

AS RECOMENDAÇÕES DO ISCARSAH (ICOMOS)



P.B. LOURENÇO

Prof. Associado

Membro da Direcção do ISCARSAH/ICOMOS

Univ. do Minho

GUIMARÃES

pbl@civil.uminho.pt

www.civil.uminho.pt/masonry

SUMÁRIO

O interesse da comunidade técnica na conservação e reabilitação do património construído de valor cultural tem aumentado enormemente nos últimos anos. A ausência de normalização para regular a intervenção nestas estruturas dificulta de forma óbvia as intervenções pelo que no presente artigo se introduzem as recomendações ICOMOS recentemente aprovadas. Adicionalmente, apresentam-se três casos de estudo de intervenções em património construído de valor cultural, tendo em vista demonstrar a validade das novas recomendações.

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos ocorreram desenvolvimentos muito significativos no que diz respeito à capacidade de efectuar análises experimentais e simulações em computador sobre o património e monumentos históricos. Tais avanços resultam de uma crescente consciencialização por parte da sociedade em relação à necessidade de preservação deste património, juntamente com a evidente importância cultural e económica desta actividade. Recentemente foram aprovadas pelo ICOMOS [1] recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico. Estas recomendações destinam-se a ser úteis para todos os envolvidos nos problemas de conservação e restauro, e não exclusivamente à vasta comunidade de engenheiros. Uma mensagem subjacente, provavelmente inconscientemente, é que todos os envolvidos na preservação histórica devem reconhecer a contribuição do engenheiro. Em geral, a opinião do engenheiro tende a ser entendida como algo que vem no final do projecto, após as decisões já estarem tomadas, quando se torna evidente que é usualmente possível chegar a uma melhor solução através de uma contribuição inicial do engenheiro.

Um assunto relacionado com este tema é que a engenharia “de conservação” deve ter uma abordagem e capacidade diferentes das usadas no dimensionamento de estruturas novas. Frequentemente, os materiais tradicionais são mutilados ou destruídos por engenheiros que não reconhecem este facto, com o consentimento das autoridades e outros peritos envolvidos. Também se verifica que, mesmo quando são empregues as técnicas de conservação adequadas, existe a tendência das entidades reguladoras e dos engenheiros requererem que as estruturas estejam em conformidade com os regulamentos actuais. Isto é muitas vezes inaceitável, visto que os regulamentos foram escritos tendo em mente outras formas de construção, pelo que a sua aplicação em materiais, tecnologias e formas tradicionais que pertencem a estruturas existentes é excessivamente conservadora. A necessidade de reconhecer a diferença entre o projecto moderno e a conservação também é relevante no contexto dos custos associados à contribuição da engenharia. O procedimento habitual de cálculo de honorários de engenharia, como uma percentagem do trabalho realizado, está claramente em oposição com a melhor prática de

conservação, visto que idealmente se deveria evitar qualquer intervenção estrutural. Ser capaz de recomendar não tomar qualquer medida pode, na realidade, implicar mais estudos e mais custos reais do que uma recomendação para grandes intervenções.

Os procedimentos das intervenções modernas exigem um levantamento cuidadoso da estrutura, bem como a compreensão da sua história. Qualquer estrutura tradicional é o resultado da concepção e construção originais, das diversas alterações deliberadamente realizadas e da deterioração devida ao tempo e eventos excepcionais. O trabalho do engenheiro em edifícios antigos deve ter em conta que muito do esforço despendido na compreensão do estado actual necessita da compreensão do processo histórico. O engenheiro, envolvido desde o início do processo que conduzirá à intervenção, pode não só ter questões que podem ser facilmente respondidas por arqueólogos ou historiadores de arte, mas pode também ser capaz de fornecer explicações para a informação que está a ser revelada pelo estudo histórico. Assim, um primeiro objectivo da presente comunicação é salientar o papel do engenheiro na conservação de estruturas antigas e a necessidade de um engenheiro, especialista nesta área, dever estar envolvido desde o início na equipa de peritos associados ao processo.

As estruturas do património arquitectónico, devido à sua natureza e história (dos materiais e da sua ligação), representam desafios na conservação, diagnóstico, análise, monitorização e reforço que impedem a aplicação de normas legais e códigos de construção actuais. São então desejáveis e necessárias recomendações, de modo a assegurar métodos racionais de análise e intervenção, tomando em consideração o contexto cultural. As recomendações ICOMOS [1] contêm Princípios, onde são apresentados os conceitos fundamentais de conservação, e um Guião, onde são discutidas as regras e a metodologia que o projectista deve seguir. A metodologia recomendada é apresentada de forma simplificada na Figura 1, onde é salientada a necessidade de adoptar um processo iterativo, entre as etapas de aquisição de dados, comportamento estrutural, e diagnóstico e segurança. Pode ser encontrada informação mais detalhada acerca de técnicas específicas noutras publicações, ver [2-4]. Adicionalmente, começam a ficar disponíveis gradualmente Normas e Pré-normas, ver [5-7], pelo menos no que diz respeito à reabilitação sísmica, que é habitualmente uma das maiores preocupações da comunidade técnica. Um segundo objectivo da presente comunicação é afirmar que existem ferramentas e conhecimento hoje em dia no mercado, com uma capacidade extraordinariamente elevada. Neste contexto, a utilização de uma metodologia adequada tal como a proposta recentemente pelo ICOMOS permite a definição das melhores formas de intervenção sobre um caso de estudo real. Assim, apresentam-se, de forma muito resumida, casos de estudo que podem servir de reflexão sobre a possibilidade de utilização da moderna metodologia.

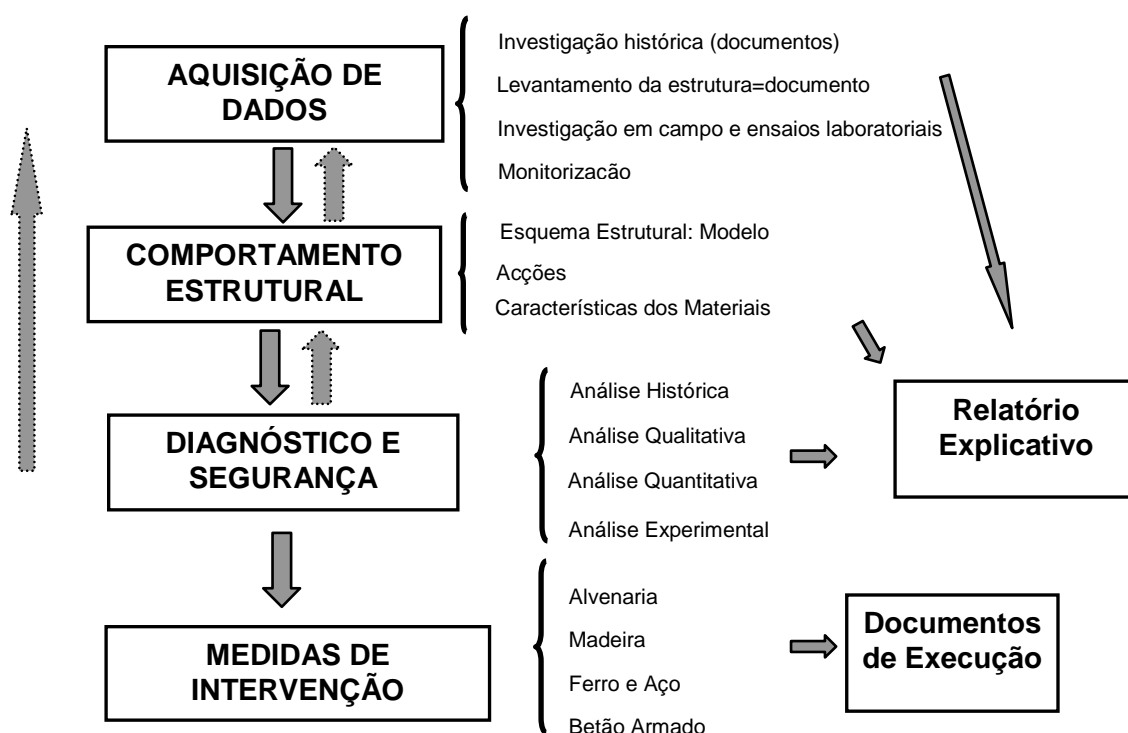


Figura 1: Fluxograma com a metodologia para intervenções estruturais do ICOMOS [1]

2. SOBRE AS TÉCNICAS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICAS

Salienta-se que a análise de construções antigas é um grande desafio devido à complexidade da sua geometria, à variabilidade das propriedades dos materiais tradicionais, às diferentes técnicas de construção, à inexistência de conhecimento acerca do dano provocado por acções que afectaram a construção durante a sua vida e à falta de normas aplicáveis. A juntar a isto, existem limitações significativas no que respeita à extracção de provetes em edifícios de maior valor cultural, e os elevados custos inerentes à inspecção e diagnóstico frequentemente resultam em informação limitada sobre a constituição interna dos sistemas de construção e sobre as propriedades dos materiais existentes. Estes aspectos requerem técnicos que combinem conhecimentos avançados com sensibilidade estrutural, assumindo uma abordagem cuidadosa, humilde e com duração adequada (habitualmente o tempo necessário para a análise, interiorização e diagnóstico é considerável). No entanto, salienta-se que, nas últimas décadas, houve avanços muito significativos na caracterização experimental e em ferramentas para análise numérica [8] e diagnóstico de estruturas antigas, ver Figuras 2 a 4.

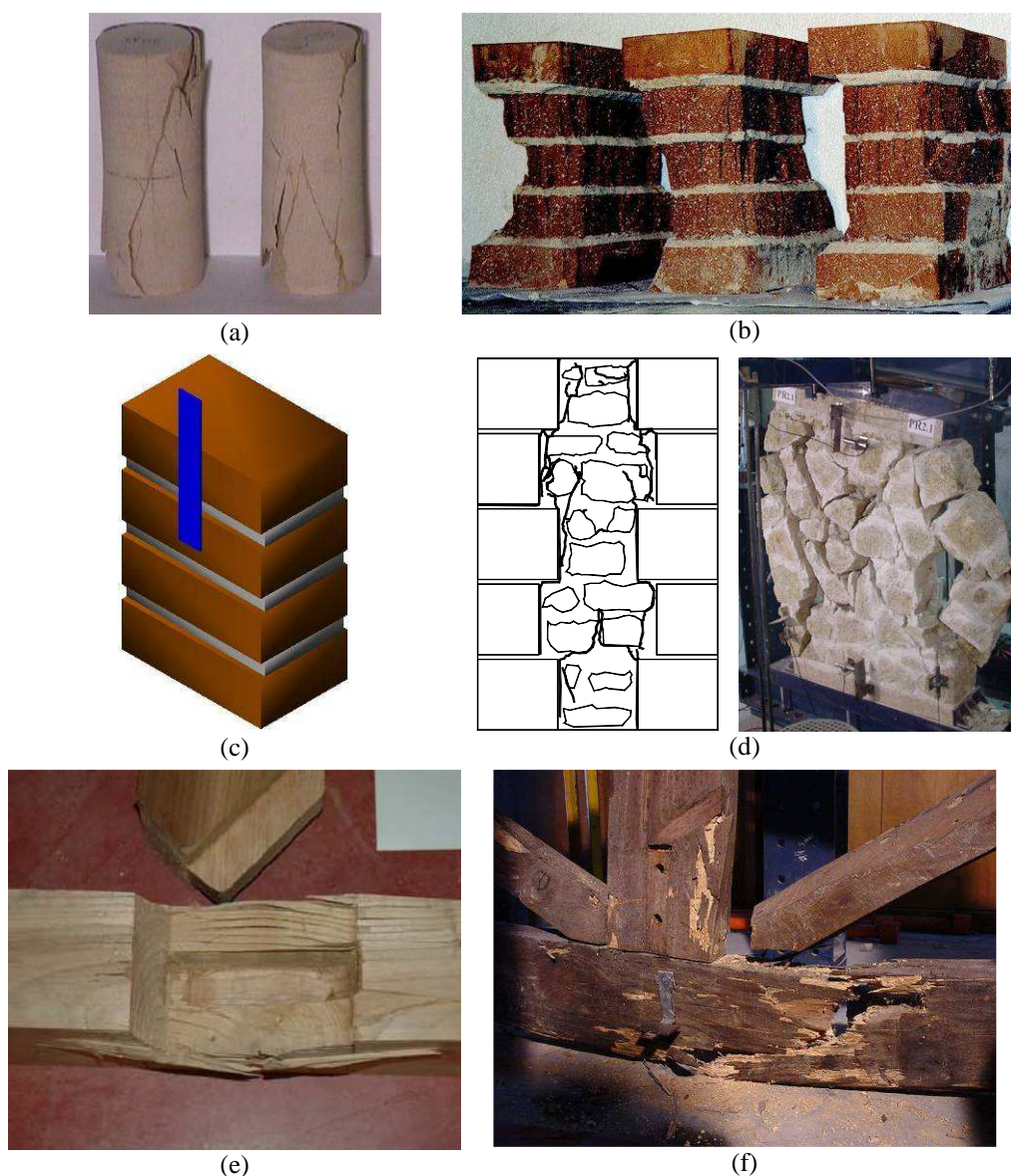
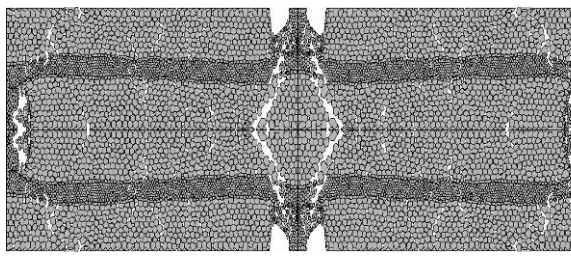
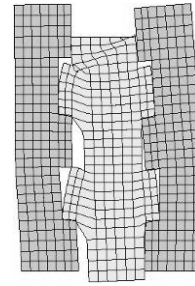


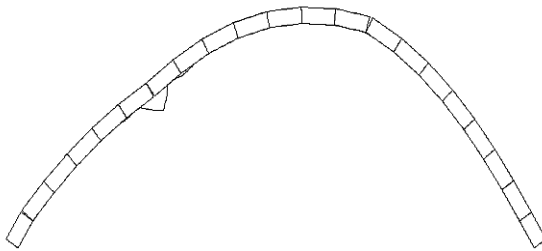
Figura 2: Exemplos de caracterização experimental e colapso de estruturas antigas na Universidade do Minho: (a) pedra submetida a compressão uniaxial; (b) alvenaria submetida a compressão uniaxial; (c) arrancamento em alvenaria reforçada com FRP; (d) parede composta de pedra sob compressão e parede de pedra irregular submetida ao corte; (e) ligação tradicional em castanho; (f) asna em madeira antiga.



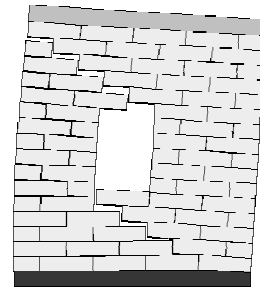
(a)



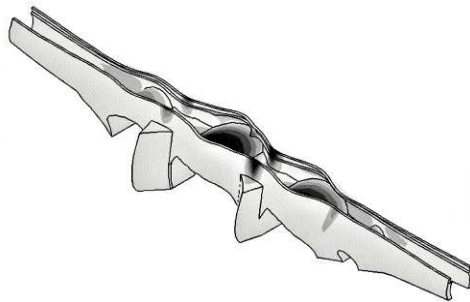
(b)



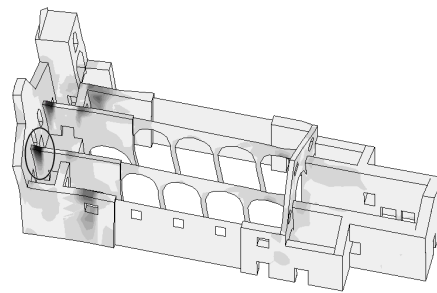
(c)



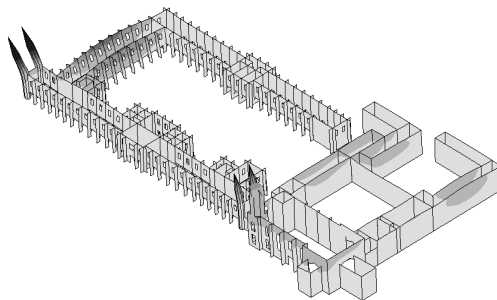
(d)



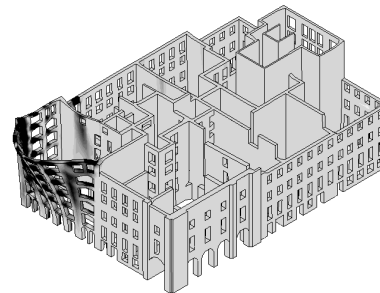
(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 3: Exemplos de simulações numéricas na Universidade do Minho: (a) alvenaria à compressão; (b) parede composta; (c) delaminação em arcos reforçados com FRP; (d) parede submetida ao corte; (e) ponte de Donim (Guimarães); (f) igreja de São Francisco (Horta); (g) mosteiro dos Jerónimos (Lisboa); (h) baixa Pombalina (Lisboa).

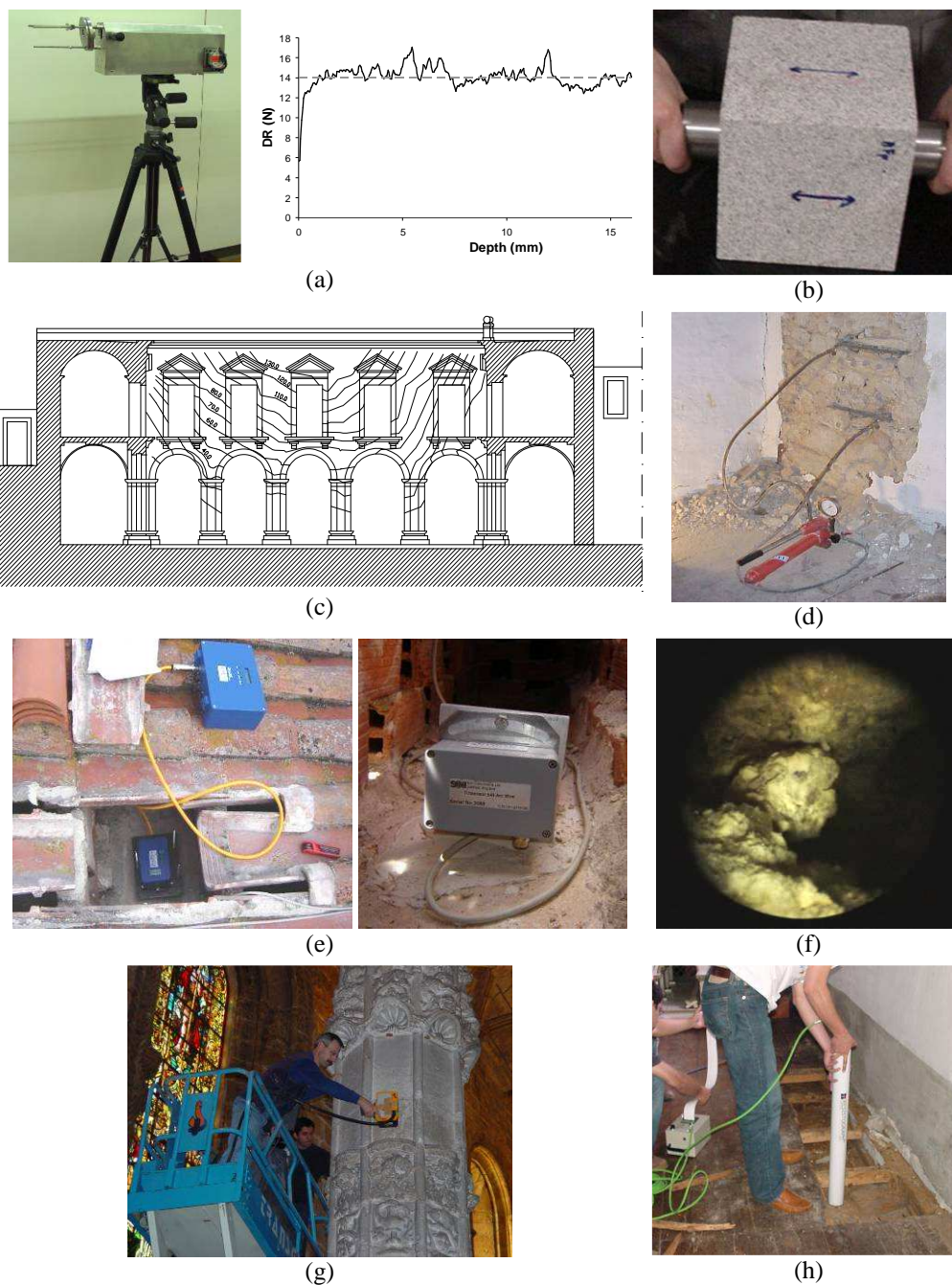


Figura 4: Exemplos de ensaios não-destrutivos realizados pela Universidade do Minho: (a) micro-perfuração em tijolo, pedra e argamassa; (b) ensaios sónicos e ultrasónicos; (c) desaprumo de parede; (d) macacos-planos; (e) monitorização e identificação dinâmica; (f) visão interior / câmara boroscópica; (g) georadar; (h) micro-perfuração em madeira.

3. CASOS DE ESTUDO DE REFORÇO ESTRUTURAL

Apresentam-se em seguida, alguns casos de estudo seleccionados, ilustrando a ausência de intervenção, passando por intervenções pontuais em elementos estruturais seleccionados, e concluindo com uma intervenção global na estrutura.

3.1. Pavimento da C.M. de Arcos de Valdevez

Neste caso pretendia-se verificar a segurança estrutural do pavimento da sala de reuniões da Câmara, após a realização dos trabalhos de reabilitação, nos quais a segurança do pavimento não tinha sido analisada. Para

validar a segurança do pavimento já reabilitado realizou-se um ensaio de carga para uma sobrecarga de utilização igual a 3 kN/m^2 , ver Figura 5 e [9]. O edifício é composto por r/c e primeiro andar. A estrutura é formada por paredes resistentes em alvenaria de pedra argamassada, rebocadas em ambas as faces, e por pavimentos suportados através de vigamentos em madeira de carvalho. Os vãos dos pavimentos de madeira, variam entre os 6 e 7 m de comprimento. Os vãos nas paredes, quer exteriores, quer interiores, têm uma largura que varia entre 1.2 e 1.9 m. A espessura das paredes é aproximadamente 0.80 m no r/c e 0.65 m no primeiro andar. A altura do pé-direito do primeiro andar é cerca de 5.0 m. A estrutura da cobertura é do género tradicional em madeira, formada por um conjunto de asnas de madeira de carvalho, apoiadas nas paredes de alvenaria.



Figura 5: Pavimento em estudo: (a) vista do exterior do edifício; (b) pormenor dos vigamentos e da reabilitação; (c) aspecto do pavimento no final da operação de reabilitação

Tendo em vista caracterizar os elementos do pavimento onde se realizou o ensaio de carga, procedeu-se à verificação das dimensões das secções resistentes dos vigamentos de madeira. A planta estrutural do pavimento encontra-se apresentada na Figura 6a. A sua estrutura é constituída por: (a) vigas principais e vigas secundárias, paralelas ao vigamento principal, existindo apenas na zona mais próxima da fachada principal; e (b) um conjunto de barrotos transversais ao vigamento principal. Tal como se referiu, o pavimento já tinha sofrido intervenções de reabilitação pelo empreiteiro. Sobre os barrotos foram colocadas placas de aglomerado de madeira prensada e uma camada de forma em betão leve, ver Figura 6b. As alterações efectuadas nos pavimentos vieram a aumentar o seu peso próprio em cerca de três vezes.

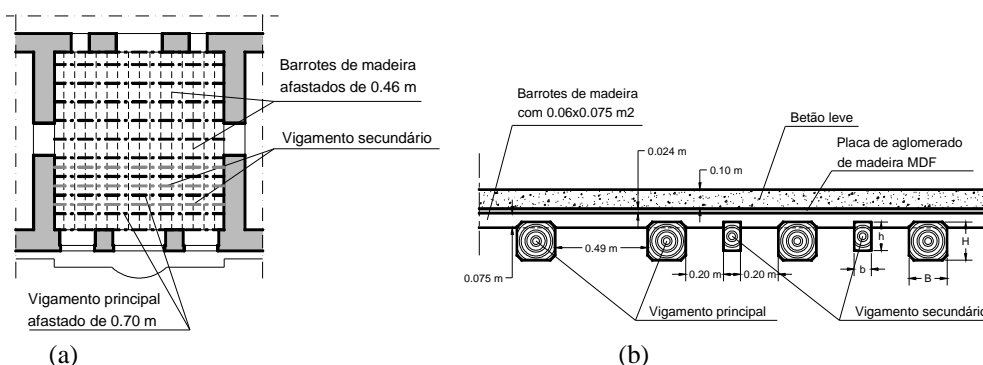


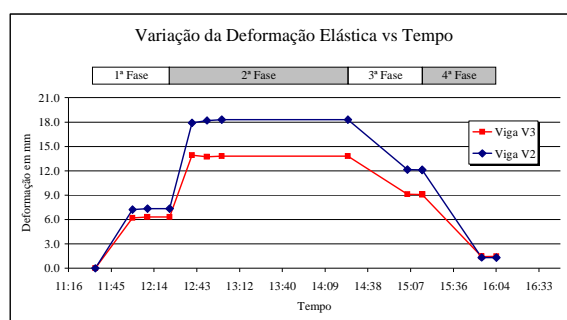
Figura 6: Pavimento do 1º andar na zona onde se realizou o ensaio de carga: (a) planta estrutural; (b) secção em corte

Na zona de elaboração do ensaio de carga procedeu-se a uma inspecção visual e de percussão sobre o estado de conservação/deterioração dos elementos resistentes do pavimento. Durante a inspecção visual foi possível constatar que, de uma forma geral, o madeiro do pavimento se encontra em bom estado de conservação. Além disso, em toda a estrutura levantada e inspecionada não se encontrou qualquer anomalia estrutural digna de registo, quer nos pavimentos de madeira, quer nas paredes de alvenaria.

Antes da realização do ensaio de carga, procedeu-se a uma análise simplificada da estrutura, admitindo apenas os elementos estruturais principais do pavimento, tendo em vista uma estimativa sobre a segurança e as deformações esperadas. Após os cálculos preliminares, verificou-se que a estrutura do pavimento sem uma contribuição activa dos painéis MDF não era seguro para uma sobrecarga de utilização igual a 3 kN/m^2 . Desta

forma, exigiu-se a colocação de dispositivos de segurança que impedissem a eventual queda do pavimento durante a execução do ensaio de carga, salvaguardando o contacto do escoramento com o pavimento durante a realização do ensaio.

O ensaio foi realizado de acordo com [10]. Para a realização da sobrecarga de utilização foi utilizado um reservatório de água, composto por um conjunto de painéis verticais dispostos de forma rectangular e cobertos por uma lona impermeável. Para efectuar os registos das deformações foram usados nove comparadores mecânicos, incluídos num sistema convenientemente ligado à estrutura resistente (vigamentos principais). O ensaio de carga dividiu-se em quatro fases: 1ª Fase – carga até 50% do valor máximo da sobrecarga de utilização; 2ª Fase – carga total no pavimento; 3ª Fase – descarga até 50% do valor máximo da sobrecarga de utilização; e 4ª Fase – descarga total do carregamento. Cada fase de carga e descarga durou, em média, cerca de 25 e 40 minutos, respectivamente. A duração total para a realização do ensaio foi cerca de 3 horas. Associado à realização do ensaio foram ouvidos estalidos da madeira sempre que ocorria uma variação do carregamento. Em todos os comparadores foram registados deslocamentos residuais, salientando-se os verificados nos apoios das vigas, que, em média, corresponderam a um assentamento igual a 0.5 mm. É provável que este fenómeno tenha ocorrido devido ao reajuste das vigas às paredes de alvenaria, durante as fases de carregamento do pavimento. Porém, esses deslocamentos residuais são cerca de 10% dos valores máximos alcançados, o que é aceitável para este tipo de estruturas. No que respeita aos valores dos deslocamentos a meio vão das vigas mais solicitadas no ensaio (V2 e V3) e para melhor estudar o seu comportamento estrutural, foi retirada a componente da deformação dos apoios, obtendo-se, assim, os deslocamentos de flexão. Os valores elásticos destes deslocamentos encontram-se ilustrados na Figura 7.



(a)

| Viga | Deslocamento máximo | Deformação residual |
|------|---------------------|---------------------|
| V2 | 18.31 mm | 7.15% |
| V3 | 13.93 mm | 10.56% |

(b)

Figura 7: Resultados do ensaio de carga para as vigas mais solicitadas no ensaio V2 e V3: (a) gráfico da deformação elástica versus tempo; e (b) deslocamentos máximos e deformação residual a meio vão

O deslocamento máximo verificou-se na viga V2, com um valor igual a 18.3 mm. Segundo [11], o deslocamento máximo elástico instantâneo devida às cargas variáveis, sem incluir a fluência do material e para combinações frequentes, deverá nunca exceder o valor de $1/300$ do vão da estrutura. Deste modo, o deslocamento instantâneo máximo do pavimento não deverá ser superior a 21 mm, o que se verificou com o ensaio de carga (18.3 mm) para a totalidade da sobrecarga de utilização ($1.0 \times G_m + 1.0 \times Q_k$).

Este estudo permitiu concluir que é viável utilizar o pavimento ensaiado da Câmara Municipal de Arcos de Valdevez para uma carga uniformemente distribuída de 3.0 kN/m^2 . Recomendou-se ainda a protecção da estrutura contra actividades biológicas e a promoção da ventilação do espaço entre o pavimento e o tecto falso. Desta forma, o resultado do presente estudo foi a ausência de qualquer intervenção.

3.2. Chaminé do Mosteiro de Arouca

Ilustra-se agora uma intervenção cirúrgica que representou um desafio interessante de engenharia e permitiu o usufruto de uma peça significativa do nosso património arquitectónico. A chaminé em estudo possui uma secção

máxima (na base) de $4.3 \times 4.1 \text{ m}^2$, uma secção mínima (no topo) de $0.28 \times 3.8 \text{ m}^2$ e uma altura de 16.4 m. A estrutura é constituída por três panos de alvenaria de tijolo argamassado, encostados a uma parede da envolvente e suportados por três traves de granito amarelo, ver Figura 8. As traves encontram-se, por sua vez, apoiadas em pilares e cachorros, igualmente de granito. Inseridos nos panos de alvenaria e sobre os vãos das traves foram observados arcos de tijolo, que transmitem parcialmente a carga para os apoios. O enchimento em alvenaria entre as traves e os arcos não está separado dos arcos, tal como seria boa prática de construção. Foram, ainda, observados outros dois defeitos construtivos na estrutura: o posicionamento assimétrico do arco de tijolo em relação ao vão na trave principal e a redução progressiva da secção da trave lateral esquerda. A estrutura da chaminé é, ainda, complementada por um conjunto de tirantes em ferro, distribuídos em altura no interior da chaminé, e nos cantos, pelo interior, a estabelecer a ligação entre as traves. Um grampo de ferro contribui, também, para a ligação pelo exterior da trave principal à trave lateral esquerda.

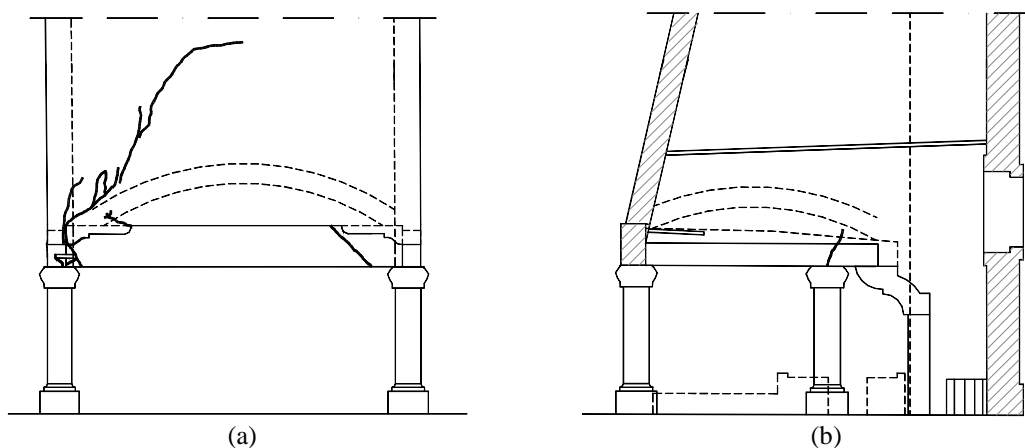


Figura 8: Constituição e fendilhação da chaminé do Mosteiro de Arouca: (a) alçado; (b) corte transversal esquerdo

A principal anomalia da chaminé consistia numa fenda diagonal que se desenvolveu na trave principal, junto ao apoio direito, e que levou a um escoramento provisório. Esta fenda intercepta o ponto de ancoragem do tirante que estabelece a ligação entre as traves. Note-se que o tirante apresenta um elevado grau de oxidação junto à zona de ancoragem. A trave principal apresenta, ainda, junto do apoio esquerdo, diversas fissuras na zona do grampo de ferro, que se encontra, também, muito oxidado. Podem observar-se no pano de alvenaria sobrejacente um conjunto de fissuras diagonais. As janelas de inspecção abertas nesta zona permitiram observar que as fissuras não interceptam o arco de tijolo inserido no pano de alvenaria mas, pelo contrário, desenvolvem-se ao longo do extradorso do arco. Este conjunto de fissuras é preocupante, indiciando uma situação de pré-colapso na zona do apoio esquerdo, por rotação em torno do apoio direito.

Há ainda a registar a existência de uma fenda mais antiga na trave lateral esquerda, provavelmente devido à redução de secção na zona de apoio do cachorro referido anteriormente. Na sequência do desenvolvimento desta fenda foram adicionadas à estrutura, em data desconhecida, duas colunas, uma sob cada trave lateral.

Tendo em vista o diagnóstico das anomalias detectadas, apresenta-se um modelo tridimensional da chaminé que representa a situação limite em que o efeito dos arcos de tijolo é ignorado, tendo em vista o facto do enchimento não estar separado dos arcos. Note-se que esta situação é a mais desfavorável para as traves de pedra e que, portanto, é a que se encontra do lado da segurança. Em relação às tensões de compressão, os valores mais elevados obtidos para as acções actualmente instaladas localizam-se sobre a zona de meio-vão das traves, onde se observam valores idênticos à resistência assumida para a alvenaria de tijolo, ver Figura 9a. Observa-se ainda a ocorrência de tensões de tracção bastante elevadas nas zonas de meio-vão das três traves (2.6 MPa) e, de forma menos intensa, sobre os apoios posteriores das traves laterais, ver Figura 9b. Aumentando as acções instaladas de forma proporcional e considerando o comportamento não-linear dos materiais obtém-se o colapso da estrutura para um factor de majoração de 2.0, com a formação de um mecanismo típico de três rótulas, ver Figura 9c,d. As rótulas surgem em cada uma das traves laterais, uma junto à face inferior na zona de meio vão (momentos positivos) e duas junto à face superior na zona dos apoios (momentos negativos).

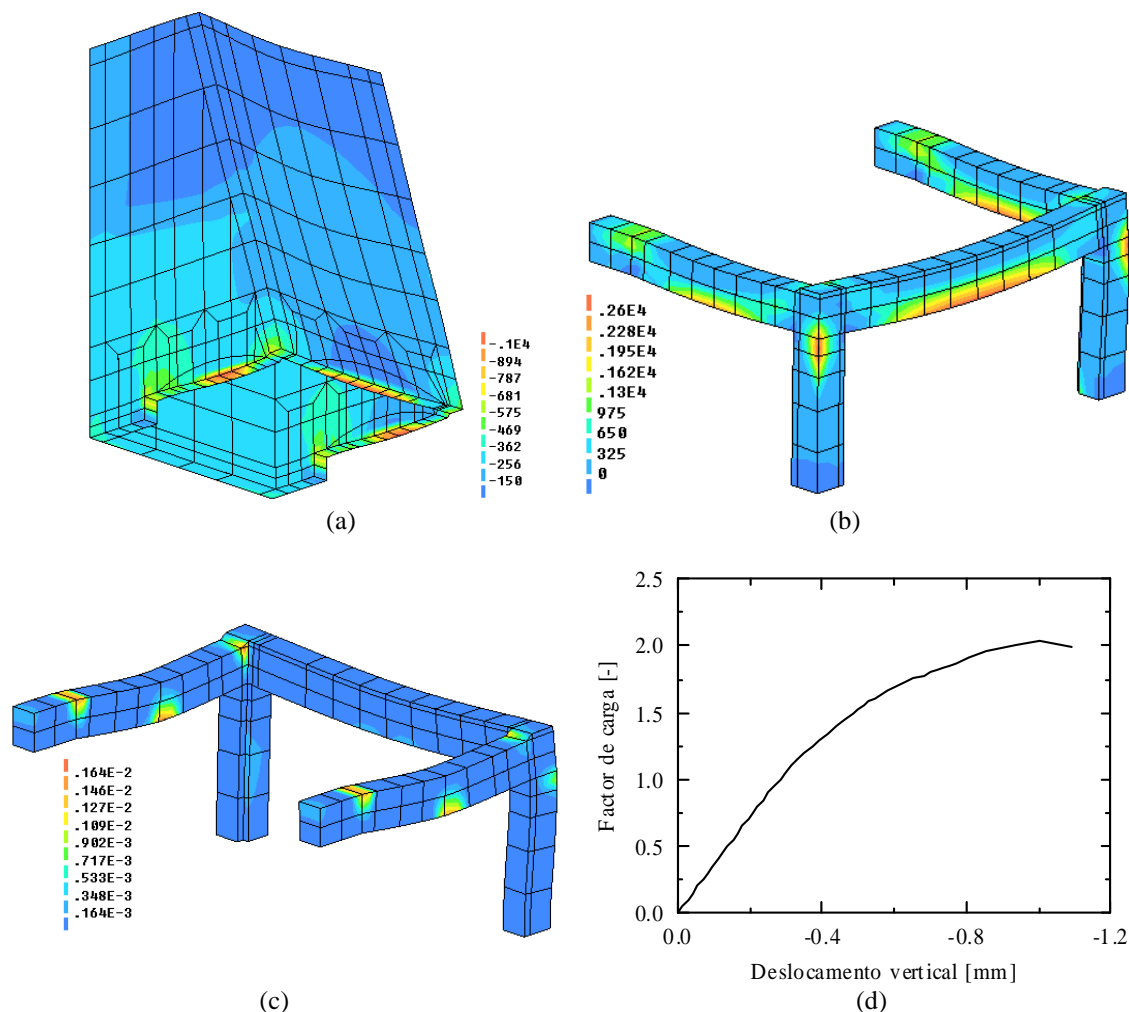


Figura 9: Resultados da análise para o modelo sem arcos de descarga (situação mais desfavorável): (a) tensões principais de compressão na alvenaria de tijolo (em kPa) para as acções aplicadas actualmente; (b) tensões principais de tracção na cantaria de tijolo (em kPa) para as acções aplicadas actualmente; (c) forma de colapso e fendilhação da estrutura para um factor de majoração das acções aplicadas igual a 2.0; (d) relação entre o factor de majoração de carga e o deslocamento vertical das traves laterais

Face aos resultados da simulação em computador, o motivo de colapso da trave de pedra principal parece não ser exclusivamente estrutural, devendo-se principalmente ao aumento de volume por oxidação do tirante que estabelece a ligação entre as traves principal e lateral. Verificou-se que, na situação mais desfavorável, a estrutura apresentaria um factor de segurança de 2.0 e que o colapso ocorre por rotura das traves laterais e não por rotura da trave principal. Face às anomalias observadas e à manifesta dificuldade de adoptar uma solução de reforço pelo exterior, decidiu-se: (a) reconstituir a pedra com injeção de resinas epoxídicas; (b) furar a pedra em todo o seu comprimento, a partir das duas extremidades opostas para recolocar uma tampão na zona das ancoragens com o material retirado; (c) inserir varões, ligeiramente pós-tensionados e injectados com uma argamassa de cal não retráctil. O dimensionamento foi realizado com base na análise elástica efectuada para as acções aplicadas actualmente. Adicionalmente, substituíram-se os dois tirantes, que estabelecem a ligação entre as traves laterais e principal, por outros em aço inoxidável e retirou-se o grampo visível no exterior. Em qualquer dos casos, os dois tirantes que estabelecem a ligação entre as traves laterais e principal, localizados no interior da chaminé, deverão ser substituídos por outros em aço inoxidável e o grampo que assegura a mesma ligação pelo exterior deverá ser removido. Os restantes tirantes no interior da chaminé foram despassivados, protegidos contra a corrosão e protegidos contra o fogo. Os pormenores do projecto e da execução estão ilustrados na Figura 10.

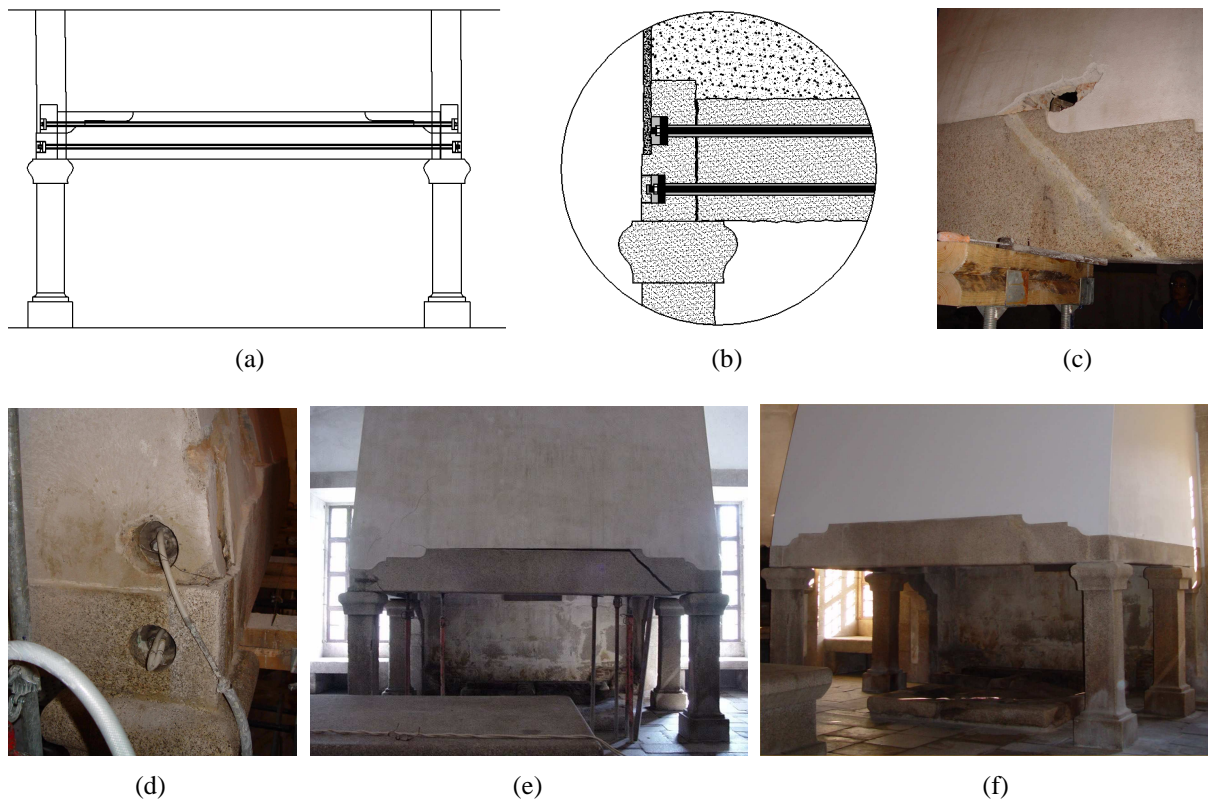


Figura 10: Projecto e intervenção: (a) tirante com ligeira pós-tensão; (b) detalhe da ancoragem; (c) aspecto da colagem da trave partida; (d) detalhe das placas de ancoragem embebidas e injeção; (e) chaminé antes da intervenção com escoramento; (f) chaminé após conclusão da intervenção

3.3. Ponte de Donim

A ponte de Donim localiza-se na vizinhança de Guimarães sobre o rio Ave, tendo sido provavelmente construída no século XV ou XVI. No passado, a ponte era importante na infra-estrutura de transportes da região do Minho mas, actualmente, a utilização é secundária e para tráfego meramente local. O piso da ponte possui um traçado plano, suportado por três arcos semi-circulares de alvenaria de pedra, com vãos diferentes (6.6 m + 11.8 m + 9.4 m), tal como indicado de forma esquemática na Figura 11. A ponte tem um comprimento total de 62.0 m e uma largura de 3.4 m. O arco central possui o maior vão, sendo suportado por dois pilares maciços, com dois talhantes triangulares a montante e dois talhantes rectangulares a jusante. Na margem direita, é possível encontrar um arco de cheia, com um vão de 2.7 m, que constitui um 4º arco.

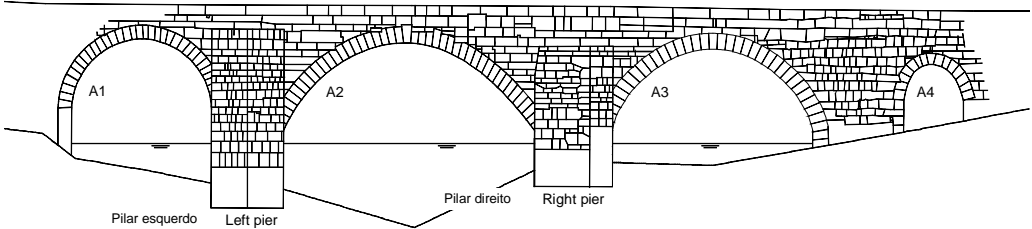


Figura 11: Alçado montante da Ponte de Donim

Os tímpanos e as guardas são em alvenaria de pedra mas os trabalhos de manutenção ao longo do tempo alteraram as características originais, verificando-se a presença de blocos de betão e um pavimento em cubos de granito. A estrutura apresenta condições de segurança inadequadas. A inspeção realizada permitiu identificar fendilhação longitudinal pronunciada no intradorso do 1º e 4º arcos, ver Figura 12. O pilar direito encontra-se significativamente danificado, com blocos de pedra fendilhados e com uma pedra da fundação em falta. A vegetação encontra-se presente de forma generalizada em toda a ponte, tendo conduzido a dano pronunciado no talhante direito. Os tímpanos encontram-se desaprumados, com abertura para o exterior. Desta forma, o padrão

de fendilhação parece resultar da ausência de manutenção e das acções crescentes de tráfego a que a ponte foi sujeita, ver [13] para informação detalhada.

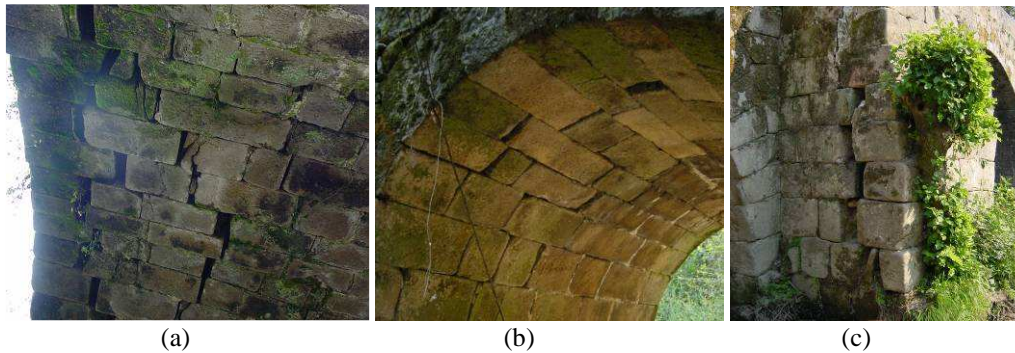


Figura 12: Anomalias mais significativas: (a) fendas no arco esquerdo; (b) fendas no arco de cheia; (c) fendas no talhante direito

Foi realizada uma análise numérica da ponte para avaliar as suas condições de segurança e para compreender com clareza o funcionamento da ponte. O modelo tridimensional adoptado demonstrou a importância do enchimento da ponte no comportamento da mesma e justificou as fendas longitudinais observadas. A inspecção visual e a análise numérica comprovaram a necessidade de reforçar a ponte, nomeadamente impedindo o movimento de abertura dos tímpanos.

Para reduzir a fendilhação longitudinal do 1º arco (largura da fenda superior a 8 cm) e recolocar este arco na posição original, o enchimento sobre o arco será removido e a cantaria será colocada na posição original com recurso a esticadores. O reforço adoptado inclui seis perfis U em aço inoxidável fixados no extradorso do arco e nos tímpanos com recurso a cavilhas, ver Figura 13. Um varão de aço inoxidável roscado, ligeiramente pós-tensionado com recurso a chave dinamométrica, completa o sistema, reduzindo de forma muito significativa o momento-flector do perfil U metálico. Junto ao fecho do arco não é possível efectuar a ligação do sistema de perfis metálicos aos tímpanos, devido ao reduzido espaço existente.

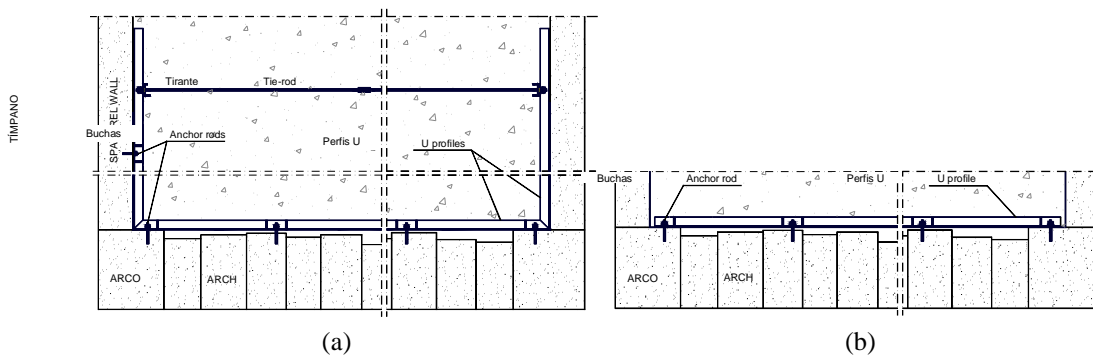


Figura 13: Reforço do arco A1 com perfis em aço inoxidável AISI 316: (a) situação geral; (b) situação no fecho do arco

O dano no arco de cheia é mais moderado com uma largura máxima de fenda igual a 4 cm e decidiu-se manter a geometria actual com reforço adequado. Como reforço foram adoptadas seis ancoragens transversais através de todo o desenvolvimento do tabuleiro, ver Figura 14. As ancoragens serão realizadas com uma placa embebida e recolocação de um tampão obtido com uma carote de dimensão superior. Os varões possuem manga flexível para permitir controlar a injeccção e promover o imbricamento com a cantaria. As pregagens radiais permitem ligar o arco com os tímpanos. O talhante direito foi reparado recorrendo ao desmonte e remontagem com recurso a grampas de aço inoxidável. O elemento em falta na fundação foi recolocado. Finalmente, de forma a prevenir a lavagem dos finos do enchimento, procedeu-se à impermeabilização e drenagem adequada do tabuleiro, bem como a tarefas de conservação gerais incluindo remoção da vegetação, re-integração local da alvenaria danificada ou com lacunas, colocação de passeio e iluminação, entre outras tarefas, ver Figura 15.

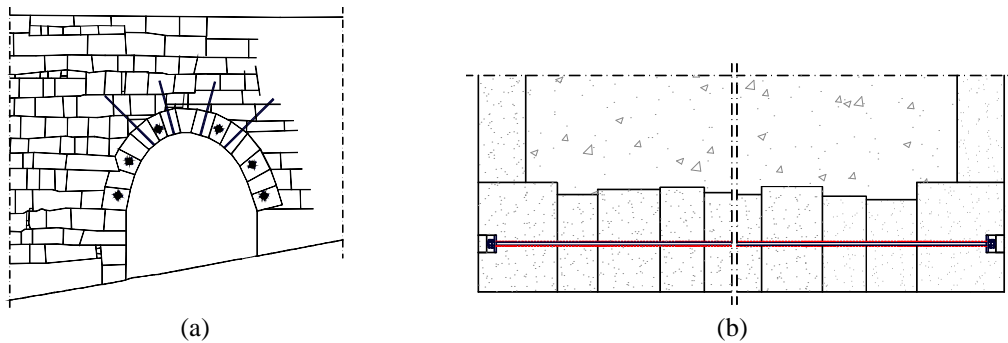


Figura 14: Reforço do arco de cheia: (a) pregagens radiais; (b) ancoragens transversais



Intervenção no arco A1



Ancoragem e pregagem do arco A4

Figura 15: Aspectos seleccionados da intervenção

4. CONCLUSÕES

Apresentam-se neste artigo considerações gerais sobre a engenharia no reforço de estruturas antigas, e uma breve revisão dos aspectos relativos a recomendações recentemente produzidas pelo ICOMOS. Adicionalmente, apresentam-se casos de estudo com diferentes níveis de intervenção, incluindo os limites de ausência total de intervenção e uma intervenção generalizada, passando ainda por uma intervenção localizada apenas nos elementos estruturais necessários.

5. REFERÊNCIAS

- [1] ICOMOS – *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. International Council on Monuments and Sites, 2004. Disponível em www.civil.uminho.pt/masonry.
- [2] Croci, G. – *The conservation and structural restoration of architectural heritage*. Computational Mechanics Publications, 1998.
- [3] Giuffrè, A. – *Safety and conservation of historical centers* (in Italian). Editori Laterza, 1993.
- [4] Meli, R. – *Structural engineering of historical buildings* (in Spanish). Fundación ICA, 1998.
- [5] ISO – *Basis for design of structure – Assessment of existing structures*. ISO 13822, 2003.
- [6] CEN – *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Strengthening and repair of buildings*. prEN 1998-3:2004, 2004.
- [7] BSSC – *Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 356, 2000.
- [8] Lourenço, P.B. – “Computations of historical masonry constructions”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2002; 4(3), pp. 301-319.
- [9] Ramos, L.F.; Lourenço, P.B. – *Verificação da Estabilidade de um Pavimento da Câmara Municipal de Arcos de Valdevez*. Relatório 03-DEC/E-1, Universidade do Minho, 2003, 19p.
- [10] MOPU – *Pruebas de Carga en Puentes de Carreta*, 1998.
- [11] CEN – Eurocódigo 5 - *Projecto de estruturas de madeira*, ENV 1995-1-1, 1998.
- [12] Lourenço, P.B.; Martins, J.B.; Ramos, L.F. – *Estabilidade estrutural e projecto reforço da ponte de Donim. Parte I: Estabilidade Estrutural*. Relatório LEC 27/2001, Universidade do Minho, Guimarães, 2002.
- [13] Oliveira, D.V.; Lourenço, P.B. – *Estabilidade estrutural e projecto reforço da ponte de Donim. Parte I: Projecto de reforço*, Relatório 04-DEC/E-15, Universidade do Minho, Guimarães, 2004.