

## **Modelação dos efeitos das expansões do betão num pilar da ponte da Foz do Dão**

**C.F. Santos<sup>1</sup>**

**I.F. Dias<sup>2</sup>**

**L.O. Santos<sup>3</sup>**

**A.L. Batista<sup>4</sup>**

### **RESUMO**

Apresenta-se a atualização e o melhoramento da modelação dos efeitos das expansões do betão num pilar da ponte da Foz do rio Dão, integrada no IP3, sobre a albufeira da barragem da Aguieira, ponte que foi substituída em 2015 devido à degradação dos pilares provocada por reações expansivas de origem interna no betão.

Para interpretar o comportamento estrutural do pilar foram usados modelos numéricos tridimensionais nas vertentes estrutural, térmica e higrométrica. No cálculo das expansões consideraram-se as influências da temperatura e da humidade interna do betão, bem como dos efeitos de confinamento proporcionados pelas armaduras e pelas tensões devidas às cargas aplicadas.

No modelo estrutural foi considerado o comportamento viscoelástico do betão, o comportamento elasto-plástico das armaduras e a degradação do módulo de elasticidade do betão devida às expansões. As principais ações são o peso próprio do pilar e do tabuleiro, a pressão hidrostática, as variações de temperatura e as expansões.

O modelo foi calibrado tendo em conta os resultados de ensaios laboratoriais, efetuados em amostras extraídas da ponte, e de nivelamentos do tabuleiro realizados a partir de 2005. Foram também considerados os resultados de inspeções subaquáticas e de ensaios de vibração ambiente.

**Palavras-chave:** Pilar da ponte da Foz Dão; expansões do betão; viscoelasticidade; modelo de dano; elementos finitos

### **1. INTRODUÇÃO**

A ponte desativada sobre a foz do rio Dão, localizada sobre a albufeira da barragem da Aguieira, tem 382 m de comprimento. O tabuleiro é vigado, composto por quatro vigas longitudinais espaçadas de 4 m e por vigas transversais colocadas nos terços dos vãos intermédios e, também, nos apoios sobre os pilares e encontros. Esta ponte, construída em 1980, encontra-se degradada devido à reação alcali-silica, pelo que foi substituída e encerrada ao tráfego em 2015 [1]. A nova ponte foi construída em paralelo, conforme mostra a Fig. 1.

A ponte desativada tem 8 pilares de betão armado, compostos por um fuste com secção transversal em losango e vértices chanfrados, com vazamento interno, com alturas que variam de 20 m a um máximo de 85 m (Fig. 2).

---

<sup>1</sup> Aluna de doutoramento, LNEC e FCT/UNL, Lisboa, Portugal. cfsantos@lnec.pt

<sup>2</sup> Investigador auxiliar, LNEC, Lisboa, Portugal. idias@lnec.pt

<sup>3</sup> Investigador-coordenador, LNEC, Lisboa, Portugal. luisosantos@lnec.pt

<sup>4</sup> Investigador-coordenador, LNEC, Lisboa, Portugal. albatista@lnec.pt



Num estudo recente foi apresentada uma primeira abordagem de modelação dos efeitos das expansões no pilar de betão armado da ponte da Foz Dão [5]. Neste presente estudo pretende-se melhorar a modelação então realizada, tendo sido considerados os melhoramentos indicados no Quadro 1.

A degradação de pontes provocada por reações expansivas de origem interna no betão é atualmente um problema global, existindo muitas estruturas afetadas em diferentes países. Referem-se, a título de exemplo, os 25 viadutos de vigas pré-fabricadas afetadas pela reação sulfática interna, num troço de uma autoestrada em França [6, 7], as 27 pontes afetadas pela reação álcali-silica no sul da Finlândia [8], entre outras [9,10].

## 2. MODELOS NUMÉRICOS DO PILAR

### 2.1 Malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos utilizada para modelar os comportamentos estrutural, térmico e higrométrico do pilar e da sua fundação rochosa é apresentada na Fig. 3. Devido à dupla simetria do pilar, apenas um quarto do pilar foi discretizado. A malha tem um total de 50404 pontos nodais para 41646 elementos hexaédricos volumétricos de 8 nós (38114 correspondentes ao pilar de betão armado e 3532 à fundação rochosa) e 20482 elementos de barra de 2 nós, para representar as armaduras.

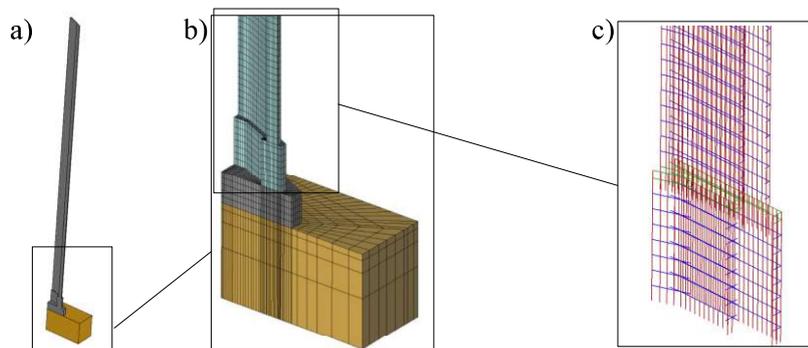


Figura 3. Malha de elementos finitos: a) pilar e fundação rochosa; b) detalhe da malha na base do pilar e na fundação rochosa; c) malha das armaduras na base do pilar.

### 2.2 Modelos térmico e higrométrico

A distribuição da temperatura no pilar, ao longo do tempo, foi calculada recorrendo a um código de elementos finitos desenvolvido no LNEC [11] que resolve a equação de condução de calor em regime transiente, considerando as temperaturas do ar e da água nas superfícies exteriores do pilar. Os resultados do modelo térmico foram já publicados anteriormente [5], tendo-se optado pela sua não reprodução neste estudo.

Na modelação higrométrica admitiu-se que o transporte de água no pilar é regido por difusão e que pode ser simulado considerando um modelo de meio contínuo equivalente, através de uma forma simplificada da lei de Fick:

$$\frac{\partial H(x_i,t)}{\partial t} - D_H \frac{\partial H^2(x_i,t)}{\partial x_i^2} = 0 \quad (1)$$

em que  $H$  é a humidade relativa interna do betão e  $D_H$  é o coeficiente de difusibilidade higrométrica, admitido constante ao longo do tempo e independente da humidade. Refere-se que, tendo em conta a equivalência entre a equação (1) e a equação de Fourier (usada na modelação térmica), foi usado o mesmo programa de elementos finitos para resolver os dois problemas [11].

Nos pontos nodais em contacto com a água foi considerada uma humidade de 100%, enquanto nos pontos nodais em contacto com o ar foi considerada a curva de humidade relativa do ar, representada na

Fig. 4, caracterizada por um valor médio anual de 73,2 % e uma semi-amplitude anual de 13,6 %, que foram estimados a partir dos dados das humidades relativas médias mensais disponibilizados em [12]. Para a difusibilidade higrométrica considerou-se um valor relativamente elevado, de 0,0001 m<sup>2</sup>/dia, já que o betão apresenta bastante fendilhação.

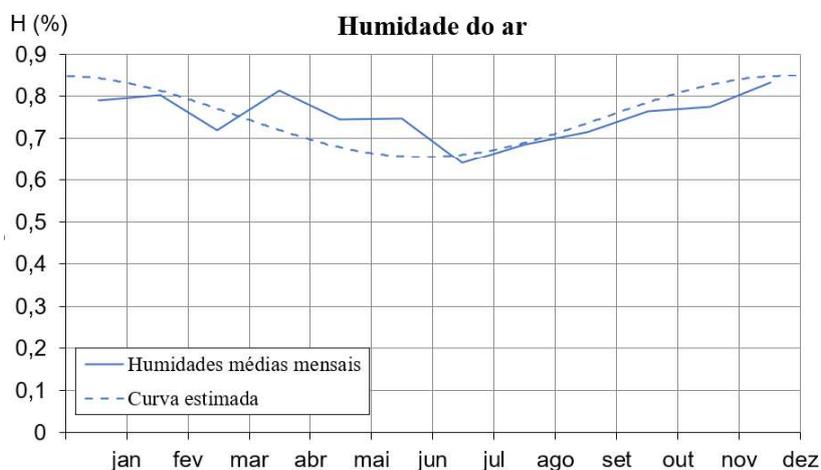


Figura 4. Curva anual de humidade relativa do ar no local da ponte.

### 2.3 Modelo da ação expansiva

O modelo da ação expansiva livre do betão assume que a evolução da expansão estrutural depende dos efeitos desacoplados da temperatura  $g_T$ , da humidade interna  $g_H$  e do estado de tensão  $g_\sigma$ , de acordo com a seguinte equação:

$$\varepsilon_{exp}(H, T, \sigma, t) = \varepsilon_{exp,\infty} \xi_{exp}(t) g_H(H) g_T(T) g_\sigma(\sigma) \quad (2)$$

em que  $\varepsilon_{exp,\infty}$  é a expansão a longo prazo (para uma temperatura de referência  $T_{ref}$  e humidade relativa de 100%) e  $\xi_{exp}$  é uma função que representa a evolução no tempo das expansões, variando entre 0 e 1 [13], sendo  $\tau_L$  o tempo de latência e  $\tau_C$  o tempo característico.

$$\xi_{exp}(t) = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_C}}}{1 + e^{-\frac{t - \tau_L}{\tau_C}}} \quad (3)$$

A influência da humidade relativa  $g_H(H)$  no desenvolvimento das expansões livres foi considerada através da expressão proposta por Poole [14],

$$g_H(H) = H^m \quad (4)$$

admitindo  $m = 8$ .

A função que considera a influência da temperatura,  $g_T$ , é dada por,

$$g_T(T) = e^{6000 \left( \frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right)} \quad (5)$$

em que  $T$  é a temperatura em Kelvin.

A função  $g_\sigma$ , que considera o efeito de confinamento proporcionado pelas tensões de compressão, é uma curva exponencial que foi ajustada no LNEC aos resultados experimentais obtidos por Larive [13] e Clayton [15], sendo utilizada independentemente nas três direções principais de tensão (as expansões estruturais resultantes são, portanto, anisotrópicas).

A Fig. 5 mostra a curva de expansão livre utilizada na simulação numérica até 2023, que tem um valor a longo prazo de  $2500 \times 10^{-6}$ . Os parâmetros da curva foram estimados tendo em conta a informação dos ensaios laboratoriais e utilizando um processo iterativo para ajustar os deslocamentos verticais irreversíveis calculados aos valores observados no topo do pilar.

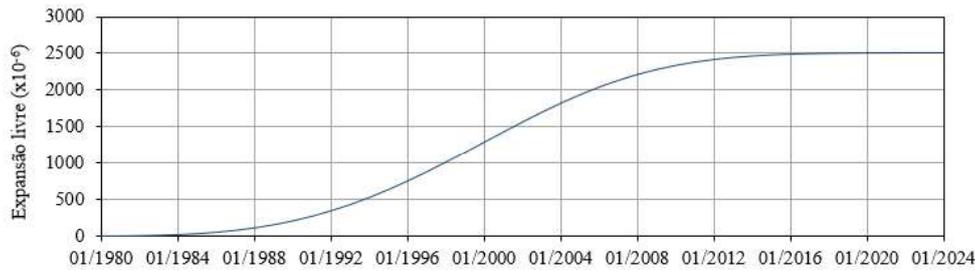


Figura 5. Evolução da expansão livre do betão para a temperatura de referência de 14 °C.

## 2.4 Modelo estrutural

A modelação estrutural foi efetuada com um código de elementos finitos, que está em fase de adiantado desenvolvimento no LNEC [16-19].

O peso próprio do betão foi aplicado instantaneamente, numa fase inicial. A pressão hidrostática foi simulada por forças distribuídas superficiais, aplicadas nas faces exterior e interior do pilar, em função da evolução do nível da albufeira (Fig. 6). Foram ainda consideradas as ações das variações de temperatura e das expansões do betão, que foram calculadas utilizando o modelo térmico e o modelo da ação expansiva, respetivamente. As cargas foram aplicadas considerando uma discretização temporal de duas semanas.

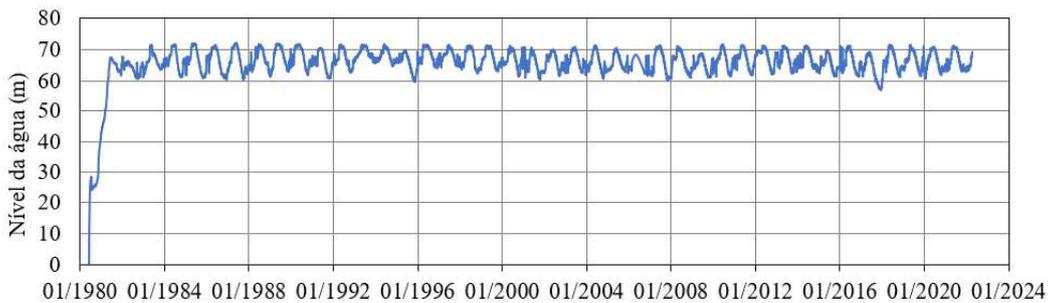


Figura 6. Evolução do nível da albufeira de 1980 a 2022.

A viscoelasticidade do betão foi simulada considerando o modelo de fluência do EC2 (anexo B da prEN 1992-1-1:2021 [20]), em que o coeficiente de fluência, para o instante  $t$  devido a uma tensão aplicada na idade  $t_0$ , é calculado através da seguinte expressão,

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (6)$$

em que a parcela  $\varphi_{bc}$  corresponde à fluência básica e a parcela  $\varphi_{dc}$  corresponde à fluência de secagem. Por razões de eficiência computacional, o coeficiente de fluência é aproximado por uma série de Dirichlet [18], com a forma (7),

$$\varphi(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm}} \sum_{j=1}^n a_j(t_0) [1 - e^{-\alpha(t-t_0)}] \quad (7)$$

Obtém-se desta maneira a função de fluência, que corresponde a um modelo reológico constituído pela associação de um modelo de Hooke e de uma cadeia com  $n$  modelos de Kelvin

$$J(t, t_0) \cong \frac{1}{E_c(t)} + \frac{1}{E_{cm}} \sum_{j=1}^n a_j(t_0) [1 - e^{-\alpha(t-t_0)}] \quad (8)$$

Para o pilar foram considerados três tipos de betão, correspondentes à sapata e às zonas submersa e emersa do pilar, estando os parâmetros do modelo de fluência indicados no Quadro 2.

Quadro2. Parâmetros para determinação das funções de fluência, de acordo com o EC2.

	$E_{cm}$ [GPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$s_c$	$\alpha_{sc}$	RH	$h_n$ [mm]
Sapata	30,47	33	0,5	0	100	2037,4
Pilar (zona submersa)	31,94	38	0,5	0	100	270,8
Pilar (zona emersa)	31,94	38	0,5	0	73	270,8

O comportamento da fundação rochosa foi considerado elástico linear, caracterizado por um módulo de elasticidade de 16 GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2.

Para as armaduras (transversais e longitudinais) admitiu-se um comportamento elasto-plástico perfeito, caracterizado por um módulo de elasticidade de 210 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,2 e uma tensão de cedência de 400 MPa. Foi ainda considerada a depreciação do módulo de elasticidade devido às expansões, tendo em conta a expressão proposta em [22], com base em resultados experimentais (Fig. 8),

$$E = E_0 \frac{B}{\max(\varepsilon_i^{exp}) + B} \quad (9)$$

em que  $E_0$  e  $E$  são os módulos de elasticidade inicial e reduzido (para a expansão definida pelo valor principal máximo  $\varepsilon_i^{exp}$ ), respetivamente, sendo  $B$  um coeficiente de ajustamento, considerado, geralmente, igual a 0,003 [23].

### 3. RESULTADOS

Os campos de humidade relativa no verão e no inverno são apresentados na Fig. 7. Como esperado, nas zonas imersas do pilar a humidade relativa é de 100 % em toda a secção. Nas zonas emersas do pilar, a humidade relativa na face do pilar, no verão, é de cerca 66%, enquanto no inverno é de 85%, o que é coerente com a onda de humidade relativa anual considerada. Existe uma zona do pilar, assinalada na figura, que corresponde à zona de variação do nível de água na albufeira, em que o gradiente de humidade relativa na secção é maior, devido à alteração das condições de fonteira.

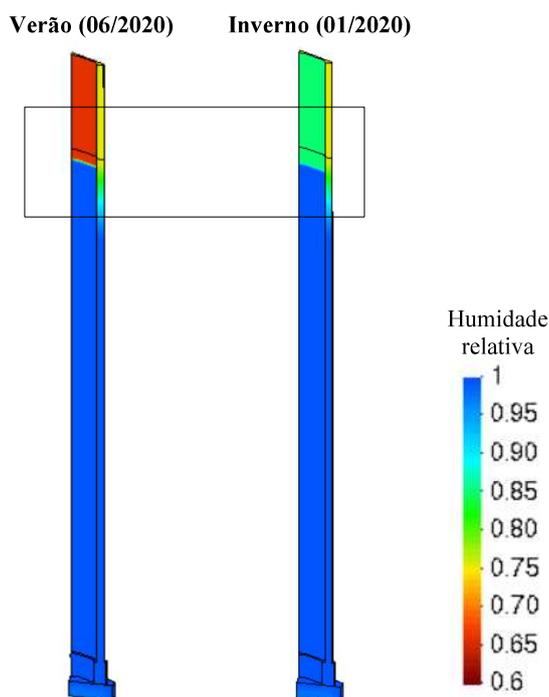


Figura 7. Campos de humidade relativa no pilar, no verão e no inverno.

A Fig. 8 mostra a evolução dos deslocamentos verticais calculados com o modelo, entre 1980 e 2022, bem como os valores obtidos no nivelamento geométrico, em dois locais diferentes sobre o pilar (a montante e a jusante). Os dados de monitorização estão disponíveis apenas desde o final de 2009 até ao final de 2021. Neste período, regista-se uma boa concordância entre os valores calculados e observados. A resposta calculada é também representada no segundo gráfico da Fig. 8, mas os efeitos das ações são representados separadamente, pelo que pode ser avaliado o peso relativo de cada efeito. A resposta elástica devida às cargas permanentes (pesos próprios do pilar e do tabuleiro e pressão hidrostática) é, aproximadamente, 5,5 mm. A amplitude devida às variações térmicas é mais elevada, cerca de 8,5 mm.

Após a década de 1990, a ação de expansão começa a dominar a resposta vertical do pilar, atingindo deslocamento da ordem de 50 mm em 2023.

A Fig. 9 mostra a evolução dos deslocamentos verticais no topo do pilar devido às cargas permanentes (peso próprio do pilar e do tabuleiro e pressão hidrostática) entre 1980 e 2022, com e sem consideração da depreciação do módulo de elasticidade do betão provocada pelas expansões. Verifica-se um aumento dos assentamentos, devido à depreciação do módulo de elasticidade do betão. Refere-se, contudo, que os aumentos calculados são muito reduzidos.

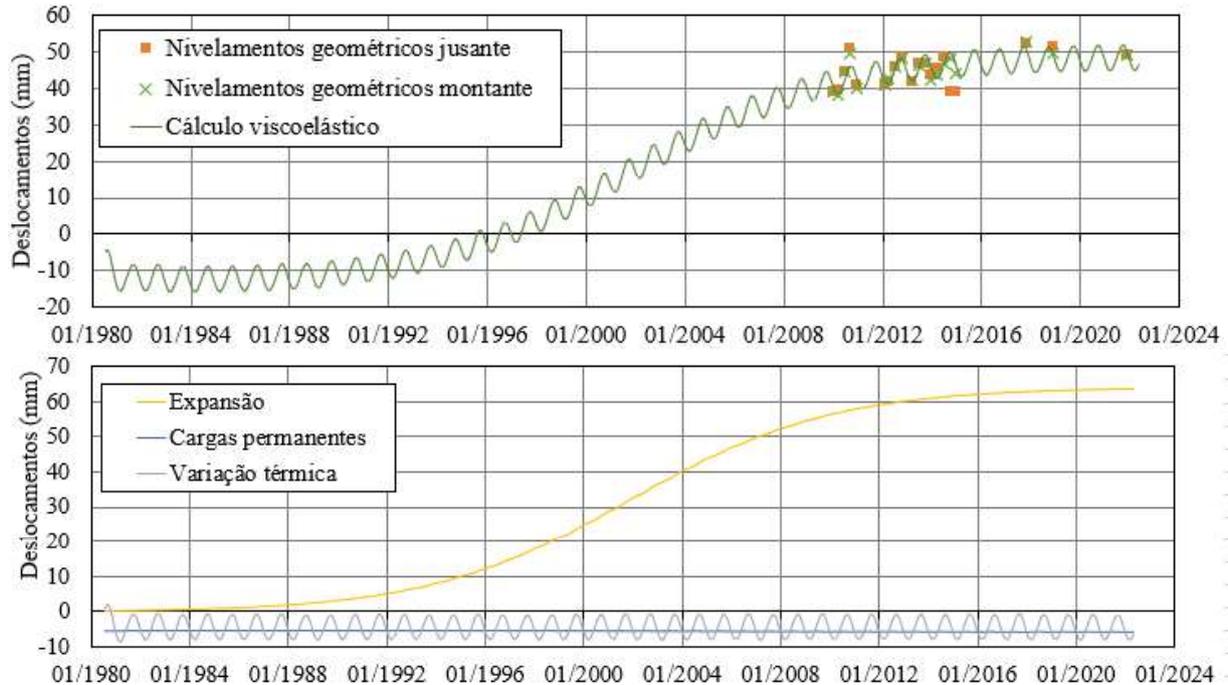


Figura 8. Deslocamentos verticais no topo do pilar, medidos por nivelamento geométrico e calculados com o modelo estrutural.

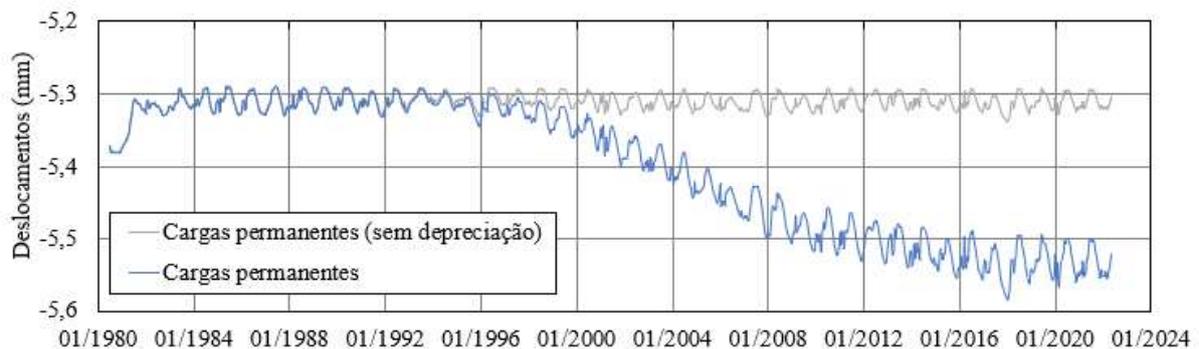


Figura 9. Efeito da depreciação do módulo de elasticidade nos deslocamentos verticais do topo do pilar, devido às ações do peso próprio e da pressão hidrostática.

As expansões estruturais, os campos de tensão e a deformação plástica das armaduras ( $\epsilon^p$ ) são apresentados na Fig. 10. As expansões estruturais mais baixas ocorrem nas zonas emersas do pilar, devido à ausência de humidade. As expansões horizontais mais elevadas verificam-se nas zonas imersas, a cotas mais elevadas, devido à temperatura da água ser mais elevada [5]. Na direção  $xx$  existe mais armadura do que a direção  $yy$ , o que origina compressões mais elevadas na direção  $xx$  e expansões mais elevadas na direção  $yy$  (uma vez que estão menos restringidas). As tensões de compressão verticais no pilar aumentam do topo para a base (devido ao seu peso próprio), sendo, no entanto, mais baixas na sapata, devido às maiores dimensões deste elemento, o que dá origem a expansões verticais mais elevadas na sapata.

Nas armaduras, as tensões de tração mais elevadas ocorrem nas zonas onde as expansões são maiores, nomeadamente nas armaduras horizontais localizadas em zonas imersas da parte superior do pilar, onde as tensões atingem a tensão de cedência do aço (400 MPa), levando à plastificação dos varões. Infelizmente, não existem medições no *in situ* que possam confirmar a cedência dos varões nesta zona do pilar.

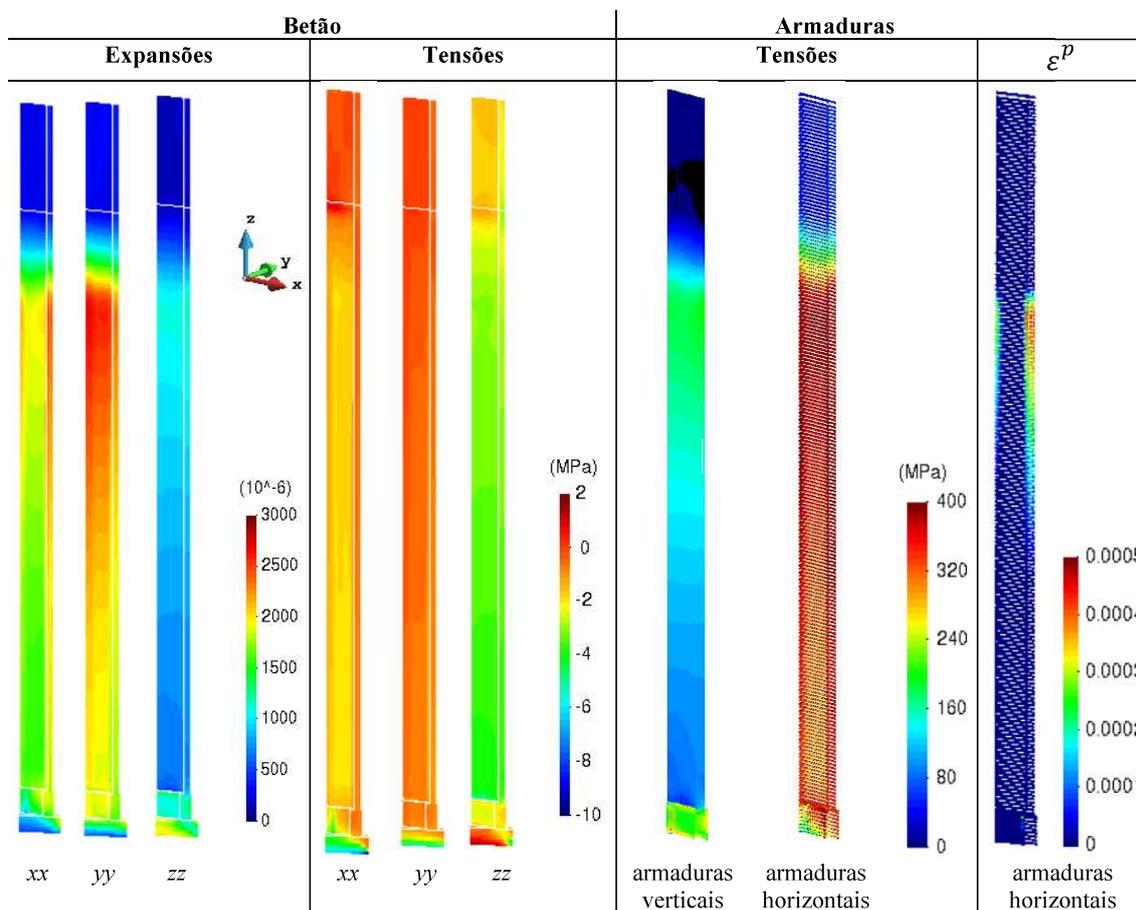


Figura 10. Expansões estruturais no betão e tensões calculadas no betão e nas armaduras.

#### 4. CONCLUSÕES

Apresentaram-se os resultados da modelação e da interpretação dos efeitos das expansões num pilar de betão armado da ponte da Foz Dão.

Relativamente ao estudo anterior [5], foram realizados vários melhoramentos na modelação, nomeadamente:

- i) Para ter em conta a influência da humidade relativa na evolução das expansões livres, foi desenvolvido um modelo higrométrico para calcular o campo de humidades no pilar, tendo-se verificado, relativamente ao estudo anterior, diferenças muito relevantes nos campos de expansão calculados, nomeadamente nas zonas emersas e nas zonas de variação do nível da albufeira;
- ii) Foi considerado o comportamento elasto-plástico das armaduras, permitindo assim a identificação de armaduras em cedência;
- iii) Foi considerada a depreciação do módulo de elasticidade devida às expansões, mas verificou-se que a influência deste fator no campo de deslocamentos é pouco relevante, já que esse campo é dominado pelas deformações impostas; as compressões máximas calculadas com o presente modelo são ligeiramente menores que as obtidas com o modelo anterior (cerca de 5%);
- iv) Passou a ser usada a função de fluência preconizada no EC2, que é mais adequada para o betão utilizado no pilar da ponte.

Os deslocamentos verticais medidos por nivelamento e calculados mostraram uma boa concordância, mas refere-se que os dados de monitorização só estão disponíveis nos últimos 15 anos. Verificou-se que as expansões estruturais são muito dependentes dos efeitos de confinamento devidos às armaduras e às compressões verticais devidas ao peso próprio. Na faixa superior imersa do pilar, a análise indica a cedência das armaduras horizontais, nas zonas onde as expansões estruturais calculadas são mais elevadas (junto aos cantos do pilar).

Num horizonte de muito curto prazo pretende-se interpretar a fendilhação vertical existente na parte inferior do pilar e a fendilhação difusa existente na sapata, considerando um modelo de dano para simular o comportamento não-linear do betão em tração.

## REFERÊNCIAS

- [1] Rodrigues, T.; Pereira, A.R.; Costa, A. (2022) Reinforcement and replacement interventions in some bridges located on Aguieira dam road network. 16<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR 2020-2022), Lisboa, pp. 1397-1409.
- [2] LNEC (Custódio, J.; Silva, A. S.). (2016). Ensaio de diagnóstico da reatividade álcalis-agregado do betão da Ponte sobre a Foz do Rio Dão - relatório final. Relatório 2016-153, LNEC, Lisboa.
- [3] Xu, M.; Santos, L.O. (2023). Assessment of a damaged bridge based on modal identification from ambient vibration tests. Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES 2023), Milão, Itália.
- [4] Xu, Min; Lima, J. N.; Santos, L.O. (2021). Identificação dos efeitos das reações expansivas do betão em pilares através de nivelamentos geométricos. Reabilitar e Betão Estrutural 2020, Lisboa.
- [5] Santos, C.; Nuzzo, M.; Figueiredo Dias, I.; Xu, M.; Oliveira Santos, L; Batista, A. L. (2024). Swelling effects in a reinforced concrete pier of Foz Dão bridge (Portugal). First approach for modeling and behavior interpretation. Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR 2024). RILEM Bookseries, vol 50. Springer.
- [6] Jochyms, T. et al. (2024). Results and learnings of 15 years management of 25 bridges with precast beams affected by delayed ettringite formation. Proceedings of the 17<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR 2024). RILEM Bookseries, vol 50. Springer.
- [7] Bardou, N. (2018). Management of highway bridges affected by delayed ettringite formation pathology. Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, 974-983.
- [8] Lahdensivu, J.; Köliö, A.; Husaini, D. (2018). Alkali-silica reaction in Southern-Finland's bridges. Case Studies in Construction Materials, Volume 8, Pages 469-475, ISSN 2214-5095, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2018.03.006>.
- [9] Brouxel, M.; Segent, G.; Jeanjean, Y.; & Godart, B. (2016). 25 Year management of 253 bridges potentially affected by AAR. 15<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete.
- [10] Lindgård, J.; Johannes Wigum, B.; Haugeen, M.; & Skjølsvold, O. (2005). Field experience from investigation of more than 100 Norwegian bridges with respect to Alkali Aggregate Reactions.
- [11] LNEC (Leitão, N.) (2012). Análise térmica das barragens de betão – Ações térmicas ambientais. Relatório 185/2012, LNEC, Lisboa.
- [12] Clima.Today (2024). Clima em Santa Comba Dão, Viseu. <https://www.clima.today/PT/Viseu/Santa-Comba-Dao/>
- [13] Larive, C. (1997). Apports combinés de l'expérimentation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. PhD thesis, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

- [14] Poole, A.B. (1992). Alkali-silica reactivity mechanisms of gel formation and expansion. 9<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, ICAAR, Londres, Reino Unido.
- [15] Clayton, N.; Currie, R.J.; Moss, R.M. (1990). The effects of alkali-silica reaction on the strength of prestressed concrete beams. *The Structural Engineer*, 68, N. 15, pp. 287-292.
- [16] Batista, A.L. (1998). *Análise do comportamento ao longo do tempo de barragens abóbada*. Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- [17] Oliveira, S. (2000). *Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- [18] Piteira Gomes, J. (2007). *Modelação do comportamento estrutural de barragens de betão sujeitas a reações expansivas*. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [19] Dias, I. F.; Oliver, J.; Huespe, A. E. (2012). Strain injection techniques in numerical modeling of propagating material failure. Monograph CIMNE M134. International Center for Numerical Methods in Engineering, Barcelona.
- [20] CEN (2021). Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules — Rules for buildings, bridges and civil engineering structures, prEN 1992-1-1:2021. Comité Européen de Normalisation.
- [21] Bazant, Z. P.; Wu, S. T. (1973). Dirichlet series creep functions for aging concrete. *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 99(EM2), 367–387.
- [22] Pan, J.; Feng, Y.T.; Jin, F.; Zhang, C. (2013). Numerical prediction of swelling in concrete dams affected by alkali-aggregate reaction. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17:4, p. 231-247, doi: 10.1080/19648189.2013.771112.
- [23] Capra, B.; Sellier, A. (2003). Orthotropic modelling of alkali-aggregate reaction in concrete structures: numerical simulations. *Mechanics of Materials*, 35, p. 817-830.