

Inspecção, monitorização e avaliação de segurança da Ponte de N. S. da Guia



Mário Pimentel¹



José Santos²



**Joaquim
Figueiras³**

RESUMO

Com o envelhecimento do cada vez mais extenso e mais solicitado parque de obras de arte, e num cenário de recursos escassos para a sua manutenção e reabilitação, torna-se cada vez mais relevante a aplicação de metodologias que permitam avaliar de forma realista a capacidade de carga e o desempenho em condições de serviço da infra-estrutura existente. Para além da adopção de formatos de segurança específicos para a análise de estruturas existentes, a tomada de decisão conducente a uma eventual operação de reabilitação deve ser fundamentada em modelos realistas do comportamento estrutural. Neste trabalho apresenta-se o caso da ponte de N. S. da Guia em Ponte de Lima, ilustrando-se a metodologia adoptada para efectuar a avaliação de segurança de uma ponte rodoviária existente. Trata-se de uma ponte em betão armado e pré-esforçado, com uma secção transversal em caixão bicelular e com um comprimento total de 250m. A ponte, com cerca de 30 anos, apresenta uma série de patologias relacionadas com a fissuração do tabuleiro. No artigo descrevem-se sucintamente a inspecção detalhada que foi efectuada ao tabuleiro, os principais resultados do ensaio de carga realizado e ainda os resultados das análises efectuadas com vista a aferir da segurança da ponte e das causas para a fissuração observada. É ainda sugerido um reforço com pré-esforço exterior, visando repor a compressão no tabuleiro que garante a inexistência de fissuras em condições normais de funcionamento.

PALAVRAS-CHAVE

Análise de pontes existentes, análise não linear, betão pré-esforçado, ensaio de carga, inspecção visual, avaliação de segurança

¹ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Labest – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, R. Dr. Roberto Frias s/n, 4200-465, Porto, Portugal. mjsp@fe.up.pt

² Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Labest – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, R. Dr. Roberto Frias s/n, 4200-465, Porto, Portugal. jmmns@fe.up.pt

³ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Labest – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, R. Dr. Roberto Frias s/n, 4200-465, Porto, Portugal. jafig@fe.up.pt

1. INTRODUÇÃO

A Ponte de N. S. da Guia sobre o rio Lima (Fig. 1) é uma ponte pré-esforçada com secção transversal em caixão bicelular e com um comprimento total de 250m dividido por 5 vãos de $38 + 3 \times 58 + 38$ m. A altura da secção transversal varia de forma parabólica entre 1.45m a meio dos vãos e 2.90m sobre os pilares (Fig. 2), resultando numa esbelteza do tabuleiro compreendida entre $L/40$ e $L/20$. O tabuleiro tem uma largura total de 11.84m (12.6 com vigas de bordadura), suporta uma faixa de rodagem com duas vias de circulação e está apoiado em aparelhos de apoio em neoprene cintado sobre os pilares e em aparelhos de apoio com teflon nos encontros. Os pilares são em betão levemente armado.



Figura 1. Vista geral da ponte.

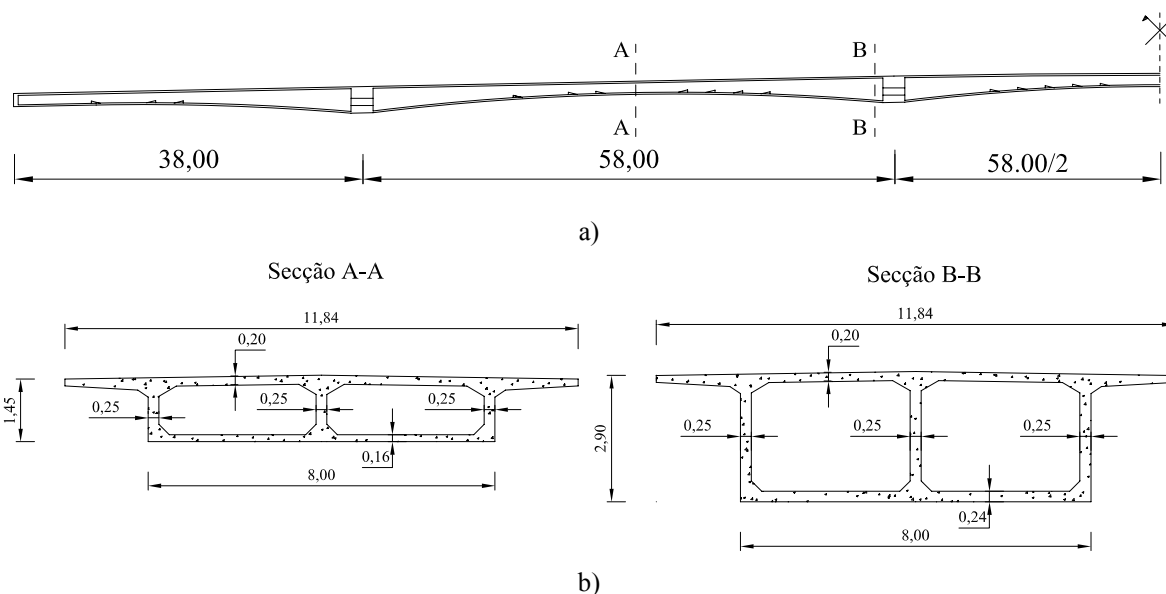


Figura 2. Geometria da ponte: a) corte longitudinal do tabuleiro; b) secções transversais tipo.

Da autoria do Prof. Correia de Araújo, a Ponte de N. S. Guia foi das primeiras ponte a serem projectadas e construídas em Portugal através da técnica de avanços sucessivos. Apesar de o projecto original datar de Janeiro de 1973, a construção iniciou-se apenas em 1978 tendo sido aberta ao tráfego em 1980. Ainda antes da entrada em funcionamento da obra foi detectada fendilhação longitudinal na face inferior da laje superior. A causa principal desta fendilhação deveu-se a um lapso numérico nos cálculos do projecto que se reflectiu numa insuficiente quantidade de armadura transversal na face inferior da laje superior. Desde logo foram tomadas várias medidas, começando pela limitação do tráfego na ponte, proposta de soluções de reforço (que por diversos motivos nunca vieram a ser concretizados) e posteriormente, após realização de um ensaio de carga (Agosto de 1983), autorização da passagem a todo o tipo de tráfego.

A fendilhação longitudinal da laje superior tem vindo a ser observada desde então e, apesar da reduzida percentagem de armadura, permanece estabilizada, mesmo após 28 anos em serviço. Em 1999, no âmbito de um projecto de investigação conduzido pelo Labest/FEUP, uma região da laje foi reforçada com laminados de carbono (CFRP). Recentemente (Fevereiro de 2005), durante uma visita de rotina destinada a avaliar a eficiência do sistema de reforço experimental, várias fissuras foram observadas nas almas do caixão. Esta fissuração não tinha sido reportada em inspecções prévias. Foi então adjudicado ao Labest um programa de trabalhos consistindo na inspecção detalhada do tabuleiro, realização de um ensaio de carga e avaliação de segurança do tabuleiro.

2. INSPECÇÃO

Foi efectuada uma detalhada campanha de inspecção visual tanto pelo interior como pelo exterior do caixão permitindo o mapeamento exaustivo da fissuração e outras anomalias do tabuleiro. Foram também avaliados o teor em cloretos e a profundidade de carbonatação do betão, tendo-se concluído que o betão está em boas condições. Dos provetes recolhidos e ensaiados em laboratório, foi determinada uma resistência média à compressão do betão e as tensões de cedência e de rotura das armaduras ordinárias. A conformidade da disposição das armaduras ordinárias com os desenhos de projecto foi verificada, por amostragem, com um aparelho HILTI Ferrosan PS200.

2.1 Padrões de fendilhação

Foram identificados padrões consistentes de fendilhação nas almas e na laje inferior do tabuleiro, exibindo simetria tanto longitudinal como transversal. Em geral, e com a excepção da laje superior, as fissuras são visíveis em ambas as faces do elemento em que ocorrem. Nas almas as fissuras são geralmente inclinadas com aberturas de cerca de 0.2/0.3mm (Fig. 3). Algumas destas fissuras ocorrem apenas junto às ancoragens dos cabos consola enquanto outras têm continuidade com a laje inferior.

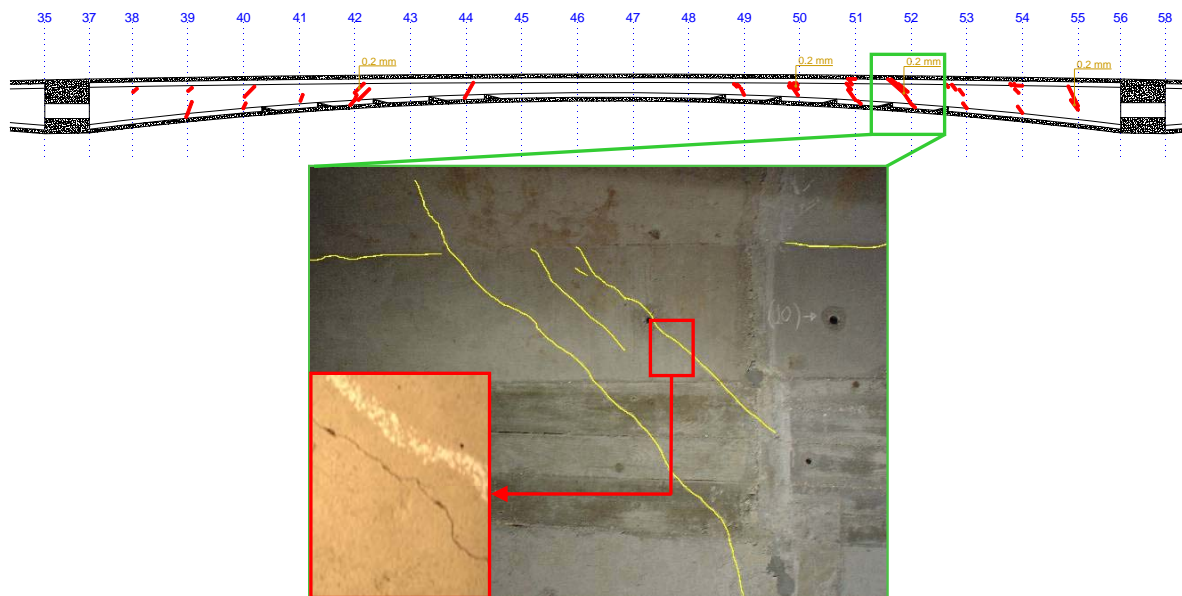


Figura 3. Fissuração típica das almas.

Na laje inferior as fissuras têm geralmente uma orientação transversal e ocorrem principalmente no segundo e quarto (simétrico do segundo) vãos. Um padrão de fissuração poligonal é também observado na vizinhança das ancoragens dos cabos de continuidade alojados na laje inferior. Na Fig. 4 apresenta-se uma planta da laje inferior e duas vistas (interior e exterior) com algumas das fissuras observadas.

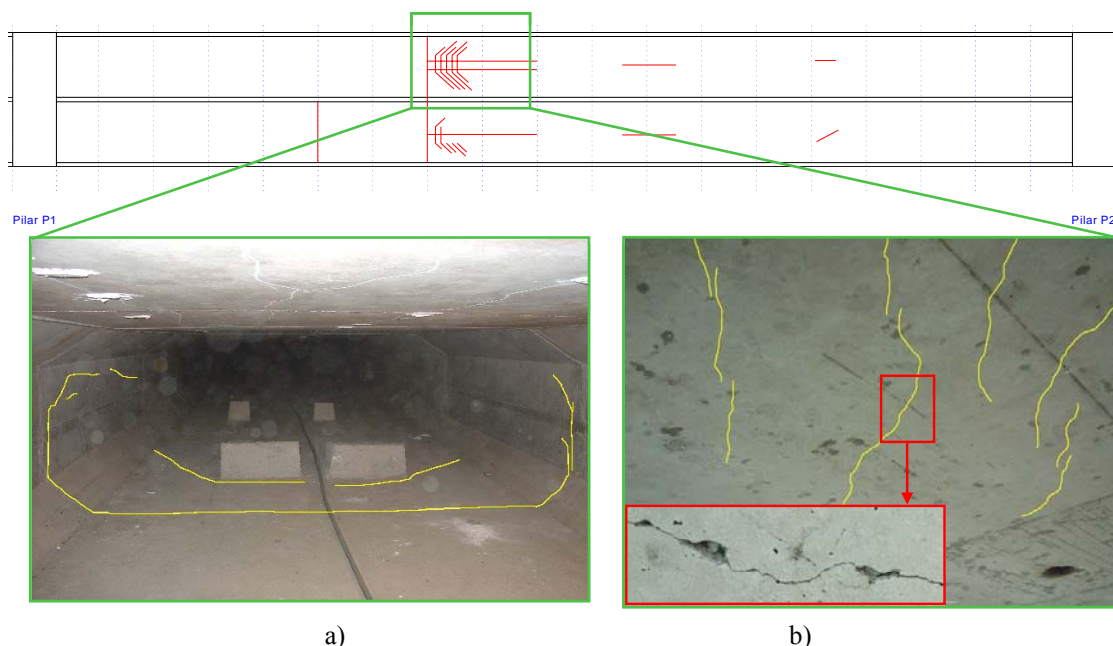


Figura 4. Fissuração típica da laje inferior: a) vista do interior do caixão (face superior da laje); b) vista do exterior (face inferior da laje).

2.2 Sinais de corrosão

Para além de alguns sinais menores de corrosão em zonas muito localizadas, principalmente relacionados com problemas de drenagem do tabuleiro, e de alguns estribos com recobrimento inadequado, a principal preocupação prende-se com o estado de conservação dos cabos de pré-esforço embebidos no betão. Os furos que permitiram a ancoragem do carrinho de avanços ao tabuleiro não foram preenchidos com betão e, em alguns deles, é possível visualizar as bainhas metálicas dos cabos de continuidade inferiores com sinais evidentes de corrosão (Fig. 5). Por outro lado, é sabido que, à data em que a ponte foi construída, a injeção das bainhas era de execução problemática, sendo muitas vezes adicionada água em excesso para obter a fluidez necessária para a calda de injeção. O estado dos cabos de pré-esforço inferior é, à presente data, desconhecido, suscitando alguma reserva.



Figura 5. Bainha de pré-esforço exposta com sinais de corrosão.

3. ENSAIO DE CARGA

Foi realizado um ensaio de carga com o intuito de avaliar a linearidade da resposta da estrutura e a actividade das fissuras sob acção de cargas moderadas e para validar modelos numéricos da ponte. Foram usados 4 camiões de 26 toneladas, induzindo um nível de solicitação equivalente ao da combinação frequente do EC1 e superior ao da combinação frequente do RSAEP. Foram medidas flechas a meio de todos os vãos, rotações nos encontros e sobre os pilares, variações de aberturas de fendas e extensões médias em algumas secções do tabuleiro. Foram traçadas linhas de influência de todas as grandezas usando um par de camiões a percorrer a ponte a velocidades baixas, assim como foram registadas medições com os veículos numa série de posições estáticas sobre o tabuleiro.

No que diz respeito às grandezas globais, tais como deslocamentos e rotações, a resposta da ponte foi linear e pôde ser devidamente reproduzida com um modelo de barras elástico linear (Fig. 6 a)). As fissuras evidenciaram movimentos de abertura e fecho em torno do estado descarregado. Nas almas, as fissuras mais activas foram as que têm continuidade com a laje inferior. A máxima variação de abertura de fendas, obtidas com dois camiões de 26 toneladas em marcha lenta (solicitação induzida equivalente a cerca de metade da combinação frequente do EC1) foi de $\Delta w = 0.085\text{mm}$ nas almas e de $\Delta w = 0.12\text{mm}$ na laje inferior (Fig. 6 b)). Uma descrição mais detalhada dos resultados do ensaio de carga pode ser encontrada em [1, 2].

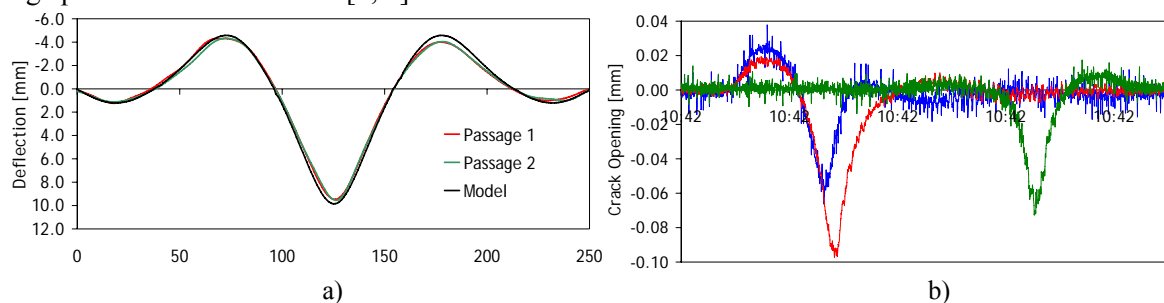


Figura 6. Linhas de influência experimentais obtidas com 2 camiões de 26 toneladas em marcha lenta: a) deslocamento a meio do 3º vão; b) variação da abertura das fendas na laje inferior.

Foi também medida a variação da abertura de fendas durante 4 dias sob acção das variações de temperatura [2], tendo sido observada uma excelente correlação entre aos movimentos das fissuras e a variação diferencial de temperatura no tabuleiro.

4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA

4.1 Dados disponíveis e análise do projecto

Foram facultados por parte do dono de obra as peças desenhadas e escritas do projecto original, assim como o livro de obra onde estão registadas a maior parte das datas relevantes do processo construtivo (embora com algumas lacunas), os resultados dos ensaios do betão, etc. Da análise do livro de obra ficou patente que o faseamento construtivo efectivamente adoptado não foi igual ao que foi assumido no projecto. Relativamente aos materiais empregues foi efectuada a caracterização do aço das armaduras ordinárias e do betão, conforme mencionado atrás, mas não foram extraídas amostras de cordões de pré-esforço. A caracterização do tipo de aço e de cordões de pré-esforço utilizados também não é referida nos desenhos que restam do projecto de aplicação de pré-esforço.

A ponte foi dimensionada de acordo com o método das tensões admissíveis e a força de pré-esforço foi determinada de forma a garantir a descompressão sob uma combinação de acções semelhante à actual combinação rara do RSAEP. Como consequência, e de acordo com a prática corrente, a quantidade de armadura ordinária longitudinal é baixa. Na laje inferior existem apenas duas camadas de $\phi 10/0.15\text{m}$ ao longo de toda a extensão da ponte. Na laje superior esta armadura é ainda menor, consistindo em duas camadas de $\phi 10/0.25\text{m}$. No que diz respeito aos estribos, consistem de 2 ramos de $\phi 12/0.15\text{m}$ ($\rho_w = 0.6\%$). A redistribuição de esforços provocada pela acção dos efeitos diferidos foi tida em consideração no cálculo dos esforços, tendo sido obtido um acréscimo a longo prazo de aproximadamente 0.7MPa no betão nas fibras inferiores das secções de meio vão, valor que parece reduzido face aos valores comumente obtidos em obras deste género. No que diz respeito ao pré-esforço, o projecto original apenas especifica a força requerida a tempo infinito na laje superior e na laje inferior. A pormenorização do traçado e o cálculo das forças de puxe foram deixados à responsabilidade do adjudicatário. Do projecto de aplicação de pré-esforço apenas restam 3 desenhos correspondentes às aduelas de fecho do 2º, 3º e 4º vãos, contendo no entanto uma tabela com a listagem de todos os cabos utilizados na ponte. Importa ainda referir que, mesmo no projecto de aplicação de pré-esforço, não parece ter sido dada atenção à necessidade dos cabos de continuidade

inferiores ancorados a meio da laje terem de ser prolongados para ter em atenção a difusão da força de pré-esforço para as almas [2].

4.2 Análise elástica

Foi efectuada uma análise elástica com recurso ao programa DIANA 9.2 e a um modelo de elementos finitos de barra, devidamente calibrado com os resultados do ensaio de carga. A maior dificuldade prendeu-se com a definição do traçado dos cabos de pré-esforço. Da informação disponível nos 3 desenhos do projecto de aplicação de pré-esforço, da análise da posição das ancoragens que são visíveis e partindo do pressuposto que as forças de pré-esforço requeridas no projecto original foram cumpridas, chegou-se a um traçado possível para os cabos. Na Fig. 7 apresenta-se um alçado do modelo de barras com os cabos e o diagrama com as tensões nas fibras inferior e superior da secção devidas à componente isostática do pré-esforço. As linhas mais grossas referem-se aos valores obtidos com as forças previstas no projecto original e as linhas mais finas são as tensões calculadas com o traçado adoptado para os cabos. Relativamente ao aço de pré-esforço, considerou-se terem sido adoptados cordões de 0.5'' e um aço do tipo $A_p1590/1770$. Considerando uma tensão de puxe a $0.75f_{puk}$ e cerca de 30% de perdas totais, chega-se à estimativa de $\sigma_{p\infty}=900\text{MPa}$ que foi usada para a tensão de pré-esforço a tempo infinito. A concordância entre as tensões previstas no projecto original e as tensões obtidas é satisfatória, o que parece confirmar as hipóteses adoptadas.

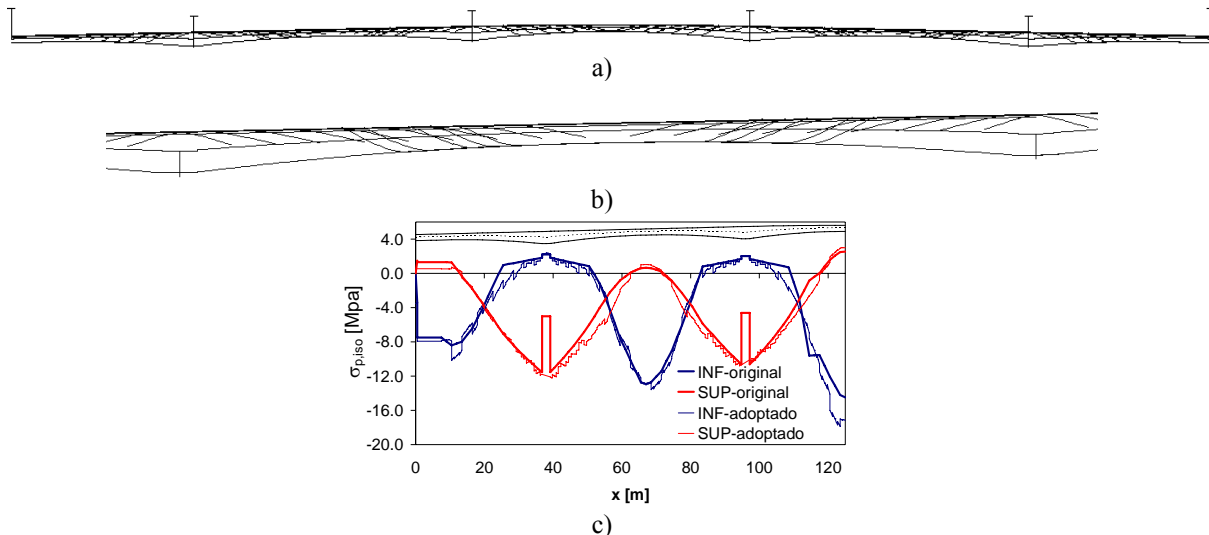


Figura 7. Modelo de elementos finitos com o traçado adoptado para os cabos: a) vista geral; b) vista do 2º vão; c) diagrama com a as tensões isostáticas devidas ao pré-esforço calculadas a partir das forças previstas no projecto original e calculadas a partir do modelo.

Na Fig. 8a) estão representadas as envolventes de momentos correspondentes à combinação rara (sem a componente isostática do pré-esforço), sendo efectuada uma comparação entre os esforços previstos no projecto original e os esforços calculados no âmbito deste trabalho. A diferença entre os dois diagramas fica-se essencialmente a dever aos diferentes faseamentos construtivos e à diferente redistribuição de esforços por fluência considerados nas duas análises. A discrepância entre as duas envolventes é maior no 2º e 4º vãos, sendo responsável por uma diferença na ordem dos 2MPa nas tensões na fibra inferior das secções de meio vão.

Na Fig. 8b) estão representadas as tensões máximas na fibra inferior da secção transversal para as combinações de serviço. Verifica-se que o estado limite de descompressão não é verificado para a combinação rara, contrariamente ao assumido no projecto. Na região onde os cabos de continuidade inferiores são ancorados, nomeadamente no 2º e 4º vãos, calcularam-se tensões muito próximas da descompressão mesmo nas combinações frequente e quase-permanente.

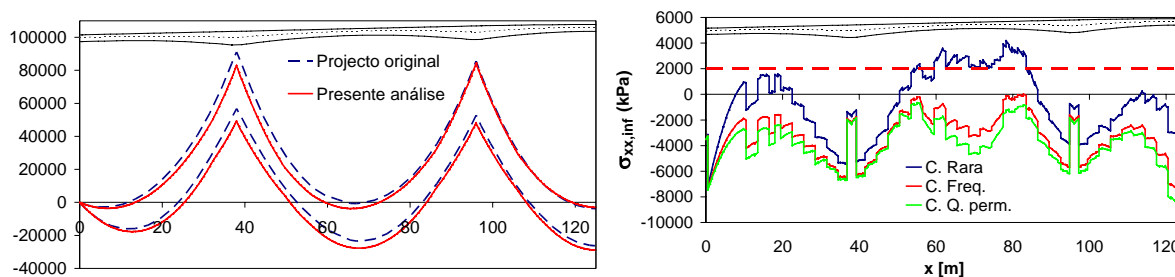


Figura 8. a) Momentos flectores para a combinação rara (sem o momento isostático do pré-esforço); b) Tensões máximas na fibra inferior da secção transversal nas combinações de serviço.

No que diz respeito à resistência última à flexão, as envolventes de momentos flectores actuantes (sem o efeito da temperatura) e resistentes de cálculo estão representadas na Fig. 9. Não contabilizando a parcela correspondente à variação diferencial da temperatura, a segurança pode dar-se por verificada. No que diz respeito ao esforço transversal e momento torsor, a segurança é igualmente verificada e não é aqui apresentada por motivos de extensão do artigo.

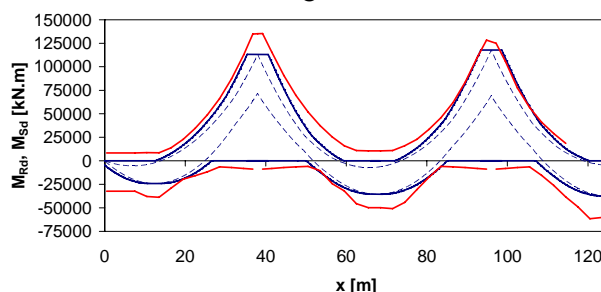


Figura 9. Envolventes de esforços actuantes e resistentes correspondentes ao estado limite último de flexão.

Com base nesta análise pode-se concluir que o pré-esforço previsto não é suficiente para garantir a descompressão do tabuleiro na combinação rara de acções, ao contrário do assumido em fase de projecto. Os cálculos efectuados parecem indicar que parte da fissuração observada estará relacionada com a mudança de faseamento construtivo em relação ao previsto no projecto original, associada a uma subestimação da redistribuição de esforços devida aos efeitos diferidos. Uma análise mais rigorosa do processo construtivo, tendo em conta as datas constantes do livro de obra e a variabilidade das propriedades reológicas do betão poderá ajudar a esclarecer este aspecto. Para o efeito, o conhecimento do traçado real dos cabos de pré-esforço será essencial, assim como o tipo de aço de pré-esforço utilizado. Com base nos resultados anteriores, não é possível, no entanto, excluir que a ocorrência de perdas de pré-esforço maiores do que as previstas, ou mesmo que a corrosão parcial dos cabos de continuidade inferiores, não sejam também em parte responsáveis pela fissuração observada no tabuleiro.

4.3 Análise não linear

Foi efectuada uma modelação não linear da ponte usando o programa DIANA9.2 com vista a esclarecer e a tentar reproduzir padrão de fendilhação observado na laje inferior e nas almas e também para avaliar a segurança da estrutura num cenário de corrosão dos cabos de pré-esforço inferiores. Para o efeito foram utilizados dois modelos distintos, o modelo global da ponte (Fig. 7) em elementos de viga de Timoshenko com a secção transversal discretizada em camadas (o mesmo que foi usado na análise elástica) e um detalhado modelo 3D de meio vão da ponte (Fig. 10). Os modelos constitutivos adoptados têm sido utilizados com sucesso na reprodução do comportamento de estruturas em betão armado e/ou pré-esforçado, quer à escala laboratorial quer à escala real, remetendo-se para as referências [3, 4, 5] a sua descrição mais detalhada.

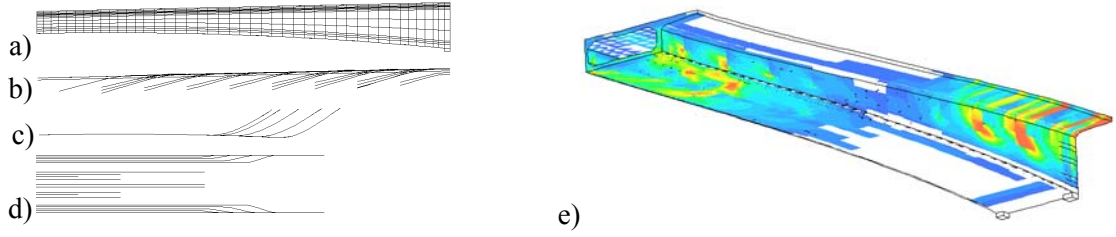


Figura 10. Modelo 3D de meio vão da ponte: a) Alçado; b) alçado dos cabos consola; c) alçado dos cabos de continuidade inferiores; d) planta dos cabos de continuidade inferiores; e) vista do modelo 3D na rotura e respectivos mapas de fissuração.

4.3.1 Reprodução do padrão de fissuração observado

As análises efectuadas indicam que o padrão de fissuração observado na laje inferior, adicionalmente às causas apontadas em 4.2, também é motivado pela ancoragem dos cabos de continuidade inferiores numa zona onde as compressões são reduzidas, não sendo suficientes para contrariar as tracções localizadas que surgem atrás da ancoragem. Os resultados indicam que os cabos foram interrompidos prematuramente, tal como já havia sido sugerido em 4.1. A análise revelou ainda que é possível obter uma resposta linear para cargas moderadas mesmo com fissuração da laje inferior. A não linearidade manifesta-se quando as fendas se propagam para as almas [2]. As fendas nas almas, sem continuidade com laje inferior, também foram observadas no modelo, mas apenas quando não se considerou o faseamento construtivo. Estas fendas poderão ser originadas pelas deformações diferidas que ocorrem na região das ancoragens. A inexistência de armadura ordinária de reforço a atravessar as juntas de betonagem das aduelas contribuirá para as aberturas de fendas que foram observadas.

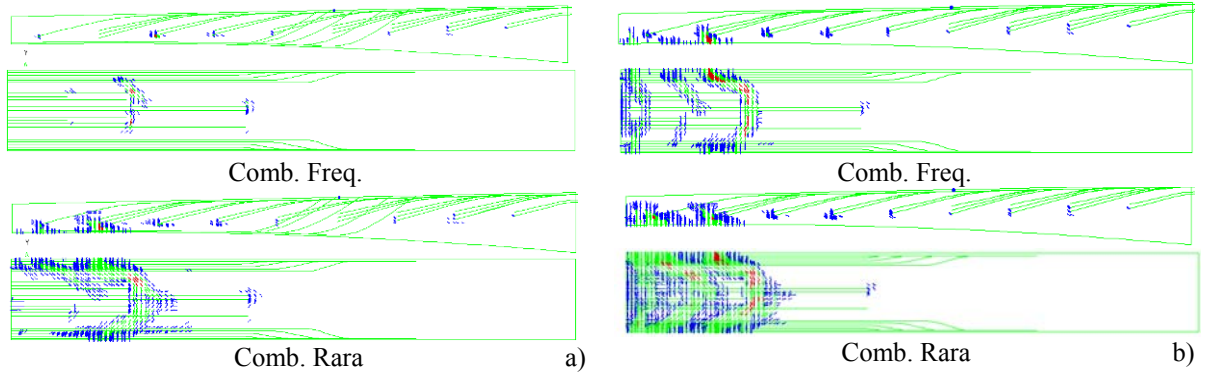


Figura 11. Padrões de fissuração calculados na combinação frequente e na combinação rara: a) Todo o pré-esforço activo; b) 50% de perda de secção nos cabos inferiores.

4.3.2 Análise à rotura

No presente trabalho adoptou-se um formato de segurança simplificado, de base determinística, e adaptado às especificidades da análise não linear de estruturas. As propriedades dos materiais foram definidas pelo seu valor médio. As cargas foram aplicadas de forma sequencial: num primeiro instante foram aplicados simultaneamente as cargas permanentes G_k , o pré-esforço P_∞ e o valor de combinação da variação diferencial de temperatura $\psi_0 \Delta T_k$; em seguida a sobrecarga rodoviária Q_k foi incrementada até atingir o valor $\gamma_Q/\gamma_G \cdot Q_k$, onde γ_Q e γ_G são os factores parciais de segurança para as acções permanentes e para as acções variáveis, respectivamente; finalmente, as cargas correspondentes a $G_k + \gamma_Q/\gamma_G \cdot Q_k$ foram incrementadas até à rotura. A carga total aplicada seguindo este procedimento vem dada pela expressão (1),

$$G_k + P_\infty + \psi_0 \Delta T_k + \frac{\gamma_Q}{\gamma_G} Q_k + (LF - 1) \left(G_k + \frac{\gamma_Q}{\gamma_G} Q_k \right) \quad ; \quad LF_{req} = \gamma_G * \gamma_M * f_m / f_k \quad (1)$$

onde LF é o factor de carga que corresponde ao número de vezes que $G_k + \gamma_Q/\gamma_G \cdot Q_k$ está aplicada à estrutura. De forma a atender à variabilidade das acções e das propriedades dos materiais, a segurança considera-se satisfeita desde que o factor de carga na rotura, LF_u , seja igual ou superior ao factor de carga requerido, LF_{req} (também definido em (1)), onde γ_M é o coeficiente parcial de segurança relativo

à resistência do material que condiciona a rotura e f_m/f_y é a razão entre o respectivos valores médios e característico da resistência.

Em [2], através de uma análise à rotura com o modelo de elementos finitos 3D (Fig 10 e)), verificou-se que a rotura por esforço transverso é passível de ocorrer muito após a cedência dos estribos e com a rotação e esmagamento das bielas de compressão para um factor de carga acima de $LF=2.6$. Neste artigo, a segurança da estrutura foi avaliada recorrendo a um modelo de barras que apenas reproduz o comportamento não linear à flexão. O controlo da resistência ao esforço transverso foi adicionalmente avaliado através do método preconizado do Eurocódigo 2. Foram considerados dois cenários: no primeiro considerou-se que todo o pré-esforço está em boas condições e um segundo em que se considerou a perda de 50% da secção dos cabos de continuidade inferiores. Nas análises efectuadas considerou-se que a rotura da estrutura ocorre quando a extensão total da armadura de pré-esforço atinge $\varepsilon_{up}=1.5\%$ ou quando a extensão no betão atinge $\varepsilon_{uc}=0.35\%$. Foi considerada uma distribuição da sobrecarga rodoviária conforme indicada na Fig. 12. Na Fig. 13 estão representadas as curvas carga deslocamento obtidas. Dado que a rotura foi sempre motivada pelo esgotamento da capacidade de deformação do aço de pré-esforço, o factor de carga requerido para satisfazer a segurança vale, de acordo com a eq.(2), $LF_{req}=1.35*1.15*1.1=1.71$. Na figura representa-se ainda, através de uma linha a cinzento, o factor de carga que conduz à rotura por cedência dos estribos segundo o Eurocódigo 2 (usando $\cotg\theta=2.0$). Verifica-se que, de acordo com o formato de segurança adoptado, mesmo admitindo um severo cenário de perda de secção dos cabos inferiores, a segurança é satisfeita. Para a verificação de segurança ficar completa outros casos de carga deveriam ser considerados, nomeadamente a colocação da sobrecarga rodoviária de forma a maximizar os momentos flectores nas regiões onde os cabos de continuidade são ancorados.



Figura 12. Configuração de sobrecarga rodoviária adoptada na análise não linear.

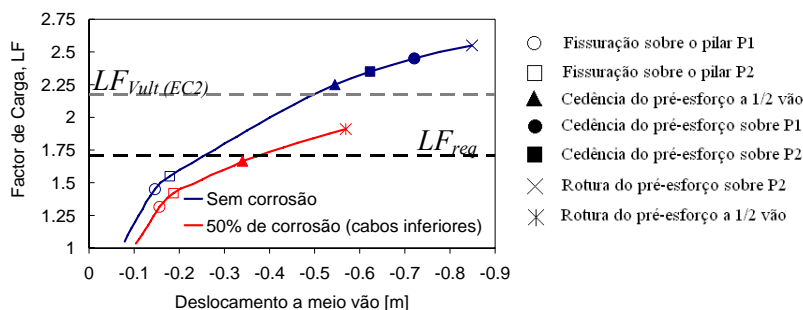


Figura 13. Diagrama factor de carga v.s. deslocamento a 1/2 vão.

5. CENÁRIO DE REFORÇO COM PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR

Apesar da segurança aos estados limites últimos parecer estar satisfeita, a durabilidade da ponte é afectada pela fissuração observada. Fruto do conhecimento da época em que foi projectada, a armadura ordinária existente é insuficiente para controlar a abertura de fendas a valores aceitáveis. Por outro lado, dada a actividade medida das fissuras e dados os indícios encontrados parecerem apontar para um cenário de corrosão em curso dos cabos de pré-esforço, é de temer que os efeitos das acções repetidas possam provocar problemas de fadiga nas armaduras de pré-esforço. Uma quantificação precisa deste efeito é difícil, pois apesar de terem sido medidas variações da abertura de fendas, a amplitude de tensão nos cordões é muito dependente do comprimento de aderência mobilizado, sendo sabido que pequenas variações no espectro de amplitudes de tensão conduzem a enormes variações no cálculo da vida útil. Por outro lado, a determinação das amplitudes de tensão através de um cálculo em secção fendilhada depende da força útil de pré-esforço instalada, que é também desconhecida. Uma

análise paramétrica está actualmente em curso para procurar determinar a sensibilidade da estrutura aos efeitos da fadiga. Das considerações anteriores resulta prudente repor o estado limite de descompressão para a combinação frequente de acções. Para o efeito foi estudada a viabilidade da introdução de pré-esforço exterior. A solução estudada até ao momento consiste num traçado com desviadores aos terços de vão, conforme representado na Fig. 14. O valor óptimo do pré-esforço e a localização óptima dos desviadores é aquela que garante que as tensões máximas de compressão no betão não excedem os valores máximos usualmente preconizados e que impõe o estado limite de descompressão na combinação frequente de acções no cenário mais provável que vier a ser considerado para o pré-esforço aderente que ainda está instalado.

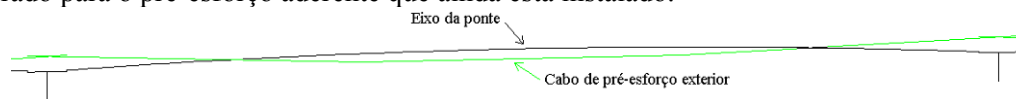


Figura 14. Vista do 2º vão do modelo de barras com pré-esforço exterior.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Apresentou-se um caso de estudo referente a uma ponte pré-esforçada apresentando fissuração do tabuleiro. Foi efectuada uma inspecção detalhada, um ensaio de carga, uma avaliação de segurança e procurou-se explicar a origem da fissuração. Pôde concluir-se que a segurança aos estados limites últimos não é condicionante e que o modo de rotura é dúctil. Nessa medida, desde que observada regularmente, nomeadamente através da monitorização da variação da abertura das fissuras, a intervenção destinada a garantir a durabilidade da estrutura poderá ser agendada de acordo com a conveniência do dono de obra. O traçado real e o valor do pré-esforço instalado revestem-se de alguma incerteza. Uma campanha especial de inspecção destinada à sua localização e caracterização seria proveitosa para esclarecer o nível de pré-esforço instalado, dado essencial para uma melhor definição da intervenção que vier a ser programada.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia através das bolsas de doutoramento SFRH/BD/24540/2005 e SFRH/BD/30004/2006 atribuídas ao 1º e 2º autores e aos eng. Helena Figueiras e Américo Dimande a colaboração na inspecção e ensaio de carga, respectivamente.

REFERÊNCIAS

- [1] PIMENTEL, M.; SANTOS, J.; CASAS, J.; FIGUEIRAS, J. A. – Monitoring and inspection of a 30 years old prestressed concrete bridge. KOH, H-M and FRANGOPOL, D. M. ed. – IABMAS 08: Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics. Seul: Balkema, ISBN 13 978-0-415-46844-2 (2008).
- [2] PIMENTEL, M.; SANTOS, J. ; FIGUEIRAS, J. A. – Monitoring and detailed modelling for extending the lifespan of a 30 years old prestressed concrete bridge. FORDE, M. C. ed. – Structural Faults & Repair 2008. Edinburgh: Engineering Technics Press, ISBN 0-947644-62-7 (2008).
- [3] PIMENTEL, M.; FIGUEIRAS, J. A, BRÜHWILER, E. - Numerical modelling of prestressed beams for structural examination of existing bridges. CÉSAR DE SÁ, J. *et al* ed – CMNE/CILAMCE 2007: Congress on Numerical Methods in Engineering. Porto: APMTAC/FEUP, ISBN: 978-972-8953-16-4 (2007).
- [4] PIMENTEL, M.; CACHIM, P.; FIGUEIRAS, J. A. – Deep-beams with indirect supports: numerical modelling and experimental assessment. Computers & Concrete, Vol. 5, No 2. Techno Press, ISSN: 1598-8198 (2008).
- [5] PIMENTEL, M. – Modelação e análise de estruturas laminares de betão: Possibilidades e desafios. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004. Dissertação de Mestrado.