., 2010; Van Tittelboom et al., 2010).

A aplicação de argamassas cimentícias como medida de reabilitação e impermeabilização pressupõe a aplicação destes materiais apenas topicamente, não servindo como medida que só por si seja capacitada de garantir a estabilidade estrutural ou a mitigação das RAS pois estruturas onde esta patologia seja detetada necessitam de intervenções profundas (Pacheco Torgal e Jalali, 2010). A aplicação desta técnica tem então de ser coordenada juntamente com outros métodos de forma a conduzir à atenuação dos efeitos das RAS.



**Figura 20 - Aplicação de tela impermeabilizante no paramento de montante da barragem de Pracana durante as obras de reabilitação desta (adaptado de Batista & Piteira Gomes, (2012)).**

#### **2.8.3.2.3. Secagem do betão**

Pela aplicação de métodos de secagem como a instalação de revestimentos de superfície com caixa de ar entreposta ou a abertura de galerias que permitam a ventilação do espaços interiores de betão, procura-se reduzir a humidade no interior das estruturas de betão (Silva et al., 2010).

Este método não é consensual quanto à sua aplicabilidade em estruturas de betão em massa ou estruturas alvo de reações expansivas pois pode contribuir para a aceleração das reações pela introdução de um gradiente de humidade no seu interior, estando altamente dependente da permeabilidade do betão utilizado em obra (Silva et al., 2010).

#### **2.8.3.2.4. Adição de lítio**

A modificação das propriedades expansivas dos produtos de reação, sobretudo do gel sílico-alcálico, tem vindo a ser estudada como uma das medidas mais eficazes de mitigação e até mesmo de extinção das expansões devidas a RAS ou RSI. A adição de compostos de lítio na amassadura do betão é uma técnica conhecida e documentada ao longo das últimas décadas, tendo nos últimos anos vindo a ser corroborada como bastante eficaz no combate às RAS e RSI (Cristino, 2007).

Os produtos mais comuns adicionados na amassadura do betão são soluções comerciais que possuem 30% de nitrato de lítio ( $LiNO_3$ ) ou de *Lithia glass*, um produto resultante da moagem fina de vidro reciclado resultante de uma mistura de vidro e lítio (Piteira Gomes 2008).

A aplicação mais simples de sais de lítio é através da sua utilização tópica sobre as superfícies de betão, sendo apenas possível a sua aplicação sobre superfícies planas, o que constitui uma desvantagem, sendo esta influenciada por

- i. Tipo de composto de lítio utilizado;
- ii. Taxa de aplicação tópica;
- iii. Número de tratamentos;
- iv. Temperatura e teor de humidade do betão onde será aplicado o tratamento;
- v. Características do betão, nomeadamente a sua permeabilidade.

- vi. Espessura do elemento onde o tratamento será aplicado;
- vii. Extensão e severidade da deterioração da altura do tratamento;
- viii. Existência de outros tipos de deterioração;

Todos os fatores irão influenciar não só a quantidade de lítio que é infiltrada como também a profundidade dessa infiltração (Cristino, 2007; Piteira Gomes, 2008).

Entre as várias técnicas de aplicação destacam-se a pulverização das superfícies planas, a emersão (em peças de pequenas dimensões), a impregnação por vácuo ou a injeção por pressão, esta última não aconselhável em estruturas que tenham a sua integridade estrutural ameaçada.

### 2.8.3.3. Medidas evasivas

Frequentemente a deterioração de alguns elementos estruturais é de tamanha magnitude que é necessário proceder à regeneração ou substituição desses elementos. Os trabalhos mais comuns são os seguintes:

- i. Injeção e preenchimento de fendas;
- ii. Demolição de elementos deteriorados e substituição destes por novos elementos estruturais;
- iii. Adição de elementos estruturais de travamento ou suporte ou construção de novos elementos de descarga;
- iv. Corte transversais com fio diamantado nos paramentos ou juntas para libertação das tensões acumuladas.

Muitas vezes a reabilitação da estrutura é aproveitada para a melhoria das condições da barragem e do seu potencial económico através do reforço ou upgrade dos sistemas de observação e monitorização, aumento da capacidade da albufeira e/ou do reforço da potência instalada.

No entanto, existem casos onde o estado global de deterioração da estrutura coloca em causa a integridade estrutural da barragem, pelo que a obra tem que ser demolida e substituída por uma nova a jusante, aproveitando para o efeito a estrutura antiga como cofragem ou elemento de contenção das águas durante o período de construção da nova barragem. Tal aconteceu recentemente em Portugal com a barragem do Alto Ceira (Figura 21).



**Figura 21 - Vista das barragens do Alto Ceira I e II durante a fase de construção da segunda.**

## **Modelos de análise dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão**

### **3.1. Considerações gerais**

O estudo do comportamento de estruturas de engenharia civil pode fazer-se através da utilização de modelos físicos ou de modelos matemáticos, como representações de processos físicos ou químicos.

Os modelos matemáticos são formas de representar problemas físicos ou químicos por formulações matemáticas, geralmente equações diferenciais, que permitem solucionar esses problemas com um razoável grau de precisão. Muitas vezes a complexidade da resolução das equações diferenciais nos domínios dos problemas reais é tão elevada que se recorre a técnicas numéricas para solucionar de modo aproximado o problema matemático, cuja solução analítica seria extremamente difícil ou mesmo impossível.

Na engenharia de barragens os modelos físicos foram muito utilizados entre 1930 e 1960, entre 1960 e 1980 coexistiram modelos físicos e numéricos e a partir de 1980 os problemas de estruturas de engenharia de barragens têm sido resolvidos principalmente com recurso a modelos numéricos, possibilitando análises cada mais complexas do comportamento dos sistemas fundação-barragem-albufeira quando são sujeitos a ações estáticas (peso próprio, pressão hidrostática, subpressões, variações de temperatura e expansões) ou dinâmicas (sismos e vibrações).

Os modelos numéricos podem ser desenvolvidos com base no método dos elementos finitos. Através deste método é possível a descrição dos diferentes elementos do sistema, nomeadamente topologia, condições de fronteira, propriedades dos materiais e ações internas ou externas, que permitem relacionar as ações com as respetivas respostas do modelo. A resposta calculada pode então ser comparada com o comportamento observado da estrutura.

A simulação do comportamento de barragens de betão através de modelos é uma ferramenta fundamental para o conhecimento do comportamento destas estruturas, de previsão do seu funcionamento futuro e para estudo e identificação de comportamentos anormais e de possíveis fragilidades estruturais que possam comprometer o seu funcionamento.

Os modelos numéricos são a ferramenta mais utilizada atualmente na análise do comportamento das estruturas sujeitas a reações expansivas.

## 3.2. O método dos elementos finitos

### 3.2.1. Aspetos gerais

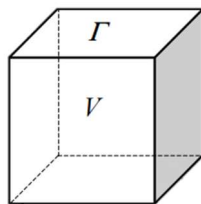
O método dos elementos finitos (MEF) é um método numérico desenvolvido para a resolução de equações diferenciais, através do qual é possível discretizar uma estrutura num número de elementos finitos, ligados entre si por pontos nodais e que no seu conjunto representam num domínio geralmente designado por malha de elementos finitos.

O MEF permite determinar os deslocamentos em todos os pontos nodais definidos. Para que o campo de deslocamentos,  $u$ , possa ser determinado é necessário que seja conhecida a geometria dos elementos em que a estrutura é discretizada, bem como as propriedades dos materiais que a constituem, as suas condições de apoio e também as forças atuantes internas e externas.

### 3.2.2. Hipóteses assumidas e variáveis

Na aplicação do MEF para a análise de problemas de elasticidade plana e tridimensional é admitido que os materiais possuem um comportamento elástico linear e que os deslocamentos e deformações são pequenos.

Os elementos finitos tridimensionais são analisados segundo a formulação tridimensional da teoria da elasticidade, definidos o volume  $V$ , o seu domínio e a fronteira  $\Gamma$  (Figura 22).



**Figura 22 - Domínio e fronteira de integração de um elemento finito tridimensional.**

O estado de tensão em cada ponto,  $\sigma$ , é definido pelas seis componentes do tensor das tensões,

$$\sigma = \{\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{xz} \quad \sigma_{yz}\}^T \quad (1)$$

O estado de tensão, o estado de deformação,  $\varepsilon$ , é definido pelo tensor de deformações,

$$\varepsilon = \{\varepsilon_{xx} \quad \varepsilon_{yy} \quad \varepsilon_{zz} \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{xz} \quad \gamma_{yz}\}^T \quad (2)$$

Relativamente às forças aplicadas, distinguem-se as forças de domínio ou de massa,  $f$ , e forças aplicadas na fronteira,  $t$ ,

$$f = \{f_x \quad f_y \quad f_z\}^T \quad (3)$$

$$t = \{t_x \quad t_y \quad t_z\}^T \quad (4)$$

podendo as forças  $t$  ser aplicadas na estrutura sob a forma de forças concentradas ou distribuídas.

Os deslocamentos nodais  $u$  podem escrever-se,

$$u = \{u_x \quad u_y \quad u_z\}^T \quad (5)$$

### 3.2.3. O Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV)

Considere-se um corpo sujeito a um conjunto de forças de volume e de superfície que provocam deformações. O Princípio dos Trabalhos Virtuais estabelece que o trabalho realizado pelas tensões internas na deformação virtual do corpo é igual ao trabalho realizado pelas forças exteriores considerando os deslocamentos virtuais dos seus pontos de aplicação:

$$W_i = W_e \quad (6)$$

De acordo com a notação apresentada, o trabalho realizado pelas forças interiores,  $W_i$ , e exteriores,  $W_e$ , pode ser descrito através de um balanço energético do sistema, apresentado da seguinte forma,

$$\underbrace{\int_{\Omega} \varepsilon^T \sigma d\Omega}_{W_i} = \underbrace{\int_{\Omega} u^T f d\Omega + \int_{\Gamma} u^T t d\Gamma}_{W_e} \quad (7)$$

O trabalho realizado pelas forças na superfície e interior do domínio,  $W_e$ , pode ser decomposto nas parcelas seguintes,

$$\int_{\Gamma} u^T t d\Gamma, \quad u^T F \quad (8)$$

Em que  $t$  são as forças distribuídas aplicadas na fronteira  $\Gamma$  e  $F$  o vetor das forças concentradas.

### 3.2.4. Equações de domínio e fronteira

As equações governativas podem ser apresentadas da seguinte forma, através da utilização do PTV,

$$\text{Campo de tensões: } \sigma = DLu, \text{ no domínio } \Omega, \quad (9)$$

$$\text{Equilíbrio: } L^T D L u + f = 0, \text{ no domínio } \Omega, \quad (10)$$

$$\Psi^T D L u = \tilde{t}, \text{ na fronteira } \Gamma_\sigma \text{ (em termos de tensões)} \quad (11)$$

$$u = \tilde{u}, \text{ na fronteira } \Gamma_u \text{ (em termos de deslocamentos)}$$

De seguida são apresentados os operadores diferenciais de compatibilidade e de equilíbrio, admitindo as hipóteses consideradas no início deste capítulo, para materiais homogêneos com um comportamento isotrópico e elástico linear,

$$L = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial z & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial x & 0 & \partial/\partial z \\ 0 & 0 & \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x & \partial/\partial y \end{bmatrix}^T$$

As condições de equilíbrio na fronteira estática,  $\Gamma_\sigma$ , definem o estado de tensão nesta, tendo a matriz  $\Psi$  (matriz de equilíbrio na fronteira), num arranjo similar à do operador  $L$ ,

$$\Psi = \begin{bmatrix} \Psi_x & 0 & 0 & \Psi_y & \Psi_z & 0 \\ 0 & \Psi_y & 0 & \Psi_x & 0 & \Psi_z \\ 0 & 0 & \Psi_z & 0 & \Psi_x & \Psi_y \end{bmatrix}^T$$

O tensor das deformações,  $\varepsilon$ , é aproximado através das anteriores expressões, podendo ser descrito da seguinte forma,

$$\varepsilon = L \Psi d \Leftrightarrow \varepsilon = L u \Leftrightarrow \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z \\ \partial/\partial y & \partial/\partial x & 0 \\ \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x \\ 0 & \partial/\partial z & \partial/\partial y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\text{com } D = \begin{bmatrix} \lambda+2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda+2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda+2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

O tensor das tensões é, nas condições já assumidas de homogeneidade e isotropia, definido a partir de,

$$\sigma = D L \Psi d \quad (13)$$

sendo,

$$u = \Psi d \quad (14)$$

leva a que, aplicando o PTV, se obtenha,

$$\int_{\Omega} u^T (L\Psi)^T D u \, d\Omega = \int_L u^T \Psi^T f \, dL \quad (15)$$

Como  $d\Omega$  e  $u$  são variáveis não dependentes, a equação pode ser escrita:

$$\int_{\Omega} (L\Psi)^T D (L\Psi) \, d\Omega = \int_L \Psi^T f \, dL \quad (16)$$

Considerando-se a expressão geral do método dos elementos finitos  $Kd = F$ , tem-se,

$$K = \int_{\Omega} (L\Psi)^T D (L\Psi) \, d\Omega \quad (17)$$

$$F = \int_L \Psi^T f \, dL \quad (18)$$

### 3.2.5. Equações resolventes

O MEF apresenta-se então como uma ferramenta numérica de obtenção de soluções para problemas elásticos, usando uma abordagem semelhante à adotada na análise de estruturas reticuladas pelo método dos deslocamentos. A aplicação do método pode ser dividida em quatro fases.

A equação resolvente de cada elemento finito é estabelecida à custa do equilíbrio de forças internas e externas,

$$Kd = F \quad (19)$$

onde  $K$  é a matriz de rigidez elementar descrita em (17),

$$K = \int_{\Omega} (L\Psi)^T D L \Psi \, d\Omega$$

e  $F$  pode ser escrito como,

$$F = F_t + F_f + F_n \quad (20)$$

sendo  $F_t$  as forças nodais equivalentes às forças aplicadas nas fronteiras,  $F_f$ , as forças nodais equivalentes às forças mássicas,  $F_n$  e as forças concentradas aplicadas nos próprios nós.

Em cada elemento finito é necessário que sejam calculados os integrais do seu domínio e fronteira, da forma,

$$I_{\Omega} = \int_{\Omega} f(\xi, \eta, \zeta) \, d\Omega \quad (21)$$

$$I_{\Gamma} = \int_{\Gamma} f(\xi, \eta, \zeta) d\Gamma \quad (22)$$

Como são utilizados elementos isoparamétricos, os integrais são calculados através da transformação de coordenadas, de globais para locais, o que torna o seu cálculo mais simples, bem como a definição dos limites de integração, o integral é calculado da seguinte forma, para elementos hexaédricos,

$$I_{\Omega} = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} f(\xi, \eta, \zeta) J(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta \quad (23)$$

A solução é aproximada em cada elemento, tendo de satisfazer para isso as condições de admissibilidade cinemática na fronteira,  $u = \tilde{u}$ , e a compatibilidade entre elementos,  $u^j = u^i$ , nas fronteiras.

Para tal é necessário relacionar os deslocamentos nodais dos pontos,  $d$ , com os deslocamentos da malha,  $q$ , através da expressão

$$d = \mathfrak{I}q \quad (24)$$

onde  $\mathfrak{I}$  é uma condição é incidência nodal.

As forças nodais equivalentes na malha de elementos finitos definem as resultantes das contribuições das forças nodais equivalentes geradas em cada elemento,

$$Q = \mathfrak{I}^T F \quad (25)$$

e são utilizadas para estabelecer a equação resolvente do sistema,

$$K \cdot q = Q \quad (26)$$

Deste modo as soluções são aproximadas através de condições de equilíbrio no domínio, fronteira ou pelas suas equivalentes compactadas, de modo a satisfazerem também as condições de continuidade entre elementos finitos.

Pela própria definição em que se baseiam os elementos isoparamétricos, as condições de continuidade dos deslocamentos nodais em cada nó garantem a continuidade do campo de deslocamentos entre elementos. É importante notar que este equilíbrio de deslocamentos é atingido à custa da violação das condições de equilíbrio do domínio e fronteira, contudo, sendo este cálculo uma aproximação, o equilíbrio entre forças nodais e deslocamentos nodais assegura que a solução aproximada obtida é a melhor possível.

As equações resolventes elementares são posteriormente combinadas de modo a que as componentes nodais de cada elemento coincidam com os seus homólogos na estrutura, definindo assim o campo de deslocamentos e as resultantes das forças na estrutura global.

Após a resolução do sistema obtêm-se os deslocamentos nodais da estrutura e podem determinar-se deslocamentos, tensões e deformações em pontos no interior dos elementos através das equações (14), (12) e (13).

### 3.2.6. Elementos finitos isoparamétricos

O cálculo do MEF é baseado em elementos isoparamétricos, onde as funções de aproximação são construídas considerando um valor unitário num nó e nulo nos restantes,

$$\Psi_i(\xi_j, \eta_j, \zeta_j) = \begin{cases} 1 & \text{se } j = i \\ 0 & \text{se } j \neq i \end{cases} \quad (27)$$

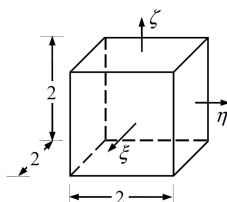


Figura 23 - Elemento finito tridimensional hexaédrico.

A geometria dos elementos tridimensionais (Figura 23) é caracterizada por funções de aproximação do tipo,

$$\begin{aligned} x &= \sum_{i=1}^N \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) c_{ix} \\ y &= \sum_{i=1}^N \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) c_{iy} \\ z &= \sum_{i=1}^N \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) c_{iz} \end{aligned} \quad (28)$$

Os deslocamentos são aproximados por funções idênticas,

$$\begin{aligned} u_x(x, y, z) &= \sum_{i=1}^N \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) d_{ix} \\ u_y(x, y, z) &= \sum_{i=1}^N \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) d_{iy} \\ u_z(x, y, z) &= \sum_{i=1}^N \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) d_{iz} \end{aligned} \quad (29)$$

Os termos  $c_{ix}$ ,  $c_{iy}$ ,  $c_{iz}$  caracterizam as coordenadas de cada nó do elemento, no seu referencial global, enquanto  $d_{ix}$ ,  $d_{iy}$ ,  $d_{iz}$  são os deslocamentos nodais.

As funções de forma podem ser então agrupadas numa única matriz para aproximação do vetor de deslocamentos, sendo definidas em função das coordenadas locais dos elementos,

$$\Psi = \left[ \begin{array}{ccc|ccc|ccc} \Psi_1 & \dots & \Psi_N & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & \Psi_1 & \dots & \Psi_N & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 & \Psi_1 & \dots & \Psi_N \end{array} \right] \quad (30)$$

A formulação é também válida para as deformações compatíveis com o campo de deslocamentos,

$$B = \begin{bmatrix} \partial_x \Psi_1 & \dots & \partial_x \Psi_N & | & 0 & \dots & 0 & | & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & | & \partial_y \Psi_1 & \dots & \partial_y \Psi_N & | & 0 & \dots & 0 \\ 0 & \dots & 0 & | & 0 & \dots & 0 & | & \partial_z \Psi_1 & \dots & \partial_z \Psi_N \\ \hline \partial_y \Psi_1 & \dots & \partial_y \Psi_N & | & \partial_x \Psi_1 & \dots & \partial_x \Psi_N & | & 0 & \dots & 0 \\ \partial_z \Psi_1 & \dots & \partial_z \Psi_N & | & 0 & \dots & 0 & | & \partial_x \Psi_1 & \dots & \partial_x \Psi_N \\ 0 & \dots & 0 & | & \partial_z \Psi_1 & \dots & \partial_z \Psi_N & | & \partial_y \Psi_1 & \dots & \partial_y \Psi_N \end{bmatrix} \quad (31)$$

O mesmo exercício pode também ser estendido para aproximações do campo de tensões, usando para o efeito a matriz de rigidez de cada elemento finito.

Aplicando a regra da diferenciação é possível calcular os coeficientes da matriz de compatibilidade,  $B$ , mas a mudança de coordenadas dificulta o cálculo das derivadas das funções de aproximação, pelo que é mais conveniente a utilização das expressões,

$$\begin{aligned} \sigma_x \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) &= \frac{\partial \Psi_i}{\partial x} = \frac{\partial \Psi_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \Psi_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \Psi_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \\ \sigma_y \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) &= \frac{\partial \Psi_i}{\partial y} = \frac{\partial \Psi_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial \Psi_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\partial \Psi_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial y} \\ \sigma_z \Psi_i(\xi, \eta, \zeta) &= \frac{\partial \Psi_i}{\partial z} = \frac{\partial \Psi_i}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\partial \Psi_i}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial \Psi_i}{\partial \zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial z} \end{aligned} \quad (32)$$

### 3.2.7. Mudança de coordenadas e matriz Jacobiana

A mudança de coordenadas é definida pela matriz Jacobiana (ver expressão (23)),

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (33)$$

sendo o seu determinante designado por Jacobiano. O Jacobiano terá de ser positivo em todo o domínio do elemento e em todos os elementos da malha.

A matriz Jacobiana permite a avaliação da distorção de cada elemento finito.

### 3.2.8. Assemblagem da matriz de rigidez global

Após o cálculo das matrizes de rigidez de cada elemento finito  $K_n$ , é necessário proceder ao cálculo da matriz de rigidez global da estrutura  $[K]$ .

Para que o processo de sobreposição das várias matrizes de rigidez seja coerente é necessário determinar uma correlação entre os graus de liberdade de cada elemento (GLE) e os graus de liberdade globais da estrutura (GLG).

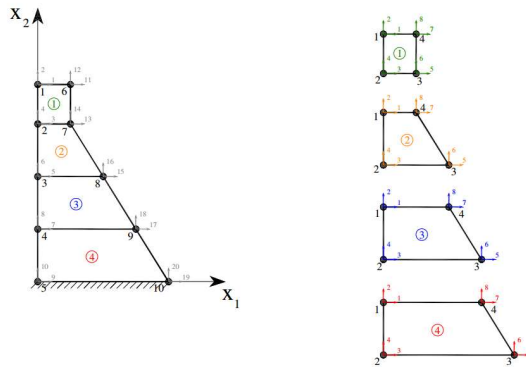


Figura 24 - Correlação entre os graus de liberdade de cada elemento GLE e os graus de liberdade da estrutura GLG (adaptado de (Espada 2010)).

A cada elemento finito  $K_a$  estão associados 3 graus de liberdade de cada ponto nodal  $i$ , o número total de graus de liberdade da estrutura será o produto do número de nós da estrutura pelos três graus de liberdade associados a que nó. Este número total será igual ao igual número de deslocamentos nodais,  $a$ , e de forças nodais equivalentes,  $F$ .

A matriz de rigidez global será, à semelhança de cada uma das matrizes de rigidez elementares, uma matriz quadrada com um número de linhas e colunas igual ao número total de graus de liberdade da estrutura.

NÓS																					
G.L. Globais		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	G.L.E1	1	2	3	4							7	8	5	6						
	G.L.E2			1	2	3	4							7	8	5	6				
	G.L.E3					1	2	3	4							7	8	5	6		
	G.L.E4							1	2	3	4							7	8	5	6
1	1																				
2	2																				
3	3																				
4	4																				
5	5																				
6	6																				
7	7																				
8	8																				
9	9																				
10	10																				
11	11																				
12	12																				
13	13																				
14	14																				
15	15																				
16	16																				
17	17																				
18	18																				
19	19																				
20	20																				

Figura 25 - Processo de assemblagem da matriz de rigidez global (adaptado de (Espada 2010))

### 3.3. Tipo de elementos finitos utilizados

#### 3.3.1. Elementos tridimensionais isoparamétricos, tipo cubo, de 20 nós

O programa FLUDAN<sup>®</sup>, desenvolvido no DBB – Departamento de Barragens de Betão do LNEC, utiliza elementos tridimensionais isoparamétricos, do tipo cubo, de 20 nós, tendo permitido efetuar os cálculos estruturais estáticos do presente trabalho.

Na Figura 26 são apresentadas as convenções adotadas para a numeração de pontos nodais do elemento finito tridimensional, tipo cubo, de 20 nós.

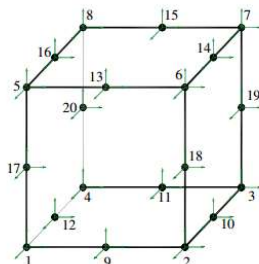


Figura 26 - Elemento finito tridimensional isoparamétrico, tipo cubo, com 20 pontos nodais e 3 GDL por nó (adaptado de (Oliveira, 1991)).

#### 3.3.2. Elemento ANSYS<sup>®</sup> Solid90

Para a análise térmica e higrométrica utilizou-se o programa ANSYS<sup>®</sup> que possibilita a utilização de diferentes tipos de elementos finitos.

Para a modelação térmica e higrométrica da barragem foi utilizado um elemento isoparamétrico de 20 nós para efetuar a análise estrutural. Este elemento, designado no catálogo do programa como SOLID90, é um hexaedro com 20 nós e 1 grau de liberdade por nó.

A análise térmica efetuada neste trabalho foi em regime transiente, para obter a distribuição de temperaturas no corpo da barragem (ver capítulo 5).

A Figura 27 ilustra a definição geométrica do elemento SOLID90, incluindo a localização dos nós e o sistema de coordenadas do elemento.

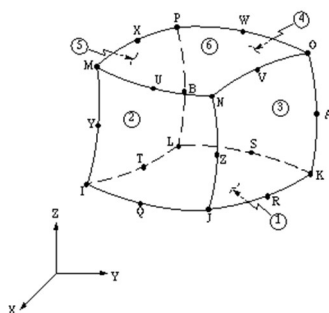


Figura 27 - Elemento Finito ANSYS<sup>®</sup> SOLID90 (ANSYS, 2013).

### 3.3.3. Elemento GiD<sup>®</sup> quadrático hexaédrico de 20 nós

Para a geração parcial e visualização da malha de elementos finitos foi utilizado o programa GiD<sup>®</sup>, de pré e pós-processamento computacional em engenharia. Foi explorada a possibilidade deste programa construir malhas de elementos finitos a partir de definições geométricas tridimensionais, utilizando o seu catálogo de elementos, o que permitiu a visualização de elementos e de resultados.

Optou-se pela utilização dos elementos finitos hexaédricos com 20 nós, de modo a ser possível a visualização dos resultados dos cálculos efetuados com recurso aos elementos finitos e programas associados antes descritos. Na Figura 28 está definido o elemento finito hexaédrico do programa GiD<sup>®</sup> com a ordem dos pontos nodais.

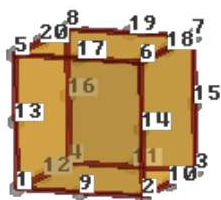


Figura 28 - Elemento GiD<sup>®</sup> quadrático hexaédrico (Coll et al., 2016).

### 3.3.4. Correlação entre os diferentes tipos de elementos finitos

Dada a diferença existente na definição das incidências dos elementos finitos nos três programas utilizados, foi construído um algoritmo simples de reordenação dos nós de cada elemento, permitindo assim a visualização correta dos resultados obtidos nos cálculos efetuados.

Tabela 8 - Equivalência de nós entre os elementos finitos dos programas FLUDAN<sup>®</sup>, ANSYS<sup>®</sup> e GiD<sup>®</sup>.

Relação entre nós dos elementos FLUDAN <sup>®</sup> , ANSYS <sup>®</sup> e os nós do elemento GiD <sup>®</sup>																				
<b>FLUDAN<sup>®</sup></b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
<b>ANSYS<sup>®</sup></b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
<b>GiD<sup>®</sup></b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	17	18	19	20	13	14	15	16

A título de exemplo refere-se que o nó 13 do FLUDAN<sup>®</sup> e ANSYS<sup>®</sup> corresponde ao nó 17 do GiD<sup>®</sup>.

### 3.4. Comportamento térmico de barragens de betão

#### 3.4.1. Aspetos gerais

Das várias ações sobre as barragens de betão as variações de temperatura assumem uma importância significativa, sendo o estudo do comportamento das temperaturas numa estrutura de grandes dimensões como é uma barragem algo complexo (Silveira, 1961).

Os métodos numéricos, nomeadamente o MEF, permitem a resolução dos problemas de transmissão de calor. É conseqüentemente necessário iniciar esta abordagem através da enumeração dos princípios básicos de transmissão de calor em sólidos, para que a compreensão dos cálculos efetuados e apresentados em capítulos subsequentes seja melhor.

Existem três formas de transferência de calor em sólidos:

- i. Condução, que consiste na transferência de calor através de um meio tendo em conta as suas características térmicas e que é governada pela equação de Fourier;
- ii. Convecção, onde a transferência de calor se dá através do movimento de um fluido, geralmente ar ou água, e que ocorre quando existe contacto entre elementos a diferentes temperaturas;
- iii. Radiação, onde a energia é transferida entre dois corpos através da radiação eletromagnética que é emitida por todos os corpos que possuem uma temperatura superior à do zero absoluto, sendo governada pela lei de Stefan-Boltzmann.

Sendo uma barragem um sólido, a transmissão de calor por condução através da sua massa desempenha um papel primordial (Silveira, 1961) no comportamento térmico e estrutural destas obras.

As trocas de calor por convecção, nomeadamente através do contacto promovido entre dois fluidos diferentes, ar ou água e betão, e por radiação, pela incidência de radiação solar sobre a superfície da barragem, são em regra, de menor importância para o conhecimento do comportamento térmico das barragens.

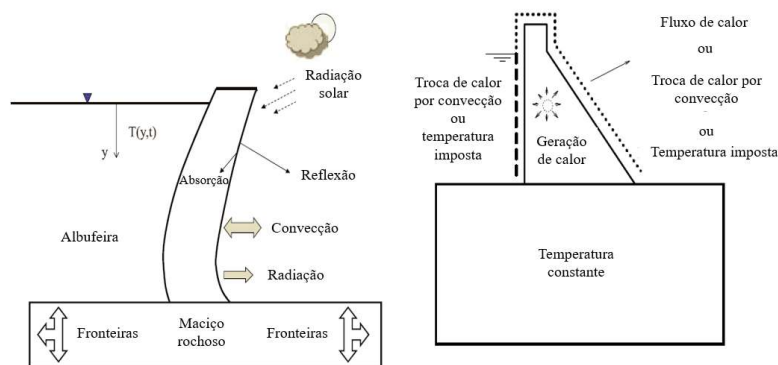


Figura 29 - Trocas de calor em barragens (à esquerda); Condições de fronteira para análise térmica (à direita) (adaptado de Victor E. Saouma, 2014).

### 3.4.2. Transferência de calor por condução: lei de Fourier

A transmissão de calor em sólidos por condução é regida pela lei de Fourier que será estabelecida para o seu caso 2D, generalizando-se depois para o caso tridimensional, considerando uma placa composta por um material isotrópico e homogéneo na qual existe uma diferença de temperatura entre duas fronteiras opostas.

Após algum tempo a temperatura nos pontos deste elemento atinge o equilíbrio e em planos paralelos às fronteiras a temperatura é constante. Este fenómeno é causado pelo fluxo de calor,  $Q$ , que é função das diferenças de temperatura impostas e das características do próprio material,

$$Q = \frac{K(T_1 - T_0)At}{e} \quad (34)$$

onde  $K$  é a constante própria do material designada por condutibilidade térmica,  $t$  o tempo,  $T_1$  e  $T_0$  as temperaturas das faces e  $e$  a espessura da placa.

A constatação física deste fenómeno deu origem à formulação de Fourier,

$$\frac{dQ}{dt} = -KA \frac{\partial T}{\partial n} \quad (35)$$

em que se estabelece que a quantidade de calor que atravessa uma área  $A$  perpendicular a este fluxo, por unidade de tempo, é proporcional ao produto da área pelo seu gradiente térmico.

A condutibilidade térmica é dada por,

$$K = \frac{Qe}{(T_1 - T_0)At} \quad (36)$$

e a capacidade calorífica de cada material,

$$C = \rho c \quad (37)$$

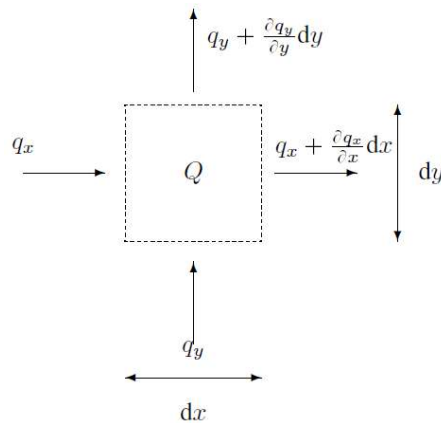
sendo a difusibilidade térmica ou condutibilidade termométrica dada por,

$$h^2 = \frac{K}{\rho c} \quad (38)$$

em que  $\rho$  representa a massa específica do material e  $c$  o seu calor específico.

Considerando o caso bidimensional, por simplicidade, a taxa de geração de calor numa área elementar de dimensões  $dx$  e  $dy$  é dada por

$$I_2 = Q \, dx \, dy$$



**Figura 30 - Fluxo de calor através do elemento bidimensional considerado.**

O fluxo de calor que se dá através do elemento é dado pela expressão,

$$I_1 = \left[ \left( q_x + \frac{\partial q_x}{\partial x} dx \right) - q_x dx \right] dy + \left[ \left( q_y + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy \right) - q_y dy \right] dx$$

$$\Leftrightarrow I_1 = \frac{\partial q_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial q_y}{\partial y} dy dx$$

A quantidade de energia armazenada no elemento por unidade de tempo é dada por,

$$I_3 = \rho c \frac{dT}{dt} dx dy$$

Pela 1ª lei da termodinâmica, o balanço energético resultante da soma do fluxo que atravessa o elemento, do calor gerado pelo próprio e da subtração da parcela relativa ao calor armazenado terá de ser nulo,

$$I_1 + I_2 - I_3 = 0$$

A equação de Fourier pode ser escrita sob a forma de,

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + Q = \rho c \frac{dT}{dt} \quad (39)$$

Para o caso de haver geração de calor no interior do corpo, generalizando agora as expressões para o caso tridimensional, a expressão toma a forma,

$$K \left[ \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right] + Q - \rho c \frac{\partial T}{\partial t} = 0 \quad (40)$$

Caso não ocorra variação de temperatura ao longo do tempo, situação designada por regime permanente, a lei de Fourier assume a forma de,

$$\nabla^2 T = \frac{\partial^2 T}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 T}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 T}{\partial^2 z} = 0 \quad (41)$$

que é a conhecida equação de Laplace, podendo assim ser reduzida para a designada equação de Poisson,

$$K \left[ \frac{\partial^2 T}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 T}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 T}{\partial^2 z} \right] + Q = 0 \quad (42)$$

A mesma dedução pode ser realizada para o caso da difusão hídrica, sendo que neste caso se designa por lei de Fick, que tem a forma,

$$D \left[ \frac{\partial^2 h}{\partial^2 x} + \frac{\partial^2 h}{\partial^2 y} + \frac{\partial^2 h}{\partial^2 z} \right] + \frac{\partial c}{\partial t} = 0 \quad (43)$$

onde,

D: Coeficiente de difusibilidade;

h: humidade relativa do meio.

### 3.5. Modelação das reações expansivas

#### 3.5.1. Aspetos gerais

Um modelo macroscópico das reações expansivas deve considerar as características “micro” das reações químicas envolvidas e processos de deterioração do betão. Em regra, são considerados os seguintes parâmetros nos modelos:

- i. Distribuição espacial e temporal da temperatura  $T(x,y,z,t)$  e da humidade relativa  $HR(x,y,z,t)$ ;
- ii. Resposta linear e não-linear do modelo incluindo a fissuração progressiva da estrutura;
- iii. Comportamento instantâneo e diferido do betão sob ação de carregamentos quase-estáticos.

#### 3.5.2. Hipóteses simplificativas

É necessário, face à complexidade dos processos de deterioração do betão, a consideração de hipóteses simplificativas de modo a estabelecer um modelo macroscópico que tenha em conta as reações microscópicas e químicas que ocorrem no betão.

A presença de água no meio é um fator fundamental no aparecimento e desenvolvimento de reações expansivas, através do papel desempenhado na dissolução da sílica e formação do gel e também na expansão deste por absorção de água. Em ambos os mecanismos, a água atua como

meio de transporte dos íões e também como matéria-prima para a expansão do gel, é por isso perceptível a importância que a humidade relativa tem no desenvolvimento deste tipo de reações. Como se sabe, a água não possui uma presença uniforme no betão e embora este seja um meio poroso, parcialmente saturado por vários fluidos no estado gasoso e líquido assume-se no modelo constitutivo, como hipótese simplificativa, o betão como um meio saturado por um líquido (Piteria Piteira Gomes, 2008).

A formação de gel, produto da RAA, é à semelhança da própria reação álcalis-agregado, um processo que se desenvolve temporalmente. O aumento do volume de gel conduz também, tal como já foi referido anteriormente, ao aumento da fissuração devido à pressão provocada por este nas paredes dos poros onde se forma, contribuindo assim para a difusão do gel através da rede porosa inicial e das fissuras criadas, progredindo ao longo de toda a estrutura. No modelo constituído é assumido que o gel formado não tem capacidade de propagação através dos poros e fissuras, estando assim contido ao local da sua criação.

### 3.5.3. Conservação de massa e estabilidade termodinâmica

Considera-se que não existe criação de massa durante o processo, ocorrendo apenas a transformação dos reagentes existentes em produtos de reação, pelo que a equação de continuidade global traduz essa mesma conservação de massa.

Pode então afirmar-se que a variação de massa total de uma partícula  $dm_T$  é função da variação de massa do fluido que percola na rede porosa  $dm_{fl}$ , da variação de massa de solvente  $dm_s$  e da taxa de transferência do soluto existente na estrutura sólida para a solução por dissolução  $m_{\rightarrow s}^\circ dt$ .

$$dm_T = dm_{fl} + dm_s - m_{\rightarrow s}^\circ dt \quad (44)$$

Existindo conservação de massa, a variação de massa total é dependente exclusivamente do solvente que é fornecido ao sistema.

Assume-se também que o sistema é estável termodinamicamente. Como anteriormente referido, o meio poroso é considerado como saturado por apenas um tipo de fluido e sujeito apenas a uma reação química, a segunda lei da termodinâmica, formulada por Thomson, Causius e Duhem (Jirasek and Bazant, 2001) pode ser escrita da seguinte forma, assumindo que a taxa de variação de massa do soluto é proporcional à taxa de desenvolvimento da reação  $m_{\rightarrow s}^\circ = x\xi^\circ$ :

$$\sigma: \frac{d\varepsilon}{dt} + g \frac{dm}{dt} - s \frac{dT}{dt} - \frac{d\psi}{dt} + A_m \xi^\circ - \mathbf{w} \cdot [\nabla g + s^{fl} \nabla T] - \frac{\mathbf{q}}{T} \cdot \nabla T \geq 0 \quad (45)$$

onde  $A_m = xg$  é a chamada afinidade química da reação e  $\xi^\circ$  a taxa de desenvolvimento da reação.  $s$  é a densidade de entropia específica,  $T$  a temperatura,  $\nabla T$  o seu gradiente,  $\mathbf{q}$  o vetor que define o fluxo de calor na fronteira do domínio,  $\psi$  a energia específica,  $g$  o potencial de Gibbs

do fluido e  $\sigma$  e  $\varepsilon$  correspondem aos tensores das tensões e deformações que caracterizam os respectivos campos no domínio.

Conhecendo num determinado instante todas as variáveis de estado, é possível definir completamente o estado termodinâmico de um material num ponto e instante conhecidos. Não participando as derivadas destas variáveis na definição do estado termodinâmico, pode concluir-se que a evolução nesse mesmo estado é resultado de uma sucessão de estados de equilíbrio.

Aplicando-se o método do estado local, baseado numa escolha adequada das variáveis de estado e na admissão de um potencial termodinâmico função dessas variáveis, é possível obter modelos constitutivos consistentes do ponto de vista termodinâmico (Piteira Gomes, 2008).

Através da mecânica dos meios contínuos é possível definir para potencial termodinâmico, o potencial de energia específica  $\psi$ :

$$\psi = \psi(\varepsilon, m_s, T, \chi) \quad (46)$$

onde  $\chi$  representa um conjunto de variáveis necessárias para descrever o comportamento do modelo ou do carregamento aplicado. Assim, considerando a variação de energia livre específica ao longo do tempo e substituído em (46), obtém-se uma forma da desigualdade de Clausius-Duhem (Jirasek e Bazant, 2001), em que os seus termos na parte esquerda podem ser agrupados em,

$$\Phi = \Phi_1 + \Phi_{RQ} + \Phi_2 + \Phi_3 \geq 0 \quad (47)$$

com, 
$$\Phi_1 = \sigma : \frac{d\varepsilon}{dt} + g \frac{dm}{dt} - s \frac{dT}{dt} - \frac{d\psi}{dt},$$

$$\Phi_{RQ} = A_m \xi^\circ,$$

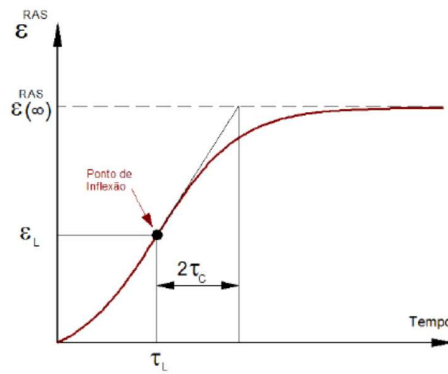
$$\Phi_2 = -\frac{q}{T} \cdot \overline{\nabla T},$$

$$\Phi_3 = -\mathbf{w} \cdot [\overline{\nabla} g + s^{fl} \overline{\nabla T}],$$

assegurando-se que todas as dissipações são não-negativas.

### 3.5.4. Cinética das reações químicas

Através de uma investigação abrangente ao nível da caracterização de reações expansivas em vários ambientes, misturas de betão e condições mecânicas, foi proposto por Catherine Larive um modelo governativo termodinâmico, semi-analítico para as reações expansivas (Larive, 1998). Este modelo foi calibrado recorrendo a três parâmetros-chave, determinados através de ensaios laboratoriais: tempo de latência,  $\tau_L$ , tempo característico,  $\tau_C$  e valor máximo da expansão a tempo infinito  $\varepsilon_{RQ}^{Livre}(\infty)$  (Figura 31).



**Figura 31 - Curva das expansões livres para temperatura e humidade constantes (Piteira Gomes, 2008).**

Esta curva, definida por (48), representa a evolução das expansões livres, que pode ser caracterizada por uma função do tipo sigmoide, na qual está contemplado o período inicial de adormecimento das expansões  $\tau_L$ , durante o qual o gel produzido pelas reações químicas já em curso vai preenchendo gradualmente a porosidade do betão, não provocando tensões nem deformações.

$$\varepsilon_{RQ}^{Livre}(t) = \varepsilon_{RQ}^{Livre}(\infty) \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_C}}}{1 + e^{-\frac{(t-\tau_L)}{\tau_C}}} \quad (48)$$

O tempo de latência,  $\tau_L$ , correspondente ao ponto de inflexão na Figura 31 e o tempo característico,  $\tau_C$ , representa a intersecção entre a tangente em  $\tau_L$  com a assíntota  $\varepsilon^{RAS}(\infty)$ .  $\varepsilon_{RQ}^{Livre}(\infty)$  corresponde ao valor máximo que o processo expansivo poderá atingir, correspondendo ao equilíbrio termodinâmico entre produtos e reagentes no material.

Estes três parâmetros são obtidos através da realização de testes de expansibilidade em provetes sem qualquer carga aplicada e sujeito a condições do meio, temperatura e humidade, constantes. Através dos mesmos ensaios foi possível concluir que a expansão máxima é independente da temperatura e apenas dependente na própria química do processo expansivo (Larive, 1998).

A dependência de fatores de natureza química permite que seja aplicável, no caso das RAA, a lei de Arrhenius, que correlaciona a constante  $k$  com a temperatura absoluta do sistema e respetiva energia de ativação  $E_a$ . Ao considerar que a constante  $k$ , no caso particular das RAA depende apenas de  $\tau_L$  e  $\tau_C$  é possível estabelecer a lei para determinação dos tempos característicos e de latência em função da temperatura (Ulm et al., 2000),

$$\tau_C(T) = \tau_C(T_0) e^{\left[ U_C \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \right]} \quad (49)$$

$$\tau_L(T) = \tau_L(T_0) e^{\left[ U_L \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \right]} \quad (50)$$

onde  $U_C$  e  $U_L$  são, respetivamente as energias de ativação associadas ao tempo característico e ao tempo de latência e  $T_0$  é a temperatura de referência do ensaio de expansão livre.

### 3.5.5. Influência da temperatura

Com base nos ensaios experimentais levados a cabo para a caracterização de ações expansivas, nas expressões (49) e (50) está definida a dependência que as estas têm da temperatura, como pode ser constatado na (Figura 32) (Larive, 1998; Ulm et al., 2000).

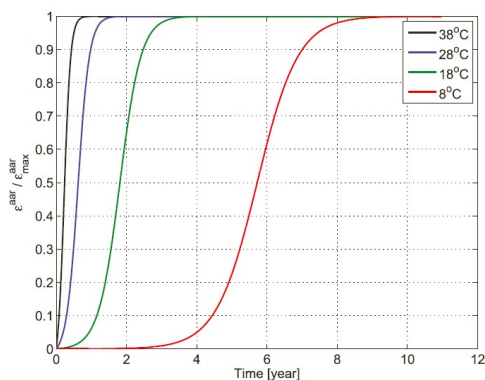


Figura 32 - Efeito da temperatura na expansão normalizada de provetes de betão (adaptado de Victor E. Saouma, 2014).

### 3.5.6. Influência da humidade relativa

A humidade relativa HR desempenha um papel crítico no desenvolvimento das reações expansivas. Tal foi evidenciado através de ensaios experimentais realizados em provetes de pequenas dimensões para diferentes humidades relativas (Poole, 1992). Os resultados mostram que para HR inferiores a 70% não são observadas expansões no betão. O mesmo não acontece quando a humidade relativa é de pelo 80%, notando-se um claro aumento das expansões causadas por RAA à medida que a HR se aproxima de 100% (Figura 33).

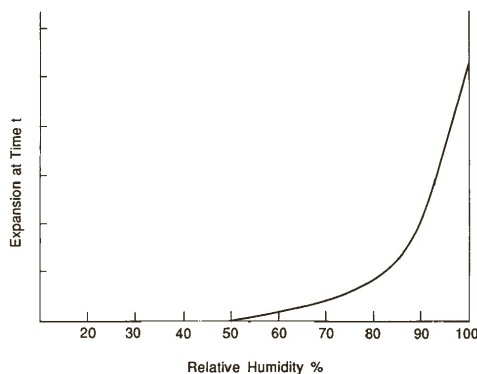


Figura 33 - Dependência da reação expansiva do fator humidade relativa (Poole, 1992).

A partir dos resultados experimentais foi obtida a equação (58) por regressão linear de dados, que relaciona as expansões com a HR do meio,

$$\varepsilon^{H_r} = H_r^m \varepsilon^{100\%} \quad (51)$$

Foi proposto por Poole (Poole, 1992)  $m = 8$ .

No entanto, a humidade relativa não constitui a única interação que existe entre a água e o betão nas barragens pois, sendo estas estruturas de betão em massa, necessitam de quantidades de água superiores à necessária para assegurar os processos de hidratação, de modo a garantir a trabalhabilidade do betão. Por outro lado, o contacto quase permanente entre o paramento de montante e a água da albufeira permite que possam ser satisfeitas as condições necessárias para o desenvolvimento de ações expansivas.

### 3.5.7. Influência do estado de tensão

O estado de tensão instalado no betão é também um fator influenciador do processo expansivo na medida em que a existência de tensões de compressão e de fendas no betão têm uma grande influência na anisotropia das expansões causadas por RAA, pelo que esta anisotropia deve considerada na previsão do comportamento das estruturas (Multon e Toutlemonde, 2006).

Piteira Gomes (2008) considera uma lei constitutiva do tipo exponencial para quantificar o efeito do confinamento no desenvolvimento das expansões,

$$\Psi_x(\sigma, t) = \frac{\varepsilon_x^{RAS}(\sigma, t)}{\varepsilon_x^{RAS}(t)} = e^{-(a\sigma(t))^b} \quad (52)$$

É possível então construir uma matriz P onde são considerados os diferentes coeficientes de restrição  $\Psi_i$ , segundos as direções das tensões principais para um intervalo  $\Delta t$ .

$$P = \begin{bmatrix} (1 - \Psi_I) & -\frac{(1 - \Psi_{II})}{2} & -\frac{(1 - \Psi_{III})}{2} \\ -\frac{(1 - \Psi_I)}{2} & (1 - \Psi_{II}) & -\frac{(1 - \Psi_{III})}{2} \\ -\frac{(1 - \Psi_I)}{2} & -\frac{(1 - \Psi_{II})}{2} & (1 - \Psi_{III}) \end{bmatrix} \quad (53)$$

A expansão volumétrica é a soma das componentes nas várias direções,

$$\varepsilon_{Vol}^{RAS}(t) = \varepsilon_{livre,x}^{RAS}(t) + \varepsilon_{livre,y}^{RAS}(t) + \varepsilon_{free,z}^{RAS}(t) \quad (54)$$

Adotando-se os pressupostos enunciados quanto à restrição das expansões, é possível quantificar o acréscimo de expansão em cada intervalo de tempo  $\Delta t$ ,

$$\Delta \varepsilon_r^{RAS} = \Delta \varepsilon_f^{RAS} - P \Delta \varepsilon_f^{RAS} \quad (55)$$

com  $\Delta \varepsilon_r^{RAS}$  o vetor das expansões restringidas em cada intervalo de tempo e  $\Delta \varepsilon_f^{RAS}$  o vetor das expansões livres.

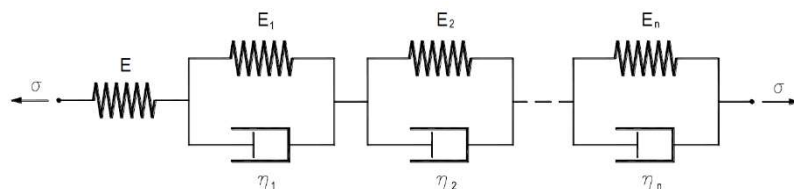
### 3.6. Modelo viscoelástico utilizado

A estrutura da barragem deve ser aproximada por um conjunto de blocos com características homogêneas e contínuas, com um comportamento do betão expresso através da equação (56).

O comportamento do betão, dependente do tempo é representado por um modelo viscoelástico linear com maturação. A função de fluência  $J(t, t_0)$  é aproximada por uma série de exponenciais reais, chamadas séries de Dirichlet, sob a forma,

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} \left( 1 - e^{-\frac{(t-t_0)E_i(t_0)}{\eta_i}} \right) \quad (56)$$

Esta equação representa a deformação de um corpo de Hooke e de uma cadeia de corpos de Kelvin associados à série (Figura 34) na qual  $E_i(t_0)$  são os módulos de elasticidade dependentes do tempo e  $\eta_i$  os coeficientes de viscosidade de cada unidade da cadeia.



**Figura 34 - Modelo reológico para representação do comportamento diferido do betão (adaptado de (Batista, 1998)).**

A análise do modelo estrutural pelo MEF, utilizando para o efeito o programa de cálculo automático *FLUDAN*<sup>®</sup>, desenvolvido no LNEC (Oliveira, 2000), permitindo assim a consideração incremental:

- i. das principais ações, nomeadamente água, temperatura e reações expansivas;
- ii. da fluência do betão.

Os efeitos estruturais, designadamente as deformações, deslocamentos e tensões, são calculados pelo MEF.

A aproximação da função de fluência por série de Dirichlet permite a referida análise estrutural de uma forma recursiva no tempo, sem necessidade de memorização do historial de carga (Batista, 1998), desse modo é possível resolver a equação do método dos elementos finitos em todos os intervalos da discretização temporal com atualização sucessiva da matriz de rigidez global e dos vetores que armazenem a história de carga.

A modelação dos processos expansivos faz-se através das expansões livres que se desenvolvem ao longo do tempo, sendo a sua aplicação realizada como uma sequência de deformações impostas à estrutura. A determinação das expansões livres é realizada à custa de um algoritmo que tem em consideração a história térmica e higrométrica nos pontos nodais da estrutura, bem como as propriedades expansivas.

O cálculo estrutural processa-se em dois passos em cada intervalo de tempo, que exigem a reformulação da matriz de rigidez da estrutura para determinar:

- i. Efeito instantâneo do incremento instantâneo das ações;
- ii. Efeito diferido durante o intervalo de tempo.

No cálculo instantâneo é tido em conta a influência do estado de tensão na anisotropia do processo expansivo, através da correção do incremento de expansão livre isotrópica considerando o estado de tensão da iteração anterior, admitindo para o efeito a hipótese da constância da expansão volumétrica e não se considerando a depreciação das propriedades mecânicas devido ao processo expansivo.

No cálculo diferido, por sua vez, recorrendo à representação da deformabilidade por cadeias de Kelvin, é possível obter-se a equação constitutiva da viscoelasticidade com maturação de forma incremental recursiva, não sendo considerada para o efeito a existência e progressão de eventuais roturas, facto que é corrigido e alvo de outras abordagens através da utilização de um modelo químico-viscoelástico com dano (Piteira Gomes, 2008).

O algoritmo computacional que permite a análise do comportamento estrutural de barragens de betão, necessita que se proceda ao cálculo prévio das histórias térmica, higrométrica e expansiva dos pontos nodais da estrutura.

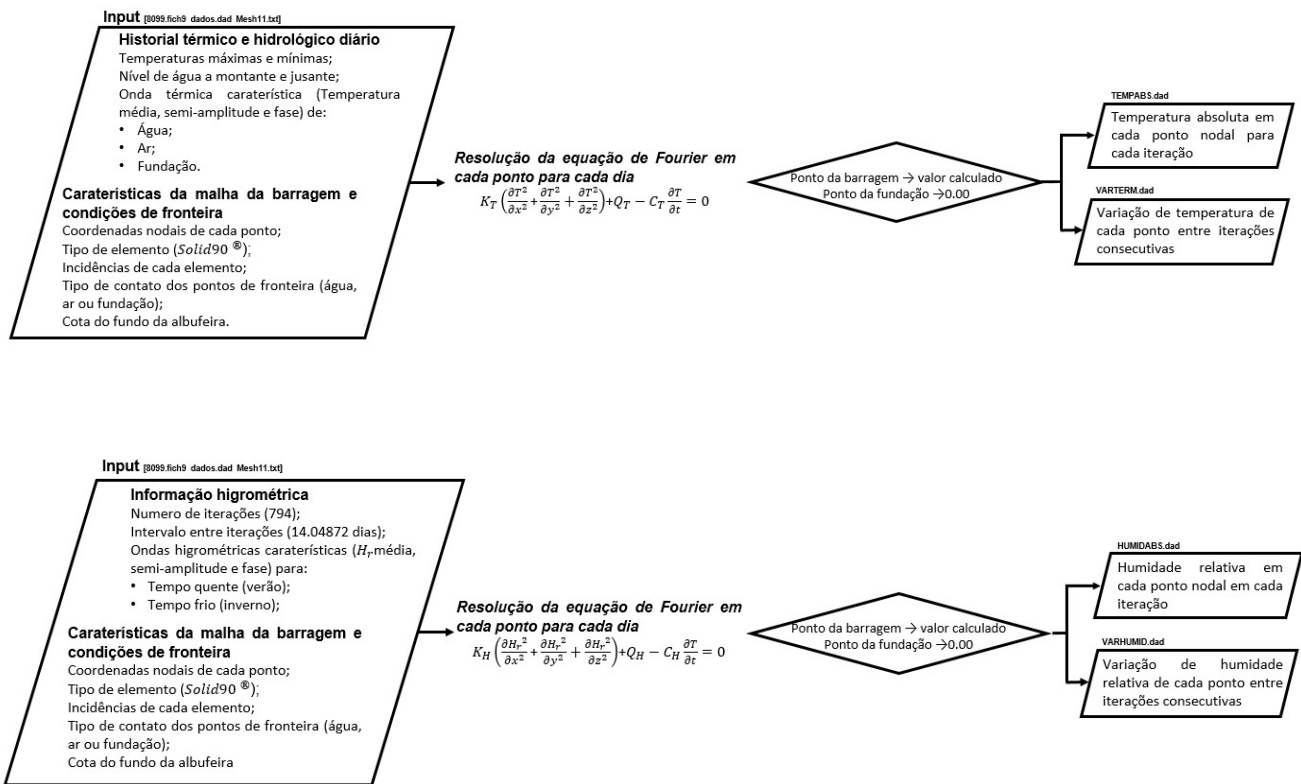


Figura 35 - Algoritmos computacionais para cálculo das temperaturas e humidades.

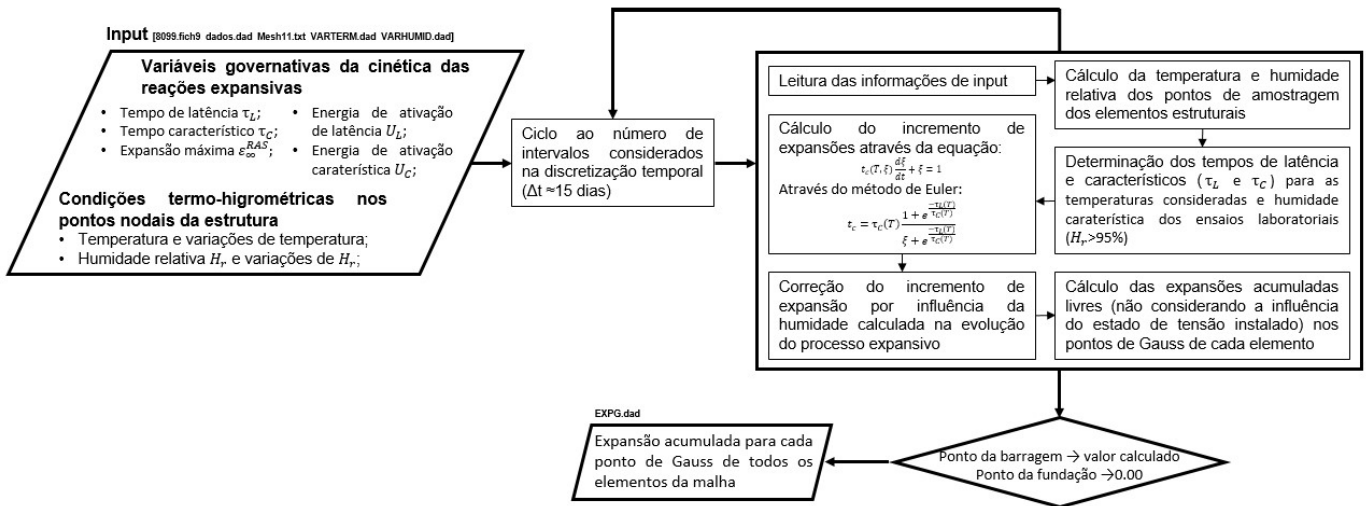


Figura 36 - Algoritmo computacional para cálculo das expansões livres.

Na Figura 37 é apresentado o algoritmo computacional implementado no programa *FLUDAN*<sup>®</sup> para barragens de betão sujeitas a reações expansivas.

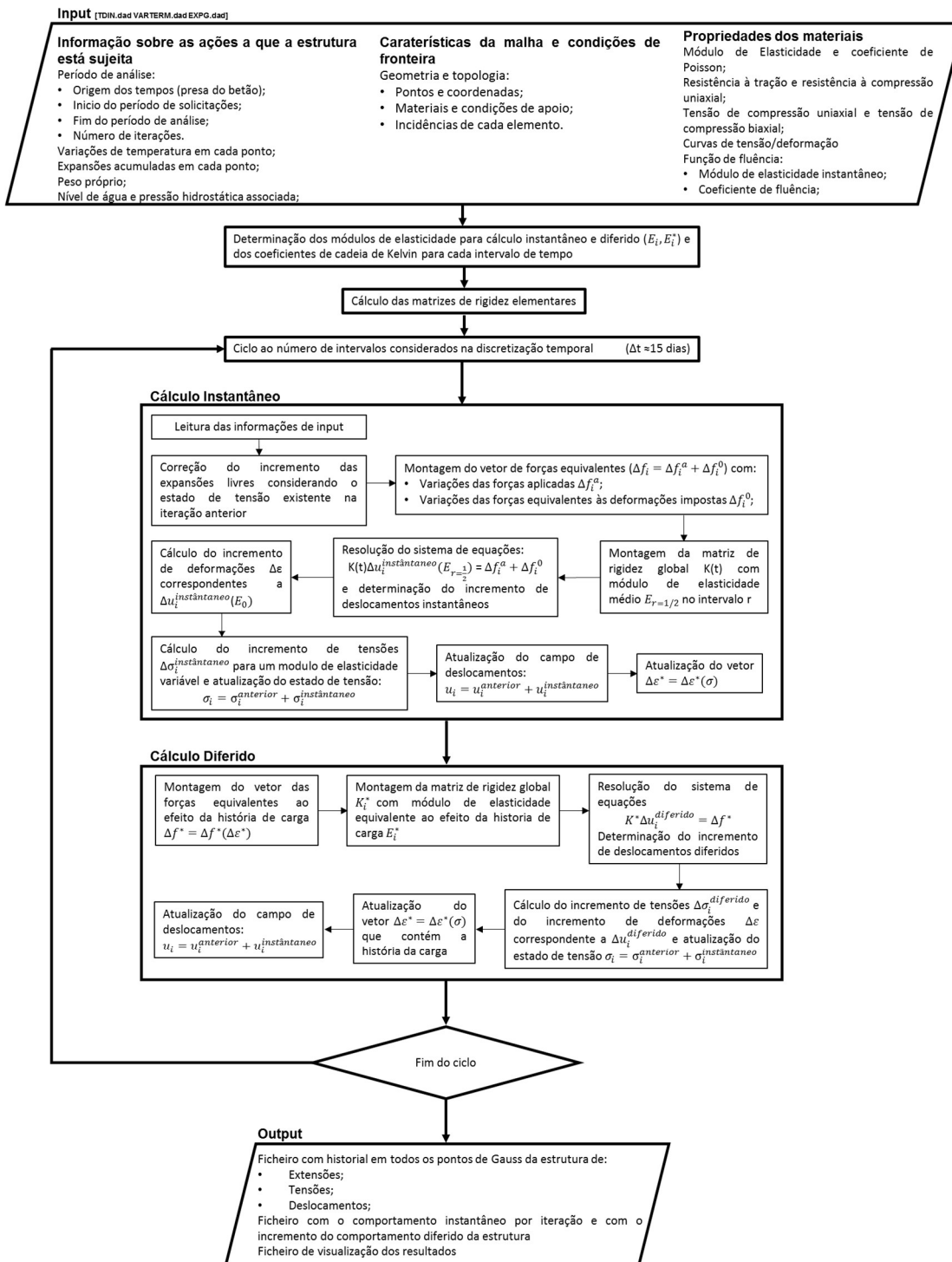


Figura 37 - Algoritmo computacional de cálculo estrutural com consideração das ações expansivas utilizado no programa FLUDAN.

## A barragem de Fagilde

### 4.1. Localização e objetivos da obra

A barragem de Fagilde localiza-se no rio Dão, junto da localidade de Fagilde, no concelho de Mangualde e a cerca da sede de distrito de Viseu (Figura 38). A barragem foi construída no período compreendido entre agosto de 1982 e o final de 1983, tendo o seu projeto sido elaborado pela empresa Hidroprojecto (Hidroprojecto, 1979).

Trata-se de uma barragem de betão constituída por uma parte central do tipo descarregador com contrafortes, ladeada por duas abóbadas. O coroamento situa-se à cota 312,5 m, o nível de pleno armazenamento (NPA) da albufeira está à cota 310,0 m e o nível de máxima cheia (NMC) situa-se à cota 311,6 m.

A barragem está localizada na bacia hidrográfica do rio Mondego e abrange uma área total de 428 km<sup>2</sup>. Teve como promotor da sua construção o Instituto da Água (INAG), tendo o dono



Figura 38 - Vista de jusante da barragem de Fagilde.

de obra, os Serviços Municipalizados de Viseu, adjudicado, através de concurso público, a sua construção à empresa Zagope, SARL.

A albufeira desenvolve-se por cerca de 4,5 km, ao longo de um vale quase retilíneo, e tem uma capacidade de 2,8 hm<sup>3</sup>, para NPA, correspondente à cota de 310,0 m.

A implantação de obra foi feita a partir de dois eixos, um transversal ao leito do rio e outro coincidindo com o eixo do contraforte central.

## **4.2. Descrição da estrutura e fundações**

### **4.2.1. Fundações**

No local onde a barragem foi implantada rio Dão corre num vale bastante encaixado, à cota de 295 m aproximadamente, ao longo de um alinhamento bem definido com orientação próxima de este-oeste. O vale apresenta-se assimétrico, com a margem direita evidenciando afloramentos de grandes blocos de rocha, enquanto a margem esquerda está quase toda ela dominada por vegetação.

A barragem e respetiva albufeira interessam ao Maciço Granítico das Beiras, de idade hercínica, ocorrendo nas formações graníticas intrusões filonianas de quartzo, aplíticas e pegmatíticas. Neste maciço reconheceu-se, a cerca de 10 km a montante do local, um pequeno retalho de terrenos xistosos do Complexo Xisto-Grauváquico das Beiras ante-ordovícico (Hidroprojecto, 1979).

O maciço apresenta grandes variações no grau de alteração, ocorrendo desde granito são aflorante a saibro granítico com algumas dezenas de metros de espessura. No local de implantação da barragem predominam granitos de grão médio ou grosseiro e em geral de duas micas.

Quanto à tectónica da zona, refere-se não se ter assinalado a ocorrência de acidentes tectónicos com expressão regional. No entanto regista-se a existência de famílias de diáclases bastante afastadas (muitas vezes 2 a 3 m) com as seguintes características:

N 50° - 80° W, subvertical (coincidente com o alinhamento do rio);

N 40° - 50° E, subvertical;

Sub-horizontal, inclinando ligeiramente para montante.

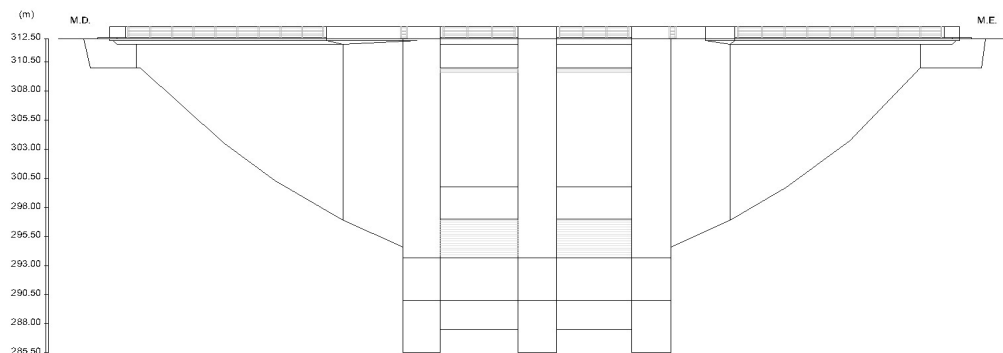
Aquando da realização do estudo geotécnico para elaboração do projeto da barragem foram executados reconhecimentos geológicos à superfície através de uma vala aberta na margem esquerda do rio e de 4 sondagens no leito deste. O conjunto dos resultados obtidos permite concluir que o maciço rochoso era são e praticamente são e impermeável e também que a partir deste poderiam ser obtidos os agregados necessários ao fabrico dos betões.

Para as características de deformabilidade e de resistência do maciço, tendo em conta o volume interessado pela barragem, consideraram-se os seguintes valores:

- Módulo de elasticidade (E) = 9,8 a 14,7 GPa;
- Coesão (C) = 1,6 a 4,9 MPa;
- Ângulo de atrito = 45°.

#### 4.2.2. Estrutura

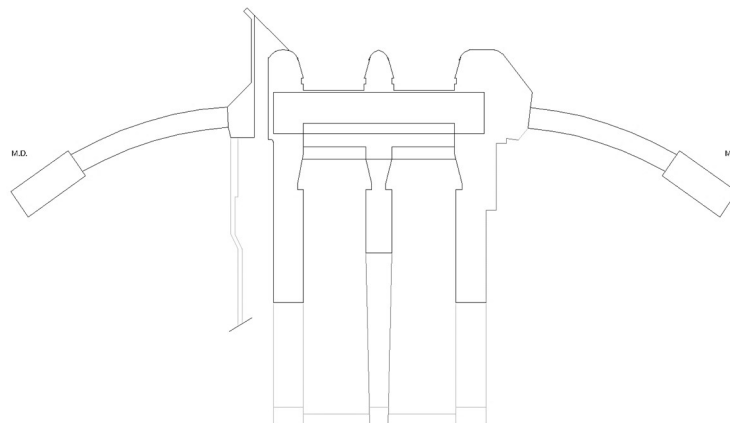
A solução estrutural adotada corresponde a uma barragem Descarregador de contrafortes na zona central com altura máxima acima da fundação de 26,6 m e duas abóbadas laterais com 16 m de altura. O desenvolvimento total da barragem é de aproximadamente 70 m.



**Figura 39 - Alçado de jusante da barragem de Fagilde.**

Os dois vãos de descarregador são separados por um contraforte central e limitados externamente cada um por contrafortes laterais. Para além dos contrafortes laterais, o vale é fechado, de um lado e outro, por abóbadas que se apoiam também em pequenos encontros de gravidade nas extremidades.

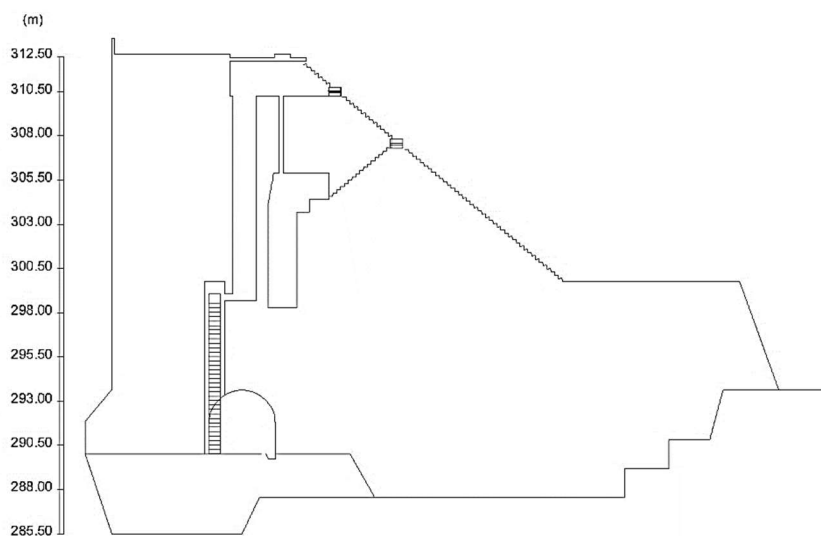
As duas abóbadas são elementos cujo paramento de montante é uma superfície cilíndrica vertical de raio 36 m e cujo paramento de jusante constitui numa superfície troncocónica vertical de revolução de raio 34 m na base e 36 m no coroamento.



**Figura 40 - Planta da barragem de Fagilde.**

As abóbadas, com um comprimento total de 37 m são ligadas aos encontros e aos contrafortes por juntas de contração. Os encontros são de iguais dimensões e geometria, apresentando dimensões aproximadas de  $5 \times 3 \text{ m}^2$  em planta e 2,5 m de altura.

Os três contrafortes, lateral esquerdo, central e lateral direito, são constituídos por uma cabeça a montante, à qual se segue o corpo propriamente dito cuja altura vai decrescendo com uma inclinação um pouco inferior a  $45^\circ$  até atingir a cota 300,0 m, desenvolvendo-se de seguida na horizontal numa distância aproximada de 12 m. A espessura varia de 3,00 m a montante a 2,50 m a jusante.



**Figura 41 – Alçado lateral do contraforte da margem esquerda.**

O trecho central da barragem é atravessado por uma galeria de inspeção e drenagem, com a soleira à cota 290,0 m. Superiormente os três contrafortes encontram-se ligados por uma estrutura, que serve de descarregador de superfície, e permite que os esforços transmitidos pelas abóbadas aos contrafortes sejam absorvidos sem se gerarem esforços transversais significativos.

A barragem dispõe de dois descarregadores de cheia, sendo o principal de meio-fundo, que apenas entra em funcionamento em caso de necessidade, mediante a abertura de comportas de fundo e um descarregador secundário de superfície. Cada um tem dois vãos descarregadores um de cada tipo nos dois intervalos compreendidos entre os três contrafortes. O descarregador de superfície tem a sua crista à cota 310,0 m e a sua linha mais baixa, a jusante, à cota 305,7 m. Este descarregador tem como função acessória travar entre si os contrafortes conferindo uma maior rigidez transversal ao conjunto.

#### 4.2.3. Materiais

O betão utilizado na construção da barragem, um total de aproximadamente  $8940 \text{ m}^3$ , foi fornecido pela empresa Betão Liz de Viseu e deveria pertencer à classe de resistência B225 de acordo com o antigo REBA, a que corresponde uma classe C20/25 pelas atuais normas, com uma

dosagem de cimento Portland normal foi de 360 kg/m<sup>3</sup> e foram usadas como agregados areia e areão de Mortágua e Mira e ainda britas calcárias. Na Tabela 10 apresenta-se a composição predominante do betão (LNEC, 1988).

**Tabela 9 Características físicas dos agregados.**

Agregados	Massa Volúmica [kg/m <sup>3</sup> ]		Absorção [%]	Baridade [kg/m <sup>3</sup> ] (c)	Módulo de Finura
	(a)	(b)			
Brita 38,1	2620	2580	1,4	1330	7,96
Brita 25,4	2620	2575	1,6	1360	7,25
Brita 9,5	2700	2640	1,8	1320	6,06
Areão	-	2650	-	1540	4,14
Areia fina	-	2660	-	1555	1,84

(a) Massa volúmica com os agregados saturados

(b) Massa volúmica com os agregados secos

(c) Sem apiloamento

**Tabela 10 Composição do Betão.**

Componentes	%	Kg/m <sup>3</sup>
Brita 38,1 – 25,4	35	661
Brita 25,4 – 9,5	15	283
Brita 9,5 – 4,8	12	227
Areão	27	510
Areia	11	208
Cimento	-	360
Água	-	160
A/C	0,44	

Durante a construção foram efetuados ensaios de rotura sobre provetes cúbicos de 20×20×20 cm<sup>3</sup>, moldados com o betão aplicado em obra. Estes ensaios, efetuados aos 7, 14 e 28 dias de idade do betão, conduziram aos valores indicados na Tabela 11,

**Tabela 11 Tensões de rotura à compressão do betão aplicado em obra**

Idade (dias)	Número de provetes	$\sigma_{bm}$ [MPa]	$\Delta$	$\sigma_{bk}$ [MPa]
7	24	34,0	4,6	26,7
14	24	38,8	4,1	31,8
28	77	40,5	4,1	33,8

$\sigma_{bm}$  – Tensão de rotura média à compressão;

$\Delta$  – Desvio padrão;

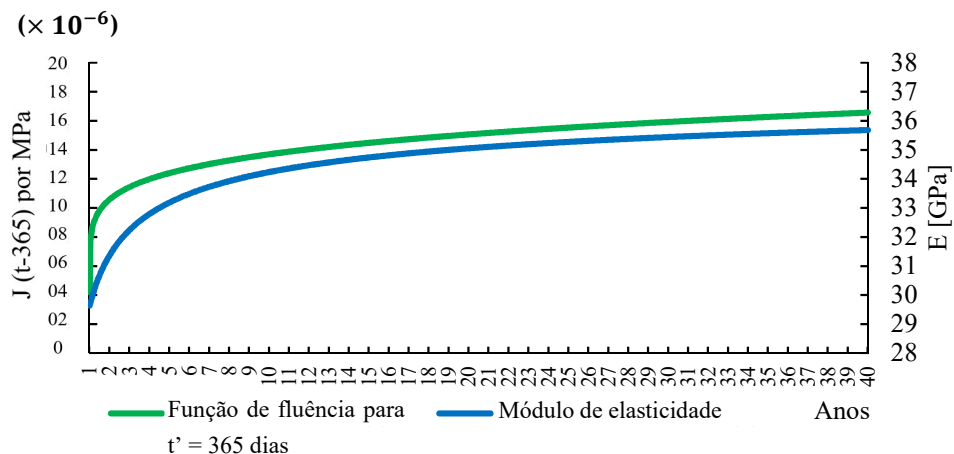
$\sigma_{bk}$  – Tensão de rotura característica.

Com base nos valores obtidos das tensões de rotura médias aos 28 dias de idade foi possível prever através do modelo de Bazant e Panula (Mora Ramos e Pinho, 1983) a função de fluência do betão (58) e a evolução do módulo de elasticidade (57).

$$J(t, t') = \frac{1}{30,0} \times (1 + 3,0 \times (t'^{-0,34} + 0,04)) \times (t - t')^{0,18} \text{ [por GPa]} \quad (57)$$

$$E(t) = \frac{30,0}{1 + 3,0 \times (t^{-0,34} - 0,04) + 0,1^{0,18}} \text{ [GPa]} \quad (58)$$

sendo  $E(t)$  o módulo de elasticidade do betão aos  $t$  dias de idade e  $J(t, t')$  a deformação aos  $t$  dias de idade do betão devido à aplicação de uma tensão unitária aos  $t'$  dias de idade. Na Figura 42 pode observar-se a evolução das duas funções.



**Figura 42 - Evolução do módulo de elasticidade e da função de fluência ( $t' = 365$  dias).**

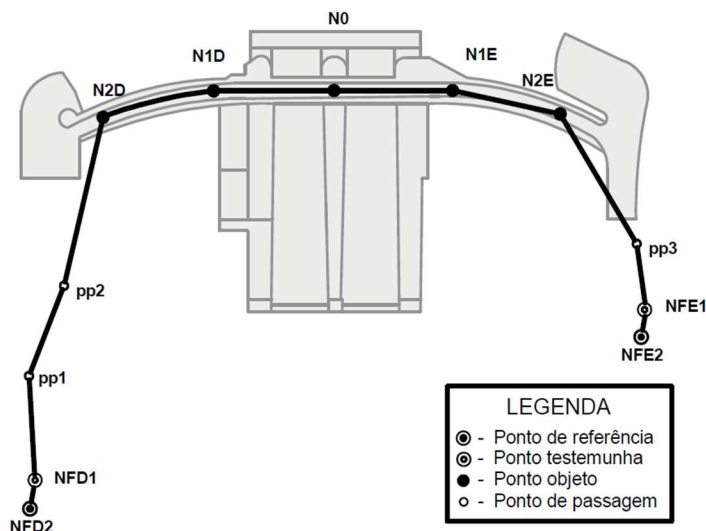
#### 4.2.4. Sistema de observação

O sistema de observação instalado na obra é muito simples, sendo constituída por dispositivos que permitem conhecer as seguintes grandezas:

- i. Nível de água da albufeira;
- ii. Temperatura do ar;
- iii. Subpressões na fundação recorrendo para o efeito a piezómetros instalados na galeria de drenagem;
- iv. Deslocamentos horizontais e verticais através de métodos geodésicos;
- v. Movimentos relativos nas duas juntas com bases de alongâmetro;
- vi. Caudais drenados através da fundação através de drenos instalados na galeria de drenagem e ainda de bicas a jusante.

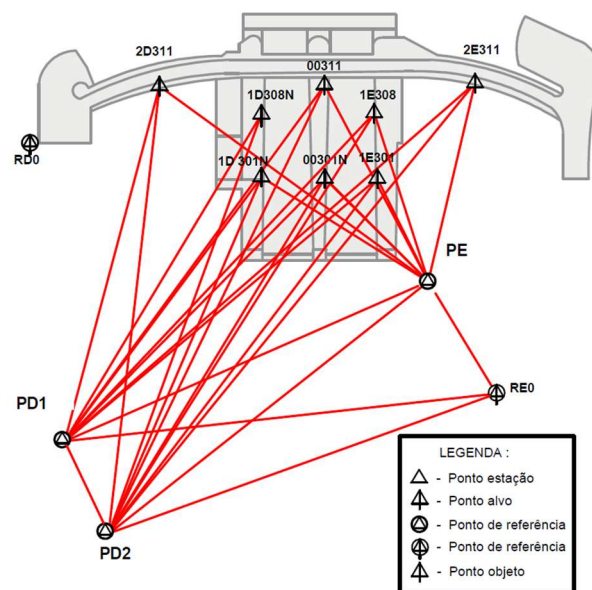
É importante salientar que este sistema não apresenta redundâncias, isto é, as grandezas medidas são avaliadas por um único método, não permitindo a deteção de eventuais resultados anómalos na monitorização da estrutura.

A linha de nivelamento do coroamento para determinação de deslocamentos verticais, é materializada por doze pontos, quatro de referência, dois em cada margem, cinco pontos objeto materializados por tacos de nivelamento situados no eixo do coroamento e ainda três pontos auxiliares (LNEC, 1988). Na Figura 43 representa-se esta linha de nivelamento.



**Figura 43 - Localização dos pontos objeto da linha de nivelamento do coroamento.**

A rede de triangulação por jusante, representada na Figura 43, permite a determinação dos deslocamentos horizontais, sendo constituída por três pontos estação e oito pontos objeto chumbados no paramento de jusante, estando três a uma cota muito próxima da cota do coroamento, e um ponto de referência no maciço rochoso que, entretanto, deixou de ser alvo de observação.



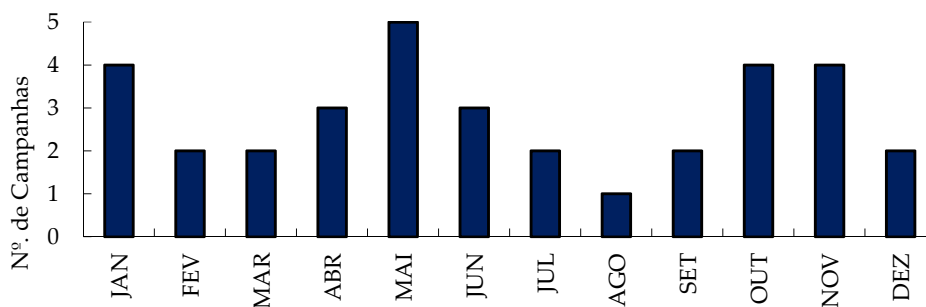
**Figura 44 - Esquema da rede de triangulação.**

O sistema de monitorização não sofreu alterações significativas ao longo dos anos, tendo apenas sido construídas bicas exteriores e melhorados os alvos geodésicos. Um parecer do LNEC (LNEC, 2008) propunha a reabilitação e expansão do sistema instalado, de modo a que pudesse haver redundância na observação dos deslocamentos verticais e a medição das temperaturas do betão, para melhorar o acompanhamento dos efeitos da evolução do processo expansivo. Foram ainda efetuados furos verticais para instalação dos extensómetros de varas, mas ainda não foram instalados até à data.

### 4.3. Análise do comportamento observado

#### 4.3.1. Aspetos gerais

Na barragem de Fagilde têm sido realizadas campanhas de observação geodésica, para medição de deslocamentos verticais e horizontais, com uma periodicidade anual. Na Figura 45 mostra-se a sua distribuição pelos meses do ano.



**Figura 45 - Campanhas de observação geodésica realizadas na barragem de Fagilde.**

O tratamento dos resultados da observação é feito através de um modelo estatístico de interpretação quantitativa dos deslocamentos observados em vários pontos da estrutura.

A monitorização em contínuo da estrutura e os resultados obtidos das campanhas efetuadas entre 1985 e 2015 possibilitam a análise do comportamento da barragem.

#### 4.3.2. Modelo estatístico de interpretação quantitativa

Os modelos estatísticos de interpretação quantitativa consistem em modelos matemáticos em que é estabelecida uma relação funcional entre as grandezas ou efeitos observados e as ações que os originam. No modelo adotado admitiu-se o princípio da sobreposição dos efeitos, considerando que as ações correspondentes à pressão hidrostática e às variações de temperatura provocam efeitos reversíveis e que os efeitos não-reversíveis devidos a fenómenos não-elásticos, dependem do tempo (Batista et al., 2002). É adotada uma função do tipo,

$$E_{calc}(h, t', t) = \sum_{i=1}^N a_i h^i + b_1 \cos \frac{2\pi t'}{365} + b_2 \sin \frac{2\pi t'}{365} + \sum_{j=1}^M c_j t^j + d \left( 1 - e^{-\frac{t^n}{\beta}} \right) + k \quad (59)$$

em que  $E_{calc}$  representa a resposta calculada,  $h$  é a diferença de cota entre os níveis de água a montante e a jusante,  $t'$  é o número de dias desde o início do ano e  $t$  é o número de dias contados a partir da data da observação inicial. Os parâmetros  $a_i$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $c_j$ ,  $d$  e  $k$  são calculados por regressão linear, efetuada pelo método dos mínimos quadrados. Os parâmetros  $N$  e  $M$  são relativos ao grau dos polinómios referentes aos efeitos, respetivamente, da pressão hidrostática e tempo. Os termos seno e cosseno são utilizados para representar o efeito da onda térmica anual. Os efeitos do tempo são aproximados por uma função polinomial e as ações expansivas por um termo exponencial.

As diferenças entre os valores previstos pelo modelo estatístico e os valores observados são apresentadas como os resíduos  $r$  da aproximação,

$$r = E_{obs}(h, t', t) - E_{cal}(h, t', t) \quad (60)$$

É considerado o coeficiente de determinação da interpretação quantitativa,  $R^2$ , utilizado para determinar a qualidade do modelo em relação à sua capacidade de estimação,

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (E_{cal}(h, t', t) - E_{obs}(h, t', t))^2}{\sum_{i=1}^n (E_{obs}(h, t', t) - \bar{E}_{obs}(h, t', t))^2} \quad (61)$$

sendo  $n$  o número de observações e  $\bar{E}_{obs}(h, t', t)$  a média dos valores observados. A aproximação será tanto melhor quanto mais próximo de 1 for o valor do coeficiente  $R^2$ .

No entanto, quando é necessário comparar a significância das interpretações quantitativas efetuadas para um diferente numero de observações, é conveniente utilizar o coeficiente de determinação ajustado,  $R_{aj}^2$ . Este coeficiente penaliza a introdução de parâmetros que sejam pouco significativas e contabiliza a dimensão da amostra, podendo ser definido através da expressão,

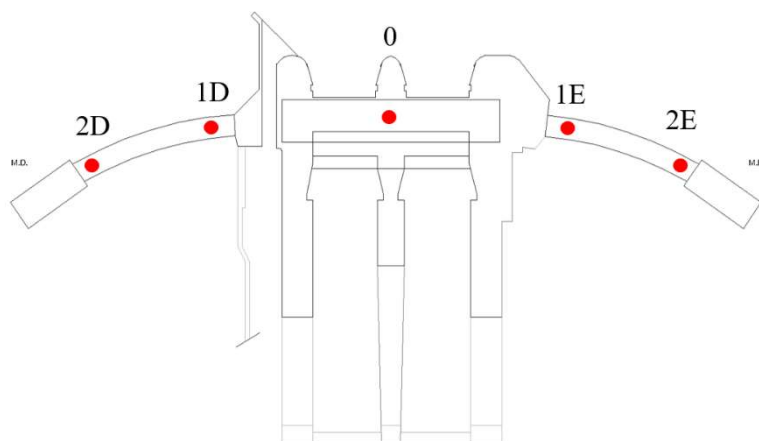
$$R_{aj}^2 = 1 - \frac{n-1}{n-(p+1)}(1-R^2) \quad (62)$$

sendo  $n$  número de observações e  $p$  o número de parâmetros utilizados na interpretação quantitativa, não considerando o termo independente  $k$ .

### 4.3.3. Resultados das interpretações quantitativas

Desde o início do primeiro enchimento da albufeira, em junho de 1985, até dezembro de 2015, foram realizadas 35 campanhas de observação geodésica, com uma distribuição temporal que se pode considerar adequada, e com o nível de água a variar entre 293,00 m e 310,80 m.

Tal como referido, o sistema de observação permite obter os deslocamentos verticais em 5 pontos do coroamento e os deslocamentos horizontais em 5 pontos do paramento de jusante, muito próximos do coroamento, possibilitando a análise e a interpretação do comportamento estrutural da barragem ao longo do tempo.



**Figura 46 - Localização dos pontos de observação de deslocamentos verticais.**

Foram realizadas interpretações quantitativas (IQ) das observações com o objetivo de desenvolver padrões que evidenciem a evolução do processo de deterioração do betão e da estrutura ao longo do tempo. Assim, foi feito um primeiro grupo de IQ cobrindo os primeiros 10 anos, depois um segundo grupo abrangendo os primeiros 15 anos, um terceiro grupo incluindo os primeiros 20 anos, um quarto grupo contendo os primeiros 25 anos e por fim, um grupo compreendendo os 30 anos de vida da barragem, desde 1985 até 2015 (Piteira Gomes, Batista e Silva, 2016).

Para simulação do efeito da pressão hidrostática utilizaram-se um polinómio de 4º grau e a soma de uma função seno e cosseno para a consideração dos efeitos térmicos. Para definição da ação do tempo foi utilizado um polinómio de 2º grau.

Na Tabela 12 são apresentados os resultados das interpretações quantitativas efetuadas para os deslocamentos verticais obtidos por nivelamento geométrico, para os valores máximos dos efeitos da pressão hidrostática (PH), da onda térmica anual (T) e do tempo (tempo) e ainda de  $R^2_{aj}$ , como indicadores da qualidade do modelo face aos valores observados.

**Tabela 12 - Resultados das interpretações quantitativas dos deslocamentos verticais para PH, T, time e  $R^2_{aj}$  (Piteira Gomes et al., 2016).**

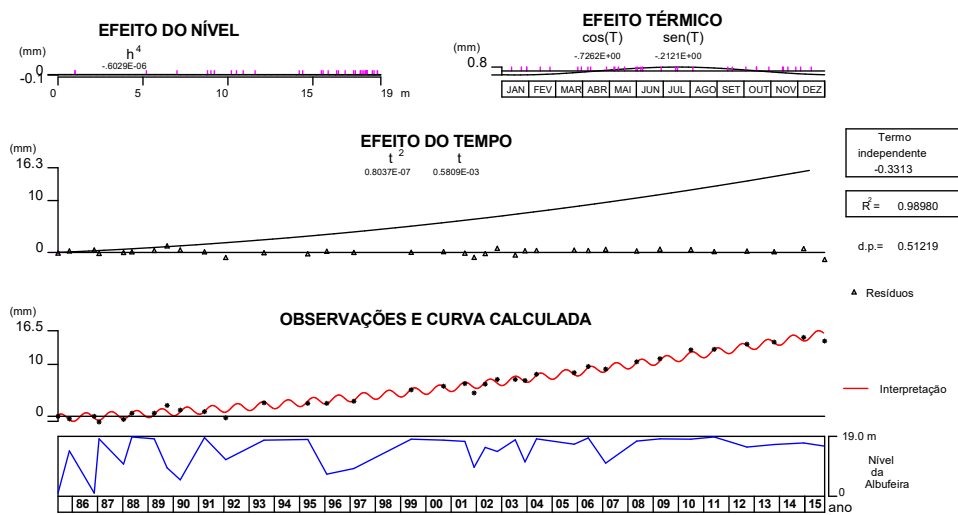
	1985-2015				1985-2010				1985-2005			
	PH (mm)	T (mm)	tempo (mm)	$R^2_{aj}$	PH (m)	T (mm)	tempo (mm)	$R^2_{aj}$	PH (mm)	T (mm)	tempo (mm)	$R^2_{aj}$
<b>2D</b>	0,0	0,6	8,3	0,974	-0,2	0,7	7,5	0,978	-0,2	0,7	6,6	0,974
<b>1D</b>	-0,2	0,8	25,3	0,994	-0,3	1	24,1	0,993	-0,4	1,2	22,2	0,989
<b>0</b>	-0,2	1,1	16,6	0,988	-0,3	1,2	14,5	0,988	-0,3	1,2	12,2	0,988
<b>1E</b>	-0,1	0,8	16,3	0,988	-0,2	0,8	12,4	0,987	-0,1	0,9	8,6	0,974
<b>2E</b>	-0,1	0,4	6,7	0,962	-0,2	0,6	5,4	0,967	-0,2	0,6	4,4	0,952

	1985-2000				1985-1995			
	PH (mm)	T (mm)	time (mm)	$R^2_{aj}$	PH (mm)	T (mm)	time (mm)	$R^2_{aj}$
<b>2D</b>	-0,2	0,7	5,3	0,968	0,0	0,8	2,8	0,919
<b>1D</b>	0,0	1,0	12,3	0,982	-0,1	1,1	4,2	0,921
<b>0</b>	-0,3	1,2	8,8	0,980	-0,1	1,3	4,6	0,938
<b>1E</b>	-0,3	1,0	5,5	0,953	-0,1	1,2	2,6	0,889
<b>2E</b>	-0,2	0,7	2,9	0,917	-0,1	0,8	1,4	0,852

As funções consideradas revelaram-se adequadas para todas as interpretações quantitativas, exceto no ponto 1D onde se registou uma atenuação significativa dos deslocamentos medidos no período correspondente aos últimos 10 anos, pelo que se adotou, para esse ponto, uma função exponencial para ter em conta os efeitos do tempo, assumindo que o ponto de inflexão ocorre decorridos 6500 dias.

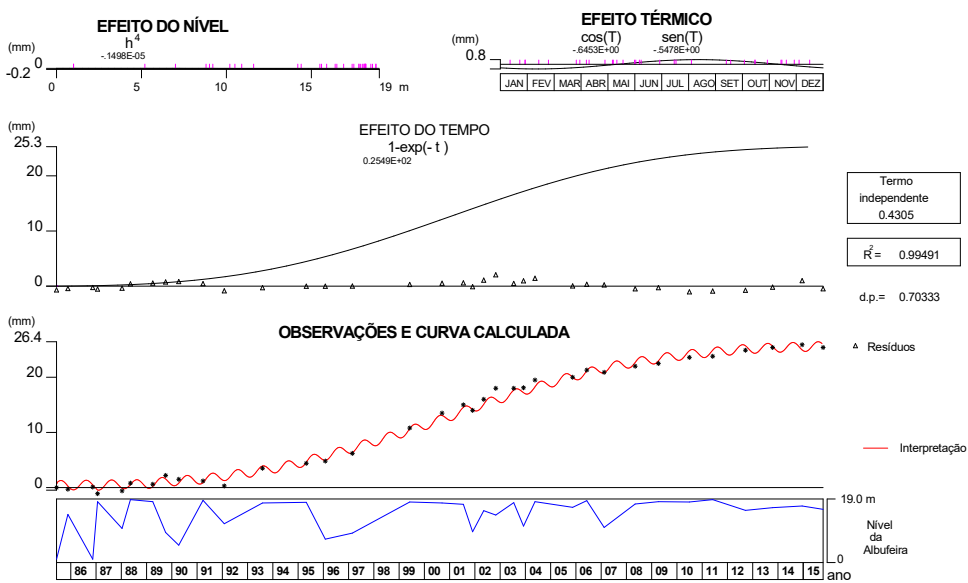
Como pode ser observado pelos valores próximos de 1 para o coeficiente  $R^2_{aj}$ , pode concluir-se que o aumento de informação não alterou de forma significativa os parâmetros das funções de resposta para cada um dos efeitos.

Na Figura 47 são apresentados os resultados do modelo estatístico para os deslocamentos verticais observados no ponto 1E, no período compreendido entre 1985 e 2015.



**Figura 47 – Interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados no ponto 1E da abóbada da margem esquerda, entre 1985 e 2015 (Piteira Gomes et al., 2016).**

Na Figura 48 são apresentados os resultados do modelo estatístico para os deslocamentos verticais observados no ponto 1D, no período compreendido entre 1985 e 2015.



**Figura 48 - Interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados no ponto 1D da abóbada da margem direita, entre 1985 e 2015 (Piteira Gomes et al., 2016).**

Na Figura 49 são apresentados os resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos radiais no ponto 2D para o período de 1985 e 2015.

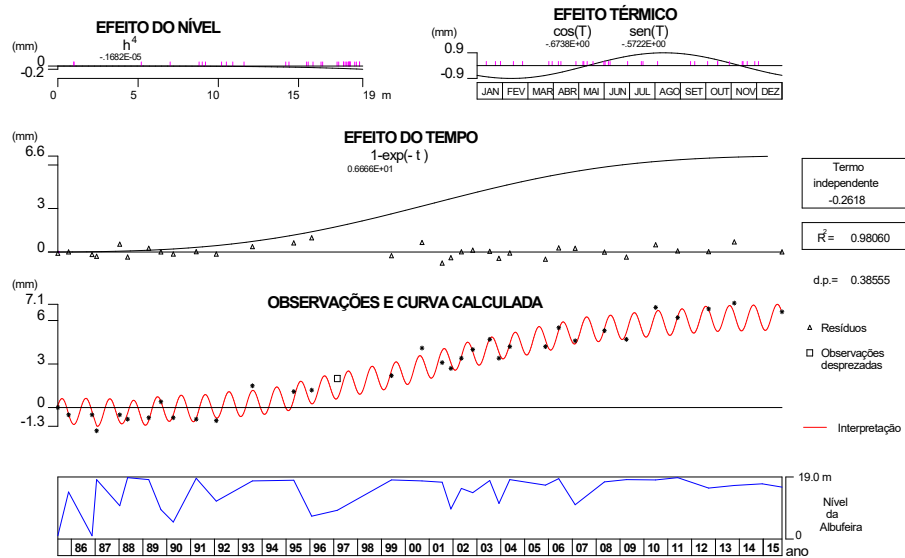


Figura 49 - Interpretação quantitativa dos deslocamentos radiais observados no ponto 2D da abóbada da margem direita, entre 1985 e 2015 (Piteira Gomes et al., 2016).

#### 4.3.4. Avaliação da evolução do processo expansivo

A utilização do modelo estatístico nestes cinco períodos permitiu pôr em evidência as zonas da barragem mais afetadas pelo processo expansivo e também as suas diferentes taxas de desenvolvimento. Na Figura 50 é apresentada a evolução dos deslocamentos verticais, a evolução dos deslocamentos radiais pode ser observada na Figura 51.

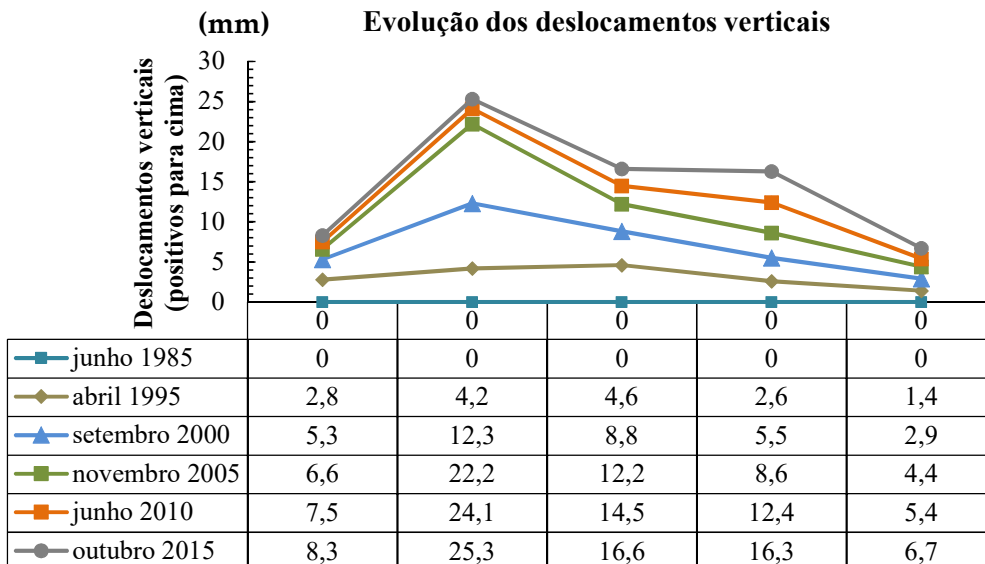
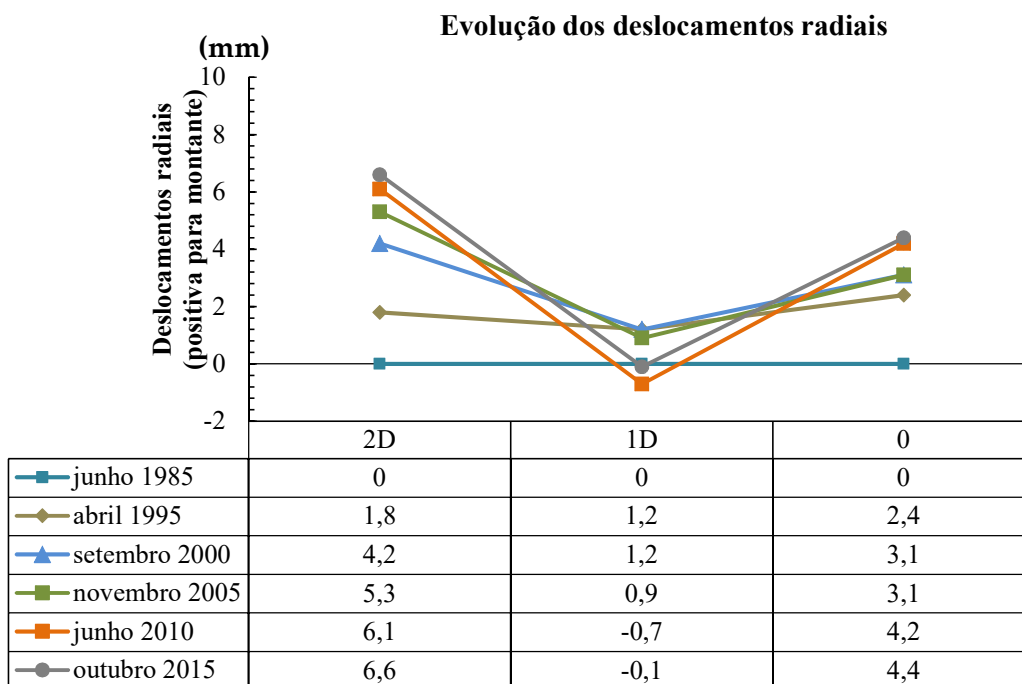


Figura 50 - Evolução dos deslocamentos verticais (Piteira Gomes et al., 2016).

Da análise dos deslocamentos verticais dos pontos do coroamento da barragem (Figura 50) pode concluir-se que:

- i. Os maiores deslocamentos irreversíveis dão-se na zona central da barragem, na ligação abóbada-contraforte da margem direita, sobretudo no período entre 1995 e 2005;
- ii. Os deslocamentos na abóbada da margem direita são maiores na abóbada esquerda, embora nos últimos dez anos se tenha observado uma atenuação no aumento dos deslocamentos irreversíveis da margem direita e uma progressão nos da margem esquerda;
- iii. A taxa de aumento dos deslocamentos verticais irreversíveis no contraforte central tem vindo a abandar nos últimos dez anos.



**Figura 51 - Evolução dos deslocamentos radiais (Piteira Gomes et al., 2016).**

Analisando os deslocamentos radiais nos vários pontos do coroamento da barragem (Figura 51) é possível concluir que:

- i. Ocorrem deslocamentos irreversíveis nas abóbadas no sentido de montante, sendo estes mais notórios na abóbada da margem direita;
- ii. No contraforte central os deslocamentos que inicialmente ocorriam no sentido de montante, a partir de setembro de 2000, alteraram o seu sentido, sendo para jusante, embora com valor reduzido. Estes deslocamentos são compatíveis com a ocorrência de expansões diferenciais, mais expressivas na cabeça do contraforte.

Na Figura 52 são apresentadas as extensões verticais devidas às expansões em diferentes pontos da estrutura nos cinco períodos temporais considerados. Estas extensões são atribuídas ao processo de deterioração do betão causado pelas reações expansivas que nele se desenvolveram. Pode nota-se a ocorrência de deformações elevadas acumuladas nas abóbadas, sobretudo junto

aos encontros. Podem ainda ser referidas as extensões médias acumuladas no contraforte central, mostrando assim a heterogeneidade das expansões na estrutura.

### Evolução das deformações devidas à ação expansiva

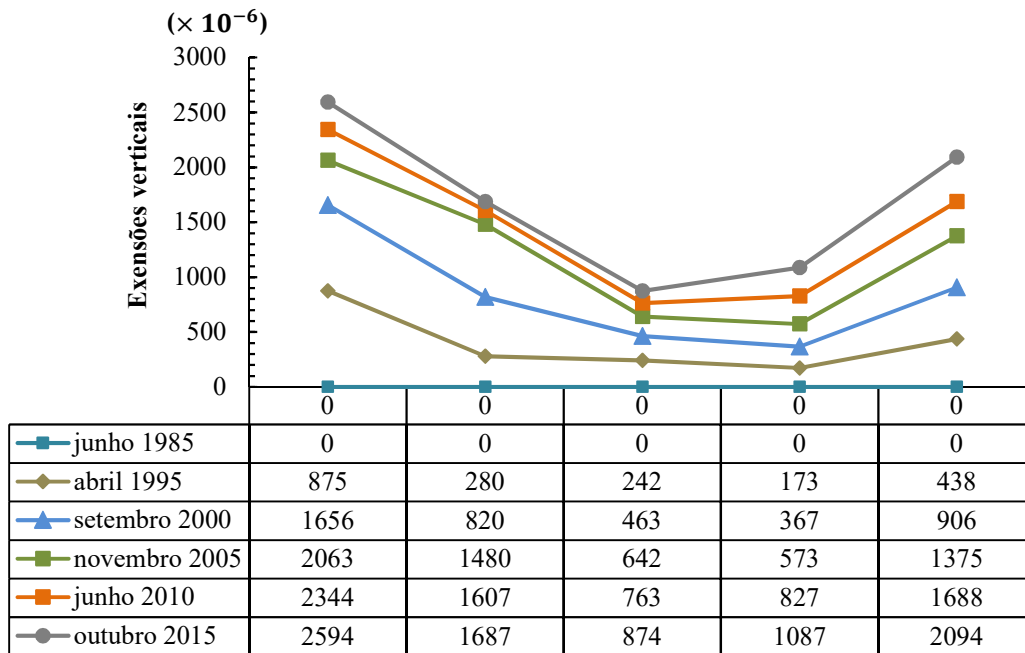
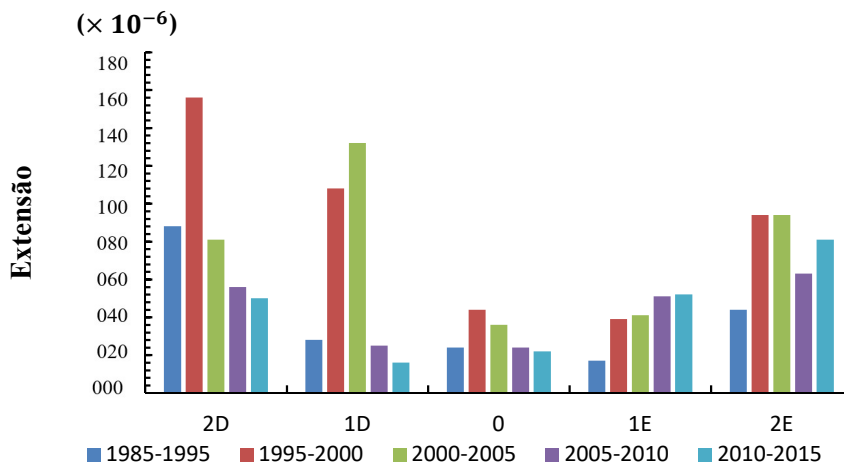


Figura 52 - Evolução das deformações devidas à ação expansiva (Piteira Gomes et al., 2016).

As expansões médias acumuladas como se pode registar são muito elevadas, podendo assim ser a causa da redução significativa das propriedades do betão. Analisando a Figura 53 pode-se ainda inferir que a taxa anual de evolução das expansões não foi sempre constante, sofrendo várias variações ao longo do tempo e variando também de elemento para elemento da estrutura tal como pode ser constatado na Tabela 13.

Tabela 13 - Taxas anuais de variação das deformações verticais devidas às expansões, estimadas a partir dos deslocamentos observados em diferentes períodos (Piteira Gomes et al., 2016)

BLOCO	junho 1985 a abril 1995	abril 1995 a setembro 2000	setembro 2000 a novembro 2005	novembro 2005 a junho 2010	junho 2010 a outubro 2015
2D	$88 \times 10^{-6}$	$156 \times 10^{-6}$	$81 \times 10^{-6}$	$56 \times 10^{-6}$	$50 \times 10^{-6}$
1D	$28 \times 10^{-6}$	$108 \times 10^{-6}$	$132 \times 10^{-6}$	$25 \times 10^{-6}$	$16 \times 10^{-6}$
0	$24 \times 10^{-6}$	$44 \times 10^{-6}$	$36 \times 10^{-6}$	$24 \times 10^{-6}$	$22 \times 10^{-6}$
1E	$17 \times 10^{-6}$	$39 \times 10^{-6}$	$41 \times 10^{-6}$	$51 \times 10^{-6}$	$52 \times 10^{-6}$
2E	$44 \times 10^{-6}$	$94 \times 10^{-6}$	$94 \times 10^{-6}$	$63 \times 10^{-6}$	$81 \times 10^{-6}$



**Figura 53 - Evolução das deformações verticais devidas às expansões nos cinco períodos considerados (Piteira Gomes et al., 2016).**

#### 4.3.5. Conclusões sobre os deslocamentos observados

A análise do comportamento observado na barragem de Fagilde (Piteira Gomes et al., 2016) onde constam as seguintes conclusões sobre o sistema de observação permite concluir que:

- i. O sistema de monitorização instalado tem permitido avaliar e quantificar o processo de deterioração do betão provocado por reações expansivas do betão;
- ii. Na análise foram obtidas deformações verticais médias bastante acentuadas, com valores médios de  $2140 \times 10^{-6}$ , de  $876 \times 10^{-6}$  e  $1590 \times 10^{-6}$  na abóbada direita, na abóbada esquerda e no contraforte central respetivamente;
- iii. A taxa de expansões na abóbada direita tem vindo a decrescer nos últimos 10 anos e também se regista um abrandamento, ainda que menor, nas expansões no contraforte central;
- iv. Estas reduções nas taxas de expansão podem estar associadas à existência de lixiviação dos produtos das reações, quando estas atingem os paramentos expostos, pelo que seria importante quantificar a existência de produtos de reação no paramento de jusante da barragem;
- v. Registam-se expansões diferenciais no contraforte central com maior valor do lado de montante, tal como é típico destes elementos;
- vi. O modelo estatístico usado revelou-se adequado, tendo sido obtidos valores para os coeficientes de determinação bastante elevados.

# Modelação do comportamento estrutural da barragem de Fagilde

## 5.1. Considerações gerais

Neste capítulo apresentam-se as metodologias utilizadas para a modelação do comportamento estrutural da barragem de Fagilde. Foi realizada a modelação geométrica da barragem e foram construídas funções contínuas representativas do nível de água na albufeira das temperaturas do ar e da água, de modo a complementar a informação em falta. Descrevem-se os resultados dos cálculos térmicos, higrométricos e expansivos efetuados e, por fim, enquadram-se os resultados dos cálculos mecânicos obtidos através do modelo viscoelástico.

## 5.2. Modelação geométrica da estrutura

### 5.2.1. Aspetos gerais

A barragem de Fagilde apresenta características geométricas que a tornam um caso particular da engenharia de barragens portuguesa, pois é constituída pela combinação de uma estrutura central formada por contrafortes com abóbadas laterais, o que trouxe maiores na geração de uma malha de elementos finitos. A geração da malha teve de incluir também o maciço de fundação onde a barragem se apoia.

A modelação geométrica da barragem de Fagilde foi efetuada em duas fases, a primeira relativa à geometria da barragem e a segunda da sua fundação. O maciço de fundação considerado tem as dimensões adequadas para ter em conta a sua deformabilidade.

De seguida são apresentadas as cinco etapas principais da construção da malha de elementos finitos.

### 5.2.2. Análise dos elementos de projeto, hipóteses consideradas

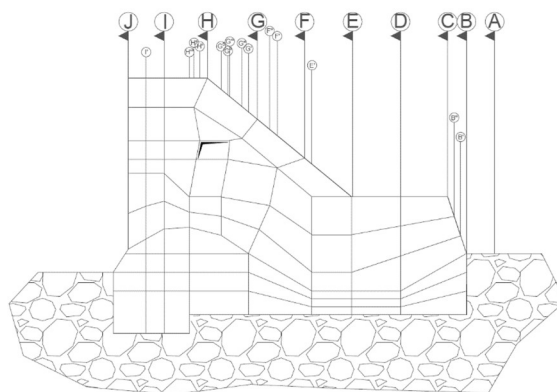
A construção da malha de elementos finitos da estrutura obrigou à análise das peças desenhadas, cortes, alçados e plantas de modo a definir a geometria inicial da malha de elementos finitos e as simplificações a fazer designadamente:

- i. Foi considerado que a estrutura apresenta simetria em relação ao eixo central montante-jusante, pelo que se considerou a abóbada da margem direita simétrica da abóbada da margem esquerda.
- ii. Não foi considerado o tabuleiro rodoviário existente no topo da estrutura;
- iii. Os órgãos hidráulicos da barragem não foram considerados na modelação por não serem revelantes no comportamento da estrutura de betão.

### 5.2.3. Construção inicial da malha

Na primeira parte do estudo do problema foram desenhados cortes, plantas e alçados no programa de desenho assistido por computador AutoCad. Estas representações preliminares auxiliaram a estruturação da malha, tendo sido feitas projeções que permitiram compreender a geometria dos contrafortes, vãos de descarregadores, abóbadas e também da própria fundação da estrutura.

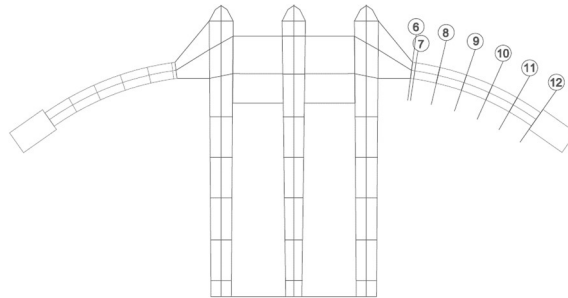
Na Figura 54 é apresentado, a título de exemplo um esquema da geometria do contraforte central da barragem, no qual estão também representados todos os cortes e respetivas nomenclaturas, necessários para a descrição pormenorizada da geometria do contraforte. Nesta figura também é representada a geometria da malha de elementos finitos, pois o seu desenho neste corte foi condicionante para a definição da geometria da soleira do descarregador de meio-fundo, da viga de conexão dos contrafortes e do vazamento para acesso pedonal.



**Figura 54** Corte longitudinal do contraforte central com a geometria adotada para a malha e também representação de todos os cortes auxiliares executados.

Para cada contraforte foram feitos vários cortes transversais e longitudinais que permitiram compreender a geometria destas peças. No Anexo I apresentam-se os cortes executados nos contrafortes o que permitiu construir o modelo tridimensional respeitando as dimensões reais da estrutura.

Os cortes e plantas serviram de suporte à estruturação dos elementos desenhados tridimensionalmente, tendo sido representada a posição das arestas dos elementos finitos em corte e alçado, permitindo assim que a geometria da estrutura fosse sempre respeitada.

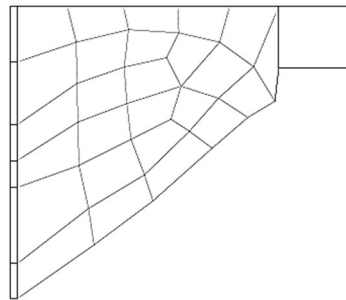


**Figura 55 - Planta com a geometria inicial da malha e cortes auxiliares na abóbada da margem esquerda**

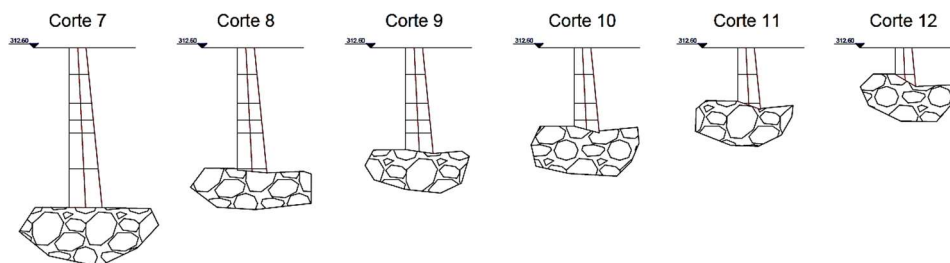
#### 5.2.4. Exemplo de montagem da malha correspondente à abóbada direita da estrutura

De seguida, apresenta-se o processo utilizado para a geração dos elementos tridimensionais, da abóbada da margem esquerda.

Após a definição da geometria da malha (Figura 56) foram feitos vários cortes que permitiram representar o desenvolvimento longitudinal e transversal da abóbada (Figura 56). Foi dada especial atenção à zona de ligação no contraforte que, pela sua geometria complexa foi uma peça estrutural que condicionou a malha restante da estrutura.

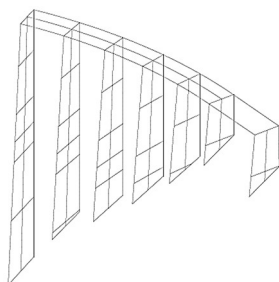


**Figura 56 - Vista em alçado de jusante da geometria da malha da abóbada da margem esquerda.**



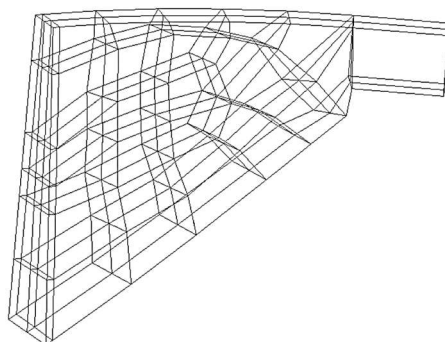
**Figura 57 - Representação dos vários cortes verticais na abóbada da margem esquerda.**

Respeitando o posicionamento de cada alçado e corte, foi possível então colocar os diversos elementos desenhados na correta posição, como é apresentado na Figura 60, garantindo assim que o correto arranjo dos elementos tridimensionais representados nas projeções bidimensionais.



**Figura 58 - Posicionamento dos cortes e planta correspondentes à abóbada esquerda, para definição da sua geometria tridimensional.**

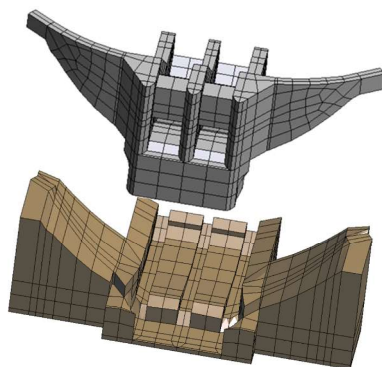
Após o seu posicionamento, foram ligadas entre si os pontos correspondentes aos vértices dos elementos finitos hexaédricos, formando assim as arestas destes mesmos elementos. Foi realizado o processo análogo para toda a restante estrutura, designadamente contrafortes, vigas e descarregadores.



**Figura 59 - Malha tridimensional final da abóbada esquerda.**

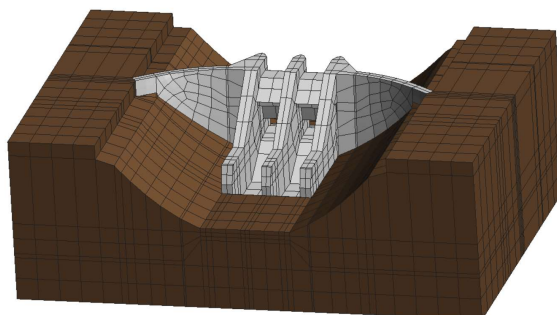
Após a geração de todos os elementos correspondentes à estrutura, foi necessário executar o mesmo procedimento para o maciço de fundação.

Nesta etapa, para facilitar a modelação dos elementos de fundação, a malha foi adaptada para se adequar à geometria da inserção da barragem, procurando depois regularizar o desenvolvimento dos elementos da fundação, como pode ser constatado na Figura 60.



**Figura 60 - Elementos de fundação em contacto com os elementos da barragem.**

Por fim foram adicionadas 4 fiadas de elementos finitos em todo o concordo da malha já constituída, para representar a parte restante do maciço de fundação (Figura 61).



**Figura 61 - Malha tridimensional da barragem de Fagilde e respetiva fundação.**

A malha do sistema barragem-fundação tem 23227 pontos nodais e 4780 elementos finitos. A malha correspondente à estrutura de betão da barragem tem 830 elementos. Os restantes 3950 elementos finitos simulam a fundação e são, na sua generalidade, de maiores dimensões, já que no problema estrutural apenas se pretende representar o apoio elástico proporcionado pelo maciço rochoso à barragem.

Nas fronteiras planas que limitam lateralmente e inferiormente o modelo foram consideradas como:

- i. Tendo deslocamentos nulos na direção normal às quatro fronteiras verticais;
- ii. Tendo deslocamentos nulos nas três direções na fronteira horizontal inferior do modelo.

Estas fronteiras são constituídas por 4209 pontos nodais em que foram considerados os apoios fixos do modelo, apresentando cada um as fixações as características acima mencionadas.

#### **5.2.5. Modelação da malha de elementos no software *GiD*<sup>®</sup>**

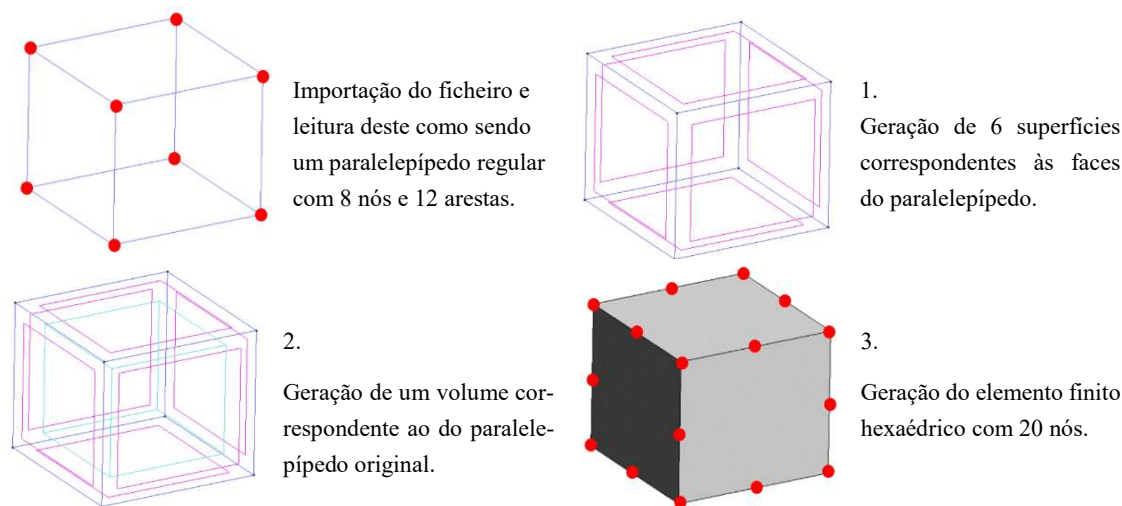
Após o desenho tridimensional da malha, o suporte em AutoCad foi importado para o software *GiD* de pré e pós-processamento de malhas de elementos finitos. Com este programa foi feita, de forma automática, a depuração da malha tridimensional, tendo sido eliminadas:

- i. Linhas e pontos sobrepostos ou repetidos;
- ii. Linhas e pontos isolados ou não conectados a mais elementos da malha.

De seguida foram utilizadas ferramentas do programa *GiD* para a criação de elementos finitos, seguindo para tal o seguinte processo (Figura 62):

- i. Criação de superfícies definidas por cada quatro vértices e quatro arestas, que correspondem às arestas e vértices do elemento finito;
- ii. Criação de volumes definidos a partir das superfícies anteriormente constituídas e que unidas definem hexaedros.

- iii. Geração de um elemento finito hexaédrico com 20 nós por cada volume existente, correspondendo os nós do elemento aos vértices e pontos médios das arestas do volume hexaédrico;
- iv. Categorização dos elementos finitos gerados como sendo da barragem ou da fundação (rocha).



**Figura 62 - Procedimento de geração da malha de elementos finitos.**

### 5.2.6. Avaliação da qualidade da malha

Existem vários critérios para avaliação da qualidade dos elementos finitos gerados e da malha, na sua globalidade. Durante a construção da malha de EF procurou-se seguir alguns critérios que são apontadores favoráveis de uma malha com boa qualidade:

- i. Ângulo máximo entre arestas de cada elemento: procurou-se construir os elementos de modo a que as suas faces fossem ortogonais ou possuísem um ângulo próximo de 90 graus;
- ii. Comprimento de arestas: evitou-se a geração de elementos com arestas de tamanhos muito diferentes

Os programas utilizados para a construção da malha, GiD®, e para a execução dos cálculos térmicos e higrométricos, ANSYS®, possuem indicadores de qualidade das malhas tendo sido considerados os seguintes:

- i. Mínimo Jacobiano de cada elemento finito: o software GiD analisa os Jacobianos nos pontos de Gauss dos elementos e apresenta como “Jacobiano mínimo” o menor valor encontrado. Esta é uma medida da qualidade e distorção dos elementos, podendo surgir problemas no cálculo numérico caso haja valores negativos deste parâmetro na malha, significando que existem elementos que se interpenetram ou que possuem faces demasiado distorcidas.

- ii. *Warping Factor* ou coeficiente de empenamento: é apresentado pelo ANSYS® como medida de avaliação da qualidade da malha. Traduz-se no cálculo do empenamento das faces (Figura 63). O elemento possuirá um coeficiente de empenamento tanto maior quanto mais faces empenadas possuir e maior for o empenamento de cada uma.

No Anexo II – Gráficos de análise do mínimo jacobiano no software GiD apresentam-se os resultados da avaliação da qualidade da malha, que pode ser considerada boa.

Este valor mínimo obtido do Jacobiano foi de 0,0267 m³, embora pequeno, é superior a zero, significando que não será causador de instabilidade numérica nos cálculos e foi calculado para um elemento de pequeno volume, tendo-se verificado que os valores reduzidos deste parâmetro estão associados a elementos finitos de pequenas dimensões e não a elementos distorcidos.



**Figura 63 - Coeficientes de empenamento calculado pelo ANSYS (0,2 corresponde a uma variação de ângulos de 22,5° e 0,4 para uma variação de ângulos de 45°) (adaptado de ANSYS, 2013).**

Aquando da execução do cálculo térmico, o software ANSYS® produziu como output um ficheiro onde são indicados todos os elementos finitos com um coeficiente de empenamento superior a 0,2. Após a análise do mesmo concluiu-se que existem apenas 26 elementos que apresentam valores superiores ao indicado, tendo um valor máximo de 0,3 (Tabela 14), pelo que pode também concluir-se que os elementos foram bem escolhidos e não apresentam na sua globalidade geometrias distorcidas.

**Tabela 14 Distribuição estatística dos coeficientes de empenamento da malha.**

Intervalo	Número de elementos	Percentagem do total [%]
Warping factor <0,20	4754	99,46
0,20 < Warping factor < 0,30	14	0,29
Warping factor ≈ 0,30	12	0,25
<b>Total</b>	<b>4780</b>	<b>100</b>

### 5.3. Propriedades dos materiais

#### 5.3.1. Propriedades mecânicas do betão

As propriedades mecânicas do betão foram estimadas a partir dos resultados dos ensaios realizados durante a construção da obra (LNEC, 1988). Não tendo sido realizados ensaios para a determinação da difusibilidade térmica do betão, consideraram-se valores de referência para esta propriedade (Teles, 1985).

**Tabela 15 - Condutibilidade térmica, capacidade térmica e peso específico do betão.**

Propriedade	Valor
Condutibilidade térmica [K]	206616,96 (2.3914×24×3600) Km/Wdia
Capacidade térmica [C]	879,228 J/K
Peso específico [ $\rho$ ]	2350 kg/m <sup>3</sup>

A estimativa da difusibilidade térmica do betão foi estimada por,

$$h^2 = \frac{K}{C\rho} \cong 0,1 \text{ m}^2/\text{dia} \quad (63)$$

Foi adotado um coeficiente de dilatação térmica linear de  $\alpha = 0,70 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$  com base no tipo de agregado calcário utilizado no betão da barragem e o disposto na norma europeia EN 1992-1-1 que aconselha a adoção de valores de  $\alpha$  entre 0,4 e  $1,0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$  (Bamforth et al., 2008).

#### 5.3.2. Deformabilidade do betão

Em função da resistência à compressão de provetes aos 28 dias de idade (LNEC, 1988, 2010), obtida em ensaios realizados sobre provetes de betão retirados da barragem, e da composição, estimou-se a lei de fluência de Bazant e Panula para o betão integral C20/25 utilizado na construção da barragem já enunciada.

Foi considerado que o betão das juntas de contração existentes entre os contrafortes laterais e as abóbadas de cada margem possuem propriedades mecânicas diferentes do restante betão, pois usualmente estas são preenchidas com calda de cimento. Deste modo, adotou-se uma lei de fluência de Bazant e Panula correspondente a um betão com o dobro da deformabilidade do betão da estrutura.

#### 5.3.3. Propriedades mecânicas da fundação

A partir dos resultados disponíveis dos estudos de caracterização das propriedades do maciço granítico de fundação da barragem, atrás referidos, considerou-se o seu comportamento como elástico linear, caracterizado pelo módulo de elasticidade estático  $E_{fundação} = 14 \text{ GPa}$  e coeficiente de Poisson  $\nu_{fundação} = 0,20$ .

Os efeitos térmicos na fundação não foram considerados.

## 5.4. Ação do peso próprio

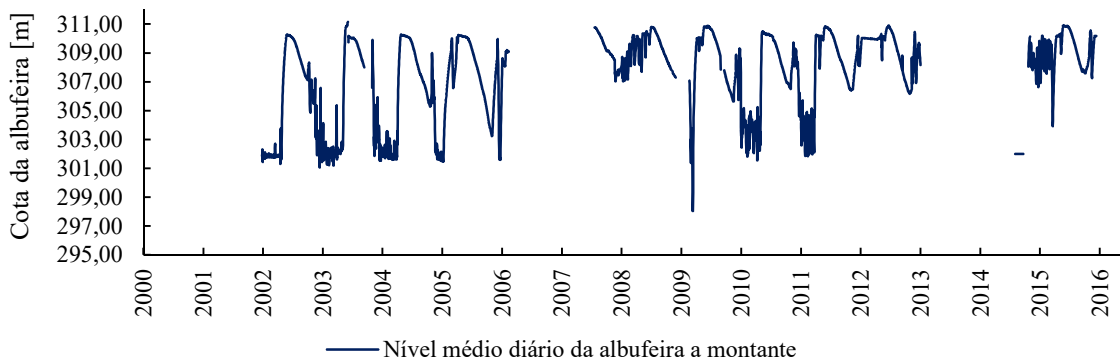
Para simular a ação do peso próprio foi considerado o peso específico do betão  $\gamma_{bet\tilde{a}o} = 24 \text{ kNm}^{-3}$ . Considerou-se ainda, simplificadamente, que o peso próprio foi aplicado em fase única no final da construção da barragem.

## 5.5. Ação da água

### 5.5.1. Registo do nível de água na albufeira

O início do primeiro enchimento ocorreu em junho de 1985, mas não existem quaisquer registos do nível de água na albufeira no seu primeiro período de exploração, até ao final de 2001. Há apenas registos pontuais nas datas das campanhas anuais de observação geodésica.

No final de 2001, após o segundo galgamento da barragem em janeiro desse ano, começaram a ser registados os níveis de água diários de forma contínua, tendo havido apenas 2 interrupções, uma entre 9 de fevereiro de 2006 e 11 de agosto de 2007 e a segunda entre 1 de janeiro de 2013 e 25 de outubro de 2014, como pode ser observado na Figura 64.

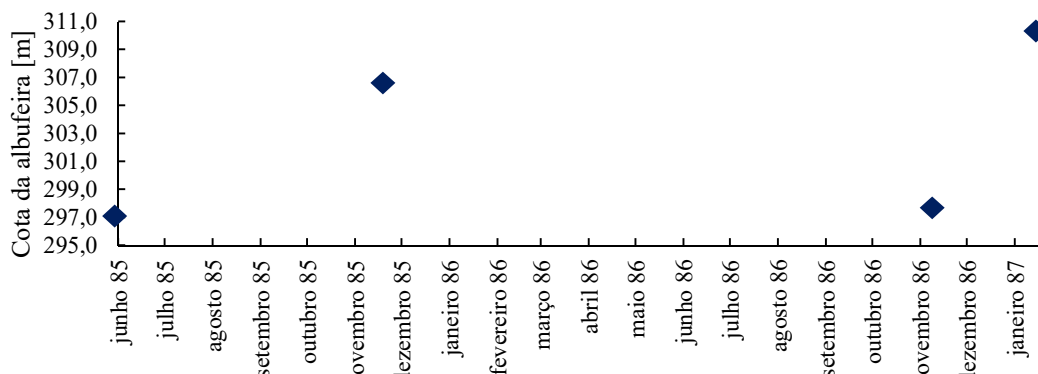


**Figura 64 - Registos existentes relativos ao nível médio da albufeira a montante.**

Não existem dados relativos à variação do nível médio da água a jusante.

**5.5.2. Identificação dos regimes de exploração da albufeira**

Da informação disponível no relatório do primeiro enchimento da albufeira (LNEC, 1988) foi possível obter o nível de água na albufeira em quatro datas entre junho de 1985 e janeiro de 1987 (Figura 65).



**Figura 65 – Cotas conhecidas da albufeira durante o primeiro enchimento.**

Assim, tornou-se necessária a construção de funções que representem, do modo mais adequado possível, a evolução do nível de água na albufeira, considerando os dados existentes entre 2001 e 2015. Foram tendo sido identificados três períodos distintos de exploração da albufeira:

1. 2001-2006 (Figura 66);
2. 2006-2011 (Figura 67);
3. 2011-2015 (Figura 68).

Foi efetuado o tratamento estatístico dos dados do período de 2001 a 2006 através da média dos valores diários correspondentes a cada ano e posteriormente foi estabelecida uma equação polinomial de sexto grau (64) que pretende representar o nível de albufeira neste período.

$$h(t) = At^6 + Bt^5 + Ct^4 + Dt^3 + Et^2 + Ft + G \tag{64}$$

sendo A, B, C, D, E, F, G as constantes do polinómio.

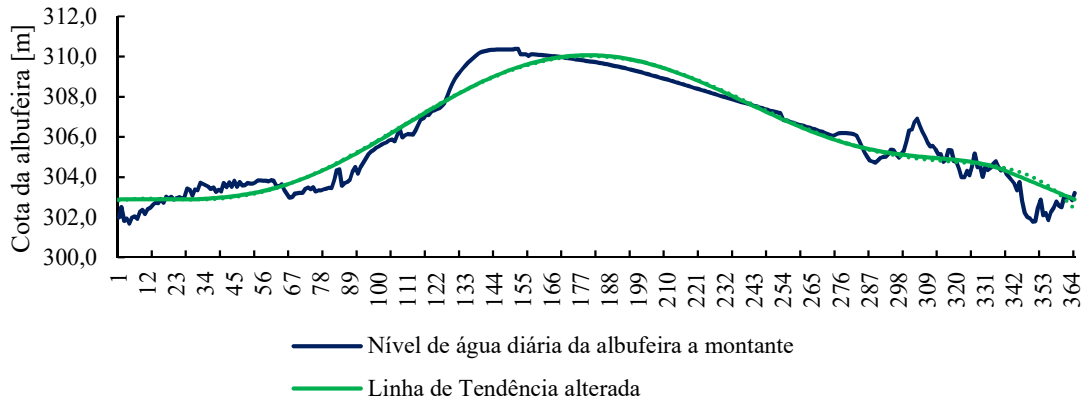
A função obtida foi,

$$h(t) = -5 \times 10^{-13}t^6 + 5 \times 10^{-10}t^5 - 2 \times 10^{-7}t^4 + 3 \times 10^{-5}t^3 - 1,3 \times 10^{-3}t + 2,02 \times 10^{-2}t + 302,82 \tag{65}$$

$h(t)$  = nível de água na albufeira [m]

$t$  = tempo [dias]

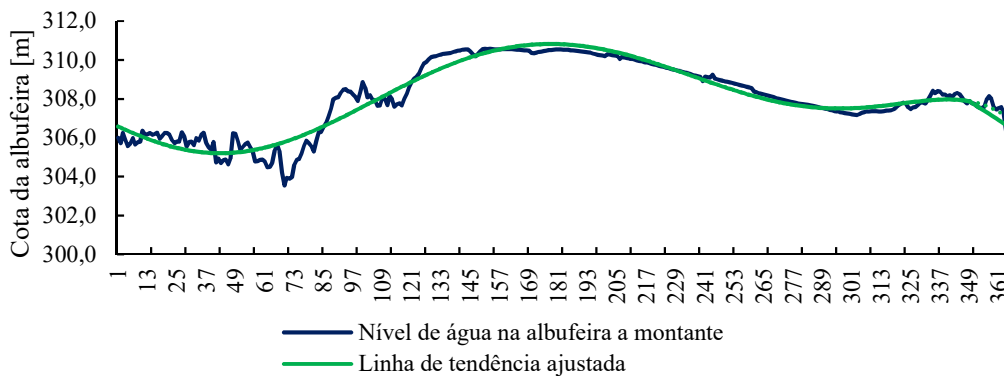
A equação (65) representa o nível médio diário num ano (365 dias). Foi efetuada uma modificação da linha de tendência calculada para haver continuidade entre os valores gerados no fim e no início de cada ano.



**Figura 66 - Níveis médios diários da albufeira entre 2001 e 2006.**

Para o período de 2006 a 2011 obteve-se o seguinte polinómio,

$$h(t) = -3,94 \times 10^{-13} t^6 + 3,90 \times 10^{-10} t^5 - 1,31 \times 10^{-7} t^4 + 1,52 \times 10^{-5} t^3 + 8,86 \times 10^{-5} t^2 - 5,59 \times 10^{-2} t + 306,63 \quad (66)$$



**Figura 67 - Níveis médios diários da albufeira entre 2006 e 2011.**

Para o período de 2011 a 2015 obteve-se a seguinte expressão,

$$h(t) = -7,89 \times 10^{-13} t^6 + 8,09 \times 10^{-10} t^5 - 3,03 \times 10^{-7} t^4 + 5,05 \times 10^{-5} t^3 - 3,67 \times 10^{-3} t + 1,01 \times 10^{-1} t + 308,66 \quad (67)$$

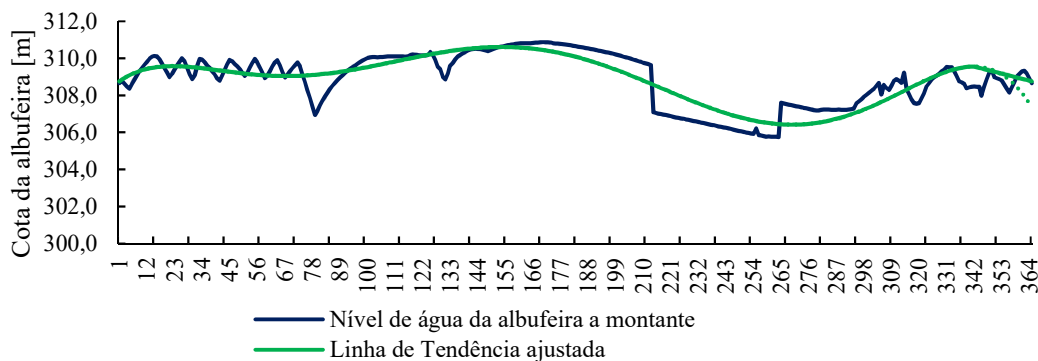


Figura 68 - Níveis médios diários da albufeira entre 2011 e 2015.

### 5.5.2.1. Construção do registo contínuo relativo ao nível de água da albufeira da barragem a montante

A partir dos registos existentes e das três funções ajustadas foi possível fazer uma estimativa, para ser usada na análise estrutural, da variação do nível de água na albufeira entre 1984 e 2015 (Figura 69).

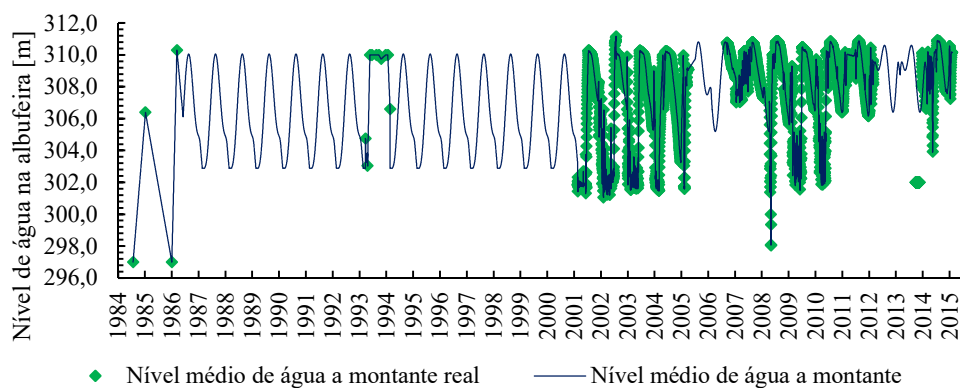
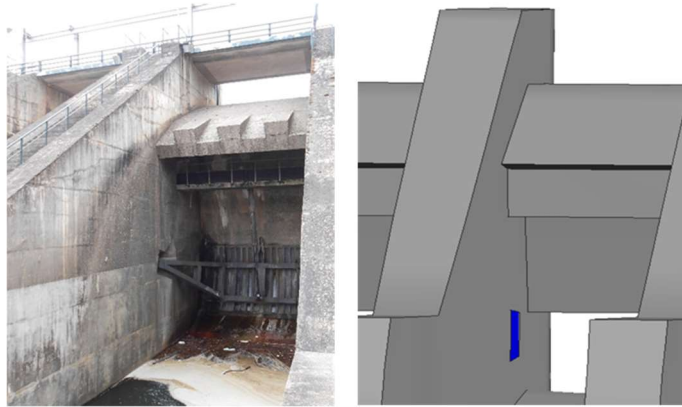


Figura 69 - Variação do nível de água na albufeira da barragem (registos reais e registos gerados).

### 5.5.3. Pressão hidrostática

Admitiu-se que a pressão hidrostática é constante em cada intervalo de tempo correspondente a um nível de água específico. Considerou-se aplicada no paramento de montante, sendo representada por forças distribuídas normais ao paramento, com variação linear em altura, e determinada para o peso específico da água de  $\gamma_{\text{água}} = 10 \text{ kNm}^{-3}$ .

Nos locais onde se encontram na estrutura real, os apoios das comportas da descarga de meio fundo, foi considerado no modelo a atuação de forças nos nós do elemento finito que correspondente à posição do maciço de suporte de cada braço dessas comportas.



**Figura 70 - Apoios das comportas da descarga de meio fundo (à esquerda foto da comporta real); Zona de aplicação das forças geradas nas comportas (à direita).**

A força transmitida pelo braço da comporta ao contraforte é calculada em função do nível de água. Por simplificação de cálculo, considera-se que a força atua de igual modo sobre cada nó do elemento finito em questão, desprezando-se por isso a diferença de cotas existentes entre nós. Foram estimadas uma altura para a comporta de 5,9 m e uma largura de 6,14 m, desprezando-se a sua curvatura.

No cálculo das forças geradas nas comportas foram considerados três cenários:

- $NA > 303,00$  m:

As forças que atuam sobre a comporta são influenciadas pela altura de coluna de água acima desta, tendo o diagrama de cargas atuantes uma configuração trapezoidal.

$$F_{nó} = \frac{(NA - Z_{\text{minimo comporta}}) + (NA - Z_{\text{topo comporta}})}{2} \times L \times H \times \gamma_{\text{água}} \quad (68)$$

$F_{nó}$  = Força que atua em cada nó de apoio da comporta

$Z_{\text{minimo comporta}}$  = Cota do fundo da comporta ( $Z = 297,11$  m)

$Z_{\text{topo comporta}}$  = Cota do topo da comporta ( $Z = 303,00$  m)

$L$  = Largura da comporta ( $L = 5,89$  m)

$H$  = Altura da comporta ( $H = 6,14$ m)

$\gamma$  = Peso específico da água ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$n$  = Número de nós onde se distribuem as forças de cada comporta ( $n = 16$ )

- $NA > 297,00$  m:

Neste cenário a comporta não se encontra totalmente submersa, atuando assim as forças hidrostáticas apenas sobre a parcela debaixo de água, apresentando o diagrama de cargas atuantes uma configuração triangular.

$$F_{nó} = \frac{(NA - Z_{\text{minimo comporta}}) + (NA - Z_{\text{topo comporta}})}{2} \times L \times H \times \gamma_{\text{água}} \quad (69)$$

- $NA < 297,00 \text{ m}$

A comporta encontra-se totalmente emersa e conseqüentemente não há forças hidrostáticas.

$$F_{nó} = 0 \quad (70)$$

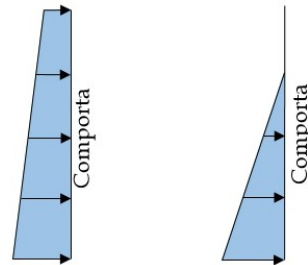


Figura 71 - Diagrama de pressões hidrostáticas na comporta (à esquerda para o cenário 1 e à direita para o cenário 2).

## 5.6. Ações térmicas

### 5.6.1. Aspetos gerais

Foram considerados dois tipos de ações térmicas nos paramentos da barragem, consoante estão em contacto com o ar ou com a água.

As ondas térmicas do ar e da água foram aproximadas por funções harmónicas de período anual, tendo sido discretizadas em patamares constantes de duração mensal, na análise estrutural.

### 5.6.2. Temperaturas do ar

Foram obtidos, através da instrumentação instalada na barragem os dados relativos às temperaturas observadas no local entre 1987 e 2015. A falta de manutenção dos equipamentos teve como consequência a existência de períodos temporais sem qualquer registo de temperaturas. No Gráfico 4, apresentam-se os períodos com e sem registos de temperaturas do ar no local na barragem. Existem dois períodos temporais onde a informação recolhida é suficiente para ser tratada.

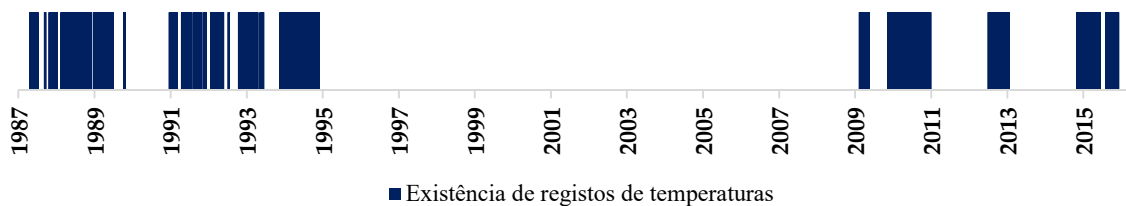
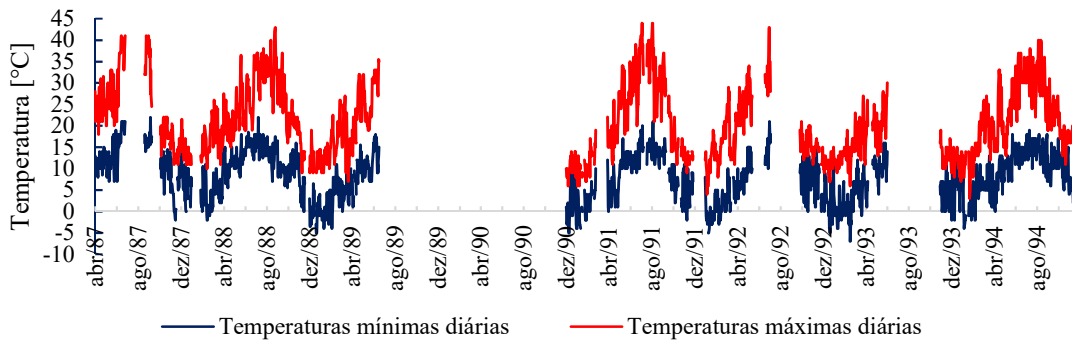
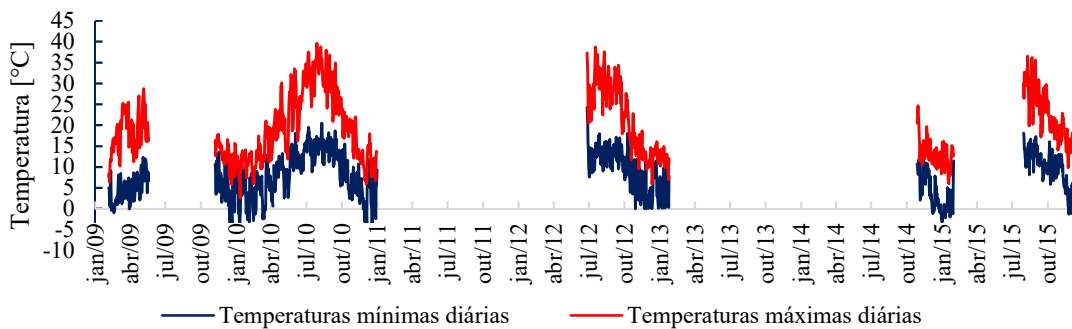


Figura 72 - Existência de registos de temperatura do ar entre 1987 e 2016.

Procedeu-se à separação dos dados em dois grupos distintos, um primeiro entre 1987 e 1994 e outro entre 2009 e 2015, correspondentes aos períodos em que existe informação relativa a temperaturas do ar.



**Figura 73 - Temperaturas do ar observadas entre 2009 e 2016.**



**Figura 74 - Temperaturas do ar observadas entre 1987 e 1994.**

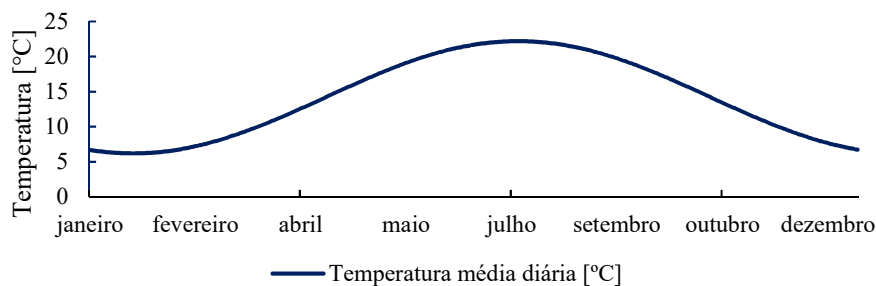
Com base na informação apresentada, foi possível obter uma onda anual para a temperatura média do ar no período entre 1985 e 2016 (72),

$$T(t) = 14,20 + 8,0 \left( \cos \frac{2\pi}{365} (t - 204) \right) \quad (71)$$

T(t) = temperatura [°C]

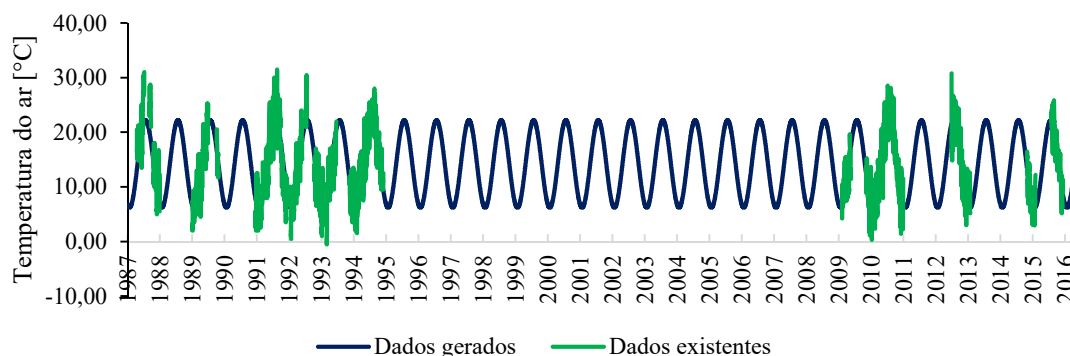
t = tempo [dias]

Na Figura 75 faz-se a representação da onda térmica anual do ar, que foi utilizada na análise estrutural em todos os anos.



**Figura 75 – Onda térmica do ar considerada.**

Na Figura 76 apresentam-se os registos obtidos e a função considerada.



**Figura 76 – Temperaturas do ar reais e geradas, entre 1987 e 2016.**

### 5.6.3. Temperatura da água

O ar possui uma ação direta sobre a temperatura que se faz sentir na água através de vários fenómenos de interação e mecanismos de transferência de energia (Silveira, 1961).

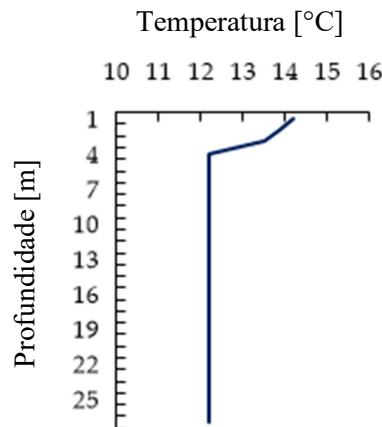
A temperatura da água é influenciada por vários fatores, designada pela temperatura do ar que lhe está sobrejacente, pela existência e intensidade do vento, pela radiação solar que varia ao longo do dia, provocando assim alterações na temperatura da água. Outros fatores, como os característicos de cada local, são a tipologia de exploração da barragem, o regime hidrológico do próprio rio, a profundidade da albufeira e também o facto da água se encontrar em contacto ou não com o paramento (Teles, 1985).

Na década de 1950 foram levadas a cabo em algumas barragens portuguesas como por exemplo nas barragens do Cabril e Castelo de Bode, campanhas de recolha de dados relativos às temperaturas nas albufeiras a diferentes profundidades. A interpretação desses registos (Silveira, 1961) permitiu concluir que até uma profundidade relativamente reduzida, entre 2 a 3 metros, ocorrem variações de temperatura mais significativas do que as variações registadas para maiores profundidades. Este fenómeno é explicado pela influência da temperatura do ar e da radiação solar que promovem o aquecimento da superfície da água da albufeira. Pela interpretação destes registos foi possível também concluir que as ações anteriormente referidas do ar e da radiação solar conduzem a que, perto da superfície, as temperaturas da água sejam superiores à do ar. Conclui-se ainda que em albufeiras de grande profundidade ocorre uma ligeira diminuição da temperatura da água para profundidades da ordem de 30 a 60 m, consoante a altura do ano. Estudo dos registos de temperatura da água na barragem de Fagilde

Após a análise dos resultados das notas técnicas e relatórios elaborados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) sobre a barragem de Fagilde, foi apenas possível reunir informação relativa à temperatura de água a várias profundidades da albufeira nas inspeções anuais de 2008, 2011 e 2012.

Esta informação é insuficiente para caracterizar a temperatura da água da albufeira, tendo sido usada para validar as funções a estimar considerando elementos bibliográficos (Silveira, 1961).

A albufeira da barragem de Fagilde pode ser considerada como sendo pouco profunda, atingindo no seu ponto mais baixo, 27 m de profundidade. Assim considerou-se uma variação da temperatura da água junto à superfície, mas também que se mantém constante em profundidade (Figura 77).



**Figura 77 - Estimativa da variação da temperatura da água**

Através de elementos de barragens semelhantes à de Fagilde, foi possível escolher os parâmetros para as variáveis da função que define a onda térmica da água, designadamente a sua temperatura média ( $T$ ) a semi-amplitude de onda ( $SA$ ) e a fase ( $F$ ).

A onda térmica da água em profundidade pode então ser estimada tendo por base a onda térmica do ar, considerando uma menor amplitude de onda e também uma temperatura média inferior à temperatura média do ar. Esta variação pode ser traduzida pela equação (72), em tudo semelhante à usada para a temperatura do ar,

$$T = 12,20 + 5,0 \left( \cos \frac{2\pi}{365} (t - 204) \right) \quad (72)$$

$T$  = temperatura [°C]

$t$  = tempo [dias]

Na Figura 78 representam-se as ondas térmicas do ar e da água em profundidade, podendo nota-se que nos meses de Verão a temperatura do ar será superior à temperatura da água e de que nos meses de Inverno ocorre o inverso.

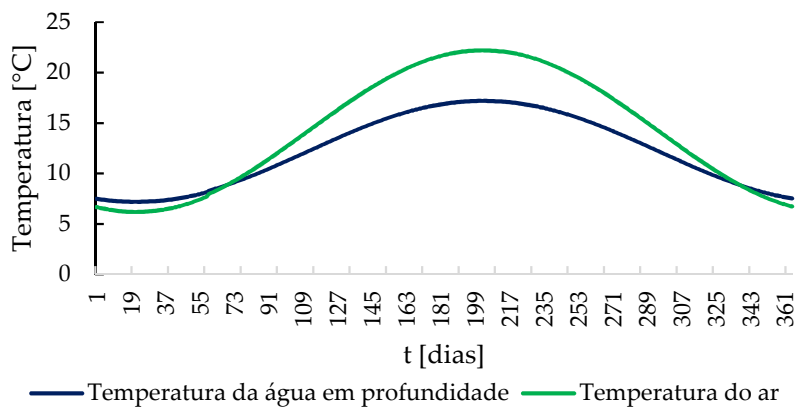


Figura 78 - Comparação entre ondas térmicas do ar e da água em profundidade.

### 5.7. Ação higrométrica

Analogamente ao efetuado para a ação térmica, foi calculado o campo de humidade relativa nas superfícies e interior do betão através de um modelo de difusibilidade. Foi considerada uma humidade relativa ( $H_r$ ) inicial de 98-100% em todos os pontos da barragem de modo a representar o teor de humidade existente durante a frase construtiva da obra.

Foram impostas condições de humidade nas diferentes fronteiras correspondentes a pontos do paramento de montante, tendo em conta o nível de água da albufeira ao longo do tempo, e nos restantes elementos expostos à ação higrométrica do ar, de acordo com a expressão,

$$H_r(t) = 77,5 + 17,5 \left( \cos \frac{2\pi}{365} (t - 29,6) \right) \quad [\%] \quad (73)$$

Foi considerada uma difusibilidade higrométrica de  $h^2 = 0,0002 \text{ m}^2/\text{dia}$  para o betão, valor que não pode ser comparado com os restantes coeficientes de difusibilidade higrométrica usualmente utilizados para o betão em barragens devido às características específicas do betão utilizado nesta obra.

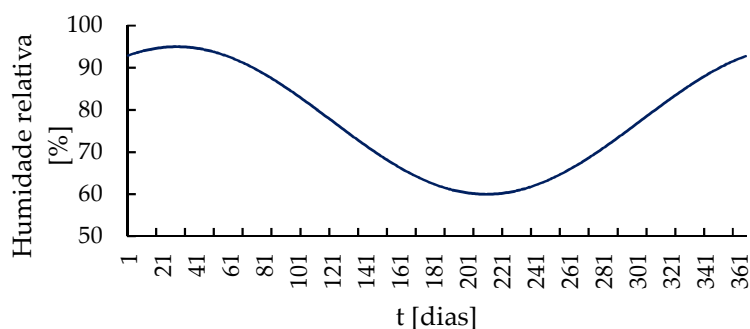
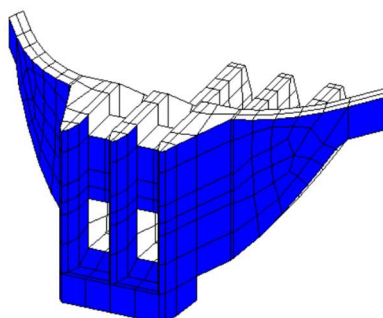


Figura 79 - Onda higrométrica anual do ar.

Na Figura 74 são apresentadas as faces que foram consideradas em contacto com a água (montante), a azul, e em contacto com o ar, a branco.



**Figura 80 - Representação das faces em contacto com a água (azul) ou expostas à ação higrométrica do ar (branco).**

## 5.8. Ação expansiva

As expansões livres que ocorrem ao longo do tempo em barragens de betão podem ser estimadas a partir do conhecimento dos resultados dos ensaios laboratoriais de expansão ou através da análise dos deslocamentos verticais do coroamento, juntamente com o conhecimento das condições de exposição ambiental e do seu historial térmico e higrométrico a que a estrutura esteve sujeita.

Quando não existem ensaios de caracterização do processo expansivo, os parâmetros a utilizar podem ser estimados a partir dos registos de deslocamentos e de deformações ao longo do tempo, das condições de temperatura e humidade em cada ponto da estrutura e ainda de ensaios de expansibilidade residual.

Quando não se conhece a expansibilidade máxima e o potencial expansivo remanescente, é necessário realizar um processo iterativo de aproximação dos resultados do modelo numérico aos calculados pelo modelo estatístico.

A análise dos deslocamentos dos vários pontos de observação permitiu concluir que as abóbodas têm um comportamento distinto entre si e que a zona central tem um comportamento semelhante ao da abóbada esquerda.

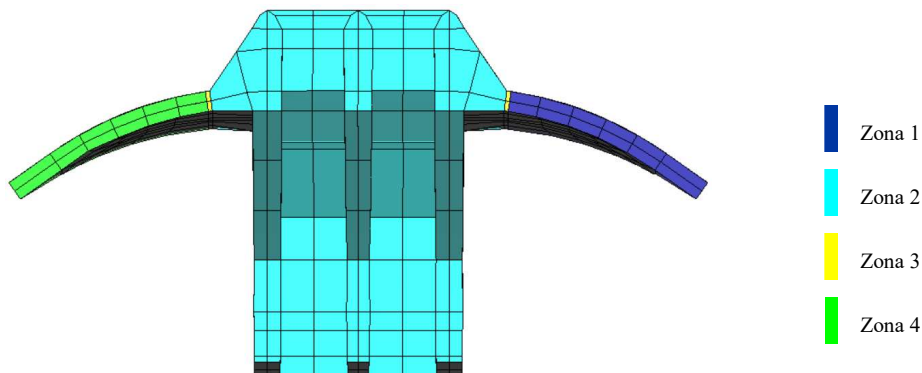
Assim, na modelação da ação expansiva foram consideradas as evoluções dos deslocamentos verticais entre 1985 e 2015 e o seu comportamento térmico e higrométrico da estrutura.

Foram distinguidas quatro zonas com propriedades expansivas distintas:

- Zona 1: Abóbada da margem esquerda;
- Zona 2: Contrafortes;
- Zona 3: Juntas de contração;
- Zona 4: Abóbada da margem direita.

Nas zonas 1 e 2 foram considerados utilizando os mesmos parâmetros expansivos pois verificou-se uma concordância entre os deslocamentos verticais nestas duas zonas.

As juntas de contração foram consideradas como não expansivas, devido às suas características.



**Figura 81 - Zonamento adotado para as diferentes expansões.**

Com base nos estudos numéricos realizados, definiu-se o valor para  $\varepsilon_{livre}^{RAS}(\infty)$  como  $2750 \times 10^{-6}$ . Comprovou-se através das análises que conduzia a valores de expansão vertical conformes com os registados pela observação.

Os valores de  $\tau_L$ ,  $\tau_C$ ,  $U_L$  e  $U_C$ , parâmetros que definem a curva sigmoide característica do processo expansivo, foram estabelecidos através de um processo de aproximação sucessiva dos resultados obtidos e do estudo da influência de cada parâmetro no comportamento expansivo da estrutura. Após terem sido realizados vários cálculos, foi possível obter resultados numéricos que ajustam os deslocamentos individualizados pelo modelo estatístico considerado, sendo os parâmetros associados os apresentados na Tabela 16.

**Tabela 16 - Propriedades expansivas para cada zona escolhida.**

	$\tau_L$	$\tau_C$	$U_L$	$U_C$	$\varepsilon_{livre}^{RAS}(\infty)$
<b>Zona 1</b>	145 dias	180 dias	$9000 \text{ kJmol}^{-1}$	$11500 \text{ kJmol}^{-1}$	$2750 \times 10^{-6}$
<b>Zona 2</b>	145 dias	180 dias	$9000 \text{ kJmol}^{-1}$	$11500 \text{ kJmol}^{-1}$	$2750 \times 10^{-6}$
<b>Zona 3</b>	12 dias	18 dias	$1500 \text{ kJmol}^{-1}$	$900 \text{ kJmol}^{-1}$	$5 \times 10^{-6}$
<b>Zona 4</b>	65 dias	55 dias	$9000 \text{ kJmol}^{-1}$	$11500 \text{ kJmol}^{-1}$	$2750 \times 10^{-6}$

Considerando os parâmetros acima referidos e utilizando as histórias térmicas e higrométricas também já referidas, foi estimada a ação expansiva que se desenvolveu na estrutura, sendo assumida como isotrópica.

## 5.9. Resultados relevantes das análises realizadas

### 5.9.1. Aspetos gerais

O valor adotado para a difusibilidade higrométrica, combinado com as características geométricas da obra, sobretudo a pequena espessura dos seus elementos estruturais, conduziu a que não se façam sentir, de forma significativa, os efeitos a longo prazo de secagem das zonas mais interiores de betão.

São apresentados os resultados dos cálculos térmico e higrométrico para um período temporal de um ano, tendo sido escolhido o ano de 2005, para que possam ser correlacionados os resultados das ações térmica e higrométrica.

### 5.9.2. Temperaturas no corpo da barragem

No Anexo III são apresentados os resultados do cálculo térmico da estrutura para o ano de 2005. Este ano foi escolhido por ser um ano sem qualquer tipo de informação existente, pelo que todas as ações foram estimadas de acordo com os critérios descritos.

No contraforte central as superfícies em contacto com o ar e com a água apresentam praticamente a mesma temperatura. Em janeiro, por exemplo, os paramentos de jusante têm uma temperatura de aproximadamente 8°C, a mesma temperatura a que se encontra o paramento de montante, sendo registado um diferencial máximo de 2°C entre elementos do interior e exterior do contraforte. Por outro lado, de verão constata-se que existe um ligeiro diferencial, de no máximo 5°C, entre as temperaturas calculada no interior do contraforte e na sua superfície.

A uniformidade das temperaturas nos contrafortes é justificada pela espessura destas peças estruturais e pela pequena inércia térmica, levando a que a temperatura no interior dos contrafortes seja praticamente igual à temperatura ambiente, não existindo quase gradiente térmico.

A fundação, na zona mais a montante dos contrafortes, tem um comportamento distinto dos restantes elementos tratando-se de uma zona enterrada, e portanto afastada de qualquer tipo de contacto direto com o ar ou com a água, reflete a dificuldade de penetração da temperatura no interior da massa de betão e por isso mantém-se, praticamente sempre, a uma temperatura entre 10°C e 12°C.

Nas zonas de maior espessura dos contrafortes laterais (Anexo III – B, C, D, E, F) pode ser identificada a existência de um gradiente térmico no interior da cabeça do contraforte, atingindo 6°C de diferença, devido ao aumento de espessura destes elementos de 2,90 m (contraforte central) para 7 m (cabeça dos contrafortes laterais).

As abóbadas são locais onde predomina uma difusão térmica linear, devido à sua pequena espessura. Havendo uma variação na sua espessura desde 4,00 m na fundação até 2,00 m no topo, apresentam um comportamento típico de placa. Em ambas pode ser observado uma grande influ-

ência da temperatura do ar, e que apenas durante os meses de verão se regista um pequeno gradiente térmico, devido ao facto da base de montante das abóbadas estar permanentemente submersa, enquanto o paramento de jusante está sujeito às temperaturas características de tempo quente.

### 5.9.3. Humidades no corpo da barragem

No Anexo IV são apresentados os resultados do cálculo higrométrico em várias peças da estrutura. Fez-se uma representação mensal do comportamento higrométrico durante o ano de 2005, para que os resultados possam ser diretamente correlacionados com os obtidos no cálculo térmico.

À semelhança das conclusões já apresentadas sobre o comportamento térmico, existe uma predominância da difusão lateral da humidade nos contrafortes, que apresentam um comportamento muito semelhante ao de uma placa na face mais exposta à ação do ar, pelo que não existe uma grande variabilidade da humidade relativa. Pode-se constatar que no contraforte central a  $H_r$  varia entre 90%, para períodos de inverno, quando a humidade do ar é também elevada, e no mínimo 60%, no verão, época em que esta naturalmente apresenta valores mais reduzidos. A maioria do paramento de montante encontra-se saturado durante quase todo o ano, devido ao contacto direto com a água da albufeira. A albufeira é também a origem das elevadas humidades na viga que funciona como descarregador de superfície.

A fundação dos contrafortes, na sua zona jusante, apresenta valores de  $H_r$  diferentes dos restantes locais desses elementos pois não está em contacto direto com o ar. A zona de montante da fundação está totalmente saturada.

A cabeça dos contrafortes laterais apresenta um comportamento higrométrico semelhante ao verificado no cálculo térmico. Devido ao aumento local de espessura, existe um desfasamento das humidades relativas registadas nestes locais, sendo estas inferiores às superficiais durante os meses de inverno e superiores às da superfície nos meses de verão, como se pode verificar nos anexos IV – D e IV - E.

O comportamento higrométrico das abóbadas pode ser visto no Anexo IV – C verifica que, devido à ação da água no paramento de montante, existe uma grande variabilidade da  $H_r$  nos paramentos de montante e jusante para o mesmo intervalo de tempo. Nos meses de verão o paramento de jusante e coroamento têm humidades relativas da ordem de 60%, enquanto que no paramento de montante a mesma variável ronda a saturação.

Esta grande diferença de humidade relativa entre pontos próximos é um dos fatores potenciais do desencadeamento de reações expansivas nestes locais e noutros onde se registam também grandes variações higrométricas, como é o caso dos paramentos em contacto tanto com o ar como com a água, nos contrafortes e abóbadas.

#### 5.9.4. Expansões no corpo da barragem

São apresentados no Anexo V os resultados do cálculo das expansões, efetuado sob as condições referidas entre 1985 e 1995. Foi escolhido um intervalo de tempo de 3 anos entre interações de modo a evidenciar as expansões que ocorrem nos diferentes pontos da estrutura. São apresentados os campos de expansões relativos ao contraforte central (Anexo V - A), ao contraforte da margem esquerda (Anexo V - B), às juntas de contração esquerda (Anexo V - C) e direita (Anexo - D), e ao descarregador de superfície (Anexo V - E, F).

Em consequência da ação direta da humidade e temperatura que se fazem sentir nessas zonas, as expansões têm maior valor nos elementos estruturais em contacto com a água. Nos contrafortes foram calculadas expansões máximas de ordem de  $2750 \times 10^{-6}$  na cabeça destes elementos, atingindo uma penetração no seu interior cerca de 2 m para além das comportas, onde foram calculadas expansões de  $1250 \times 10^{-6}$ .

Na abóbada da margem esquerda obtiveram-se expansões máximas de  $2450 \times 10^{-6}$ , que se aproximam do potencial máximo de  $2750 \times 10^{-6}$  considerado nos cálculos. Na abóbada da margem direita, por outro lado, calcularam-se valores de  $2749,3 \times 10^{-6}$ , já no patamar expansivo limite, podendo concluir-se que foi já consumido o potencial expansivo neste elemento.

Pode observar-se que as expansões se dão em praticamente toda a seção transversal das abóbadas, facto originado pela pequena espessura destes elementos na barragem, como se pode observar no Anexo V - D, onde se verifica que as expansões no paramento de montante são da ordem de  $2749 \times 10^{-6}$ , de  $1640 \times 10^{-6}$  no paramento de jusante e de  $2650 \times 10^{-6}$  no folheto médio da abóbada. Assim, o processo expansivo já se encontra quase totalmente desenvolvido em toda a espessura. No caso da abóbada da margem esquerda, o processo está significativamente mais atrasado pois, embora já se verifiquem expansões de  $2440 \times 10^{-6}$  no paramento de montante, estas ainda não são significativas em jusante ou no folheto médio, onde atingem valores de  $600 \times 10^{-6}$  e  $1400 \times 10^{-6}$ , respetivamente.

### 5.10. Avaliação do estado de tensão

#### 5.10.1. Aspetos gerais

Foram calculadas as tensões na barragem devidas à ação da pressão hidrostática, para vários níveis da albufeira, às variações térmicas máximas, devidas às ondas anuais do ar e da água, e às reações expansivas estimadas.

As tensões apresentadas são os valores no ponto de Gauss central de cada elemento finito, exceção feita para os valores apresentados para os paramentos de jusante e montante das abóbadas, onde são apresentados os valores médios das tensões dos pontos de Gauss mais próximos das faces de montante ou jusante, conforme o caso.

### 5.10.2. Ação da pressão hidrostática (PH)

Para a ação da água sobre a estrutura da barragem são apresentados resultados para 3 diferentes níveis de água da albufeira:

- i. Albufeira à cota mínima de 297,00 m;
- ii. Albufeira a meia capacidade, à cota de 304,00 m;
- iii. Albufeira no nível pleno de armazenamento (NPA) de 310,00 m.

No Anexo VI - A para o caso do NA = 310,00 m, podem ser observadas tensões de compressão na fundação das abóbadas e nos rins da ordem dos 0,20 MPa, e tensões de tração até 0,10 MPa nas juntas de contração e nos paramentos. Para o paramento de montante (Anexo VI -B) calcularam-se tensões de compressão de 0,15 MPa no coroamento e 0,20 MPa na fundação das abóbadas, com direção paralela às mesmas.

Nos contrafortes, para o NA = 310,00 m, calcularam-se tensões de tração e compressão de 0,50 MPa e 0,40 MPa respetivamente, nos elementos finitos que absorvem as forças concentradas que simulam a ação da água nos apoios das comportas. Também se calcularam tensões de compressão de 0,50 MPa na zona média superior dos contrafortes, provocadas pelo deslocamento para jusante da estrutura. No paramento de montante, junto ao início do descarregador de meio-fundo, foram calculadas tensões de tração de 0,35 MPa.

### 5.10.3. Ação térmica (VT)

Para a ação das ondas térmicas do ar e água sobre a estrutura são apresentados, no Anexo VII, os resultados relativos a duas situações envolventes. É representada a resposta em termos de tensões para o máximo de amplitude térmica, registado no dia 17 de junho de 1994 e para o mínimo de amplitude térmica, registado no dia 16 de dezembro do mesmo ano.

Pode observar-se que para a amplitude térmica positiva, o modelo numérico apresenta como resultado do seu cálculo tensões da ordem de 4 a 5 MPa em todo o paramento de montante das abóbadas, sendo o valor ligeiramente inferior no paramento de montante, entre 2,5 e 3 MPa nos rins das abóbadas. Os valores máximos de tensão nas abóbadas ocorrem junto à fundação, devido à restrição estrutural lá existente.

As ligações estruturais causam também o aparecimento de tensões de tração na cabeça e na cauda do descarregador de meio-fundo, nas extremidades dos contrafortes, da ordem de 3,40 MPa, devido às diferenças de temperatura existentes nessas zonas da estrutura.

A amplitude térmica negativa, associada ao tempo mais frio, tem como resultado expeável o surgimento de tensões de muito menor valor quando comparadas com as anteriormente referidas para o tempo quente. As tensões de compressão têm valores de 0,20 MPa nas abóbadas. As tensões de tração e compressão, em direções ortogonais nas zonas de contacto entre a fundação dos contrafortes e o maciço rochoso, são de 0,50 MPa.

#### 5.10.4. Ação expansiva (EXP)

A ação expansiva foi estimada através do modelo apresentado no ponto 3.5, adotando os parâmetros descritos em 5.8.

Para apresentação dos resultados foram escolhidos três momentos da vida da barragem, a sua entrada em funcionamento, representada na iteração 1, num período intermédio, representado pela iteração 406, e o estado atual da obra, correspondente à iteração 795. Os resultados do cálculo estrutural são apresentados no Anexo VIII, onde podem ser observados os campos de tensões tanto nas abóbadas como nos três contrafortes.

Através da análise dos campos de tensões no contraforte central (Anexo VIII – A) é possível observar a ocorrência de grandes tensões de compressão na fundação da cabeça do contraforte, com valores de ordem de 5,50 MPa. Nos contrafortes da margem direita (Anexo VIII - B) e da margem esquerda (Anexo VIII - C) são atingidas tensões máximas de 8,70 MPa e 18,10 MPa, respetivamente.

As tensões geradas junto à fundação devem-se à ação expansiva apenas se dar nos elementos de betão, criando zonas que estão sujeitas a elevadas solicitações que originam as tensões calculadas.

Calcularam-se tensões de tração nas zonas superiores da cabeça dos contrafortes, embora de valor reduzido, entre 1,50 MPa e 2,50 MPa, que têm correspondência na barragem na fissuração superficial existente nestes elementos (Figuras 82 e 83).

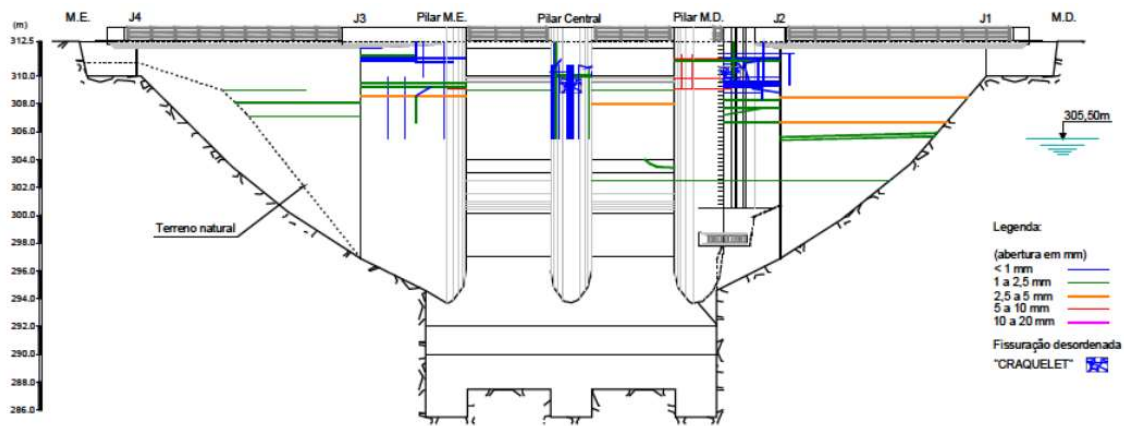
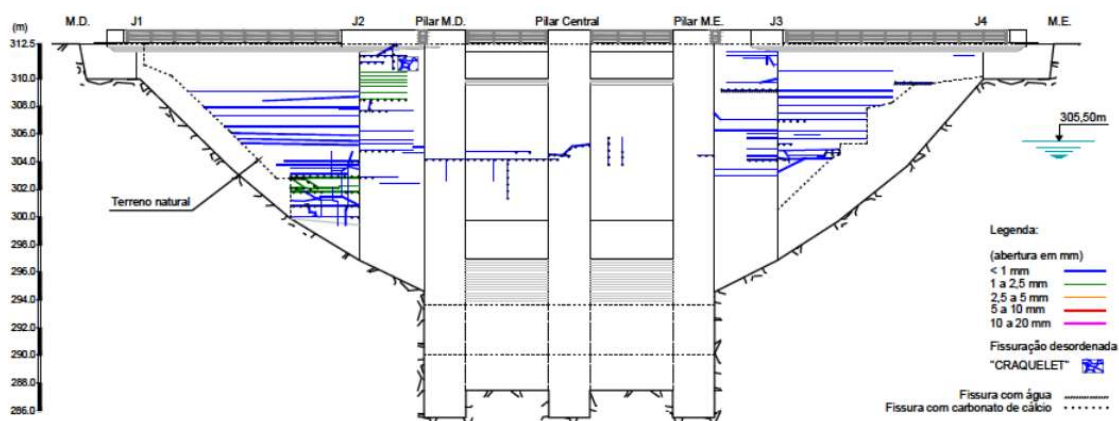


Figura 82 - Levantamento da fissuração no alçado de montante da barragem de Fagilde, em outubro de 2004 (retirado de (LNEC, 2006)).



**Figura 83 - Levantamento da fendilhação do paramento de jusante na barragem de Fagilde, em outubro de 2004 (retirado de (LNEC, 2006) ).**

As maiores tensões de tração registam-se na zona inferior do descarregador de superfície, na sua cauda, com valores que atingem 3,70 MPa no contraforte central, 5,90 MPa no contraforte esquerdo e 6,10 MPa no contraforte direito. Esta concentração de tensões poderá ser a fonte causadora da fissuração de grande magnitude que existe na cauda do descarregador de superfície.

Pode concluir-se que as tensões que ocorrem nos contrafortes (Anexo VIII - A, B e C), próximas da cota 310,00 m, são as causadoras das fissuras de grande dimensão que são visíveis nestes locais. As tensões que ocorrem junto aos paramentos, tanto na abóbada direita como na esquerda, são também os agentes causadores da fissuração significativa aí existente.

#### 5.10.5. Combinação das ações da pressão hidrostática e térmica (PH + VT)

Foi considerada a combinação das ações térmica e da pressão hidrostática sobre a estrutura da barragem. Foram escolhidos 4 cenários:

- i. Dia 17 de junho e 1985, onde se registou uma grande amplitude térmica positiva e um nível da albufeira de 297,78 m;
- ii. Dia 26 de agosto de 1994 onde se registou uma grande amplitude térmica positiva e um nível da albufeira de 310,00 m;
- iii. Dia 16 de dezembro de 1994 onde se registou uma amplitude térmica negativa (típica de tempo frio) e um nível da albufeira de 310,00 m;
- iv. Dia 16 de dezembro de 1994 onde se registou uma amplitude térmica negativa (típica de tempo frio) e um nível da albufeira de 301,25 m, para conhecer o comportamento estrutural do sistema durante o inverno com a albufeira simultaneamente a uma cota reduzida).

Através da análise da combinação de ambas as ações é possível constatar, no Anexo IX, a predominância da ação térmica sobre a ação da água e conjugação de ambas, comprovada pelo aumento das tensões de tração para 4,0 MPa nos paramentos de montante e jusante das abóbadas, estando sobretudo concentradas nos rins destas.

A combinação de uma amplitude térmica elevada a água da albufeira no NPA resulta em tensões de compressão e tração ortogonais, de 2,50 MPa, na cabeça dos contrafortes e na sua cauda.

#### **5.10.6. Combinação das ações de pressão hidrostática, térmica e expansiva (PH+VT+EXP)**

As ações de pressão hidrostática, térmica e expansiva foram combinadas de modo a poder ser feita uma análise de todas as ações a que a barragem está sujeita. Foram escolhidos dois períodos característicos, um correspondente à iteração nº776, em março de 2016, época em que a barragem já está sujeita a expansões de grande magnitude e simultaneamente a temperaturas mais elevadas, com um nível de albufeira relativamente reduzido ( $H=306,90$  m), e outro correspondente à iteração nº794, em dezembro de 2016, quando a barragem está sujeita a temperaturas típicas do inverno e a albufeira está na sua capacidade máxima ( $H=310,10$  m) (Anexo X).

É possível observar que, tal como esperado, as tensões devidas às expansões sobrepõem-se às das ações. Conclui-se que as ações devidas à água na albufeira às variações de temperatura a que a barragem está sujeita não condicionam o seu comportamento, sendo as expansões as responsáveis pelas grandes tensões, em locais onde existem efetivamente, grandes degradações nos paramentos, tanto nos contrafortes, como nas abóbadas.

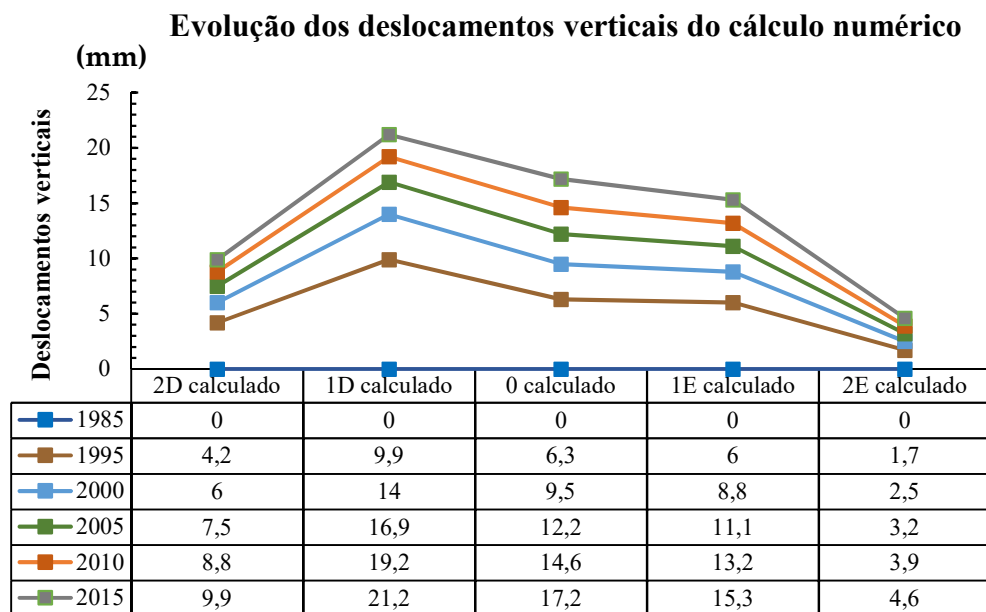
As maiores tensões de tração verificam-se quando a albufeira se encontra a um menor nível e maiores tensões de compressão na estrutura quando a albufeira se encontra em plena capacidade. Nos contrafortes, nas zonas correspondentes ao descarregador e imediatamente sob este, são atingidas tensões de tração de 4,00 MPa e de 5,20 MPa de compressão nas zonas de interface, entre a cabeça do contraforte e o maciço rochoso.

Nas abóbadas calculam-se grandes tensões de tração na margem direita, atingindo valores 12,30 MPa, junto ao paramento de jusante e 13,60 MPa junto ao paramento de montante. Gama de tensões que é concordante com a degradação bastante avançada do betão visível no paramento de jusante. As maiores tensões apresentam direções muito próximas da vertical, o que é concordante com extensa fendilhação horizontal existente praticamente em toda a abóbada. Os rins das abóbadas são os locais com maiores tensões, verificando-se valores de tensões de tração e compressão significativas já na abóbada direita, de 18,00 MPa, o que é concordante com a degradação estrutural existente.

## 5.11. Comparação dos resultados da análise estrutural com os registos de observação

### 5.11.1. Comparação entre deslocamentos verticais calculados e os resultados nivelamento

Estabeleceu-se uma comparação entre os deslocamentos obtidos no cálculo da barragem, apenas sujeita à ação expansiva (Figura 84) e os deslocamentos verticais observados, atribuídos aos efeitos da ação expansiva (Figura 50).



**Figura 84 - Evolução dos deslocamentos verticais calculados com o modelo estrutural para a ação expansiva na barragem.**

Analisando as duas figuras e comparando os deslocamentos obtidos com o modelo estatístico, pode concluir-se que apresentam um acordo satisfatório, nomeadamente na parte central da barragem (0). Procedeu-se à comparação dos deslocamentos nos pontos objeto 2D, 1D, 0, 1E e 2E, de modo a que pudesse ser quantificada a diferença associada a cada ponto (Figura 85). As diferenças percentuais são calculadas pela expressão (74):

$$diferença \text{ [%]} = \frac{\text{calculado pelo m. estatístico} - \text{calculado numericamente}}{\text{calculado pelo m. estatístico}} \times 100 \quad (74)$$

Pode-se concluir que:

- i. Os deslocamentos calculados numericamente para o ponto 2D sobrestimam os deslocamentos ajustados pelo modelo estatístico em cerca de 17%, sendo a evolução dos deslocamentos similar;
- ii. No ponto 1D os deslocamentos, são num período inicial até 2000, sobrestimados, e a partir dessa data os valores estatísticos são bastante superiores aos numéricos,

devido à aceleração dos deslocamentos verticais nesse local, provocado pelo aumento das expansões;

- iii. O ajuste entre deslocamentos calculados numericamente e pelo modelo estatístico no ponto 0 é de excelente qualidade, permitindo concluir que os valores assumidos para o processo expansivo são realistas;
- iv. No ponto objeto 1E os valores obtidos pelo modelo estatístico e pelo modelo estrutural também apresentam um bom ajuste;
- v. De forma semelhante ao constatado no ponto 1E, no ponto 2E os valores calculados pelo modelo numérico subestimam os valores obtidos a partir do nivelamento. Verifica-se um movimento vertical progressivo enquanto que valores calculados são apresentam um padrão de crescimento mais lento.

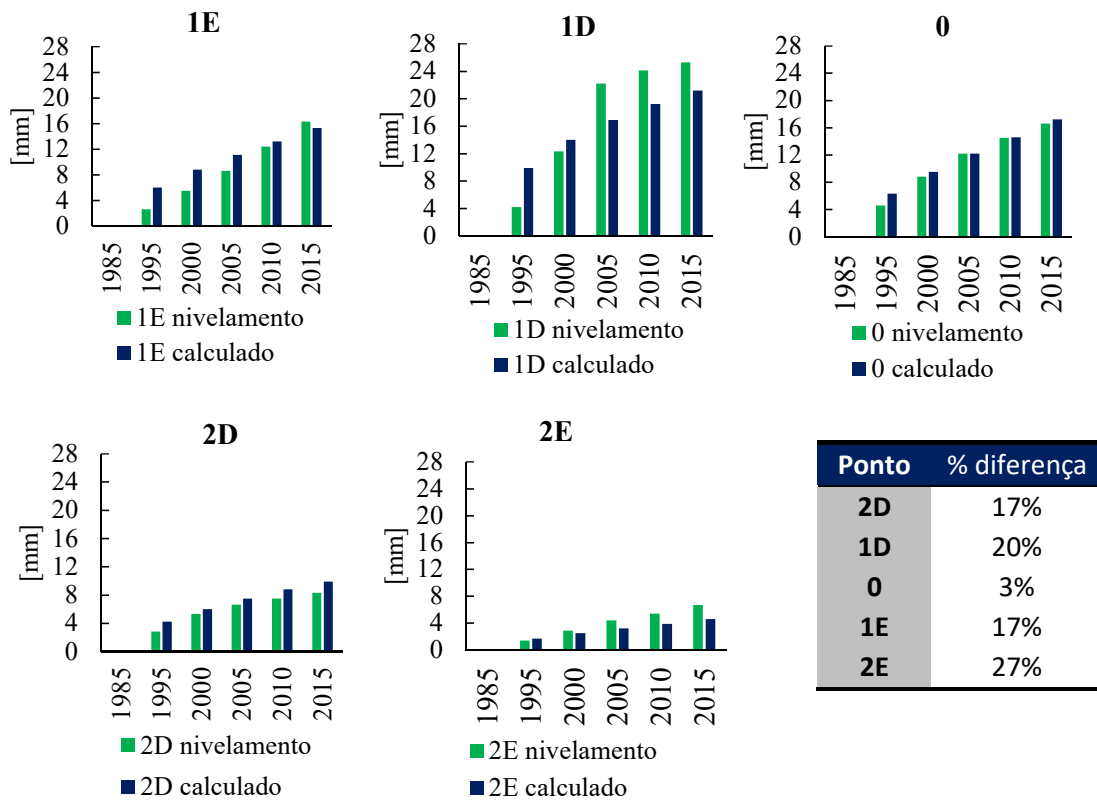
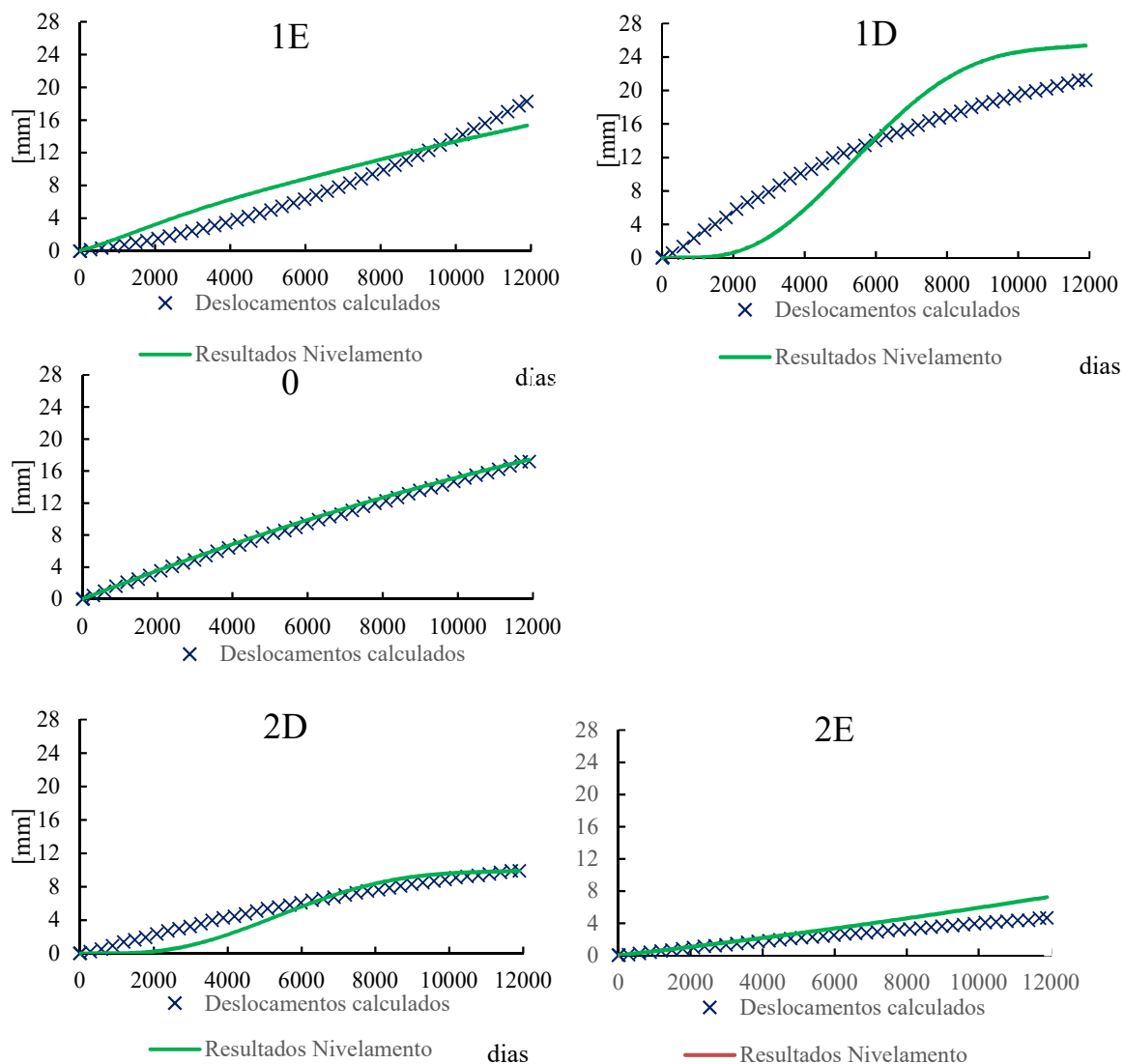


Figura 85 - Comparação entre deslocamentos verticais devidos às expansões, calculados pelo modelo estrutural e estatístico (nivelamento) causados pelas mesmas ações; (à direita, em baixo).



**Figura 86 - Comparação entre os deslocamentos verticais calculados pelo modelo estrutural e pelo estatístico (nivelamento) nos pontos objeto 2D, 1D, 0, 1E e 2E, entre 1985 e 2015.**

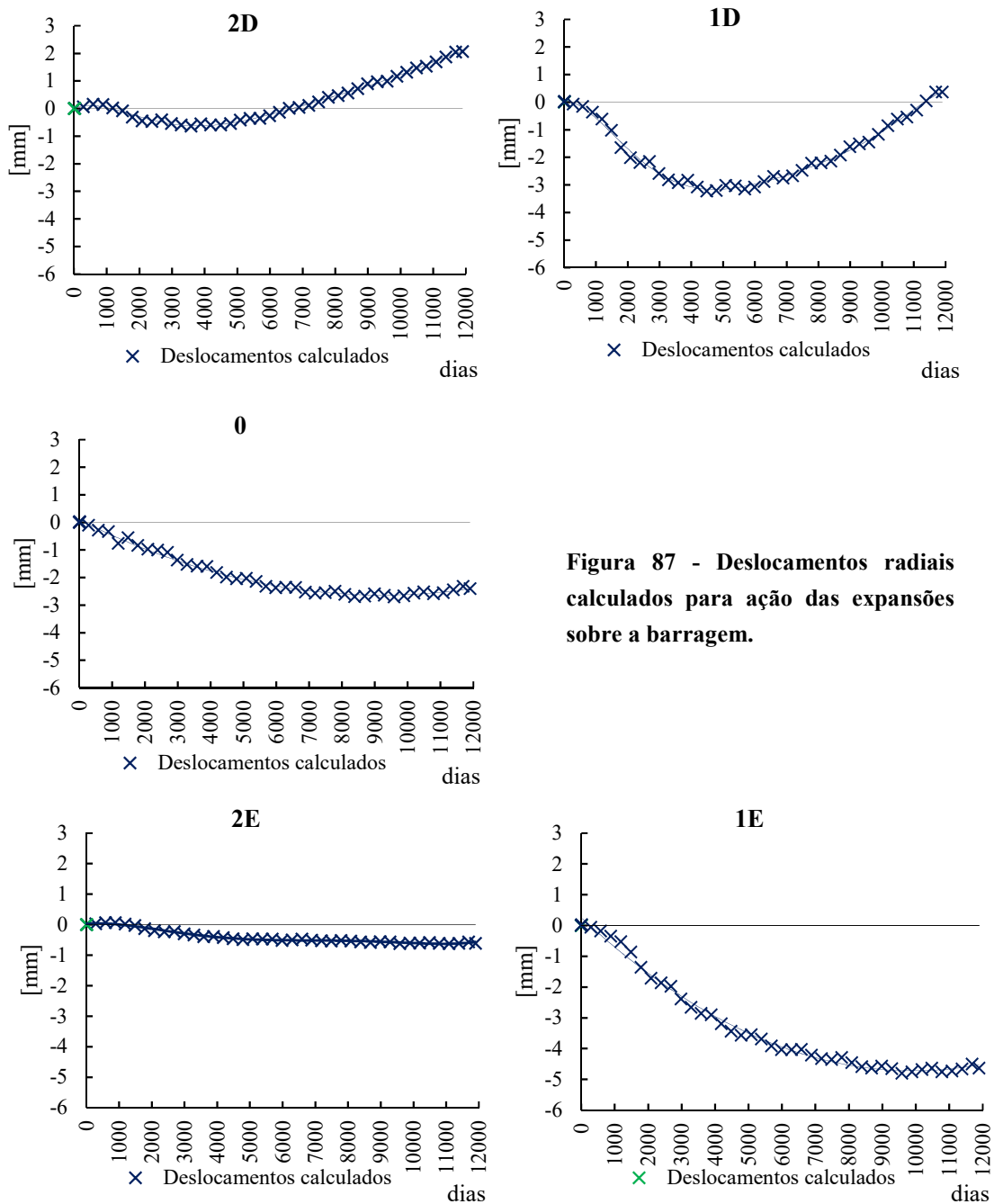
### 5.11.2. Deslocamentos radiais obtidos numericamente

Os deslocamentos radiais são afetados sobretudo pela fluência e pelo processo expansivo em curso. Devido à pouca informação sobre a fluência do betão da barragem de Fagilde que está limitada à informação fornecida no estudo efetuado pelo LNEC (LNEC, 2007), é expetável que a função de fluência adotada (58) não traduzisse adequadamente o real comportamento da obra.

Ao contrário do que acontece com os deslocamentos verticais, em que pode ser efetuada uma comparação direta entre os valores do nivelamento e os calculados através do modelo visco-elástico, os deslocamentos radiais são de mais difícil comparação porque na fase inicial há ma sobreposição dos efeitos de fluência com os efeitos das expansões.

Tal como esperado, o comportamento das abóbadas direita e esquerda são totalmente diferentes. Esta assimetria é consequência das expansões que se estão a desencadear em diferentes fases nestes dois elementos, estando o processo mais avançado na abóbada da margem direita do que na abóbada da margem esquerda.

Em consequência dos maiores valores das expansões na abóbada da margem direita, os deslocamentos radiais que inicialmente foram no sentido de jusante, inverteram o seu sentido e atualmente desenvolvem-se no sentido de montante, o que é típico numa estrutura que sofre processos expansivos. Esta alteração do sentido para montante é visível na abóbada direita e também já perceptível no contraforte central e abóbada da margem esquerda (Figura 87).



**Figura 87 - Deslocamentos radiais calculados para ação das expansões sobre a barragem.**

Em consequência do referido, a função de fluência adotada necessitará de ser reajustada de modo a que possa fazer corresponder, de modo mais adequado, os resultados provenientes da observação com os resultados da análise com o modelo viscoelástico.

### 5.11.3. Comparação entre deslocamentos verticais calculados considerando a combinação de ações com e sem expansões

De modo a melhor conhecer o processo expansivo em curso na barragem e o impacto das expansões sobre a estrutura, foi efetuado um cálculo estrutural onde foram considerados apenas os efeitos das ações da pressão hidrostática e da temperatura. Através da não incorporação do processo expansivo neste cálculo, é possível comparar os seus resultados com os obtidos considerando as ações da pressão hidrostática, térmica e expansões. A comparação entre os deslocamentos pode ser observada na Figura 88.

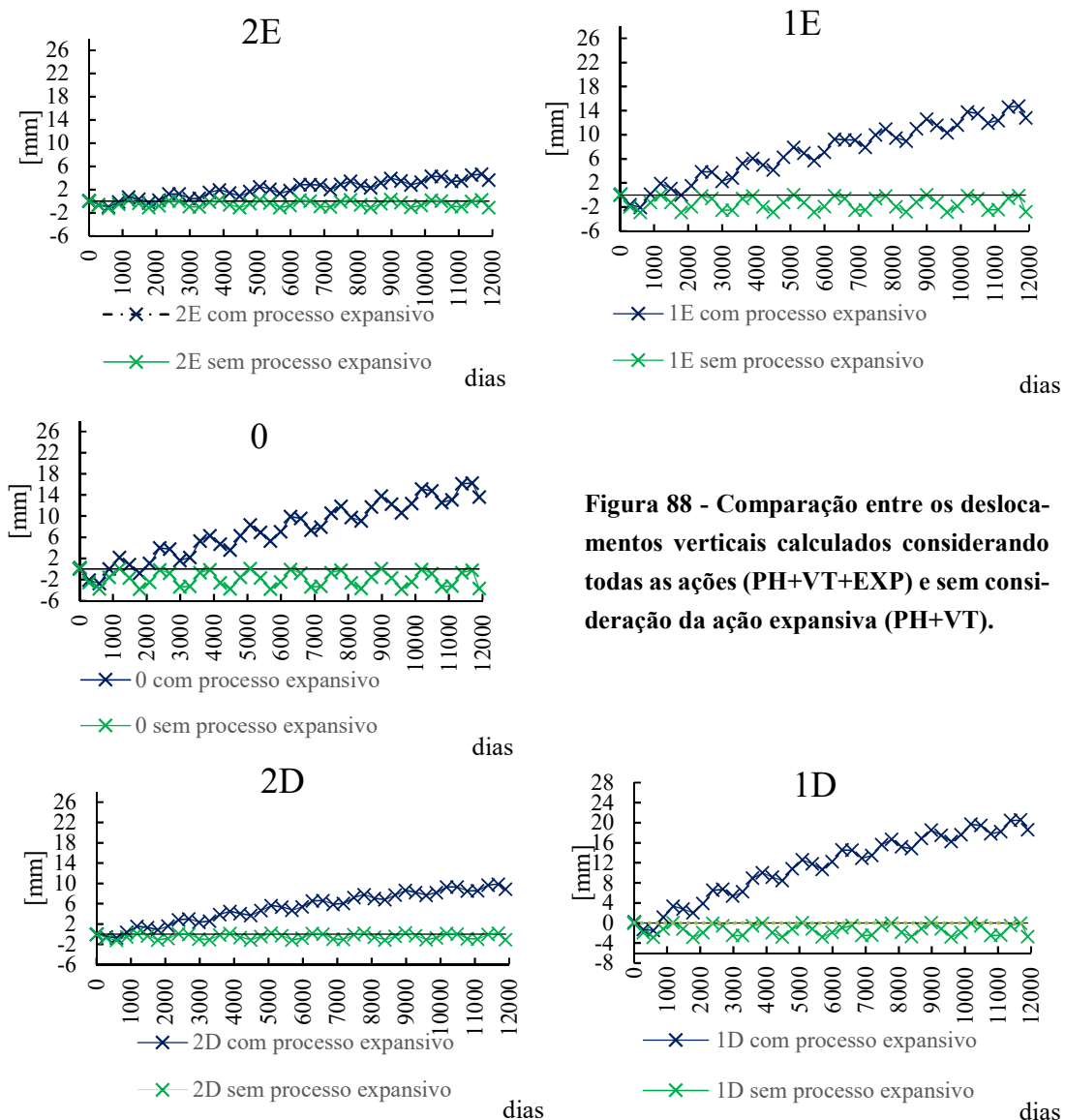


Figura 88 - Comparação entre os deslocamentos verticais calculados considerando todas as ações (PH+VT+EXP) e sem consideração da ação expansiva (PH+VT).

Da análise dos resultados apresentados pode concluir-se que a causa única da ocorrência de deslocamentos verticais de grande amplitude é o processo expansivo. Pode afirmar-se que face ao observado, o desenvolvimento de reações expansivas, mesmo que de pequena monta, conduzem a empoamentos verticais do coroamento, dependendo o seu valor da magnitude do processo expansivo em cada local da estrutura.

Caso não ocorresse nenhum processo expansivo na barragem de Fagilde, devido à predominância da ação térmica sobre a ação da pressão hidrostática, a barragem iria sofrer variações de pequena monta, na ordem de 2 mm de amplitude máxima, havendo uma contração da estrutura nos meses frios e um ligeiro aumento dos deslocamentos para montante durante os meses quentes, quando a ação da água também não se faz sentir com tanta intensidade.

(Página intencionalmente deixada em branco)

# 6

## Considerações finais

### 6.1. Apreciação do trabalho desenvolvido

Os trabalhos da tese iniciaram-se, naturalmente, pelo estudo das barragens de betão e pela problemática associada às reações expansivas que afetam muitas destas estruturas. Foi dada particular importância à modelação dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão pelo método dos elementos finitos. Nesta modelação, para além do comportamento estrutural, têm que ser consideradas as vertentes térmica e higrométrica.

A análise do comportamento estrutural da barragem de Fagilde, ao longo da sua vida, revelou-se um desafio complexo, no que respeita à sua modelação, pois trata-se da barragem portuguesa mais deteriorada por reações expansivas. A sua geometria fora do comum, aliando elementos em arco e outros típicos de barragens gravidade, tornou a tarefa de execução da malha de elementos finitos tridimensionais exceccionalmente árdua, sobretudo quando aliada à falta de alguns elementos de projeto e de telas finais que permitissem a confirmação entre o projetado e a estrutura construída.

Aspetos práticos como a adaptação da malha dos contrafortes no contacto com a viga que serve como descarregador de superfície, prevendo já nesta zona uma abertura nos contrafortes correspondente à galeria de inspeção das comportas, assim como a necessidade de ligar coerentemente os elementos estruturais, passando da estrutura definida do contraforte para uma geometria de espessura variável nas abóbadas laterais e ainda algumas simplificações obrigatórias para tornar a execução da malha viável, tornaram a tarefa de execução da malha de elementos finitos um processo moroso. Contudo, considera-se que a malha elaborada tem detalhe suficiente para se poderem captar os efeitos viscoelásticos do comportamento estrutural.

A malha correspondente ao maciço rochoso também é suficientemente refinada, particularmente no que se refere à dimensão, geometria e número de elementos utilizados. O maciço foi

discretizado por um número muito elevado de elementos, o que tornou mais moroso o cálculo estrutural, aumento desnecessariamente o número de horas gastas em cada cálculo.

A falta de dados relativos às ações, designadamente no que respeita ao nível de água da albufeira, temperatura e humidade relativa do ar dificultou a tarefa de discretização das ações. A metodologia seguida, utilizando registos de temperaturas médias do ar e do nível de água em períodos limitados, permitiu a construção de funções por forma a preencher assim os vazios de informação, construindo registos contínuos sobre a temperatura média do ar e da água, humidade relativa e nível da albufeira. Contudo, a falta de dados reais de observação contínua impediu a realização de uma calibração das temperaturas e humidade relativa, o que teve influência direta nos resultados.

Um dos desafios da modelação do comportamento expansivo da barragem de Fagilde foi, sem dúvida, a assimetria do processo expansivo em curso na estrutura. Esta heterogeneidade, com origem certamente na utilização de betões com diferentes características, diferentes composições e agregados, não possui ainda sustentação física pois os ensaios realizados até à data não são suficientes para tirar conclusões. Outro fator que pode contribuir para a assimetria de expansões e deslocamentos será a própria orografia do vale onde se insere a barragem, que limita a exposição solar direta da abóbada da margem esquerda a apenas algumas horas diárias, ao passo que a margem direita se encontra durante praticamente todo o dia sob ação solar direta. Esta exposição terá consequências nas temperaturas internas e humidade da estrutura, o que poderá também contribuir para a anisotropia do processo expansivo.

De modo a representar a anisotropia das expansões existentes, optou-se pela consideração de quatro diferentes propriedades expansivas. Esta abordagem revelou-se adequada, tendo-se chegado a uma boa aproximação dos resultados observados, em particular dos deslocamentos verticais.

A aplicação do modelo numérico, sem consideração de dano, e recorrendo a uma discretização temporal suficientemente fina, considerando intervalos temporais de 15 dias no período de tempo entre maio de 1985 e dezembro de 2015, permitiu interpretar a forma como o processo expansivo tem vindo a desenrolar. Em termos de efeitos, geraram-se tensões de tração, que provocaram fendas estruturais, como é o caso das fendas horizontais que existem no paramento de jusante da abóbada da margem direita.

A comparação dos deslocamentos verticais, observados e calculados, indicia como prometedora esta primeira abordagem a este problema. Posteriormente, através de calibrações mais finas do modelo, poderá ser melhor representado o comportamento passado e futuro da estrutura, à semelhança do que aconteceu com outras barragens alvo de estudos similares.

À semelhança do previsto pelo modelo estatístico, o modelo numérico representou a atenuação das expansões da abóbada da margem direita desde 2000, as utilizações de parâmetros expansivos específicos permitiram a simulação da desaceleração do processo expansivo no contraforte e na abóbada da margem esquerda. Contudo, este aspeto é ainda precoce pois, os registos

de observação mostram que as taxas de expansão nesses locais ainda não apresentam sinais de abrandamento, pelo que deverá ser tido em conta esse facto na escolha de futuros parâmetros expansivos caracterizadores da ação.

## **6.2. Recomendações de reparação e mitigação dos processos expansivos na barragem de Fagilde**

A análise efetuada neste trabalho conduz à confirmação de que o processo expansivo induziu já deformações bastante elevadas na estrutura, sendo ainda significativas as taxas de evolução dessas deformações. Prevê-se assim, que a barragem de Fagilde continue a ter o seu comportamento condicionado pelo desenvolvimento das expansões. Justifica-se então a realização de estudos, a curto prazo para: i) reavaliação dos danos internos e avaliação da profundidade da fendilhação visível e das suas consequências estruturais; ii) reavaliação das propriedades mecânicas dos materiais e da resistência remanescente da estrutura; iii) caracterização do potencial expansivo remanescente de cada elemento estrutural em diferentes zonas do mesmo; iv) avaliação da resistência e deformabilidade dos elementos mais flexíveis, as abóbadas, através de ensaios SDT (stiffness damage test), para estabelecimento de correlações entre a fendilhação (e dano associado) e a rigidez dos elementos.

Após a reavaliação das propriedades mecânicas da estrutura e dos seus materiais devem ser estudadas alternativas de reparação dos diferentes elementos deteriorados, havendo neste contexto várias possibilidades de intervenção: i) manutenção das abóbadas e impermeabilização do seu paramento de montante recorrendo a membranas impermeabilizadoras, semelhantes às utilizadas na barragem de Pracana ou do Covão do Ferro e injeção das fendas de maior abertura com material polimérico ou cimentício, esta solução, embora de muito menor grau de intervenção e custo associado, parece já não ser suficiente, face à magnitude do processo expansivo em curso; ii) demolição das abóbadas e alteração da tipologia da barragem para uma barragem gravidade na zona das atuais abóbadas; iii) demolição da abóbada da margem direita e substituição por uma descarregador de superfície, aliado a uma intervenção de reabilitação profunda dos contrafortes e da abóbada da margem esquerda, através da injeção de fendas e impermeabilização do paramento de montante e elevação da cota do coroamento, aumentando assim a capacidade de armazenamento da albufeira.

## **6.3. Contribuições e desenvolvimentos futuros**

O trabalho apresentado constitui um contributo para a análise do problema das expansões nas barragens de betão portuguesas, através da análise do comportamento ao longo do tempo.

Deve continuar a dar-se importância ao desenvolvimento de modelos numéricos de previsão e interpretação do comportamento de grandes barragens e dos seus fenómenos intrínsecos, para que se possa fazer uma modelação adequada à grande variabilidade espacial das causas e

efeitos, tendo em consideração o historial das ações térmicas, higrométricas e da relação entre outras ações.

Importa desenvolver ferramentas que permitam estabelecer correlações entre as temperaturas, humidades e expansões associadas, permitindo assim que se possam prever as expansões reais. É importante também desenvolver estudos que permitam inferir sobre a influência dos estados de tensão uniaxiais, biaxiais e triaxiais no desenvolvimento das reações expansivas e da sua progressão. Como já anteriormente referido, importa também desenvolver ensaios de caracterização do processo expansivo que sejam mais fiáveis. Deve ainda proceder-se a estudos paramétricos sobre a variação de cada um dos parâmetros que regem o modelo expansivo utilizado, de modo a conhecer a influência de cada um deles no comportamento das obras e assim proceder ao desenvolvimento de ferramentas de otimização dos parâmetros específicos para cada estrutura estudada.

Reveste-se também da maior importância o estabelecimento de leis que governem o comportamento mecânico ao longo do tempo de grandes estruturas de betão, para representar simultaneamente a depreciação das propriedades mecânicas devidas aos processos expansivos, fendilhação ou outros fenómenos que conduzam à redução destas propriedades.



## Referências bibliográficas

### 7.1 Bibliografia

- ANSYS. 2013. “ANSYS mechanical APDL theory reference.”.
- Antunes, Eva. 2010. “Efeitos estruturais das reações químicas expansivas no betão.” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- ASTM. 2012. “ASTM C294-12, Standard descriptive nomenclature for constituents of concrete aggregates.”
- Bamforth, P., D. Chisholm, J. Gibbs, and T. Harrison. 2008. “Properties of concrete for use in Eurocode 2.” A cement and concrete industry publication.
- Batista, António. 1998. “Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóboda.” Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Batista, António e José Piteira Gomes. 2012. “Practical assessment of the structural effects of swelling processes and updated inventory of the affected portuguese concrete dams.” in 54o Congresso Brasileiro do Concreto. Maceió, Alagoas: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON.
- Batista, António, J. Mora Ramos, Sérgio Oliveira, e José Piteira Gomes. 2002. “Models for safety control of concrete dams.” P. 8 in proceedings of the 3th international conference on dam engineering. Singapore.
- Bathe, K. J. 1996. Finite element procedures. Prentice-Hall.
- Charlwood, Robin G. 2009. “AAR in dams and hydroelectric Plants.” in short course on management of alkali aggregate affected structures: analysis, performance & prediction, Coyne & Bellier. Paris.

- Coll, A. et al. 2016. “GiD v.13 reference manual.”
- Cristino, Ana Filipa Russo de Albuquerque. 2007. “Inibição das reacções químicas expansivas internas no betão. Controlo da penetração de água e modificação das propriedades expansivas dos produtos de reacção”. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Espada, Margarida Isabel Ramalho. 2010. “Desenvolvimento de modelos para análise dinâmica de estruturas: aplicação a barragens de betão e estruturas auxiliares.” Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa.
- Eurocódigo 2 - Projeto estruturas de betão parte 1-1, CEN. 2010. Regras gerais e regras para edifícios.
- Fernandes, Maria Isabel Gonçalves. 2005. “Caracterização petrográfica, química e física de agregados graníticos em betões. Estudo de casos de obra.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Gomes, José Piteira. 2008. “Modelação Do Comportamento Estrutural de Barragens Sujeitas a Reações Expansivas.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Gomes, José Piteira, António Lopes Batista, e João Conde Silva. 2016. “Avaliação dos efeitos do processo de deterioração do betão da barragem de Fagilde parte 1 - caracterização do estado da obra.”
- Hidroprojeto. 1979. “Projeto de execução - barragem de Fagilde.”
- Jansen, R. B. 1980. Dams and public safety part I. edited by U. S. D. of the I. B. of reclamation.
- Jansen, R. B. 1988. Advanced dam engineering for design, construction and rehabilitation. V. N. Reinhold. New York.
- Jirasek, Milan and Zdenek P. Bazant. 2001. “Inelastic analysis of structures.” Aerospace (January 2002).
- Jonkers, Henk M., Arjan Thijssen, Gerard Muyzer, Oguzhan Copuroglu, e Erik Schlangen. 2010. “Application of bacteria as self-healing agent for the development of sustainable concrete.” Ecological Engineering.
- Larive, Catherine. 1998. “Apports combinés de l’expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l’alcali-réaction et de ses effets mécaniques.” Ecole nationale des ponts et chaussées.
- LNEC. 1988. Observação da barragem de Fagilde durante o primeiro enchimento da albufeira. Relatório 95/88. Lisboa.
- LNEC. 2006. Barragem de Fagilde. Levantamento do estado de fendilhação efetuado em 2004. Nota Técnica 58/2006. Lisboa.

- LNEC. 2007a. Barragem de Fagilde. Estudo da fluência do betão. Relatório 15/2007. Lisboa.
- LNEC. 2007b. “Especificação E 461 2007.”
- LNEC. 2008. Barragem de Fagilde. Plano da instrumentação complementar ao sistema de observação. Lisboa.
- LNEC. 2010. Caracterização da ação expansiva do betão da barragem de Fagilde. Relatório 119/2010. Lisboa.
- Mora Ramos, J. 2008. Memória 838 - deterioração e reabilitação de barragens de betão. 1a Edição. LNEC. Lisboa.
- Mora Ramos, J. e J. S. Pinho. 1983. Deformabilidade do betão de barragens. Tratamento automático dos resultados dos ensaios laboratoriais. LNEC. Lisboa.
- Multon, Stéphane and François Toutlemonde. 2006. “Effect of applied stresses on alkali-silica reaction-induced expansions.” *Cement and concrete research*.
- Oliveira, S. 2000. “Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulação de dano.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Oliveira, Sérgio. 1991. "Elementos finitos parabólicos para análise estática e dinâmica de equilíbrios tridimensionais." Trabalho de síntese apresentado a concurso para Assistente de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. LNEC. Lisboa.
- Pacheco Torgal, Fernando and Said Jalali. 2010. A sustentabilidade dos materiais de construção. 2a Edição. TecMinho. Vila Verde.
- Poole, A. B. 1992. “Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion.” Pp. 782–89 in 9th international conference on alkali-aggregate reaction. London.
- Reddy, J. N. 1993. An introduction to the finite element method. McGraw Hill.
- RSB. 2007. Regulamento de segurança de barragens. Lisboa.
- Santos, Miguel Barreto e Jorge De Brito. 2008. “O panorama nacional das reacções álcalis-silica em betões.”.
- Sciences, department of aerospace engineering. 2016. Introduction to finite element method - the origins of the finite element method. Colorado, USA.
- Silva, António Santos. 2006. “Degradação do betão por reacções álcalis-silica – Utilização de cinzas volantes e metacaulino para a sua prevenção.” Tese de Doutoramento, Laboratório Nacional de Engenharia Civil e Escola Superior de Engenharia da Universidade do Minho (não publicada).
- Silva, António Santos. 2010. “As reacções expansivas no betão; Contexto das estruturas e dos materiais sujeitos a reacções expansivas internas. Projecto FCT EXREACT – Mitigação de reacções expansivas deletérias em estruturas de betão (PTDC/CTM/65243/2006).”.

- Silva, António Santos et al. 2010. “Workshop – “As reacções expansivas internas no betão - Prevenção dos riscos e gestão das estruturas afectadas.” P. 136 in Encontro Nacional “Conservação e reabilitação de estruturas,” LNEC. Lisboa.
- Silva, António Santos. 2010 “Durabilidade do betão. Mitigação das reacções expansivas internas.”.
- Silveira, António. 1961. As variações de temperatura nas barragens. LNEC. Lisboa: LNEC.
- Soares, Dora. 2014. “Estudo e caracterização de agregados para betão. Avaliação da Sua contribuição para o aumento da alcalinidade e no desenvolvimento da reação álcalis-silica no betão” Tese de Mestrado, Universidade de Évora, Évora.
- Teles, Madalena. 1985. “Comportamento térmico de barragens de betão.” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Thomas, M. D. A., B. Fournier, e K. J. Folliard. 2013. Alkali-aggregate reactivity (AAR) Facts Book. Federal Highway Administration. Washington.
- Van Tittelboom, Kim, Nele De Belie, Willem De Muynck, e Willy Verstraete. 2010. “Use of bacteria to repair cracks in concrete.” Cement and concrete research.
- Ulm, F. J., O. Coussy, L. Kefei, e Catherine Larive. 2000. “Thermo-chemo-mechanics of ASR expansion in concrete structures.” Journal of engineering mechanics.
- Victor E. Saouma. 2014. Numerical modeling of AAR. Colorado, USA: CRC Press/Balkema.
- Zhang, Zuhua, Xiao Yao, e Hao Wang. 2012a. “Potential application of geopolymers as protection coatings for marine concrete I. Field experiment.” Applied clay science 67.
- Zhang, Zuhua, Xiao Yao, e Hao Wang. 2012b. “Potential application of geopolymers as protection coatings for marine concrete II. Field experiment.” Applied clay science 67.
- Zhang, Zuhua, Xiao Yao, e Hao Wang. 2012c. “Potential application of geopolymers as protection coatings for marine concrete III. Field experiment.” Applied clay science 67.
- Zienkiewicz, O. C., R. L. Taylor, e J. Z. Zhu. 2005. The finite element method. Volume 1: Its basis and fundamentals. Butterworth-Heinemann.

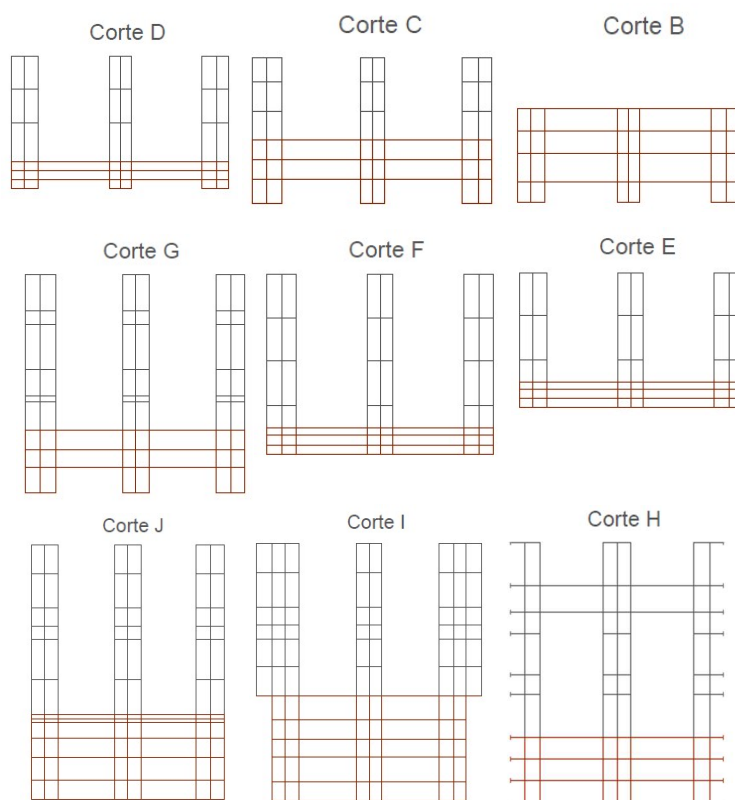
## 7.2 Webgrafia

- ICOLD. “Dams.” Consultado no dia 25 de maio de 2016 ([www.icold-cigb.org](http://www.icold-cigb.org)).
- lcmm.wordpress.com. 2012. “Jones Falls dam.” Consultado no dia 8 de junho de 2016 (<http://blog.lcmm.org/index.php/2012/10/>).
- www.britannica.com. 2016. “Proserpina Ddm.” Consultado no dia 21 de maio de 2016 (<https://www.britannica.com/place/Proserpina-Dam>).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016a. “Barragem da Aguieira.” Consultado no dia 9 de maio de 2016 ([http://cnpqb.apambiente.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Aguieira.htm](http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Aguieira.htm)).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016b. “Barragem da Bemposta.” Consultado no dia 6 de junho de 2016 ([http://cnpqb.apambiente.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Bemposta.htm](http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Bemposta.htm)).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016c. “Barragem de Freigil.” Consultado no dia 5 de julho de 2016 ([http://cnpqb.apambiente.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Freigil.htm](http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Freigil.htm)).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016d. “Barragem de Pracana.” Consultado no dia 8 de julho de 2016 ([http://cnpqb.apambiente.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Pracana.htm](http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Pracana.htm)).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016e. “Barragem do Cabril.” Consultado no dia 9 de maio de 2016 (<http://www.mun-aljustrel.pt/menu/526/barragem-do-roxo.aspx>).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016f. “Perfil da barragem da Bemposta.” Consultado no dia 9 de maio de 2016 ([http://cnpqb.apambiente.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Bemposta.htm](http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Bemposta.htm)).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016g. “Perfil Da Barragem de Freigil.” Consultado no dia 5 de julho de 2016 ([http://cnpqb.apambiente.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Freigil.htm](http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Freigil.htm)).
- www.cnpqb.apambiente.pt. 2016h. “Perfil de um contraforte da barragem de Pracana.” Consultado no dia 6 de julho de 2016 ([http://cnpqb.apambiente.pt/gr\\_barragens/gbportugal/Pracana.htm](http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Pracana.htm)).
- www.panoramio.com. 2007. “Salmon Creek dam, Alaska.” Consultado no dia 10 de agosto de 2016 (<http://www.panoramio.com/photo/559914>).
- www.panoramio.com. 2016. “Presas de la albuera de Feria.” Consultado no dia 21 de junho 2016 ([http://www.panoramio.com/user/734820?with\\_photo\\_id=65830296](http://www.panoramio.com/user/734820?with_photo_id=65830296)).

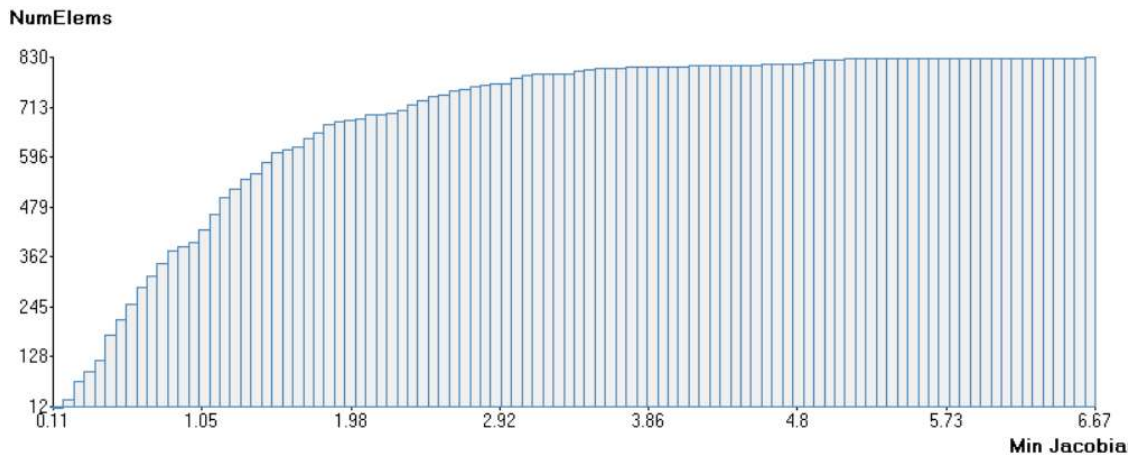
(Página intencionalmente deixada em branco)

## Anexos

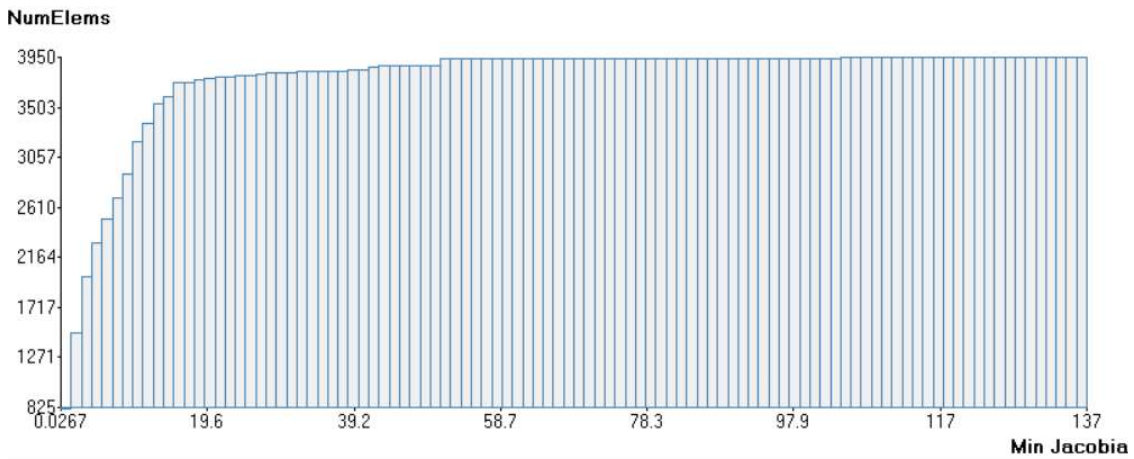
### Anexo I – Cortes transversais secundários realizados em AutoCad para definição da geometria dos contrafortes



## Anexo II – Gráficos de análise do mínimo jacobiano no software GiD



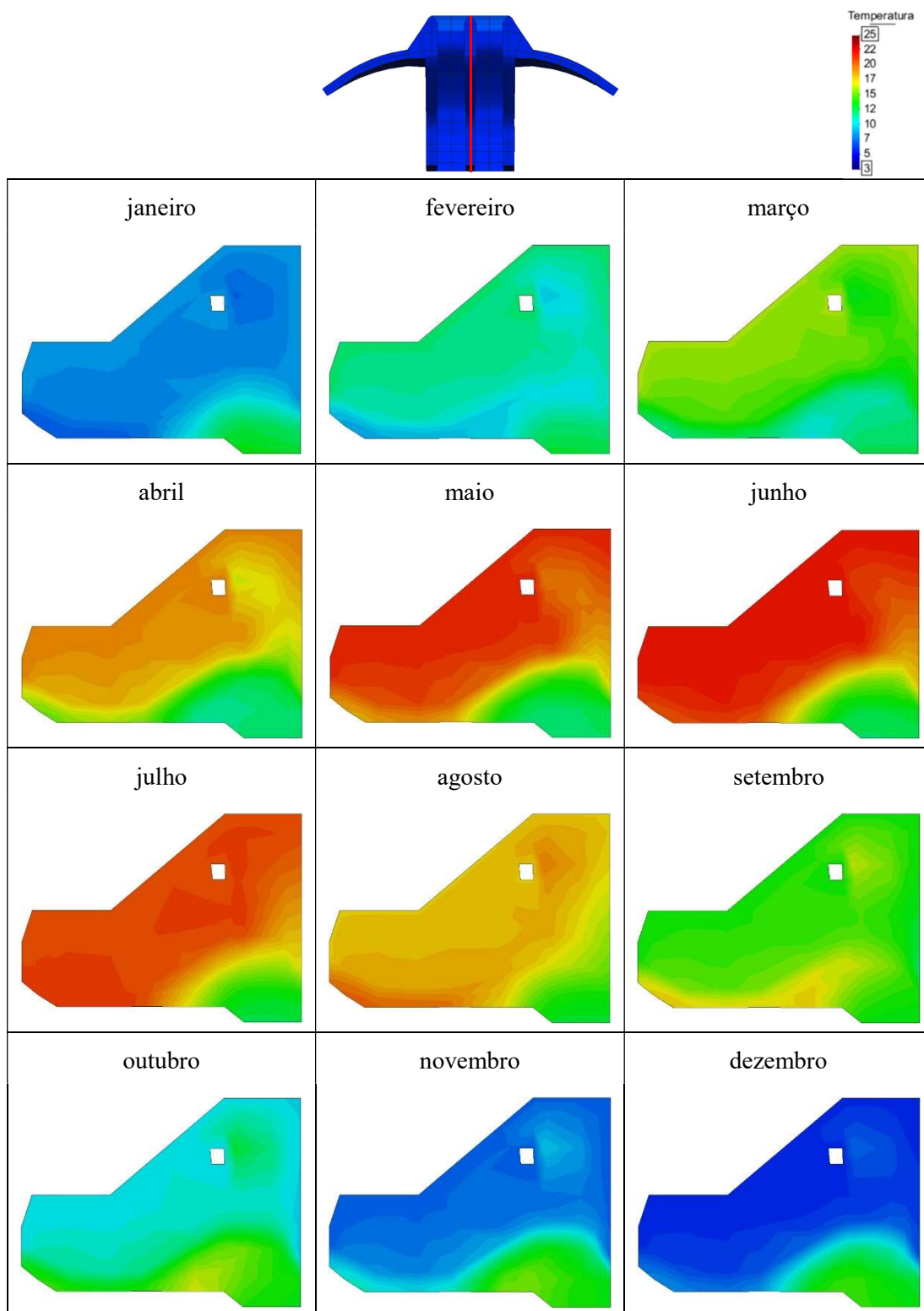
**Figura 89** Distribuição acumulada do Jacobiano mínimo dos elementos da estrutura de betão



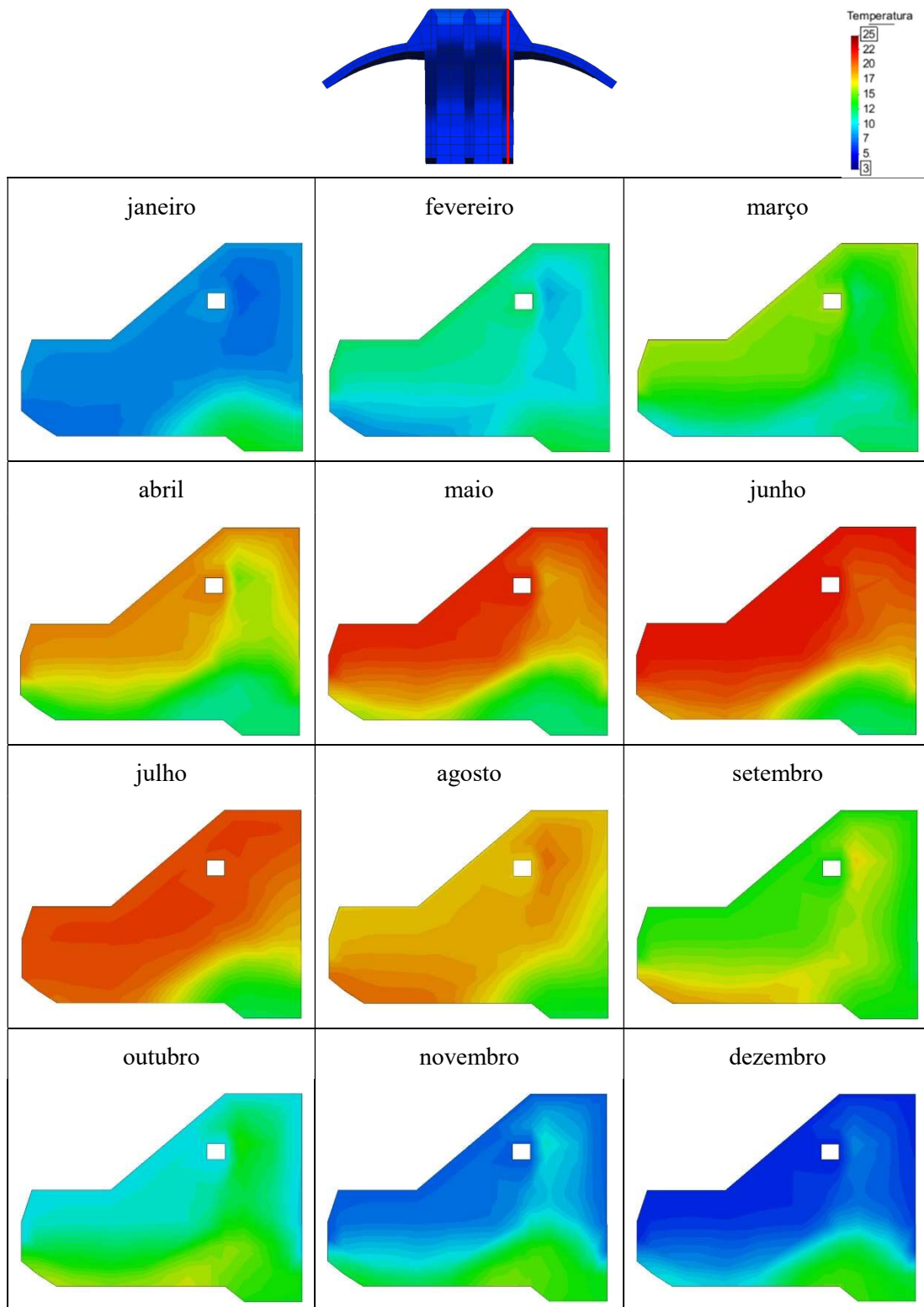
**Figura 90** Distribuição acumulada do Jacobiano mínimo dos elementos da fundação

**Anexo III – Resultados da ação térmica**

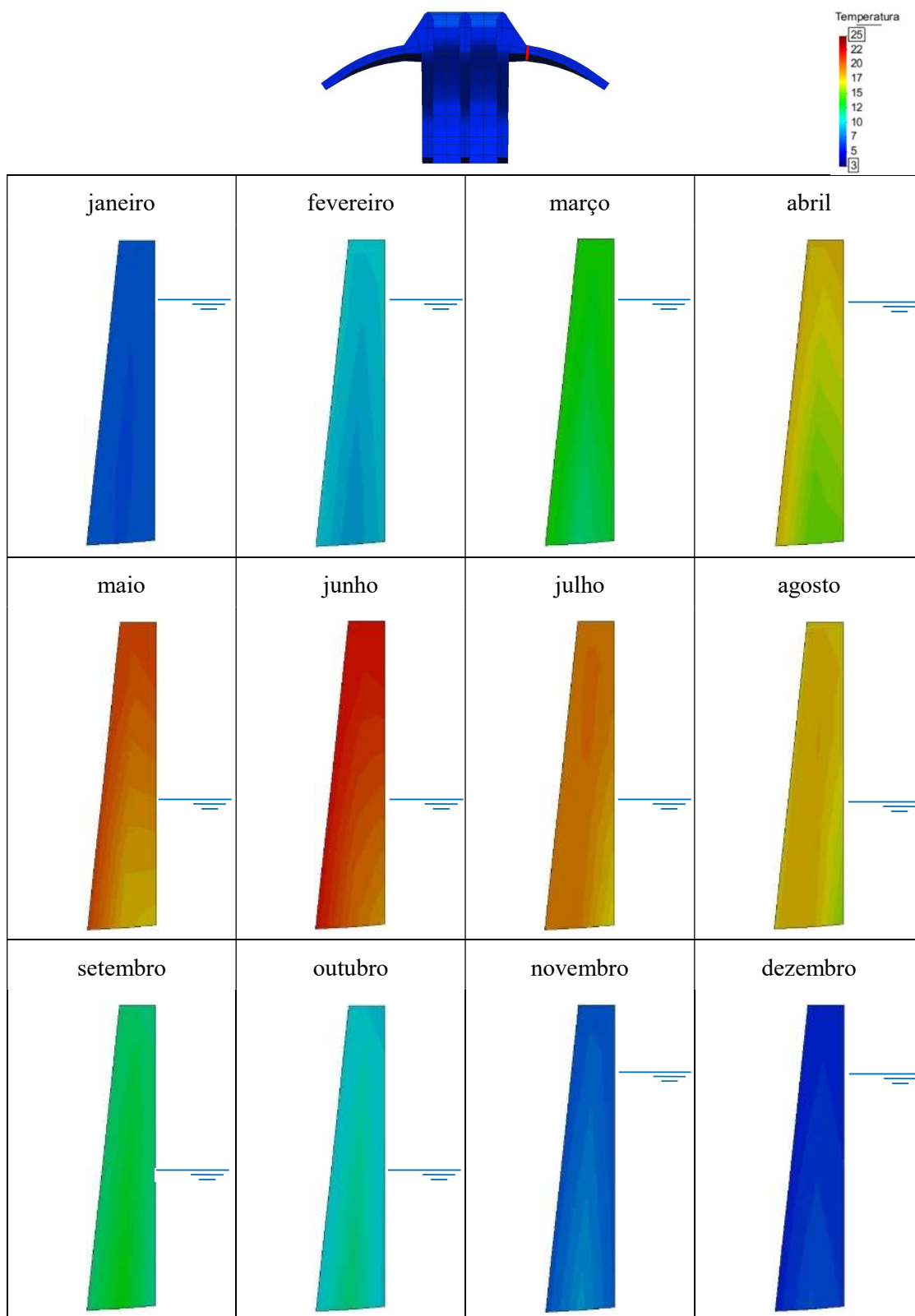
**Anexo III – A - Temperaturas calculadas no contraforte central (corte vertical segundo o eixo) em 2005**



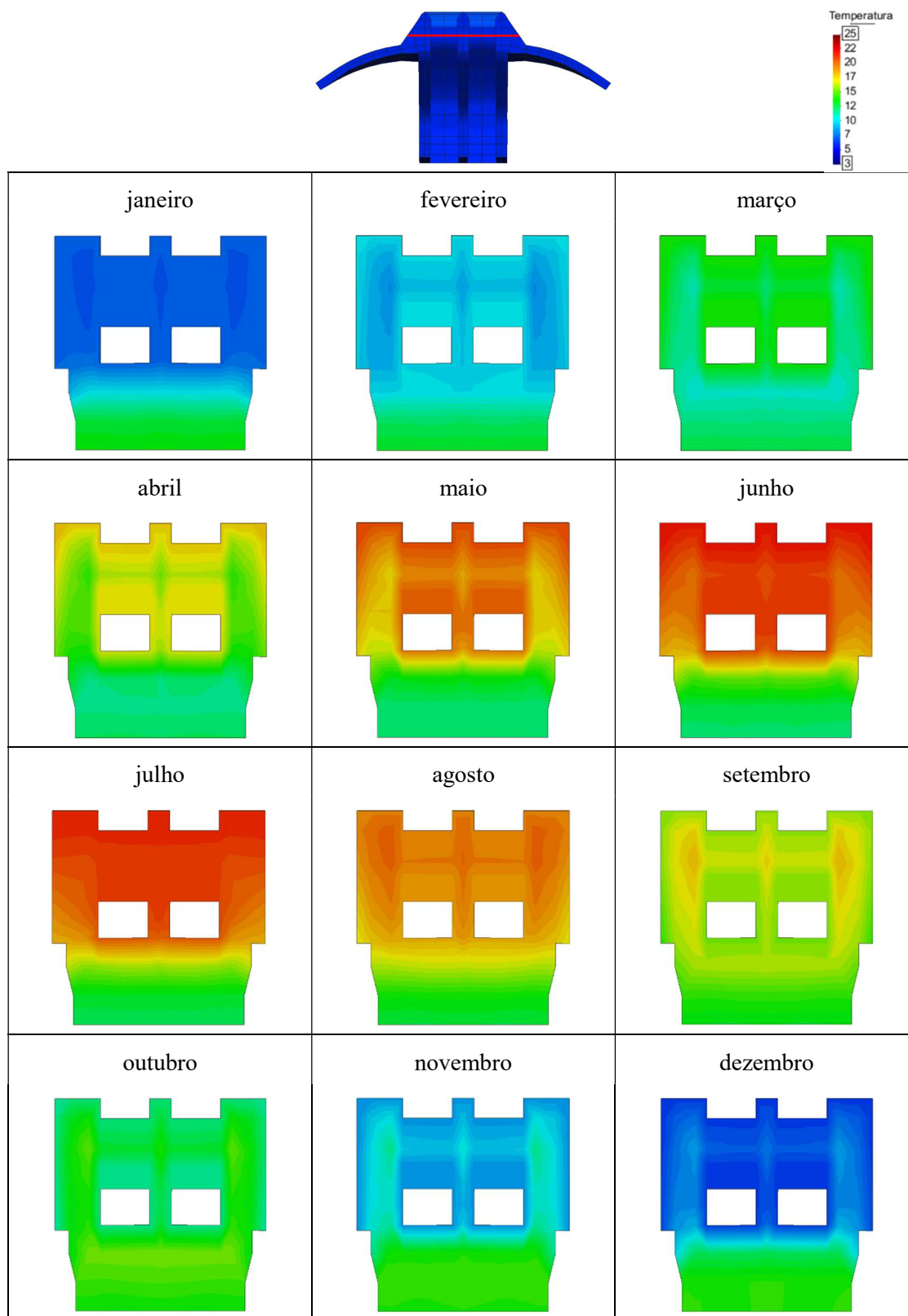
**Anexo III – B - Temperaturas calculadas no contraforte da margem esquerda  
(corte vertical segundo o eixo) em 2005**



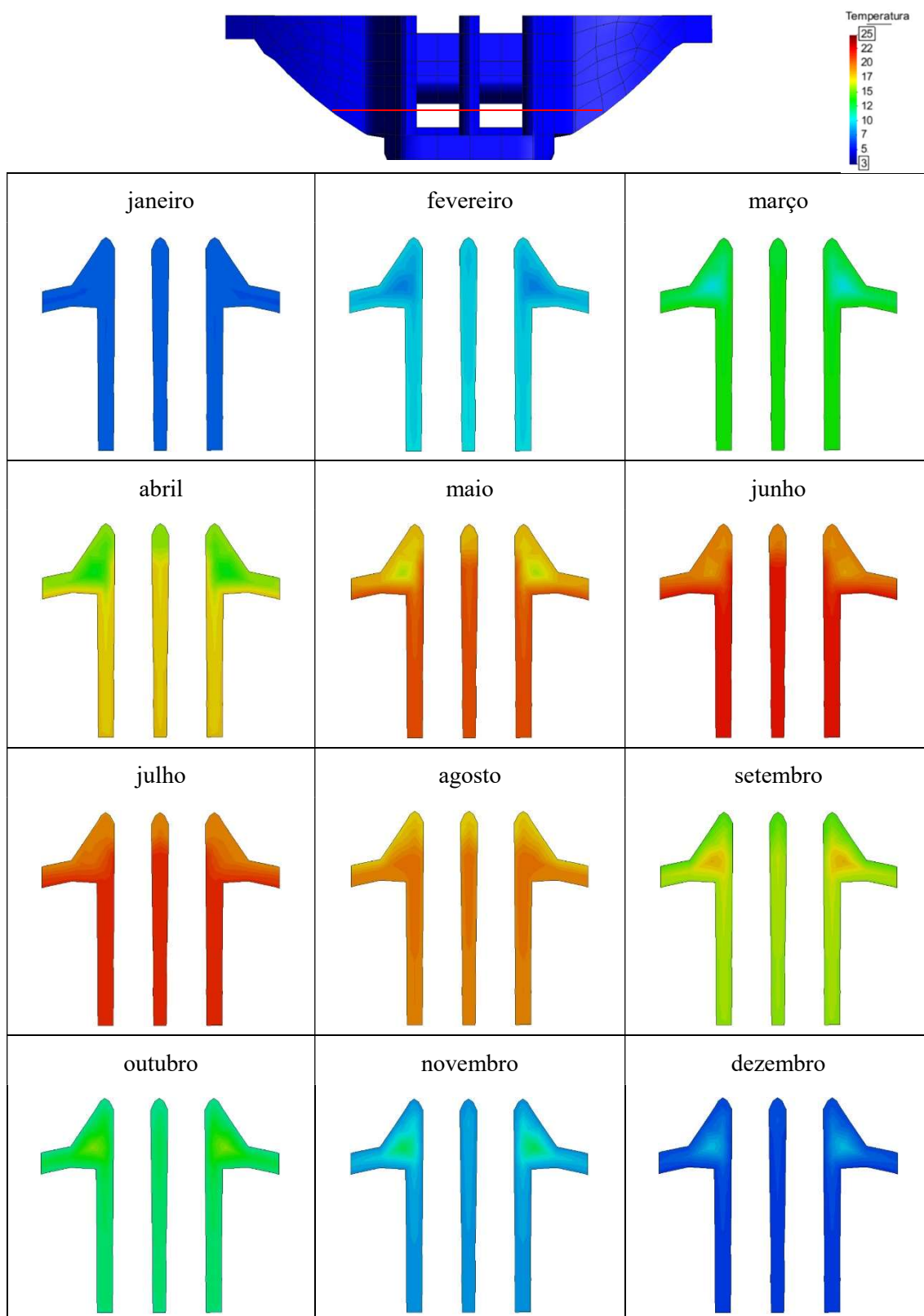
**Anexo III – C - Temperaturas calculadas na abóbada da margem esquerda  
(corte vertical localizado na junta de contração) em 2005**



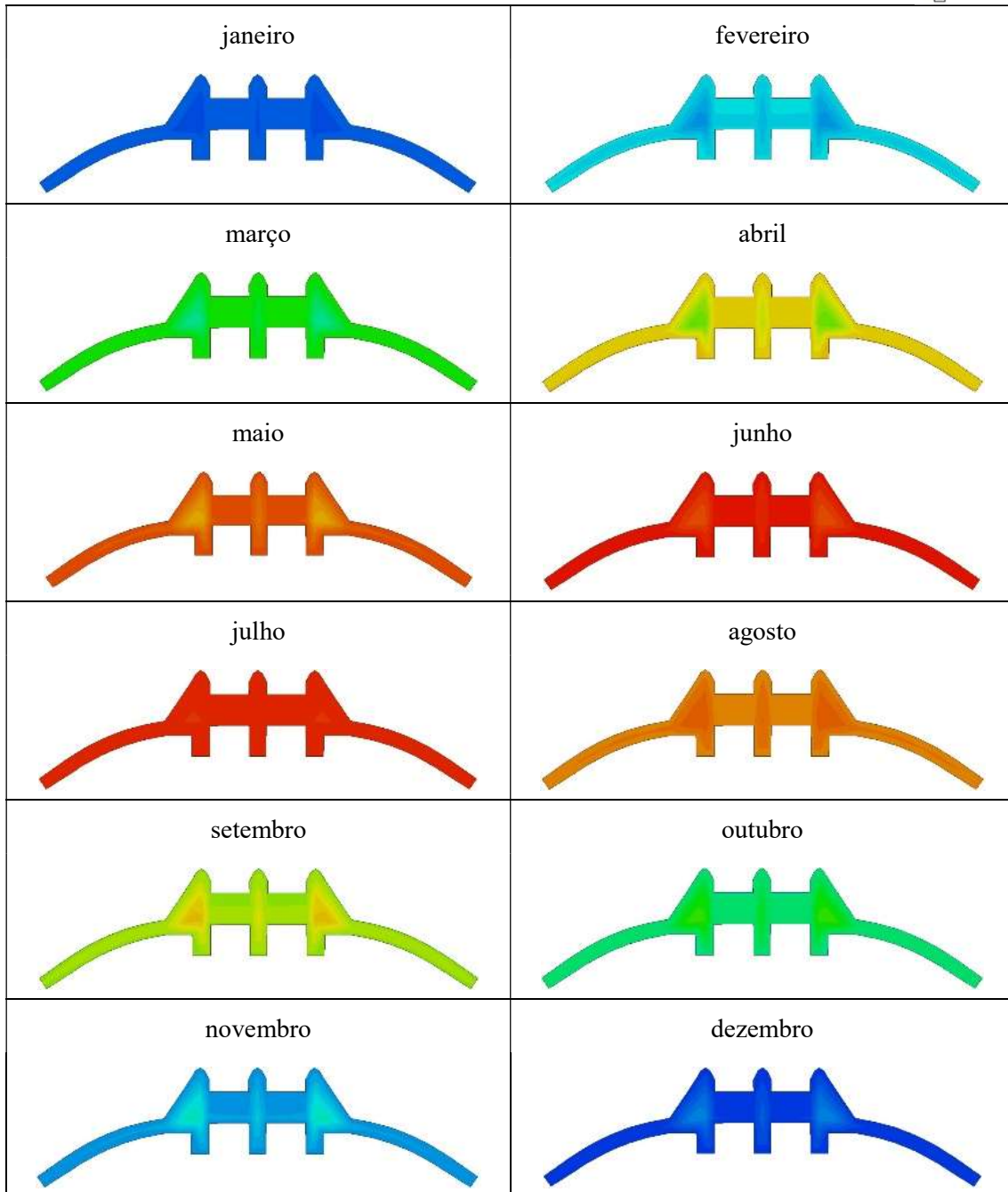
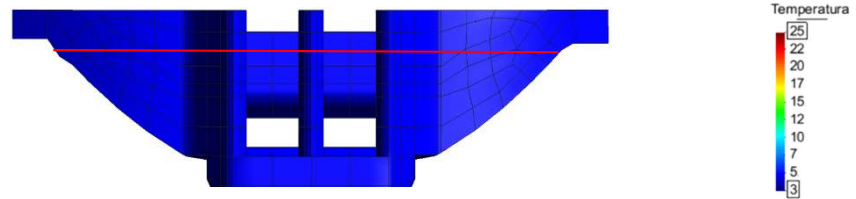
**Anexo III – D - Temperaturas calculadas nos descarregadores (corte vertical a jusante, paralelo às comportas) em 2005**



Anexo III – E - Temperaturas calculadas na barragem (corte horizontal à cota 299,0 m) em 2005.

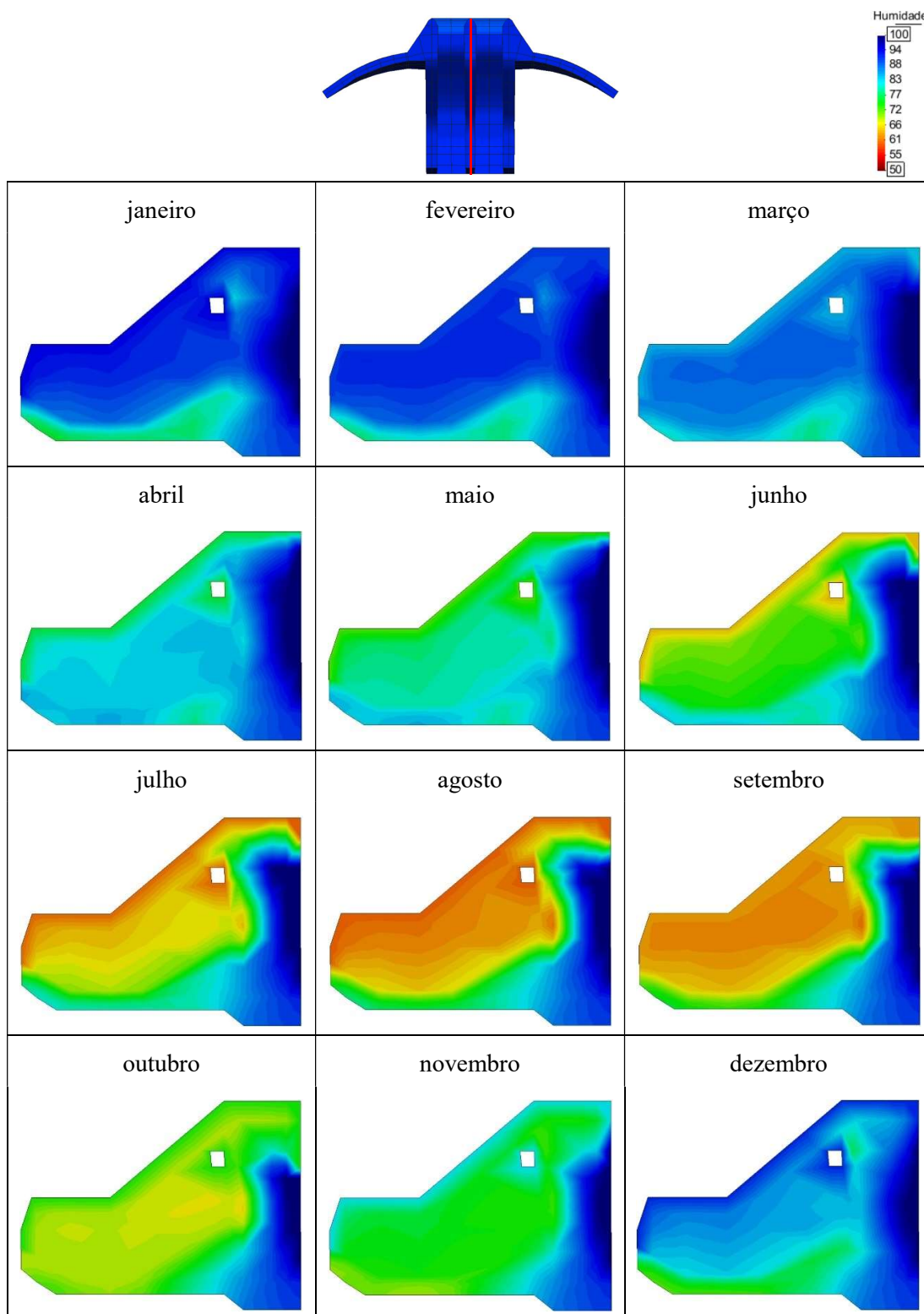


**Anexo III – F - Temperaturas calculadas na barragem (corte horizontal à cota 308,0 m) em 2005.**

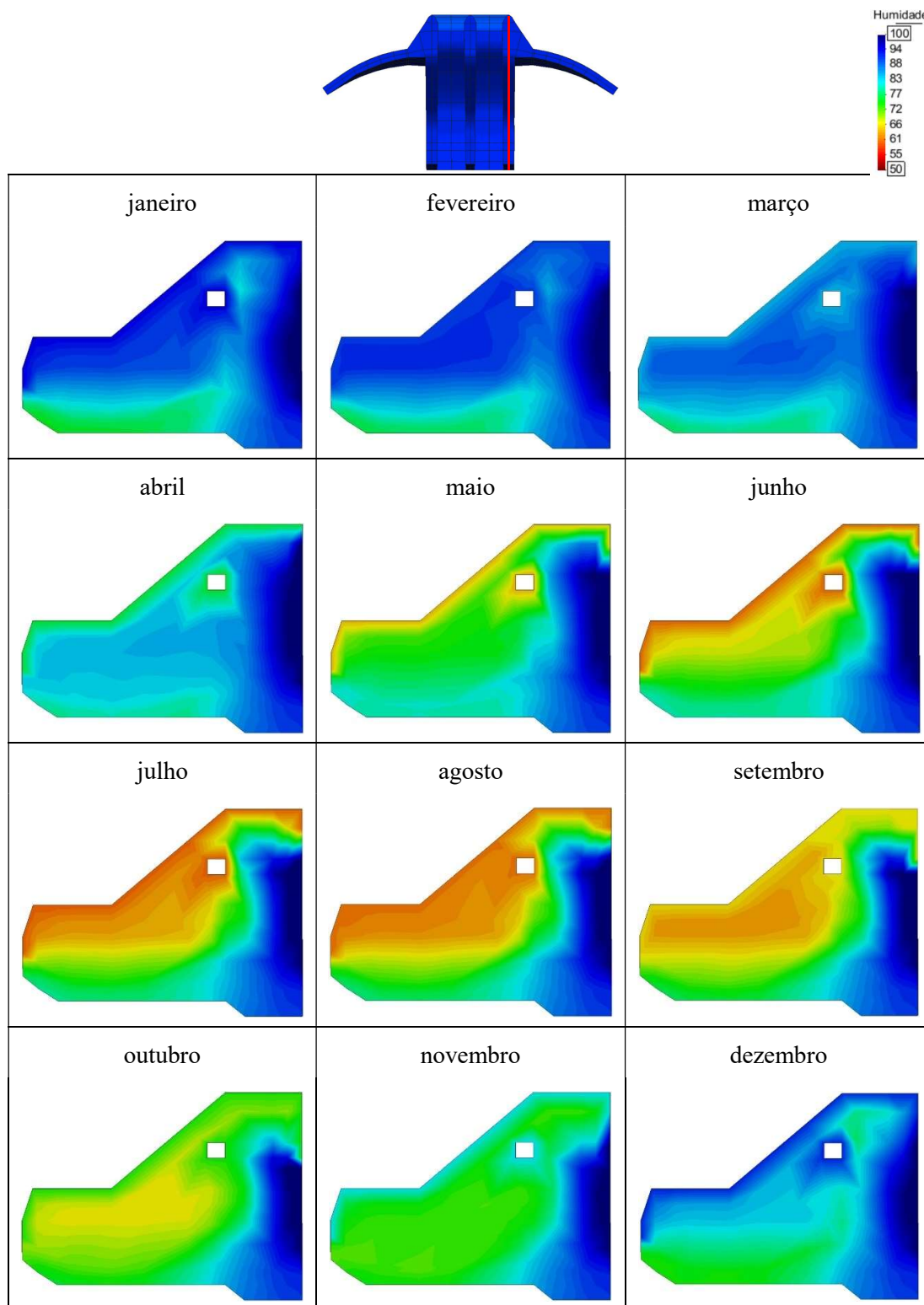


**Anexo IV – Resultados da ação higrométrica**

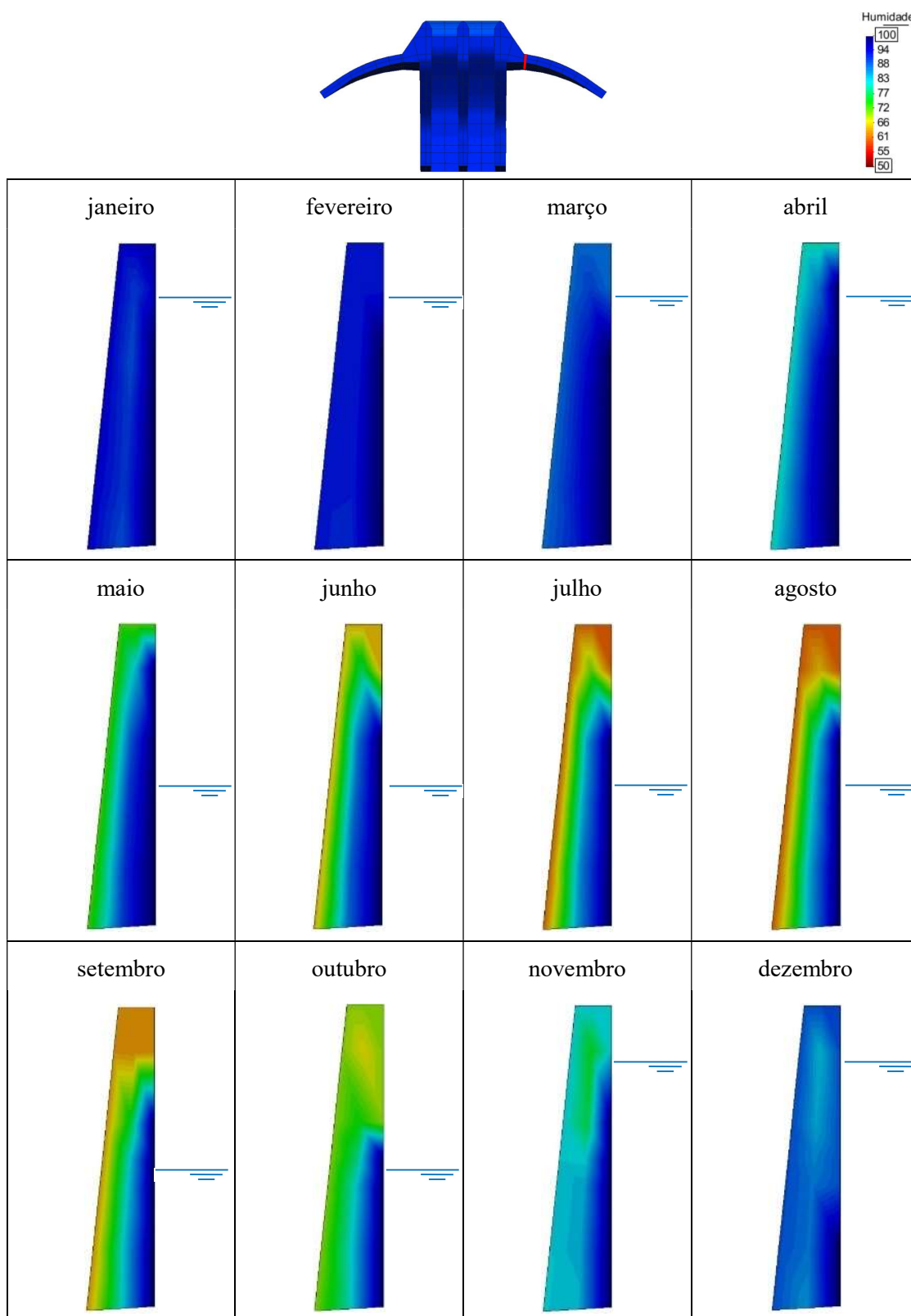
**Anexo IV – A - Humidade relativa calculada no contraforte central (corte vertical segundo o eixo) em 2005**



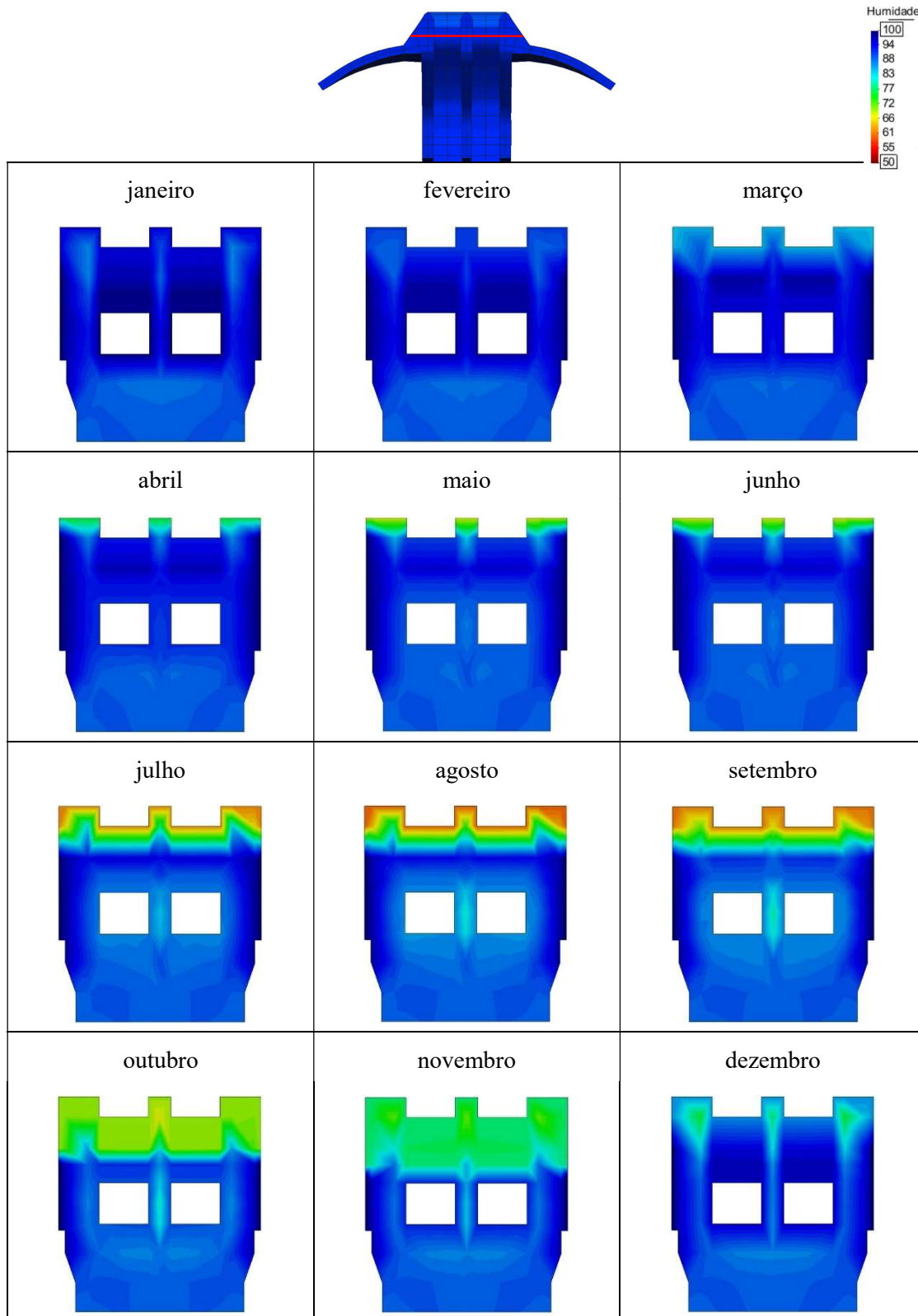
**Anexo IV – B - Humidade relativa calculada no contraforte da margem esquerda (corte vertical segundo o eixo) em 2005**



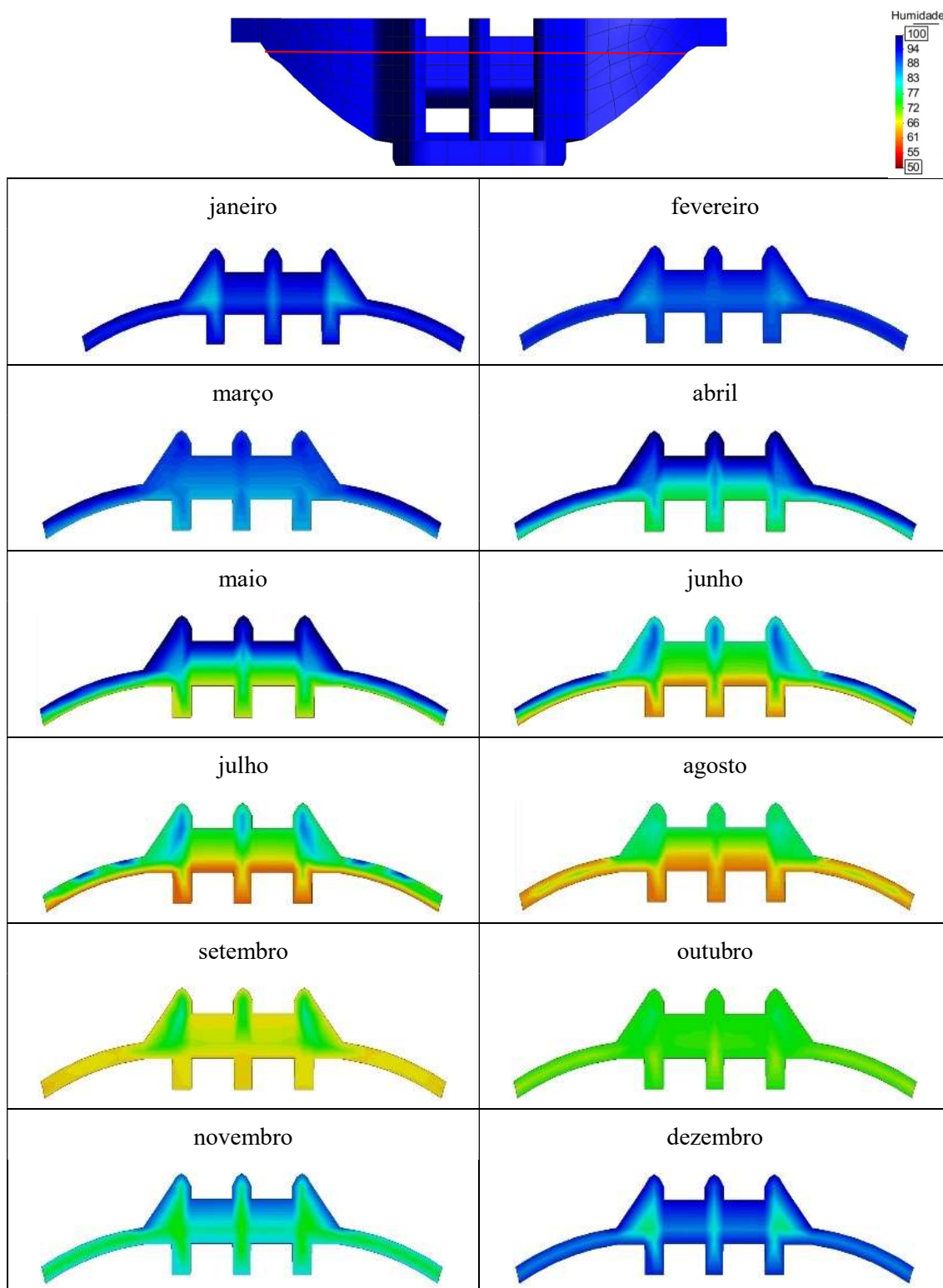
**Anexo IV – C - Humidade relativa calculada na abóbada da margem esquerda  
(corte vertical na junta de contração) em 2005**



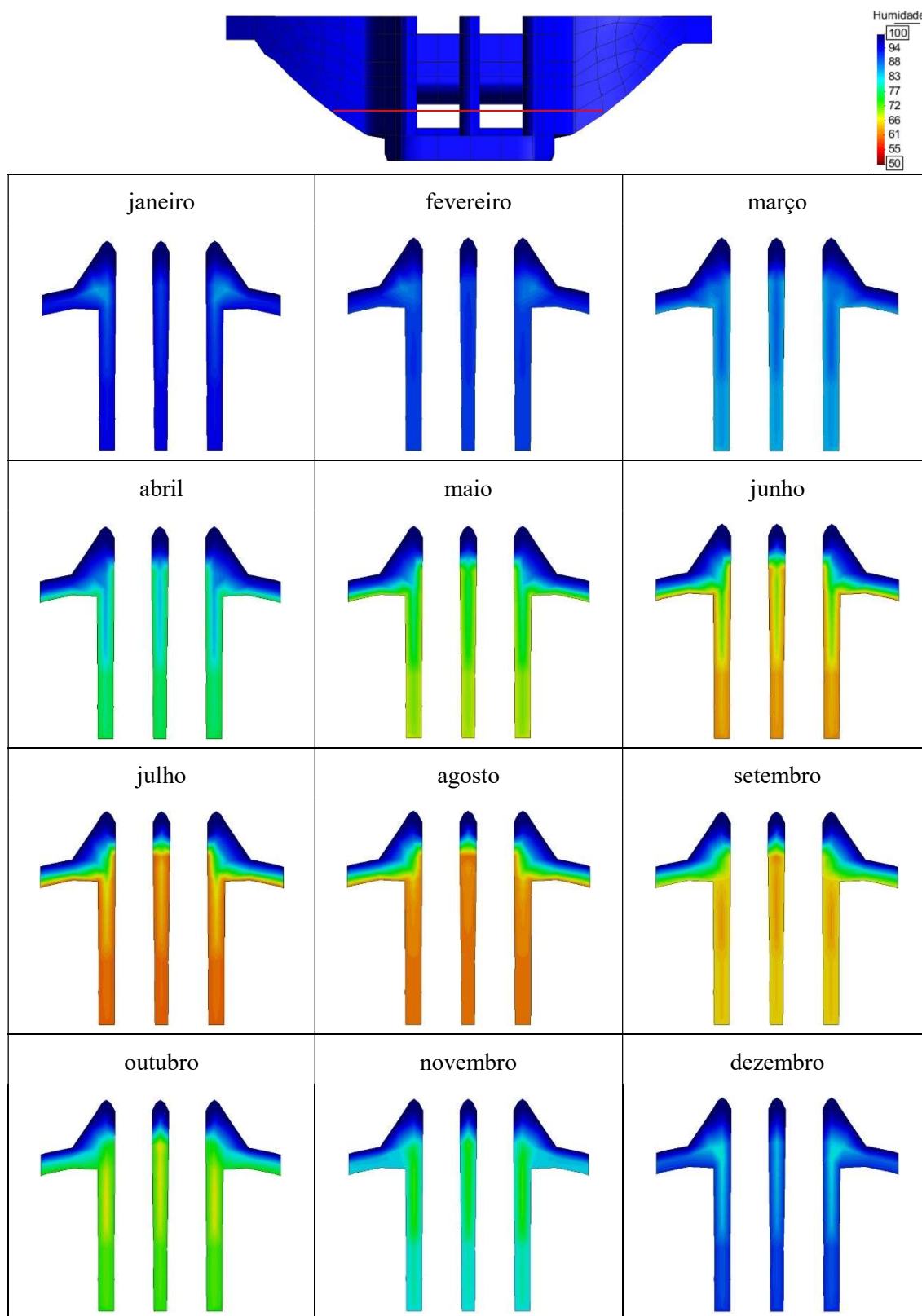
**Anexo IV – D - Humidade relativa calculada nos descarregadores (corte vertical a jusante, paralelo às comportas) em 2005**



**Anexo IV – E - Distribuição da humidade relativa calculada na barragem  
(corte horizontal à cota 308,0 m) em 2005**

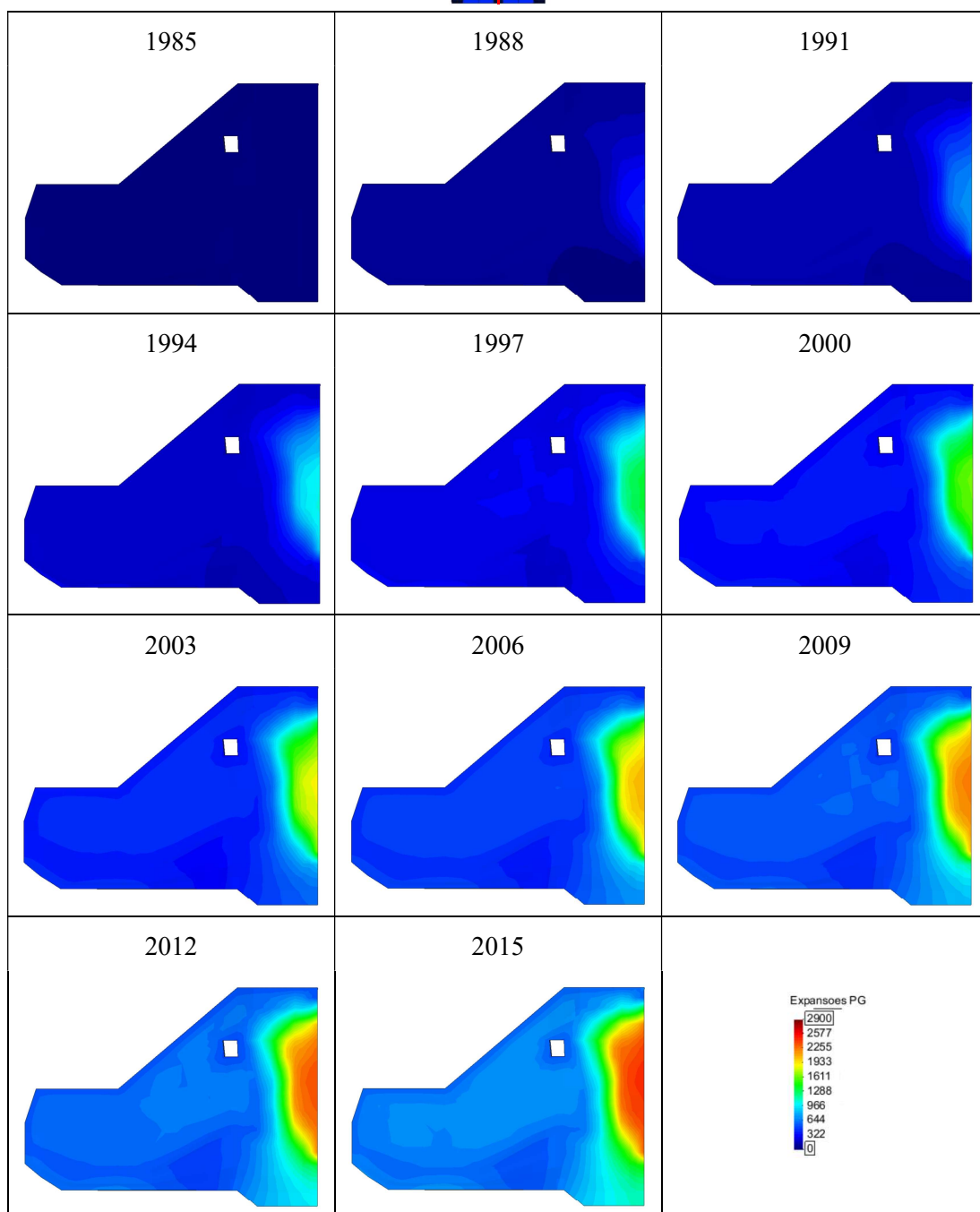
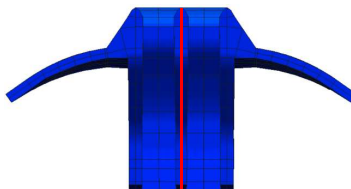


Anexo IV – F - Humidade relativa calculada na barragem (corte horizontal à cota 299,0 m) em 2005

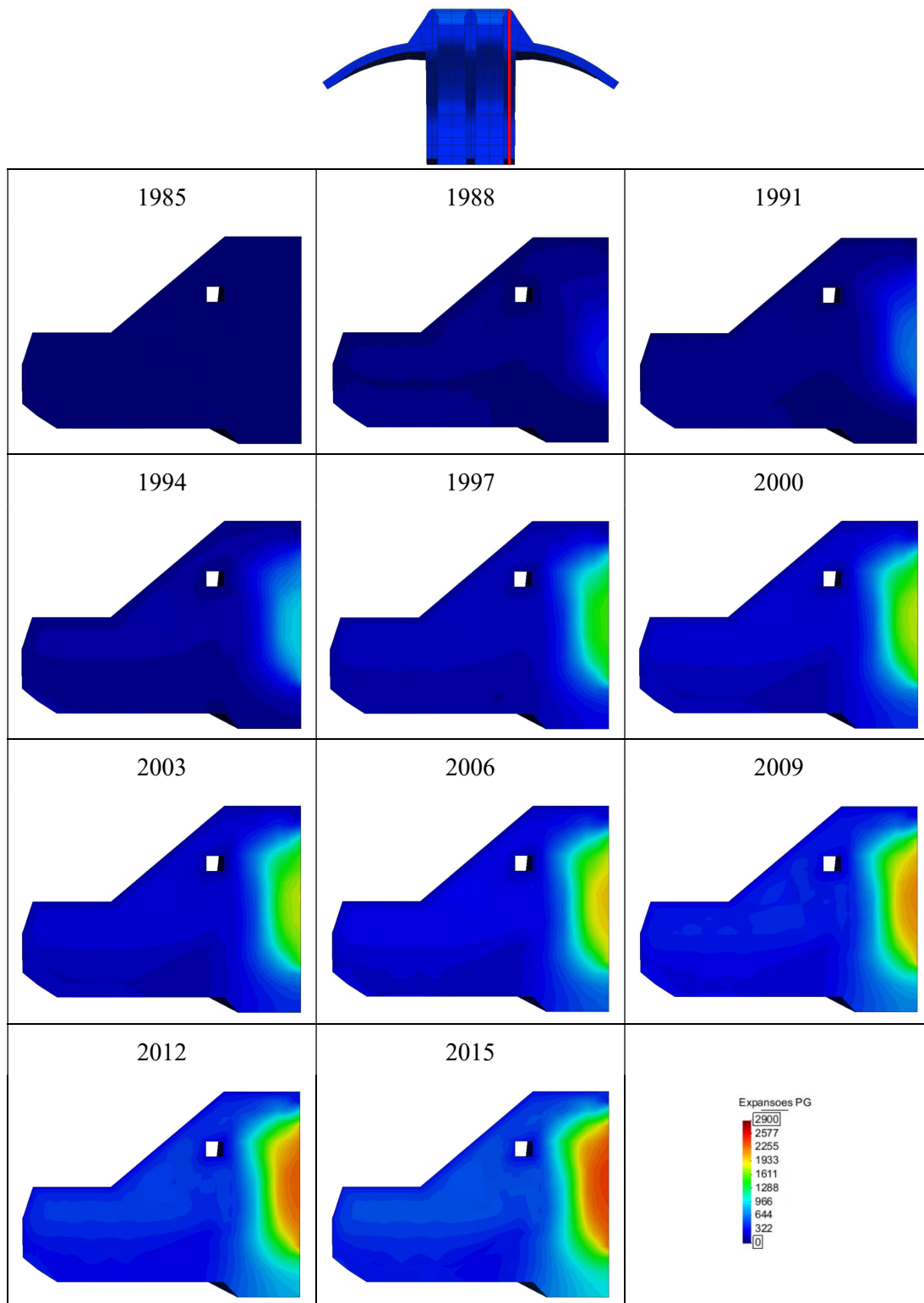


**Anexo V – Resultados da ação expansiva**

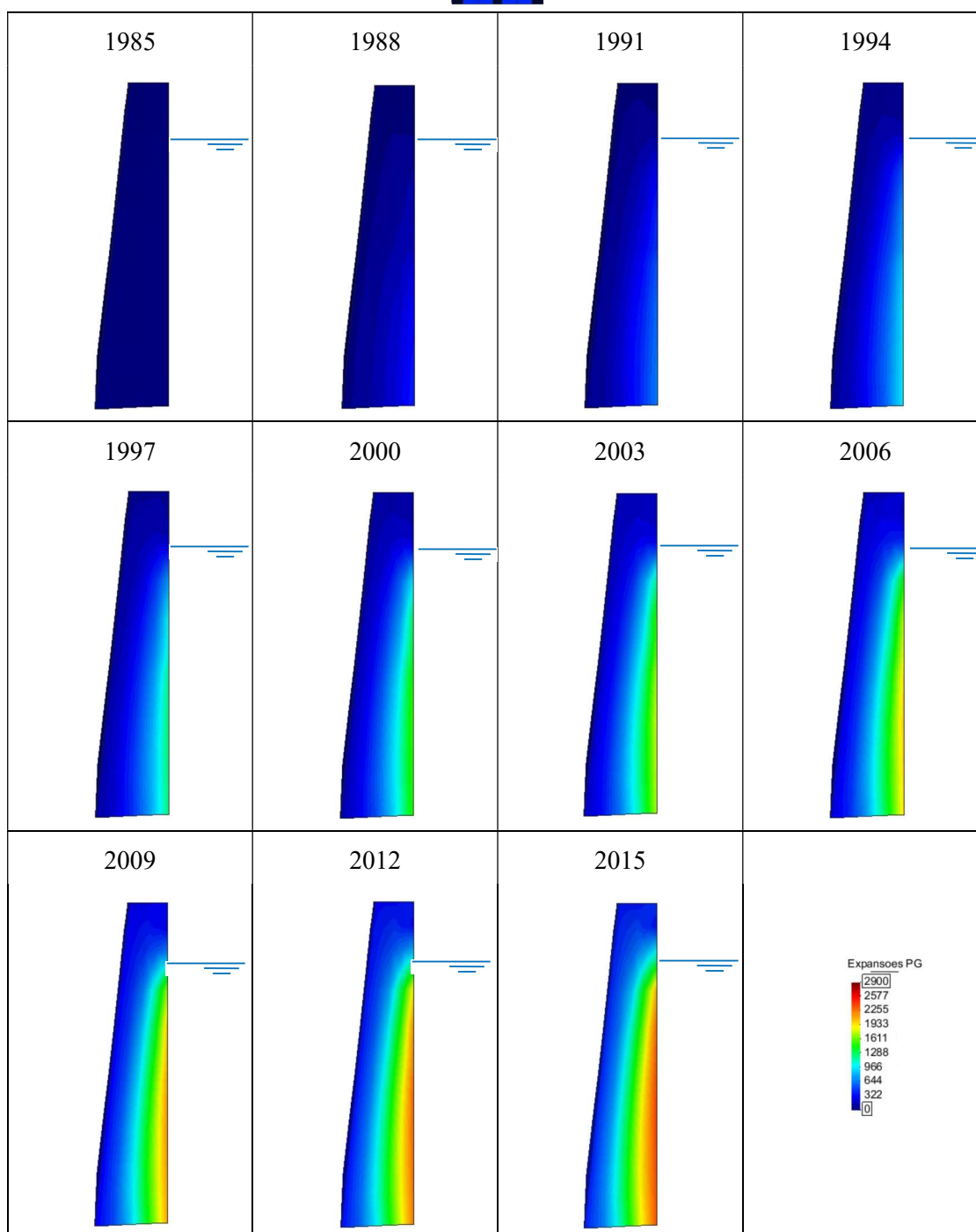
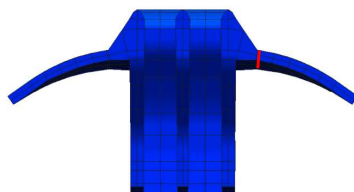
**Anexo V – A - Evolução das expansões livres no contraforte central (corte vertical segundo o eixo) entre 1985 e 2015**



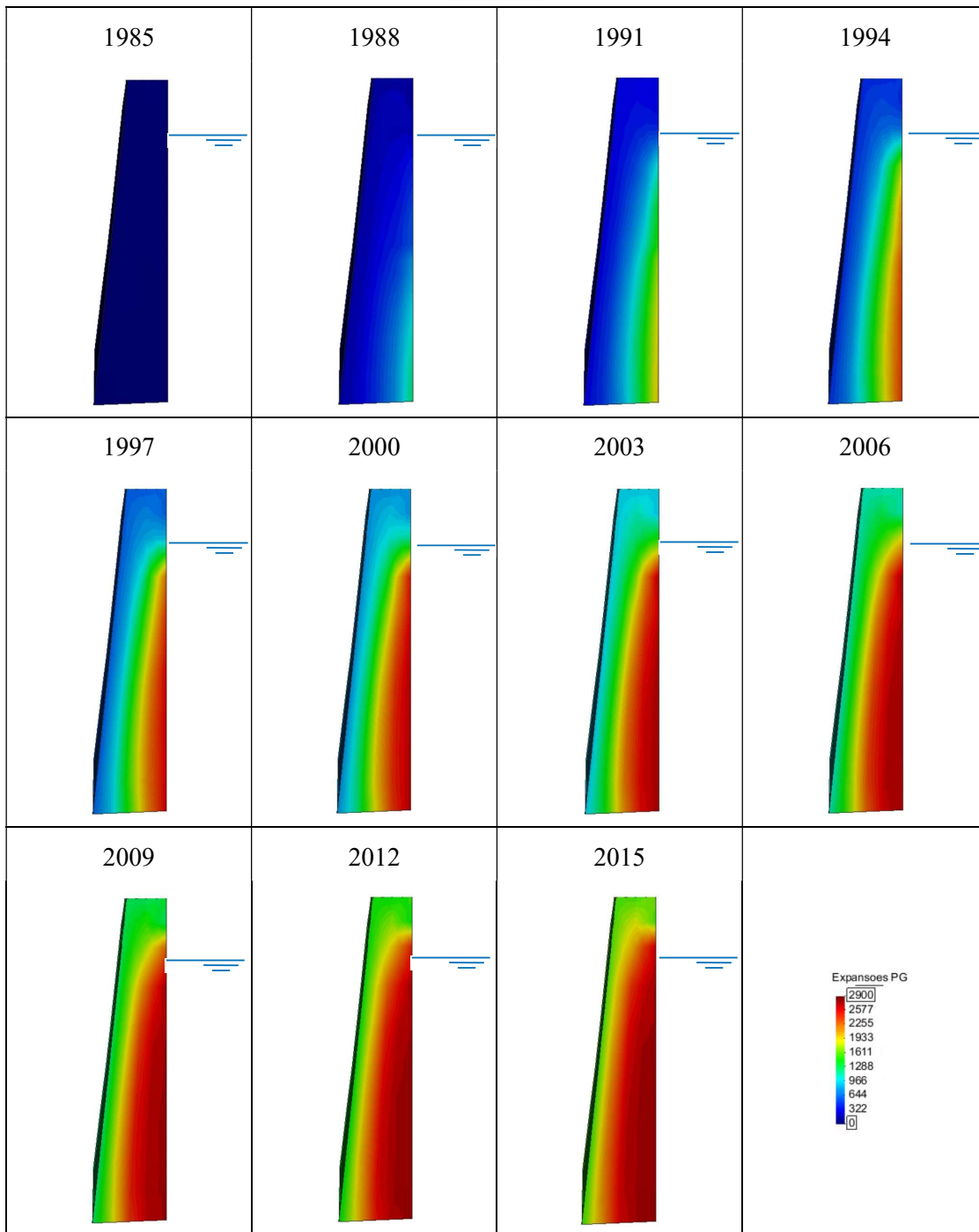
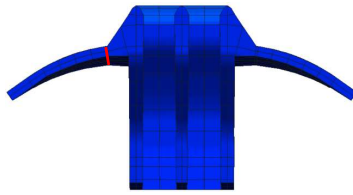
**Anexo V – B - Evolução das expansões livres calculadas no contraforte da margem esquerda (corte vertical segundo o eixo) entre 1985 e 2015**



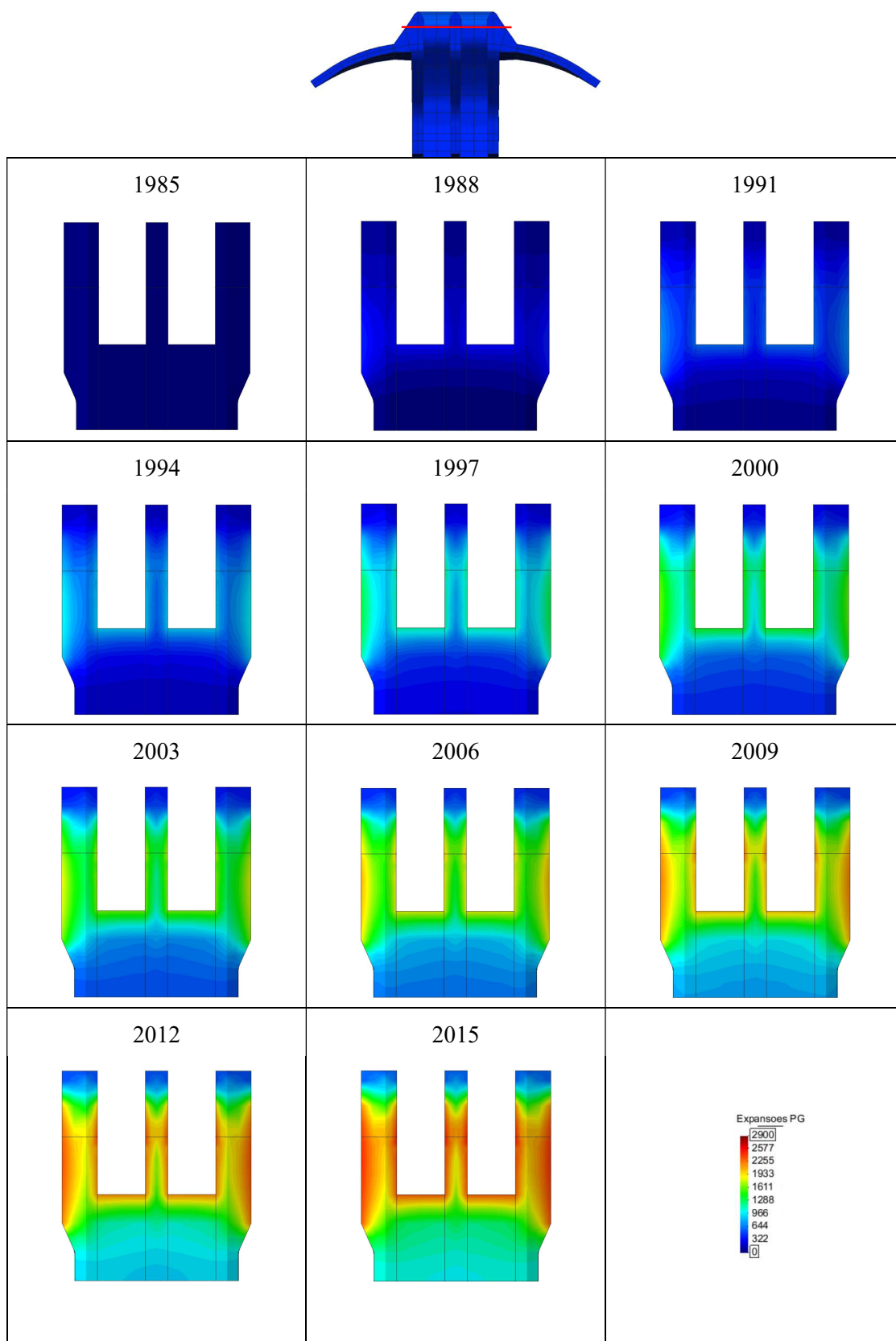
**Anexo V – C - Evolução das expansões livres calculadas na abóbada da margem esquerda (corte vertical na junta de contração) entre 1985 e 2015**



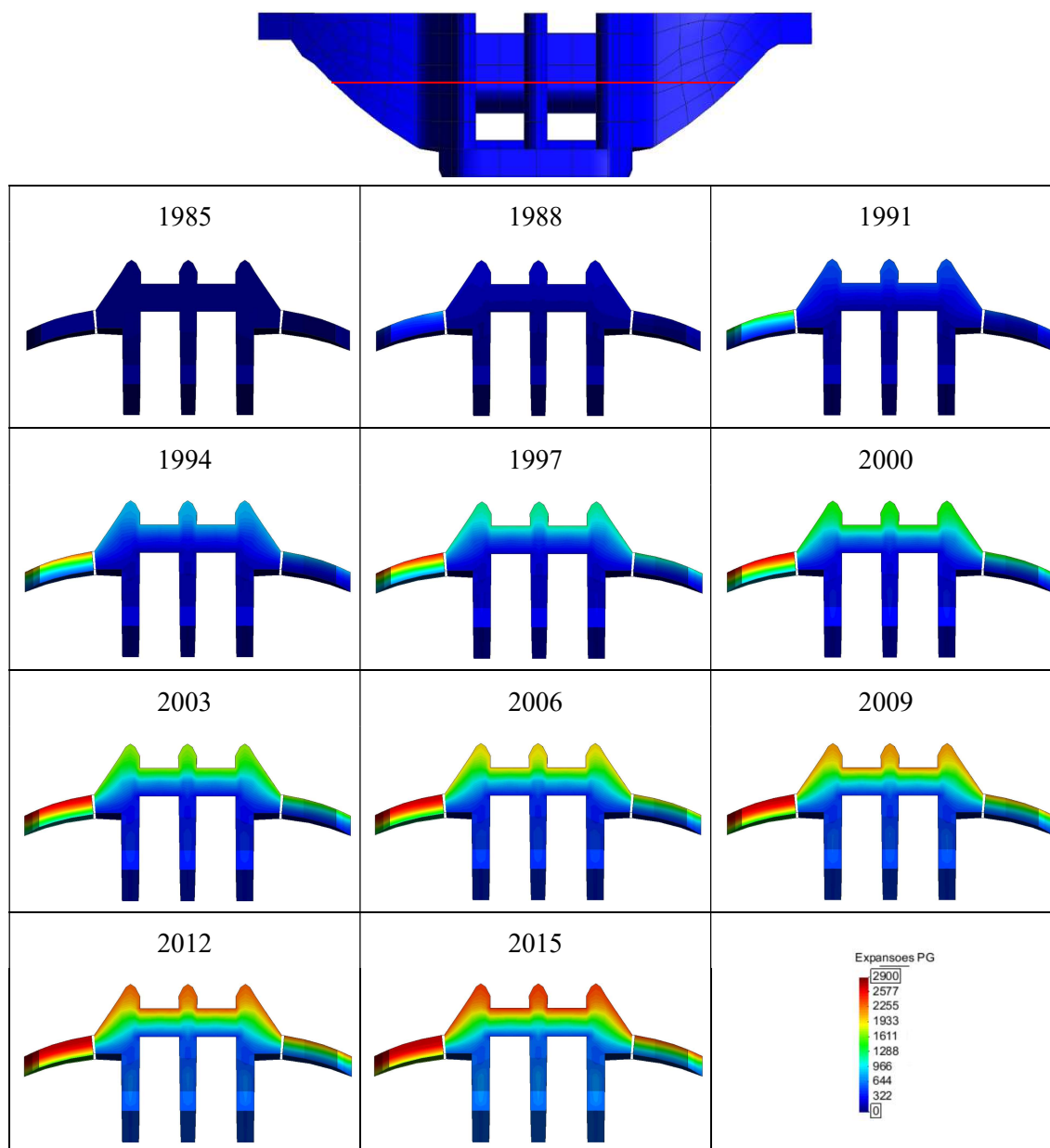
**Anexo V – D - Evolução das expansões livres calculadas na abóbada da margem direita (corte vertical na junta de contração) entre 1985 e 2015**



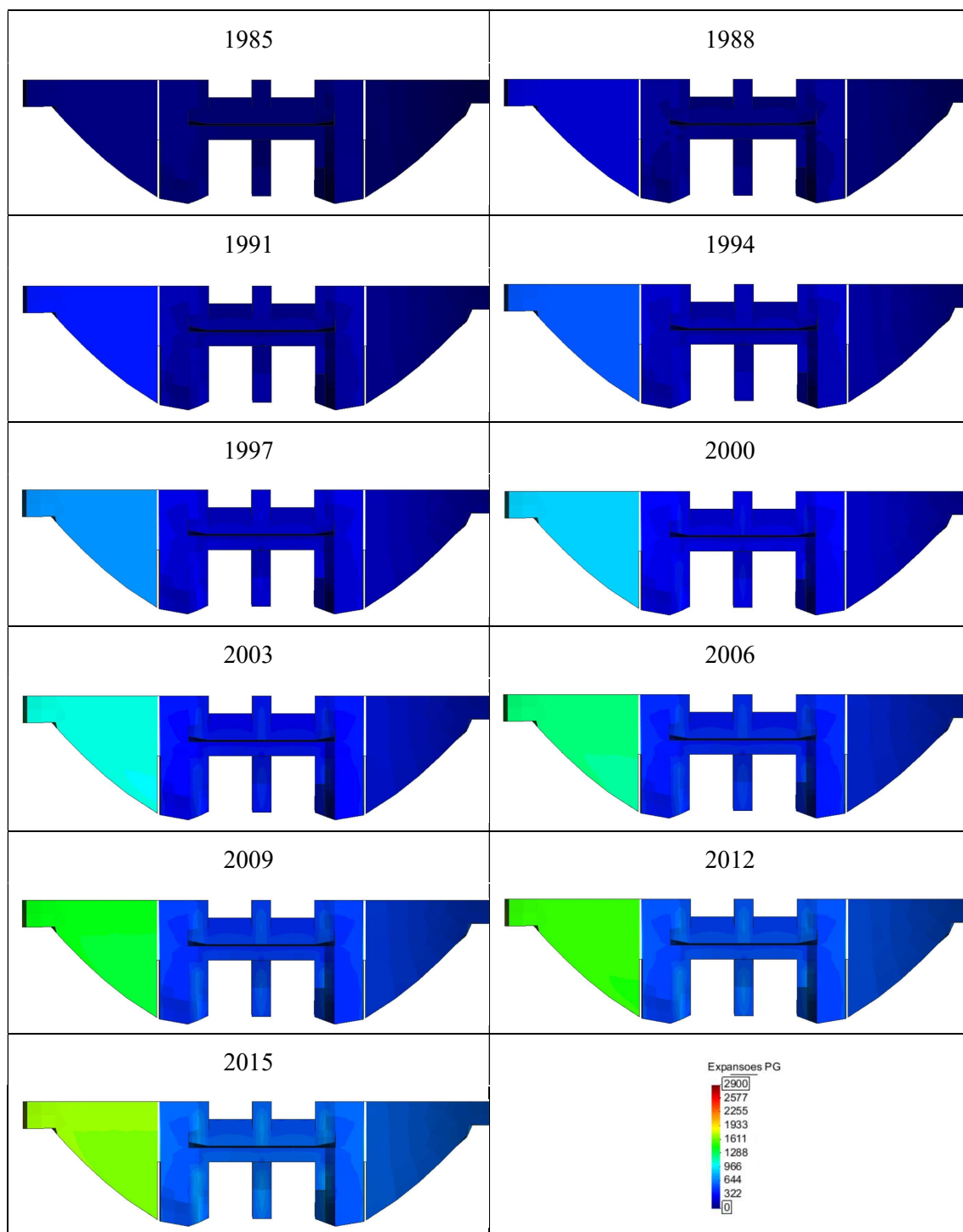
**Anexo V – E - Evolução das expansões livres calculadas nos descarregadores (corte vertical a jusante, paralelo às comportas) entre 1985 e 2015**



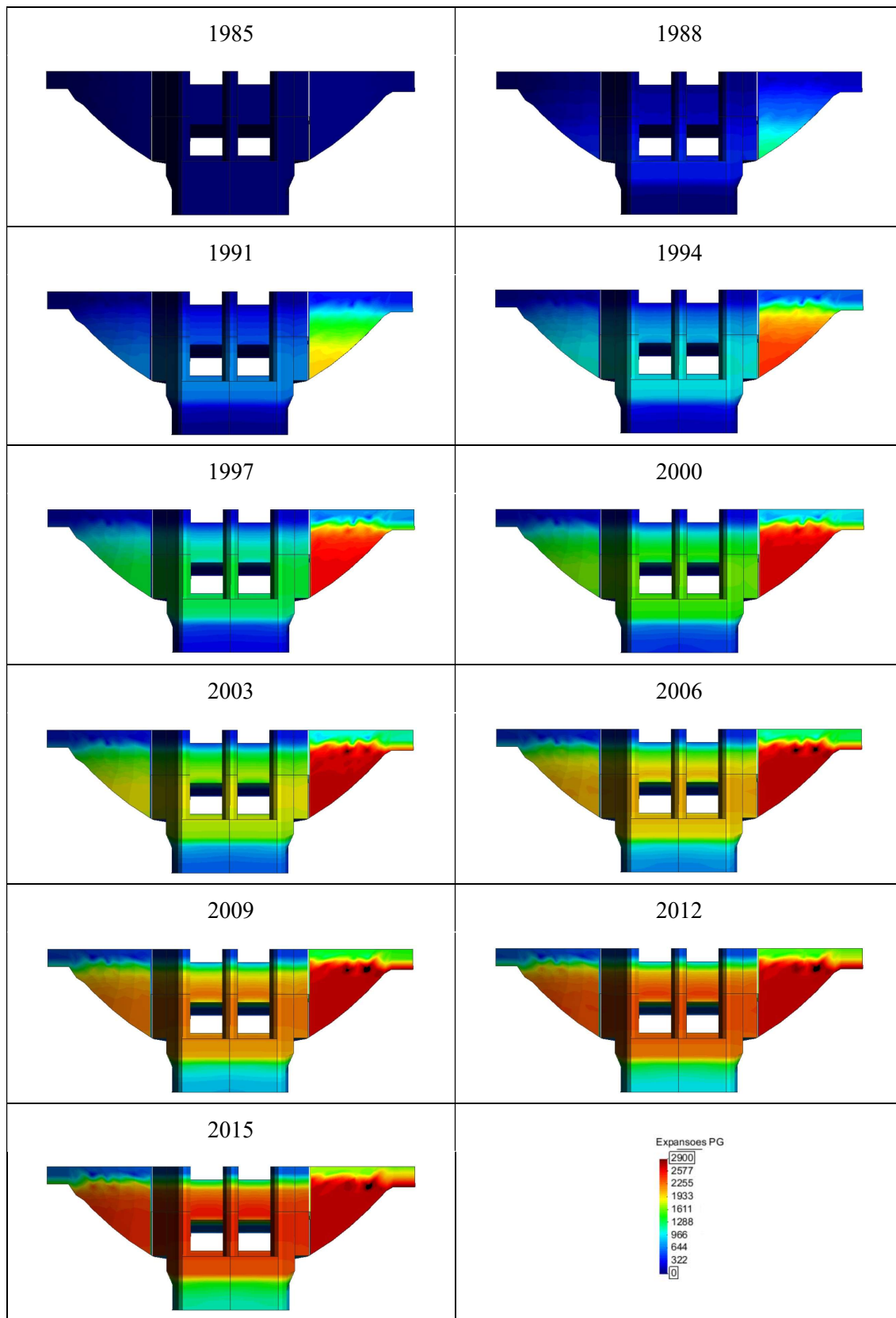
**Anexo V – F - Evolução das expansões livres calculadas na barragem (corte horizontal à cota 306,0 m) entre 1985 e 2015**



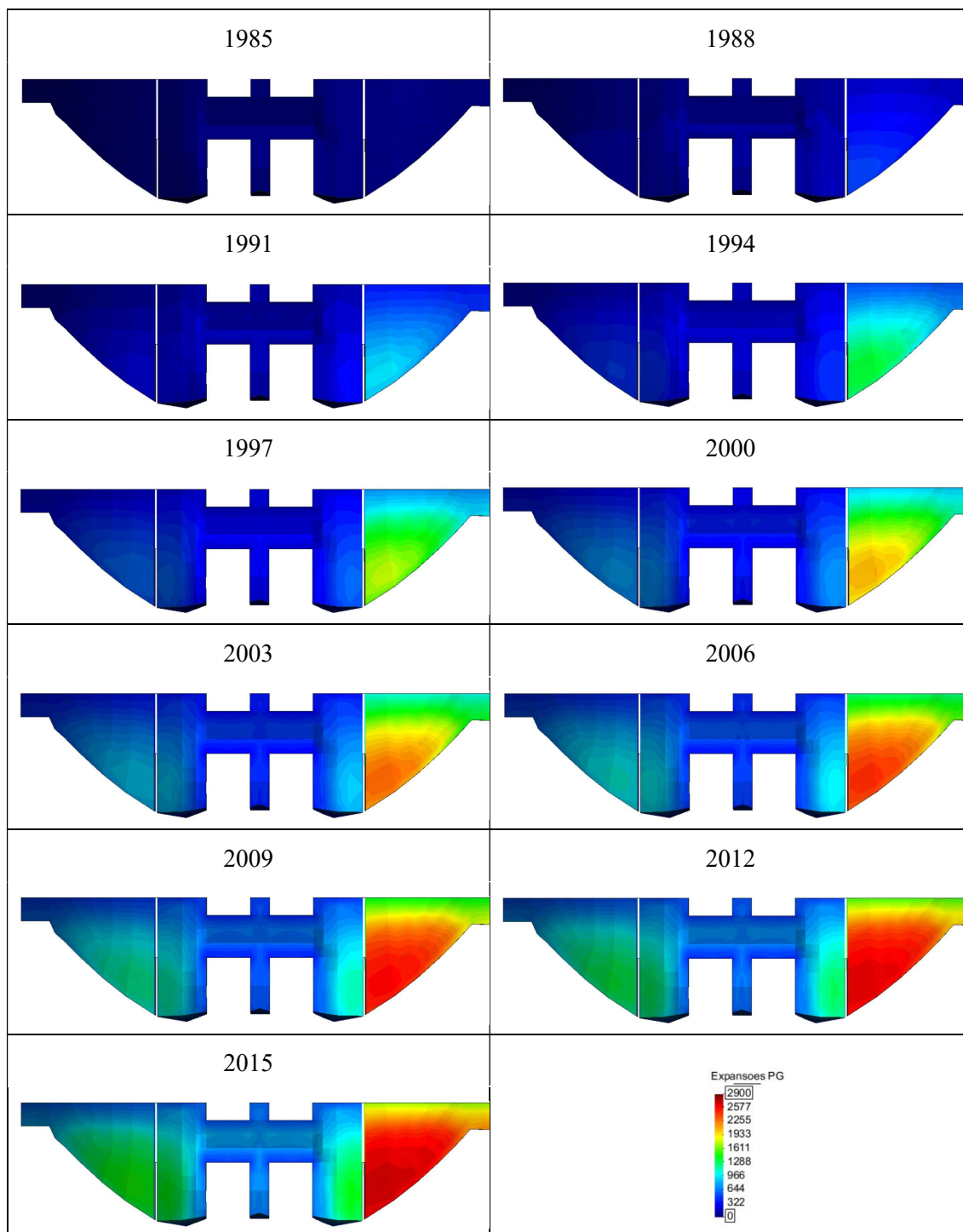
**Anexo V – G - Evolução das expansões livres calculadas no paramento de jusante (vista de jusante) entre 1985 e 2015**



**Anexo V – H - Evolução das expansões livres calculadas no paramento de montante (vista de montante) entre 1985 e 2015**

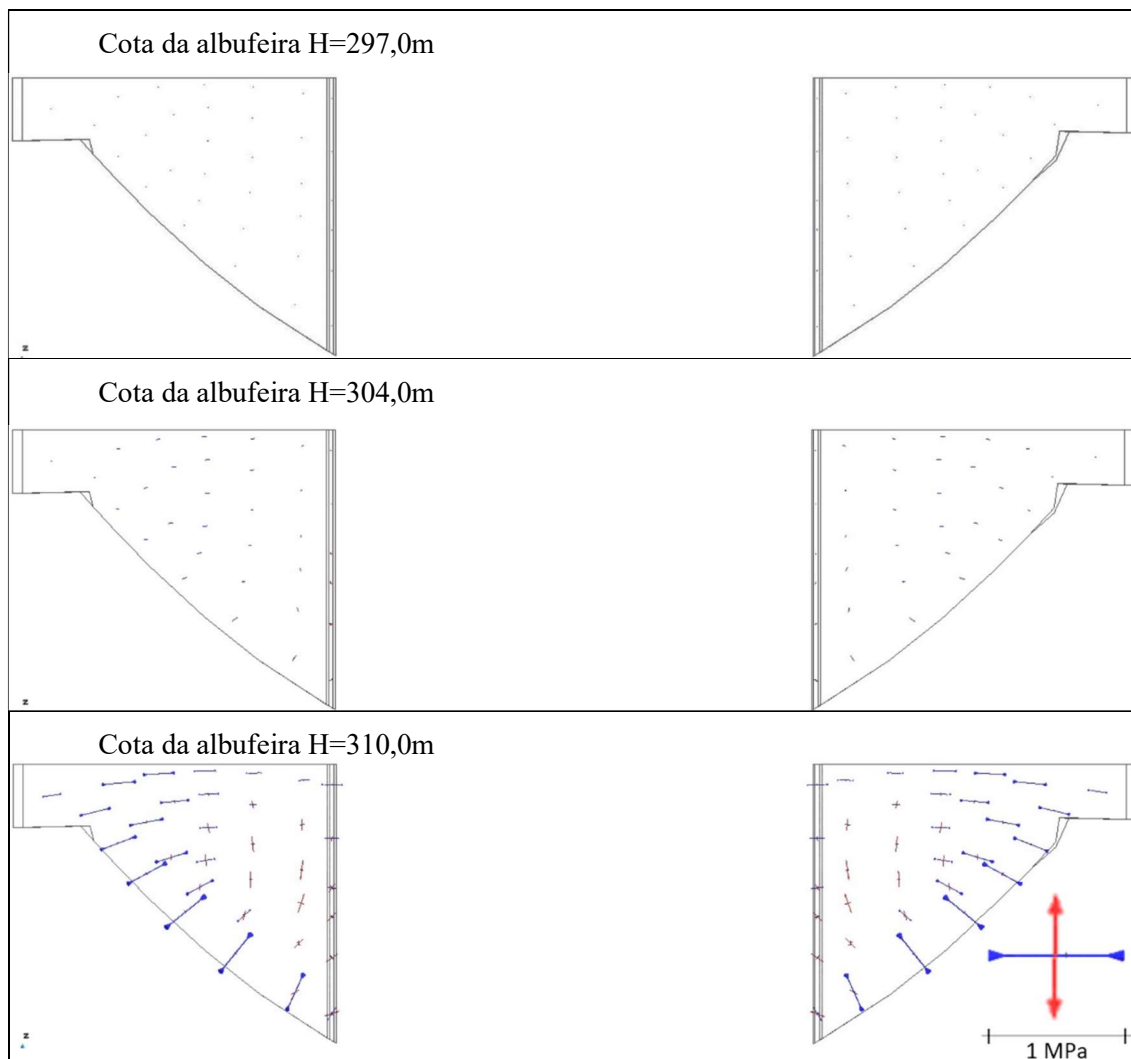


**Anexo V – I - Evolução das expansões livres calculadas no folheto médio das abóbadas e prolongamento nos contrafortes, entre 1985 e 2015**

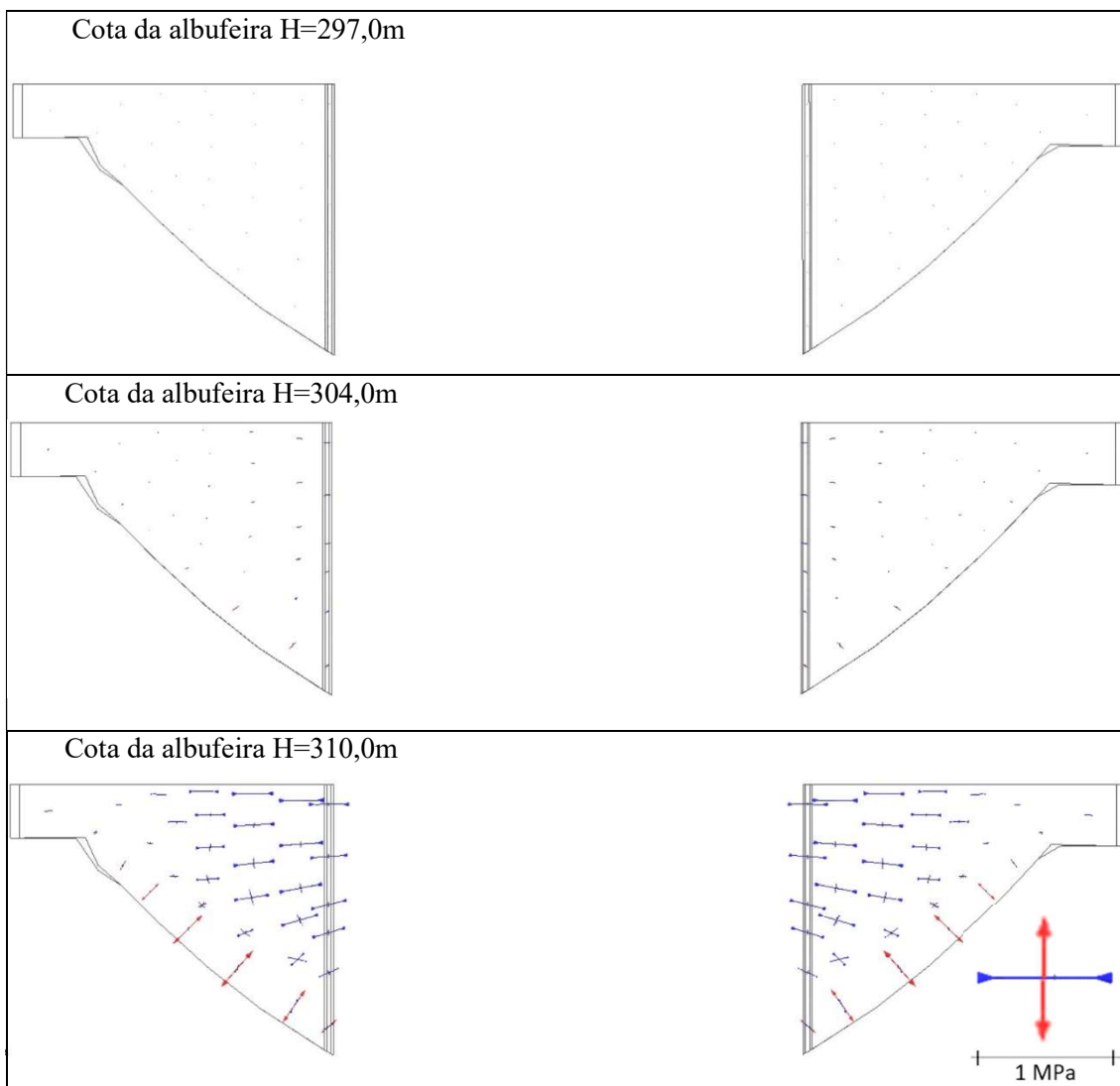


## Anexo VI – Resultados do cálculo estrutural para a ação da água

### Anexo VI – A – Tensões principais no paramento de jusante – vista de jusante

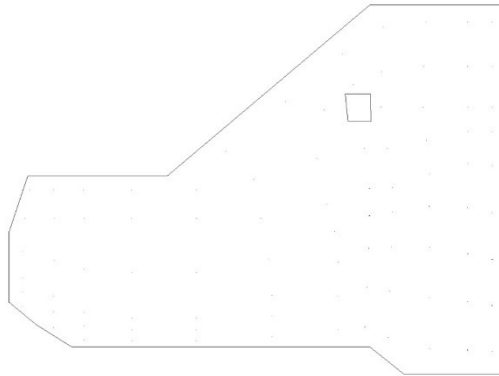


**Anexo VI – B - Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)**

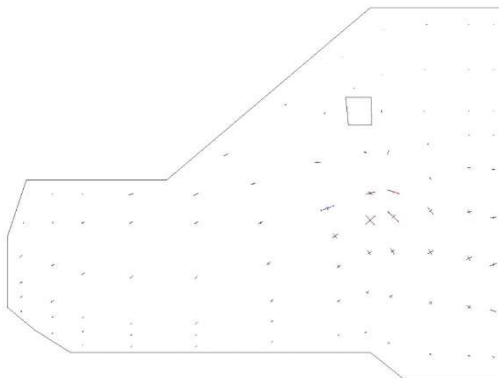


**Anexo VI – C - Tensões principais no contraforte central (alçado lateral)**

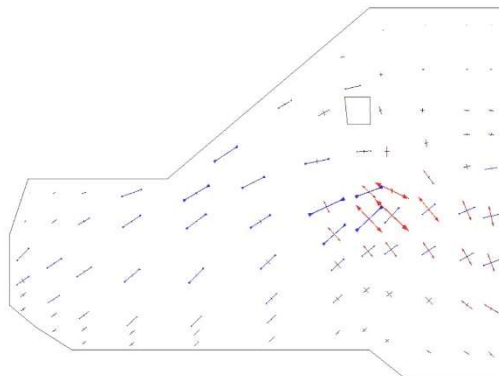
Cota da albufera H=297,0m



Cota da albufera H=304,0m

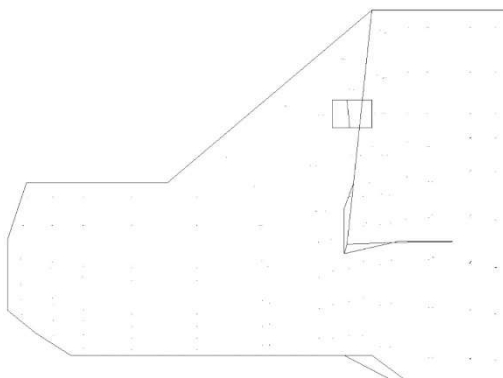


Cota da albufera H=310,0m

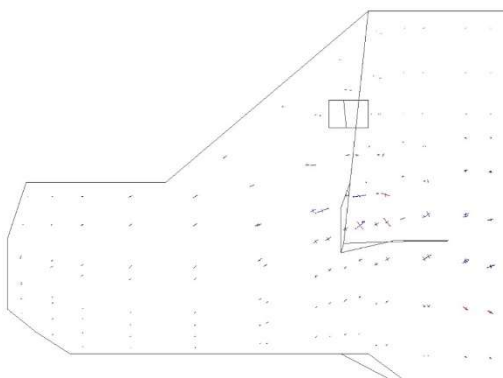


**Anexo VI – D – Tensões principais no contraforte lateral da margem esquerda (alçado lateral)**

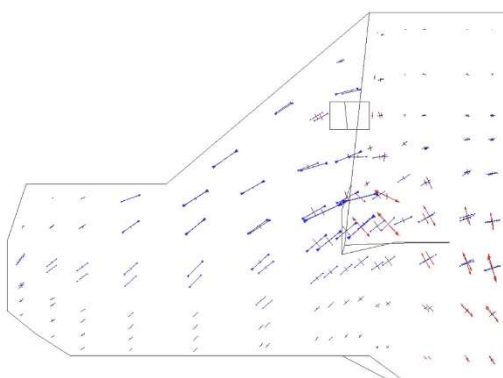
Cota da albufera H=297,0m



Cota da albufera H=304,0m

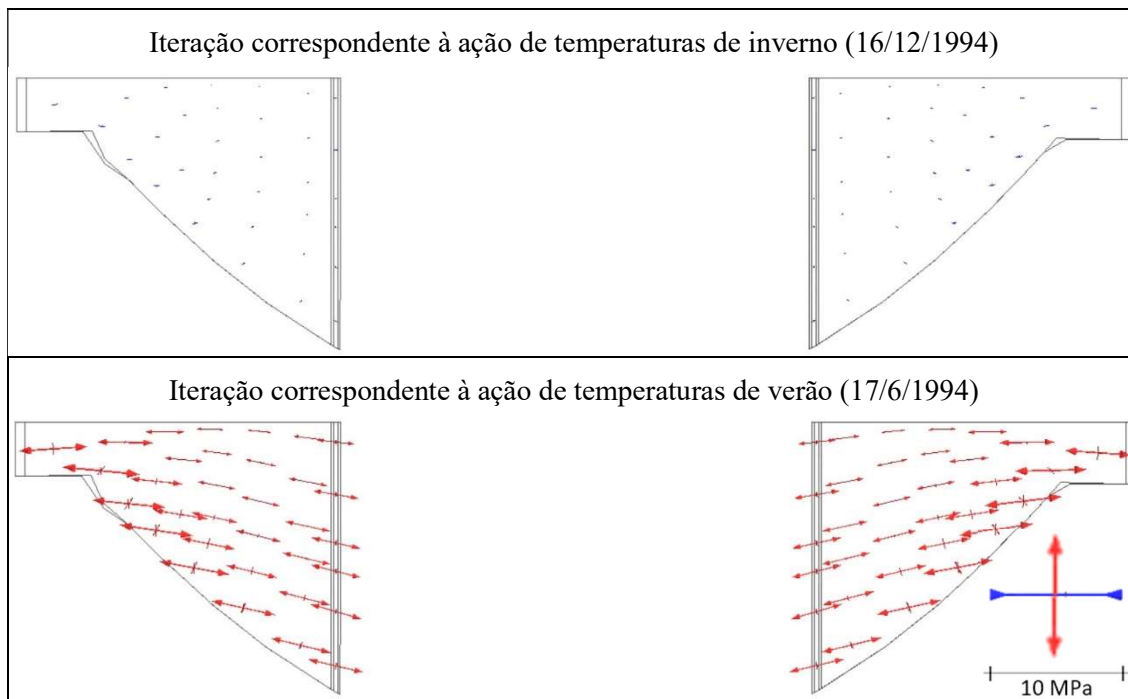


Cota da albufera H=310,0m

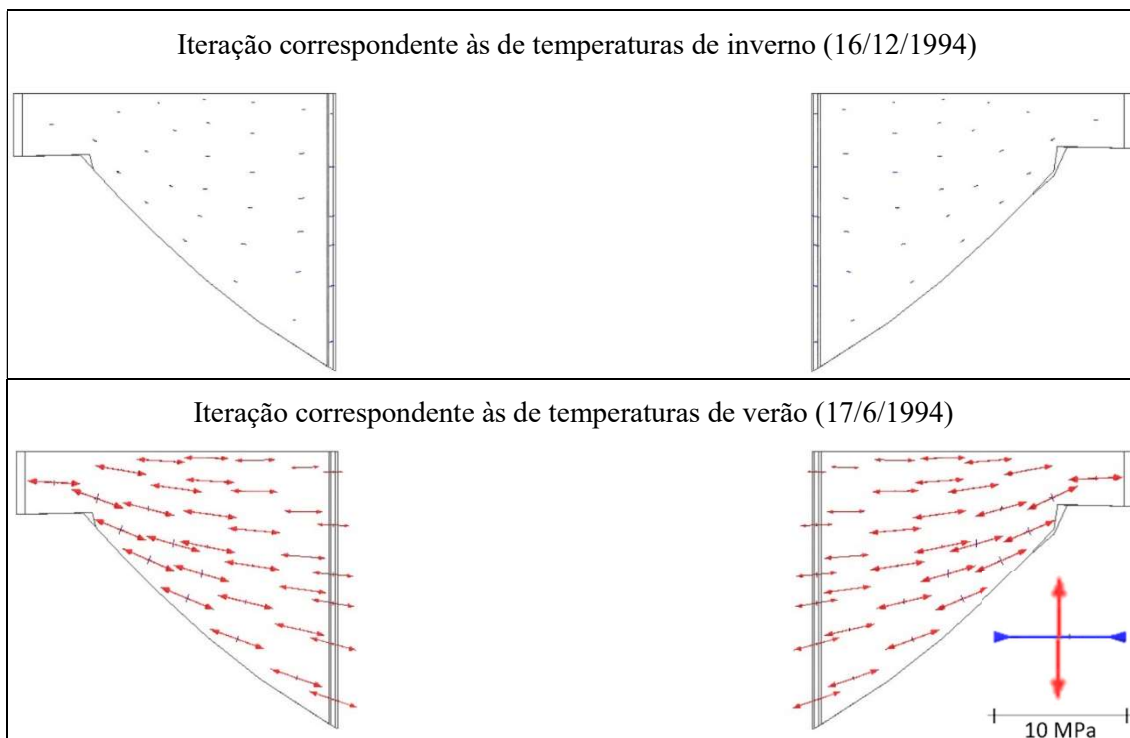


## Anexo VII - Resultados do cálculo estrutural para a ação térmica

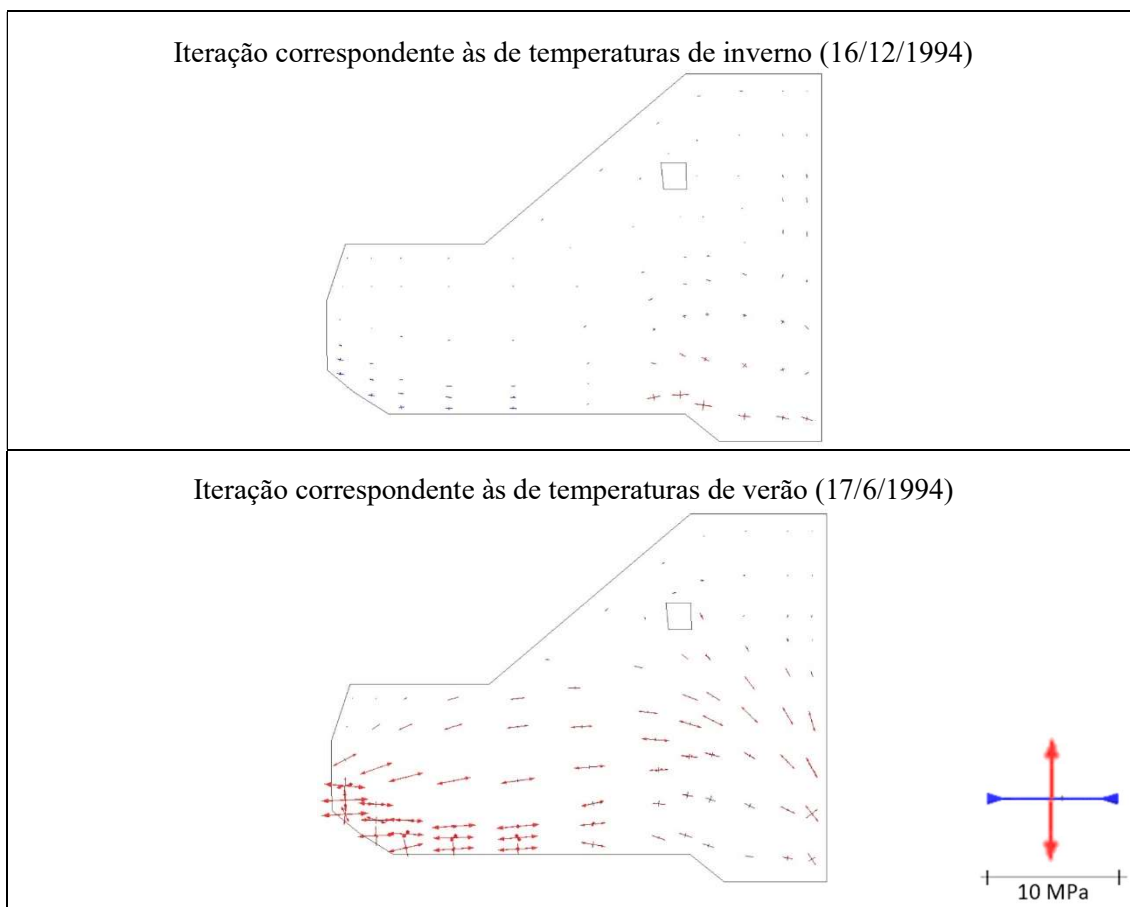
### Anexo VII – A- Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)



**Anexo VII – B – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante)**

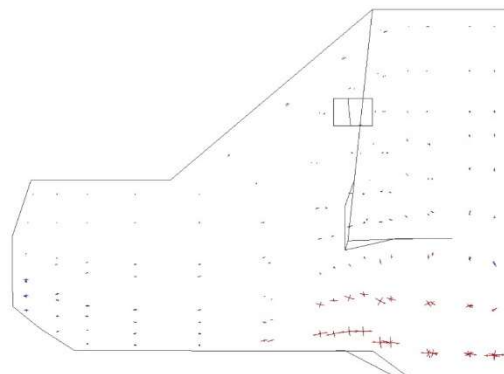


**Anexo VII – C – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral)**

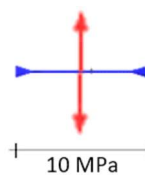
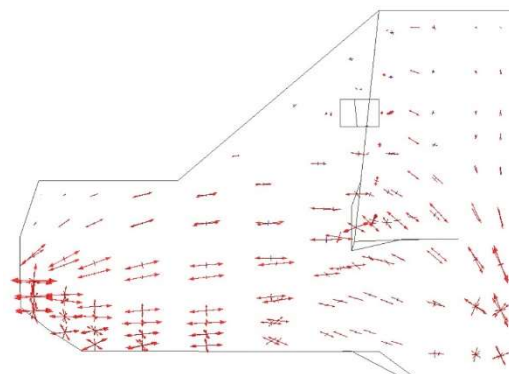


**Anexo VII – D – Tensões principais no contraforte lateral esquerdo (alçado lateral)**

Iteração correspondente às de temperaturas de inverno (16/12/1994)

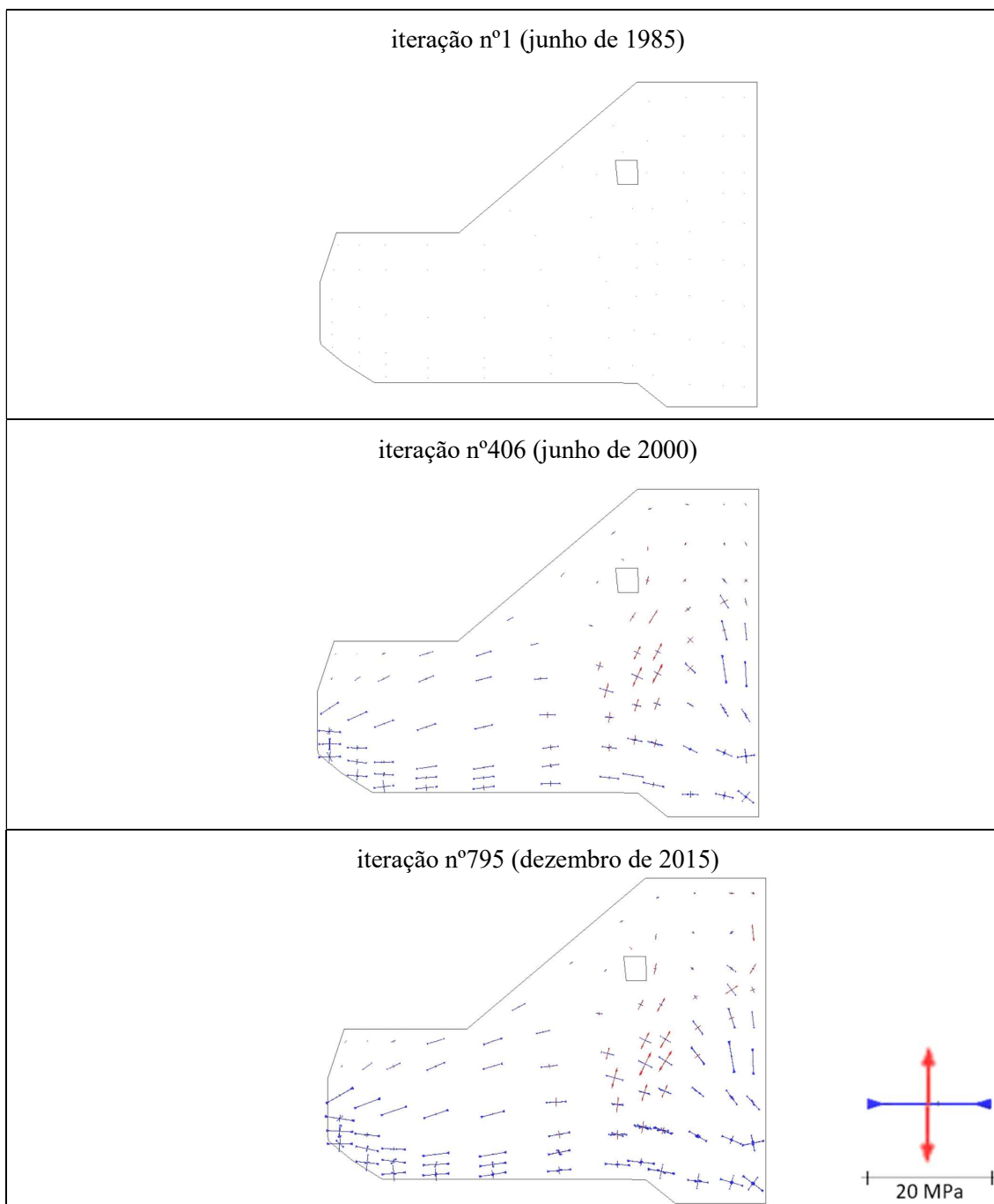


Iteração correspondente às de temperaturas de verão (17/6/1994)

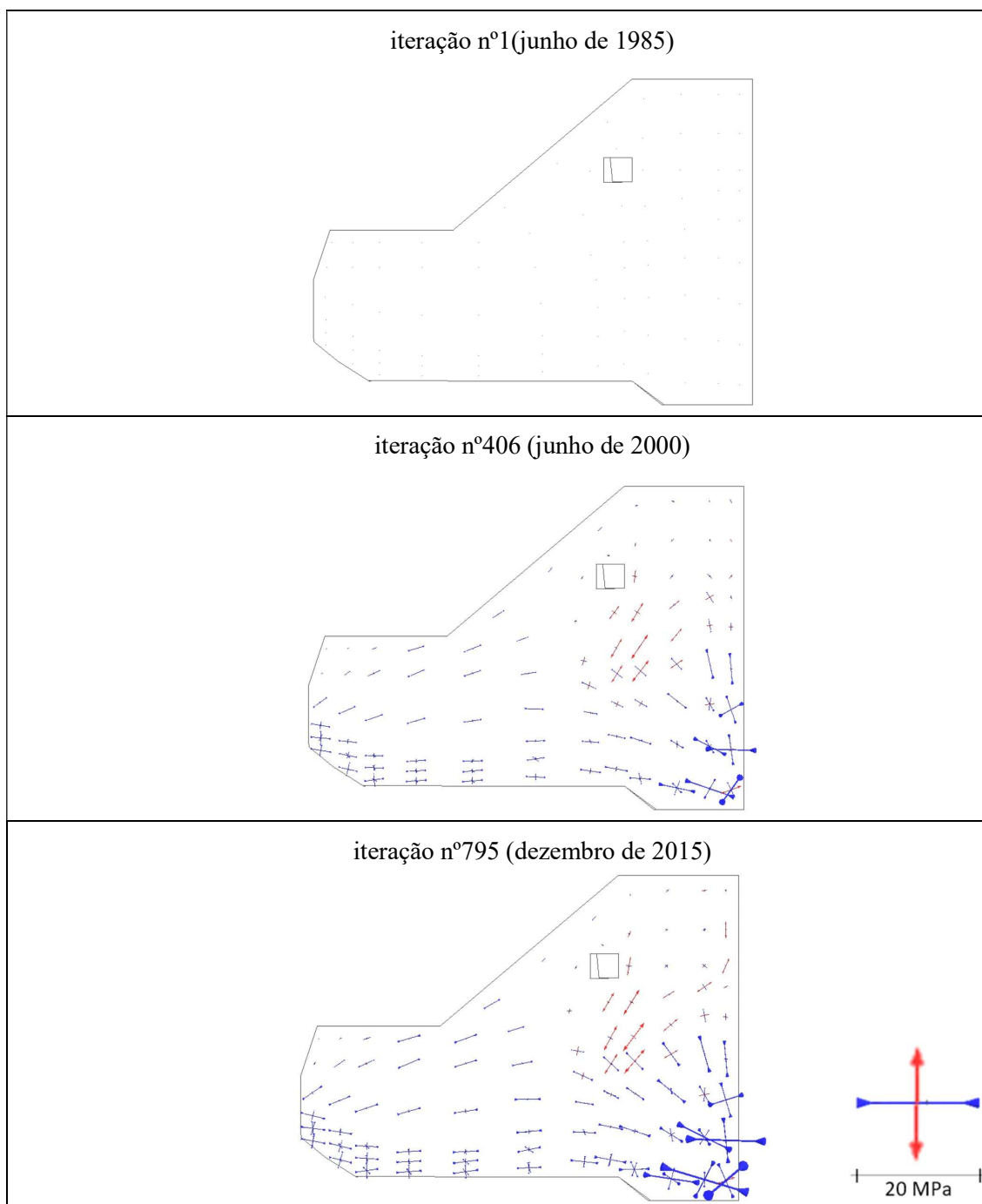


**Anexo VIII - Resultados do cálculo estrutural para a ação expansiva**

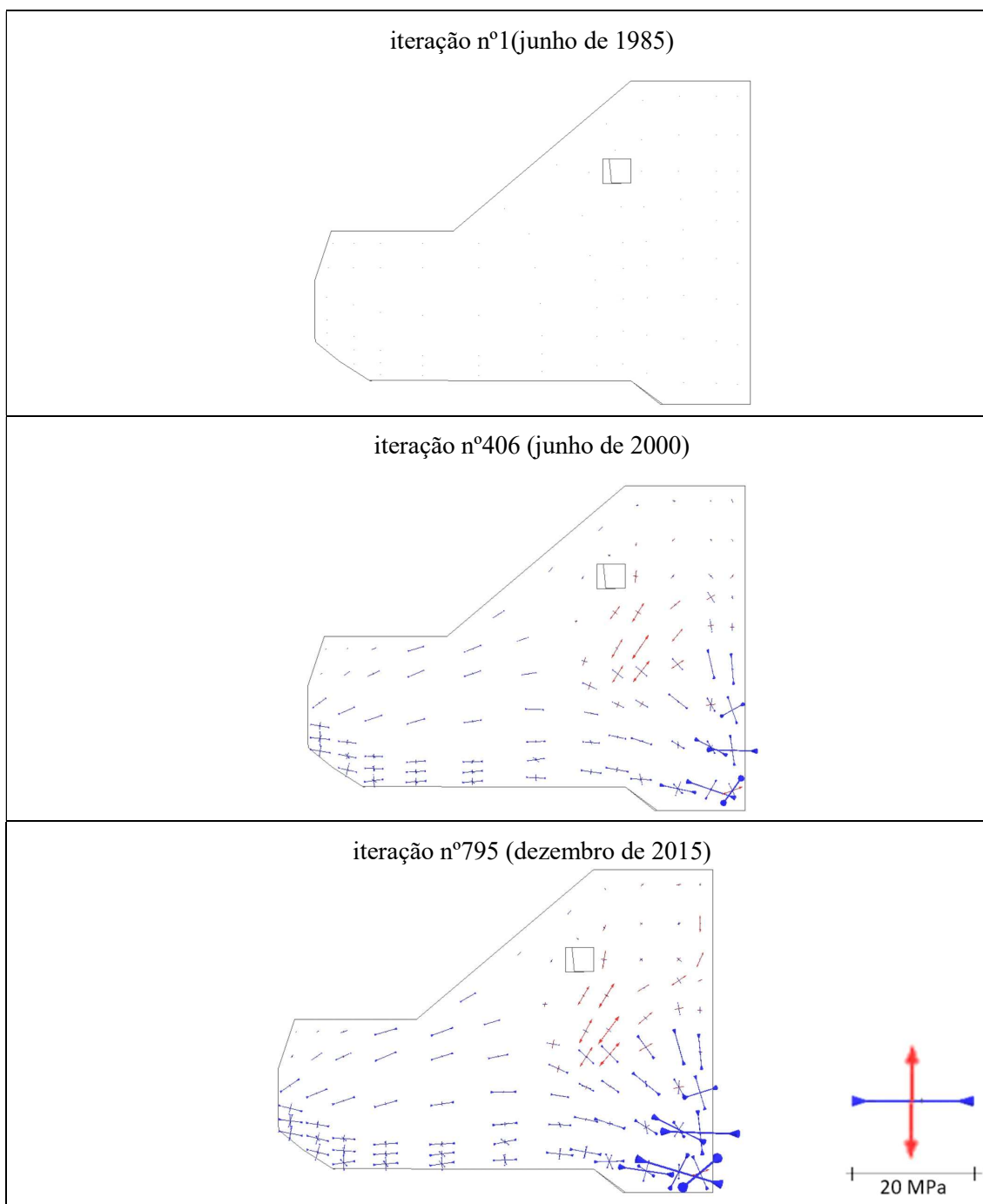
**Anexo VIII – A – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral)**



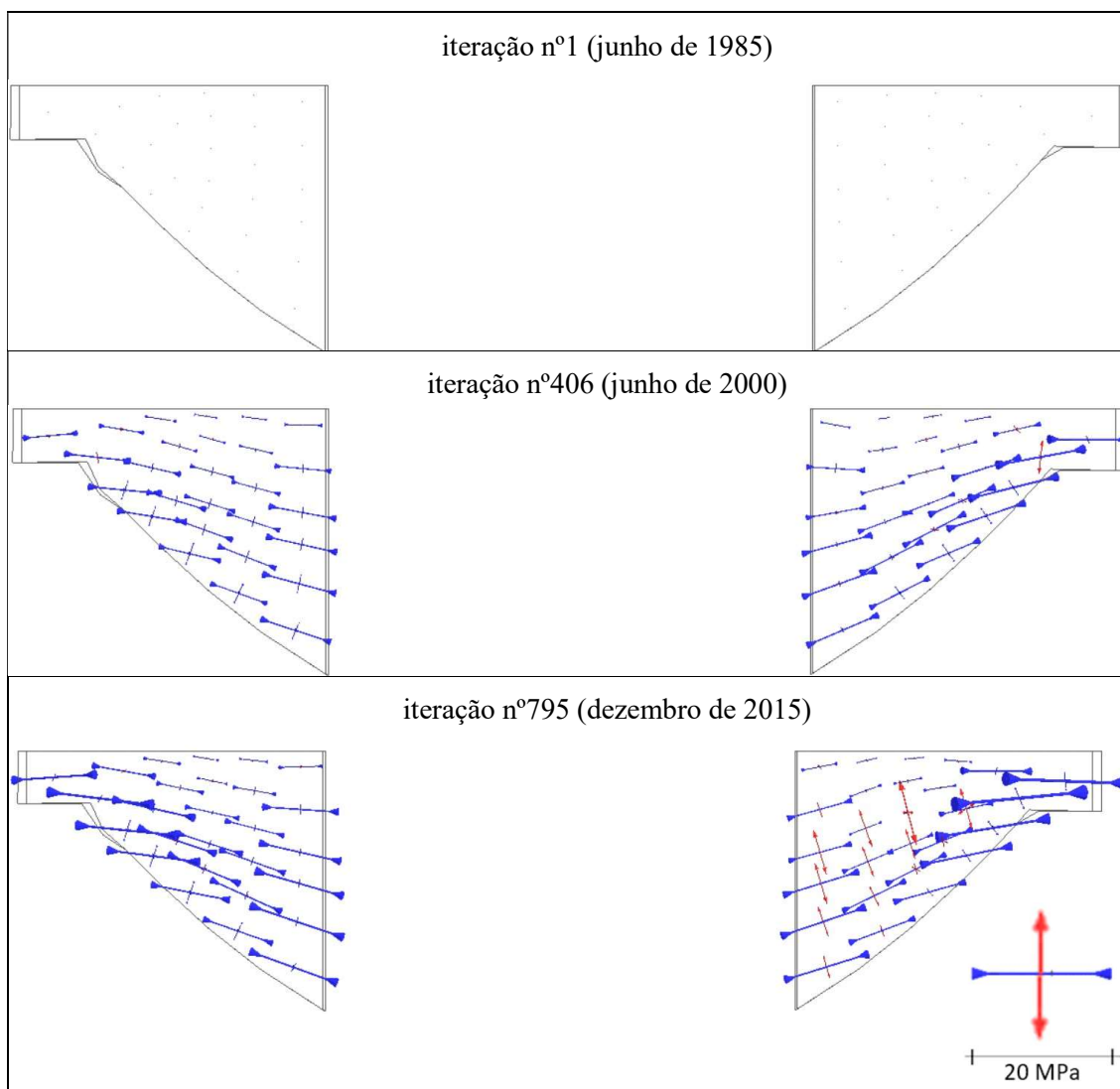
**Anexo VIII – B – Tensões principais no contraforte margem direita (alçado lateral)**



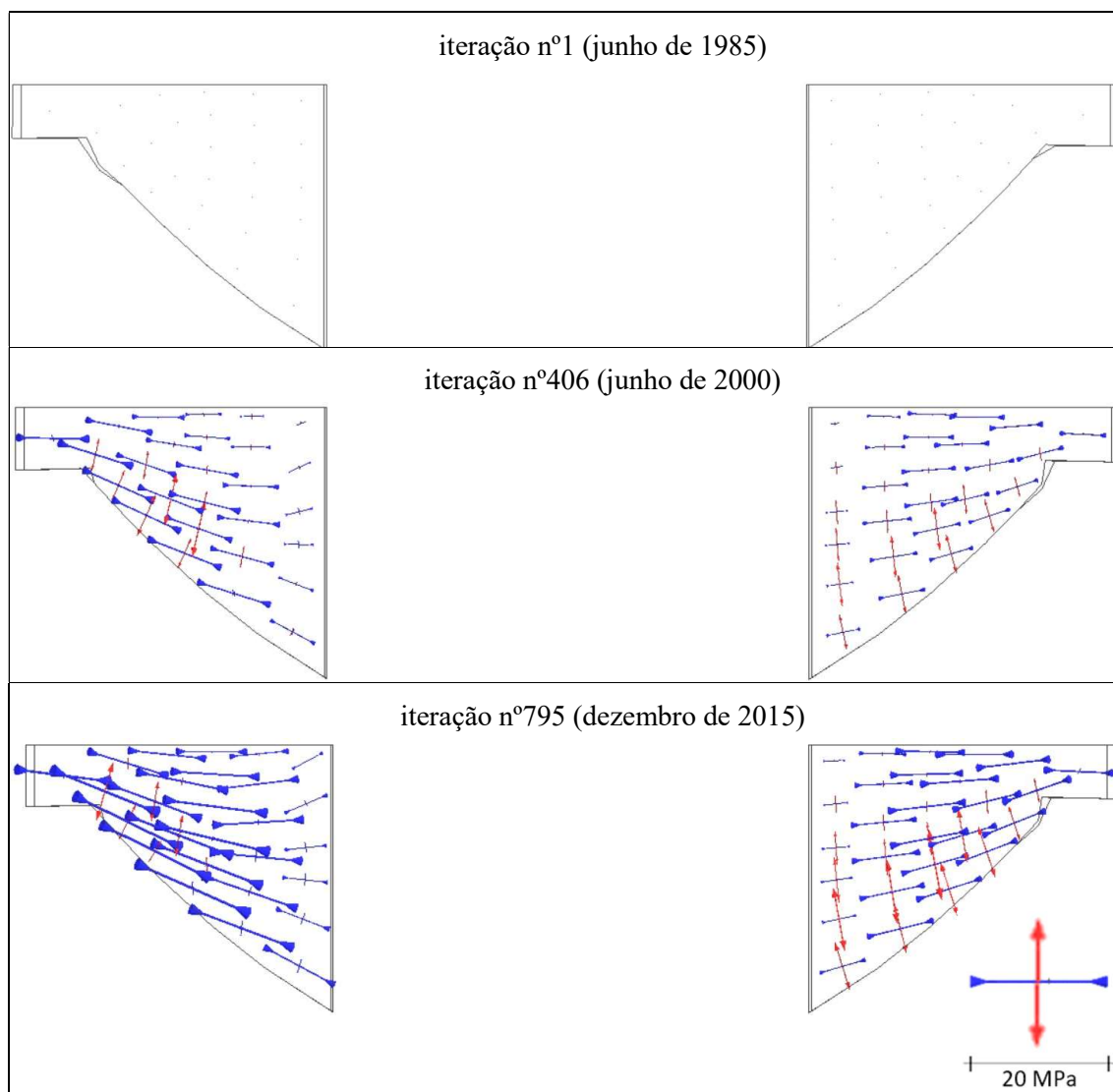
**Anexo VIII – C – Tensões principais no contraforte margem esquerda (alçado lateral)**



**Anexo VIII – D – Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)**

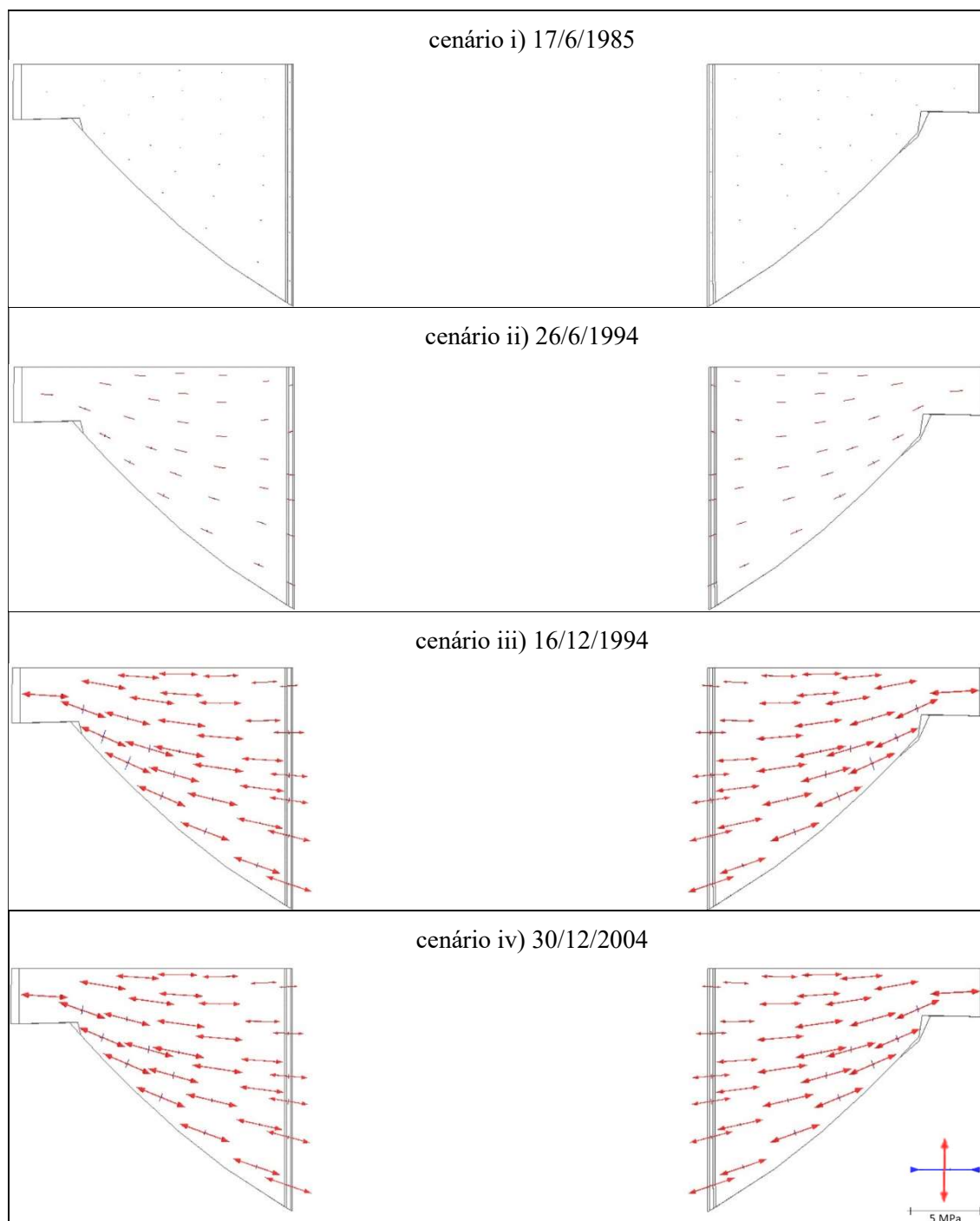


**Anexo VIII – E – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante)**

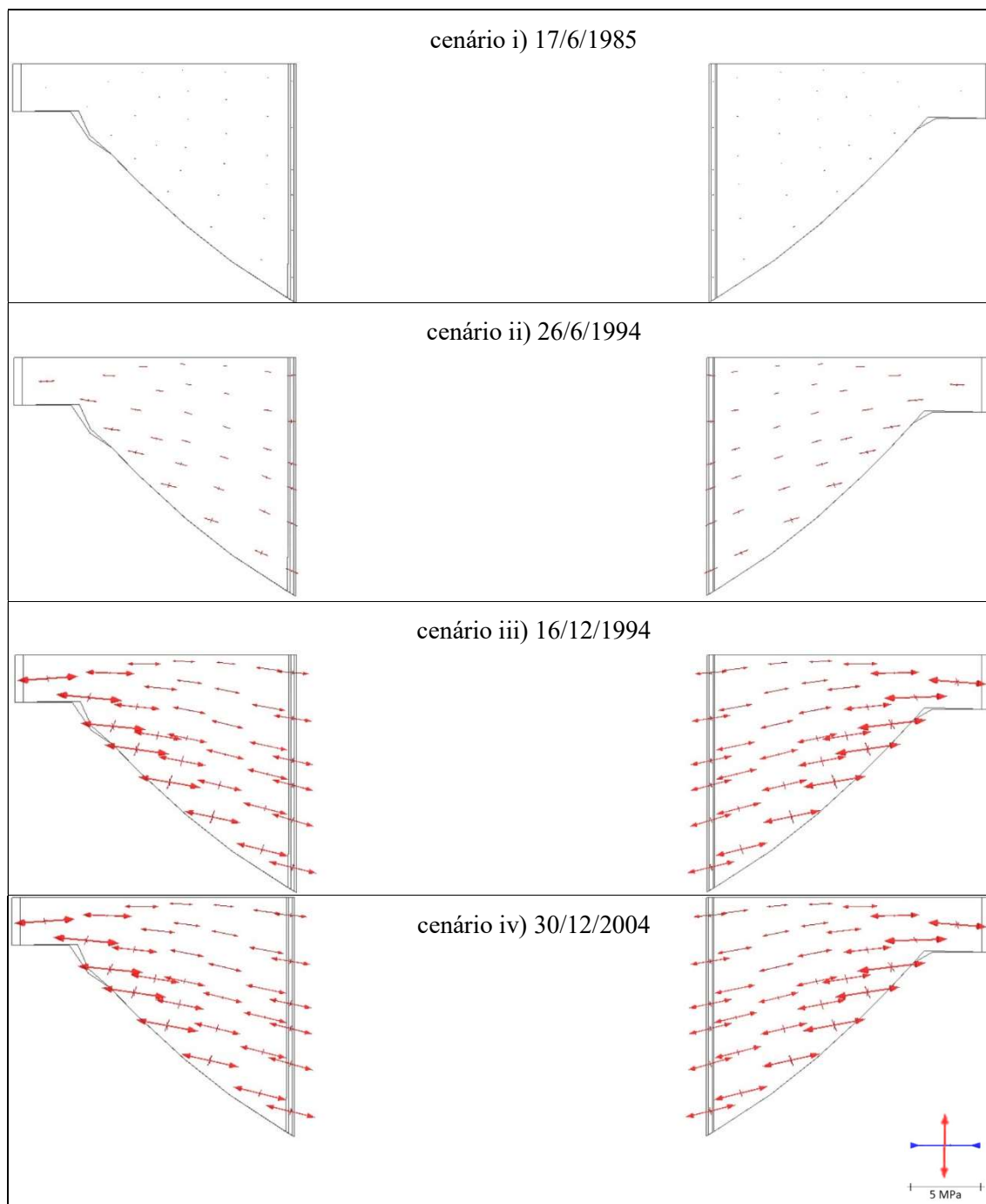


## Anexo IX - Resultados do cálculo estrutural para a combinação da ação térmica da pressão hidrostática

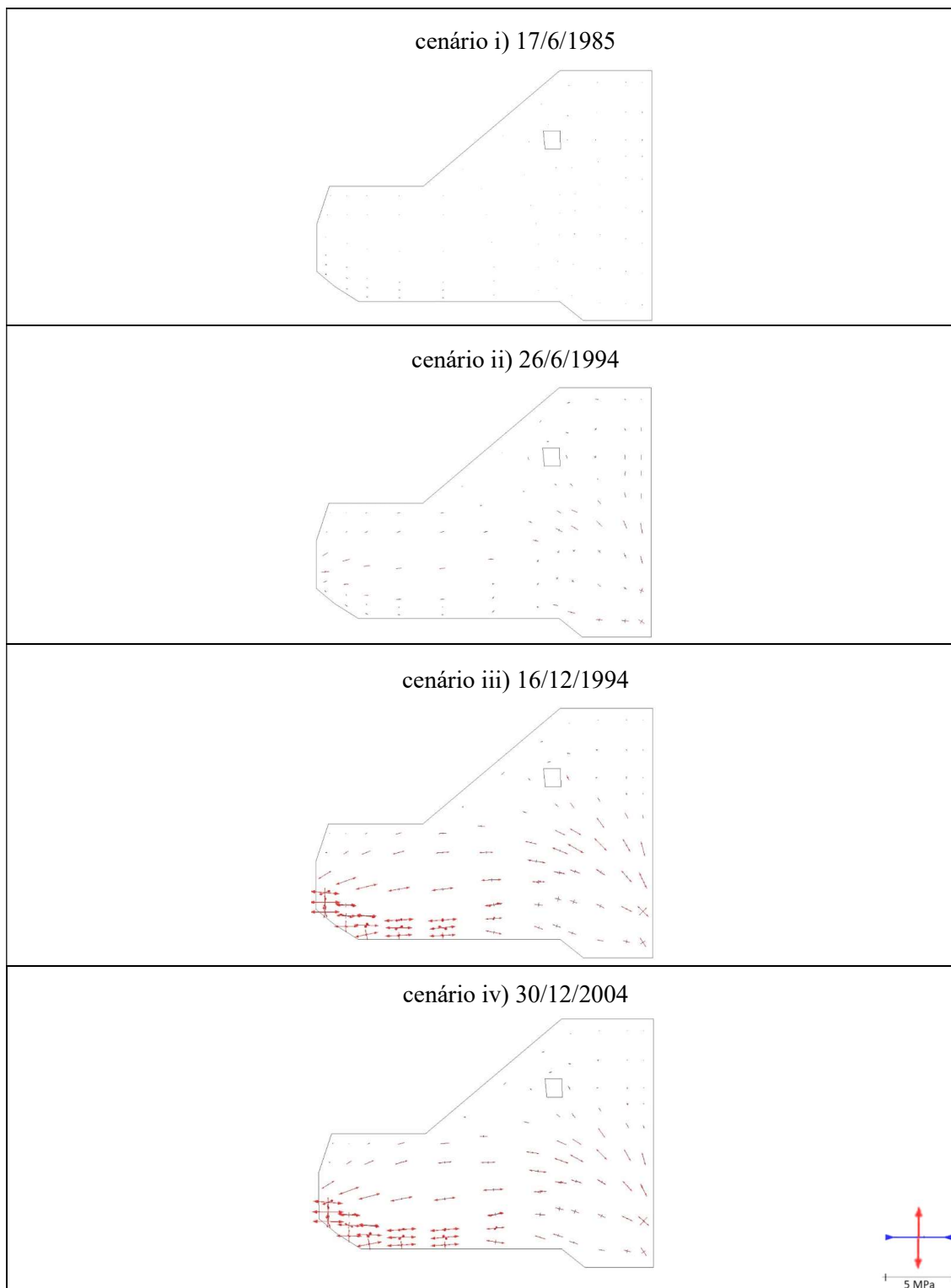
### Anexo IX – A – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante)



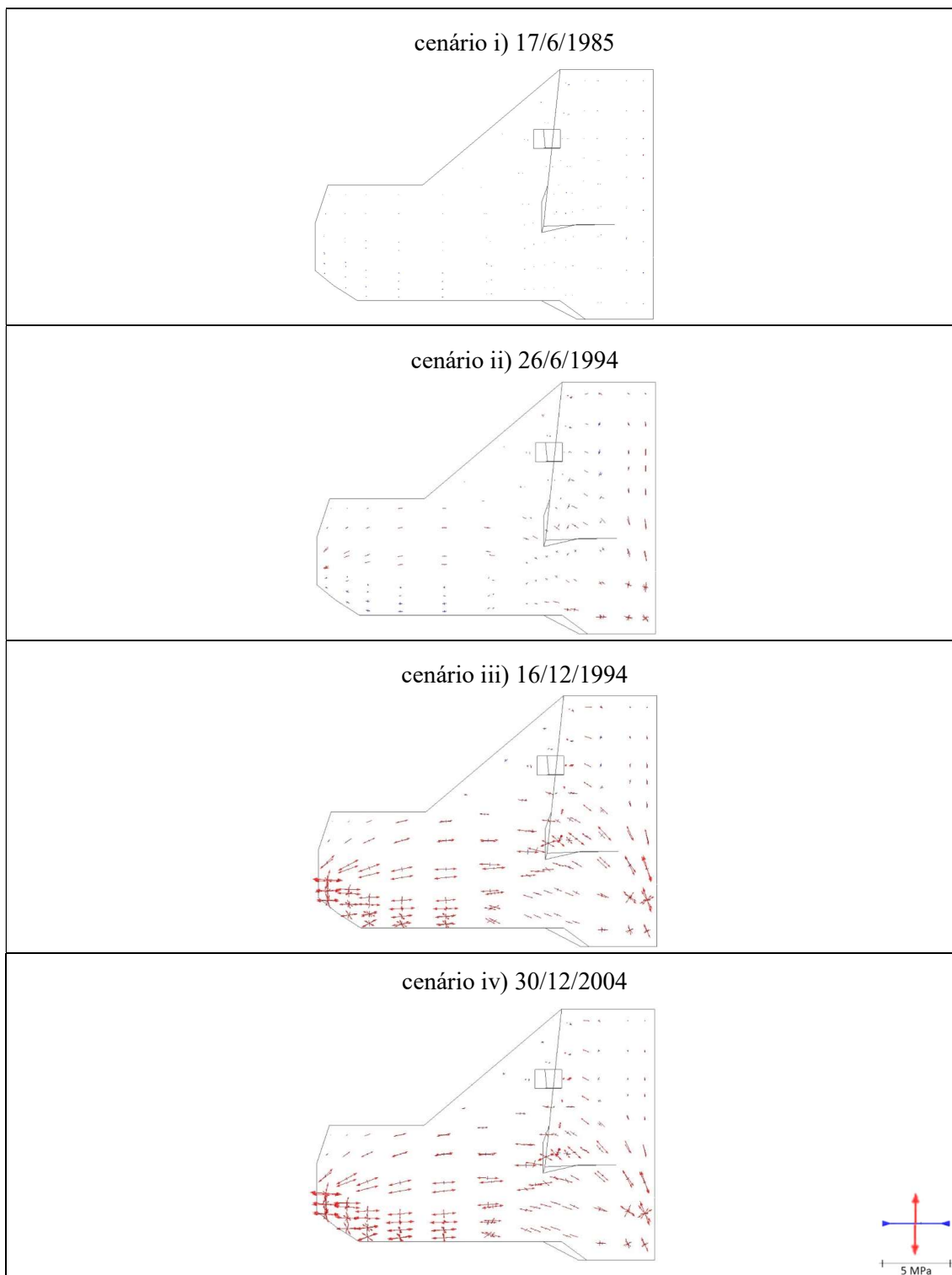
**Anexo IX – B – Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)**



**Anexo IX – C – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral)**

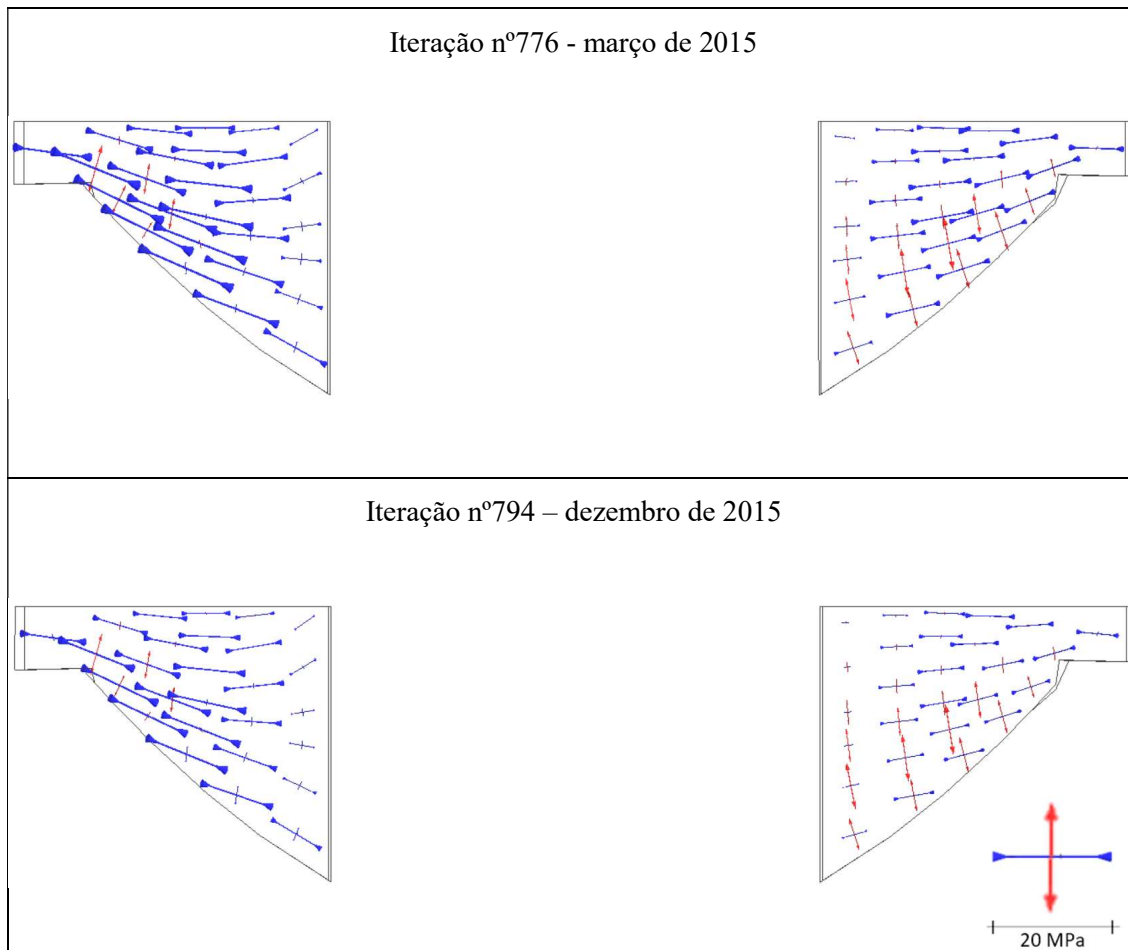


## Anexo IX – D – Tensões principais no contraforte lateral (alçado lateral)

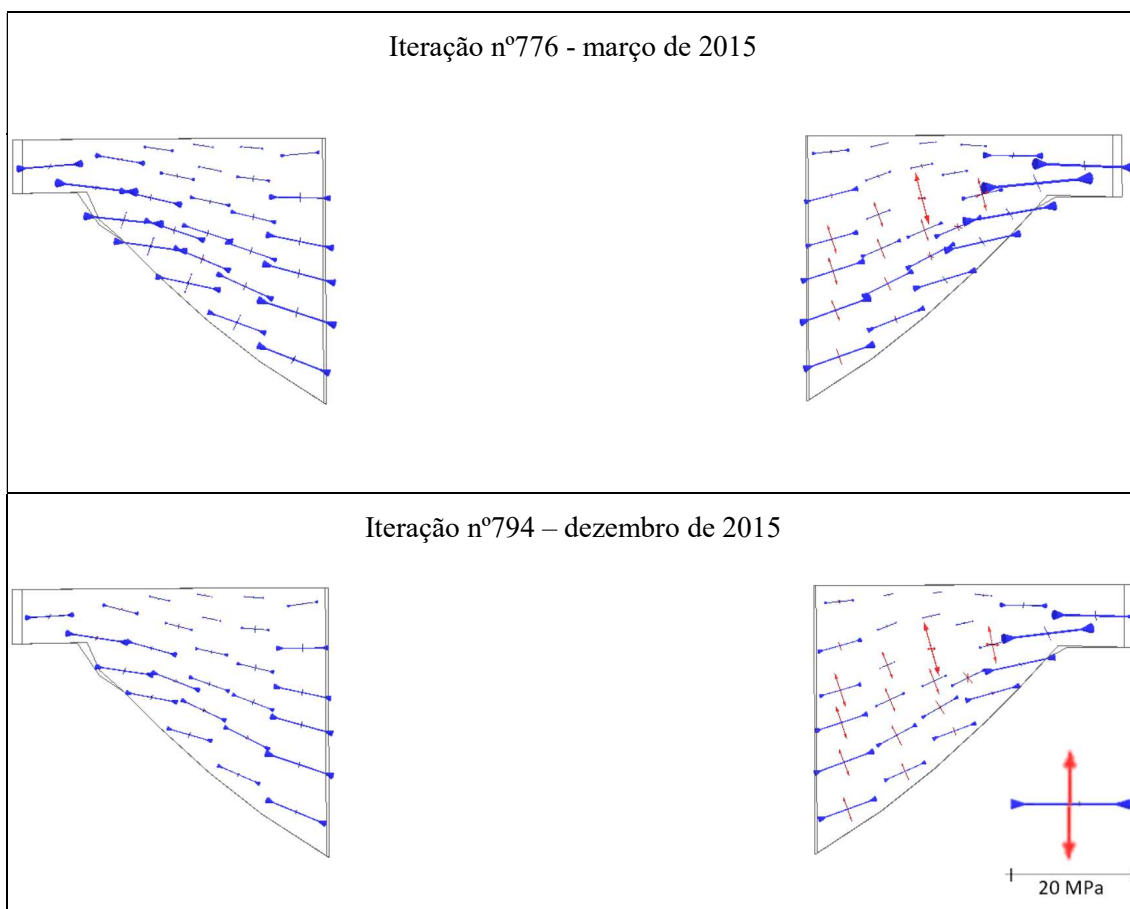


## Anexo X - Resultados do cálculo estrutural para a combinação da ação térmica, pressão hidrostática e expansões

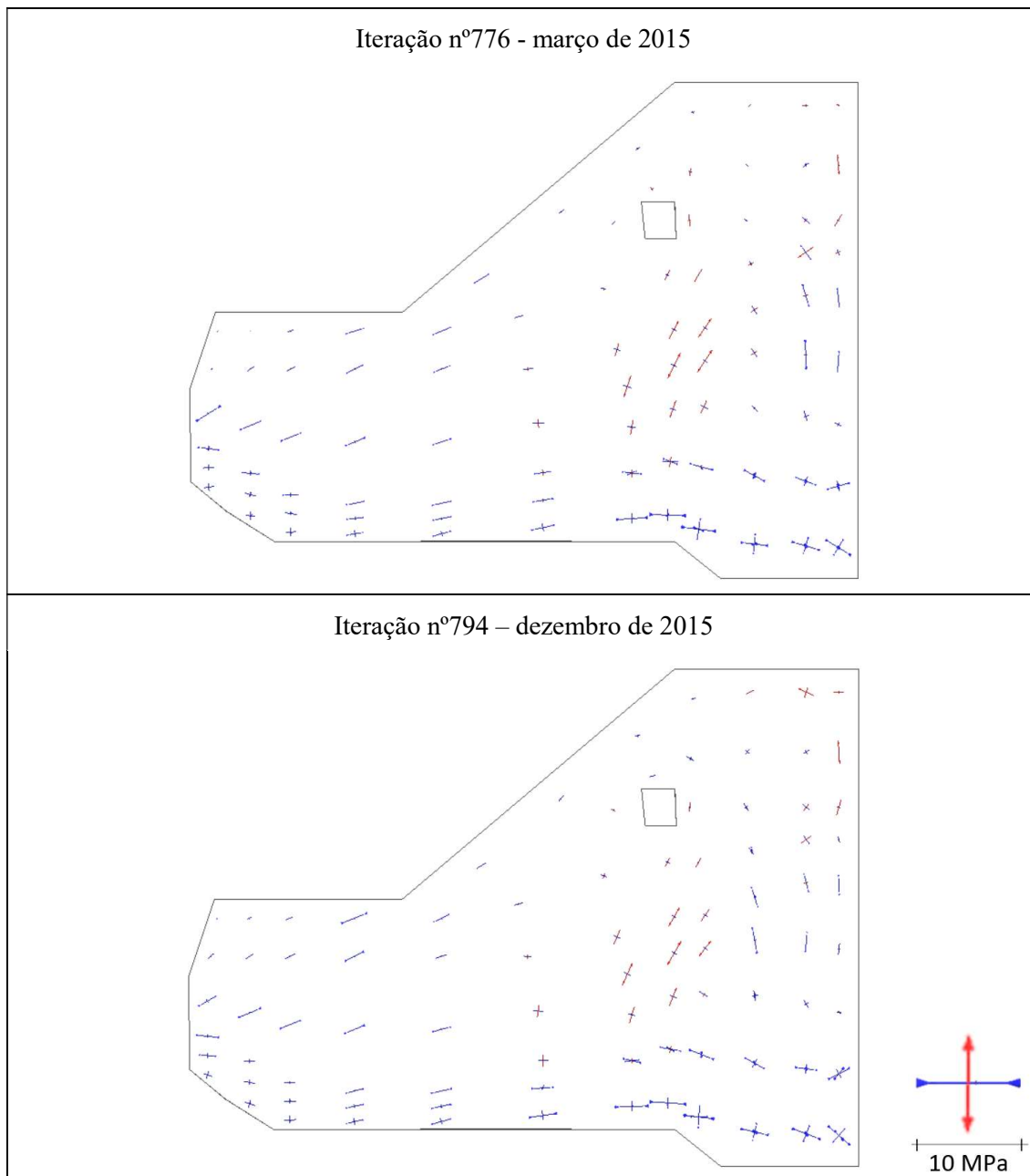
### Anexo X – A – Tensões principais no paramento de jusante (vista de jusante)



**Anexo X – B – Tensões principais no paramento de montante (vista de montante)**



**Anexo X – C – Tensões principais no contraforte central (alçado lateral)**



**Anexo X – D – Tensões principais no contraforte lateral (alçado lateral)**