

INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL DE CONSTRUÇÕES HISTÓRICAS

Algumas contribuições da FEUP

ANTÓNIO ARÊDE
Engenheiro
Prof. FEUP

ANÍBAL COSTA
Engenheiro
Prof. FEUP

SUMÁRIO

Apresenta-se neste artigo uma contribuição para o estabelecimento de um conjunto sistematizado de procedimentos de inspecção e diagnóstico estrutural de construções antigas. Tecem-se algumas considerações gerais sobre os aspectos essenciais a ter em conta num processo de inspecção e diagnóstico de estruturas de interesse histórico e apresenta-se a metodologia de abordagem que é habitualmente seguida pelo Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património da FEUP perante uma situação concreta. Incluem-se referências gerais a meios auxiliares de diagnóstico estrutural, cobrindo algumas técnicas de ensaio não-destrutivos e ligeiramente destrutivos, assim como de monitorização de estruturas. São apresentados três casos práticos de experiência da FEUP que envolveram actividades de inspecção a construções antigas, algumas requerendo a realização de ensaios experimentais e/ou monitorização, e de diagnóstico estrutural baseado, não só nos resultados da inspecção, mas também em simulações numéricas do comportamento de tais construções.

1. INTRODUÇÃO

A análise do comportamento estrutural e eventuais intervenções em construções existentes requerem, em geral, uma adequada inspecção prévia do local, possivelmente complementada com ensaios *in situ* e de laboratório, para sustentar um correcto diagnóstico do real estado da estrutura.

No caso das construções históricas, a complexidade das suas estruturas, em particular no que se refere à diversidade e heterogeneidade dos elementos estruturais e materiais constituintes,

introduz geralmente dificuldades acrescidas para a percepção do real funcionamento da estrutura e das condições em que a mesma se encontra. Torna-se assim necessário dispôr de um conjunto sistematizado de procedimentos que permitam realizar uma inspecção detalhada da estrutura, idealmente organizado sob a forma de um guião, que possibilite, não só o diagnóstico estrutural do caso em estudo, como também a constituição de uma base de dados sobre patologias em construções antigas.

Neste contexto, procura-se contribuir, com o presente trabalho, para uma sistematização de procedimentos de inspecção e técnicas de ensaio adequadas à caracterização do real estado de construções antigas e ao diagnóstico de suas patologias de comportamento estrutural. Não obstante algumas referências genéricas a algumas técnicas actualmente disponíveis, o trabalho baseia-se essencialmente na experiência da FEUP neste domínio e, com particular incidência, nas actividades de inspecção e diagnóstico desenvolvidas ao abrigo do Protocolo de Colaboração entre a FEUP e a DGEMN para o estabelecimento de *“Metodologias de Análise e Critérios de Segurança a Adoptar na Conservação, Reabilitação e Reforço de Monumentos”*.

2. INSPECÇÃO E DIAGNÓSTICO ESTRUTURAL

2.1 Considerações gerais

O estado de conservação e de segurança das construções antigas, em especial as de reconhecido interesse histórico, é um assunto que vem motivando crescente preocupação, não só de uma vasta gama da sociedade em geral mas, em particular, das instituições de algum modo ligadas à preservação do património histórico e cultural.

Do ponto de vista da estabilidade estrutural de uma dada edificação histórica, e perante situações que inspirem cuidados, a atitude das entidades responsáveis deverá focalizar-se na avaliação das condições de segurança da construção e, se tal se revelar necessário, em intervenções de reabilitação e/ou reforço. Em qualquer dos casos torna-se necessário proceder a uma ou várias inspecções da construção que, frequentemente, ultrapassam bastante o foro estritamente estrutural. De facto, a fim de respeitar a história que confere um carácter por vezes único à edificação em apreço, as inspecções devem ser acompanhadas de um levantamento histórico que permita datar a estrutura, analisar a sua trajectória, as alterações e outras intervenções sofridas no tempo, de modo a melhor compreender o seu estado actual (1) Esse levantamento inclui visitas ao local, conversas com os proprietários e/ou pessoas ligadas à edificação, recolha de elementos históricos escritos ou fotográficos e consultas de especialistas.

Naturalmente, dependendo do maior ou menor grau de actuação, quer de análise para avaliação de segurança, quer de efectiva intervenção de reabilitação e/ou reforço estrutural, assim a inspecção e diagnóstico deverão cobrir uma maior ou menor gama de aspectos. Independentemente de serem (ou não) todos considerados num dado caso específico, nos parágrafos seguintes são descritos e discutidos os aspectos mais relevantes a ter em conta.

- ✓ *Definição geométrica da construção existente*, recorrendo a elementos já existentes ou baseada (ou complementada) em levantamentos com meios topográficos tradicionais ou

com técnicas fotogramétricas. Um estudo geométrico rigoroso permite desde logo detectar eventuais irregularidades, tais como desvios verticais e horizontais relacionados com as avarias estruturais (2).

- ✓ *Pesquisa histórica e identificação da funcionalidade* presente e passada da construção. O conhecimento dos critérios de projecto inicial (quando disponíveis) e de eventuais sucessivas fases de construção ou intervenções estruturais, assim como das técnicas e características dos materiais usados, pode ser de grande utilidade para a interpretação do comportamento estrutural e para a definição de pesquisas adicionais de maior especificidade (2).
- ✓ *Identificação de esquemas de funcionamento estrutural* actuais (e, eventualmente, também do passado).
- ✓ *Definição dos elementos estruturais chave* para o funcionamento da estrutura e *pesquisa da sua constituição material*.
- ✓ *Identificação de todas as patologias (estruturais em particular)* e elaboração de *registo fotográfico detalhado* e adequadamente *localizado nas peças desenhadas* da construção. Em particular, o levantamento das fendas observáveis na estrutura, a sua distribuição e abertura são elementos importantes para uma avaliação qualitativa primária do equilíbrio e da segurança estrutural, bem assim como o reconhecimento de possíveis causas de instabilidade (2). Especial atenção deve ser devotada à eventual presença de água no interior das construções, frequentemente resultante de problemas de infiltrações ou de deficiente drenagem das águas pluviais e que estão na origem de muitas avarias estruturais. Em regra, uma inspecção visual pode já fornecer informações preciosas sobre o estado de conservação e sobre as medidas a adoptar na fase de reabilitação.
- ✓ *Definição de eventuais ensaios a realizar* para caracterização dos materiais e da estrutura, incluindo os elementos das fundações. Os ensaios sobre materiais de diversas partes da estrutura e das fundações, através da recolha de amostras para análise em laboratório ou mediante ensaios não-destrutivos (ou até ligeiramente destrutivos) realizados *in-situ*, destinam-se essencialmente à sua caracterização física e mecânica e, eventualmente à identificação e calibração de relações constitutivas a usar nos modelos estruturais (3). Por seu turno, os ensaios estáticos ou dinâmicos envolvendo a construção no seu todo ou em partes, são destinados a validar o seu comportamento estrutural quer em termos das suas prestações em serviço (ex.: ensaios de carga) quer em termos de resultados comparativos para calibração do modelo estrutural (3).
- ✓ *Identificação e estabelecimento de modelos estruturais adequados*, baseados em premissas coerentes com a observação da estrutura e com os resultados dos ensaios experimentais (caso existam). Neste processo assume particular importância a calibração de tais modelos e o ajuste criterioso dos parâmetros de comportamento (eventualmente sustentado por análises de sensibilidade), por forma a reproduzir o melhor possível a resposta estrutural obtida dos ensaios experimentais. Na definição dos modelos estruturais convém ainda ter em conta o objectivo da modelação, já que tal poderá influenciar a configuração dos modelos. Estes podem ser concebidos com o objectivo de reproduzir e interpretar as avarias estruturais encontradas, ou de prever a resposta estrutural sob condições ainda não experimentadas ou ainda de simular os efeitos resultantes de intervenções de reabilitação e/ou reforço (3).

Os aspectos mencionados, não sendo exaustivos da prática de inspecção e diagnóstico, configuram um conjunto de etapas importantes a ter em conta e que, em larga medida, constituem a metodologia adoptada pelos autores e seus colaboradores no âmbito de trabalhos relacionados com construções históricas.

2.2 Metodologia de abordagem

O Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) da FEUP tem estado envolvido no estudo de diversas intervenções em construções históricas, de uma forma mais intensa e sistemática ao longo dos últimos três anos. Tal actividade tem permitido adquirir experiência e conhecimento na área da reabilitação e reforço de estruturas antigas, do qual resultou uma sistematização de procedimentos para a realização de inspecção e diagnóstico estrutural. Embora em constante adaptação e aperfeiçoamento, e certamente com lacunas que ainda não foi possível suprir, a metodologia adoptada tem permitido sustentar e apoiar devidamente as soluções de intervenção desenvolvidas nas diversas obras. É neste contexto, e focando apenas o ponto de vista eminentemente estrutural, que se descreve, nos parágrafos seguintes, a sequência de procedimentos a adoptar num caso concreto de intervenção.

Numa primeira fase é fundamental uma ou mais visitas ao local para um reconhecimento do estado do objecto de intervenção e da sua envolvente. Nessa(s) visita(s) procura-se contactar as pessoas que habitam ou melhor conhecem o local de intervenção de modo a recolher informações sobre a evolução recente da estrutura até à situação actual, sobre acontecimentos importantes que possam ter marcado ou despolotado essa evolução e medidas interventivas até aí adoptadas. Durante a visita é recolhido o maior volume de informação possível, em especial através de registos fotográficos dos danos, e do seu enquadramento, e mesmo de outros elementos que, não estando directamente ligados às patologias observadas, poderão ter interesse em estudos futuros.

Seguidamente, procede-se à compilação de toda a informação relativa aos danos observados, assim como aos materiais e ao seu estado geral, num documento que constituirá o Relatório de Inspeção. Na maioria dos casos encontra-se sistematizada em Mapas de Danos onde, para além do registo dos danos observados, se apresentam possíveis causas e medidas de prevenção e de reparação a adoptar (3). Um exemplo de tal sistematização da informação é apresentado no capítulo seguinte no contexto de um dos casos práticos descritos neste trabalho.

Este levantamento prévio permite concluir, em primeira análise, sobre a urgência ou não de uma intervenção rápida. No caso da existência de danos graves que envolvam de algum modo o perigo de colapso, propõe-se a estabilização temporária da estrutura através de escoramentos, cintagens, etc. como forma de obviar qualquer movimento anormal da construção que possa pôr em risco bens e pessoas. Por outro lado, este levantamento permite detectar a existência de materiais e/ou elementos a substituir ou a reabilitar (caso seja possível) permitindo a sua reposição na situação normal.

Na sequência destas primeiras etapas, e com os elementos disponíveis, estudam-se os meios de prevenção ou de reparação dos danos. Por vezes esta fase pode ter que ser acompanhada pela

colocação de equipamento de controlo que permita aferir as condições actuais da estrutura, nomeadamente se os danos se apresentam estáveis ou se pelo contrário se apresentam activos e progredindo no tempo. Exemplos típicos desta situação reportam-se à necessidade de controlo de aberturas de fissuras ou de deslocamentos através da colocação de instrumentos de medida adequados. Tais medidas assumem particular importância dado que uma solução de reforço estrutural, para ser efectiva, deverá ter em conta o estado de actividade do dano; um dano activo exige antes de mais um estudo sobre a sua ocorrência e o modo de interromper a sua progressão, estabilizando-o. Em caso extremo, poderá mesmo ser necessário a realização de ensaios *in situ* e ou em laboratório sobre amostras de material que permitam aferir o real estado dos elementos estruturais (1).

Nesta fase, e sempre que se julgue necessário, as soluções de reparação/reforço estrutural são testadas e analisadas mediante ensaios em laboratório e/ou simulações numéricas em computador antes de serem implementadas. Embora dispendiosos, existem exemplos de ensaios em laboratório como o que se apresenta no capítulo seguinte, referente ao teste de um modelo de um arco da igreja do Terceiros em Braga, construído à escala 1:2 e presentemente em fase de preparação no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FEUP. No entanto, a estratégia mais utilizada assenta na realização de simulações numéricas, depois de devidamente calibradas com resultados experimentais, permitindo primeiro analisar e verificar o funcionamento das estruturas no seu estado natural e depois, já com a solução de reforço implementada, aferir o seu desempenho. No capítulo seguinte são também apresentados exemplos concretos de aplicação desta estratégia de análise em dois casos de construções históricas classificadas de grande valor patrimonial: a igreja do Mosteiro da Serra do Pilar em Gaia e a ponte da Lagoncinha em Lousado, Famalicão.

2.3 Meios auxiliares de diagnóstico estrutural

Tal como já foi referido, o diagnóstico estrutural pode requerer o recurso a ensaios experimentais sobre a estrutura em causa ou sobre os seus materiais de modo permitir quantificar, geralmente em termos de estimativas médias, as suas características físicas e mecânicas mais importantes para a aferição do comportamento estrutural. Assim, nos parágrafos seguintes apresenta-se um resumo de alguns dos principais meios auxiliares de diagnóstico onde se incluem técnicas de ensaio e de monitorização.

As técnicas de ensaio em estruturas existentes são geralmente classificadas em destrutivas, ligeiramente destrutivas e não-destrutivas. Por motivos óbvios de preservação do património histórico e cultural, as técnicas de ensaios destrutivos não devem ser utilizadas nas construções antigas com reconhecido valor histórico, pelo que não serão abordadas neste trabalho. Podem no entanto ser adoptadas, com potencialidades de fornecer resultados com significativa mais-valia científica, nos casos de outros tipos de construções correntes de épocas passadas que estejam devotadas a demolição e não possuam qualquer valor histórico a preservar. Resulta assim que, no caso das construções antigas, apenas as técnicas não-destrutivas e ligeiramente destrutivas devem ser consideradas, algumas das quais são em seguida referidas e brevemente comentadas.

2.3.1 Técnicas de ensaio não-destrutivos

Este tipo de ensaios não requerem acções directas invasivas na estrutura e os resultados obtidos, sendo geralmente de tipo qualitativo (com excepção daqueles dos ensaios dinâmicos), fornecem uma avaliação preliminar das características mecânicas dos materiais, nomeadamente através da definição de índices de qualidade dos mesmos. No entanto, são ensaios importantes que, segundo Binda (4), podem ser usados para: (i) detecção de elementos estruturais ocultos tais como pilares, arcos, estruturas de pisos intermédios, etc., (ii) qualificação dos materiais e caracterização das zonas de heterogeneidade dos mesmos, (iii) avaliação da extensão dos danos mecânicos em estruturas fissuradas, (iv) detecção de vazios e cavidades, (v) avaliação do teor de humidade e da altura de ascensão capilar, (vi) detecção de degradação superficial e (vii) avaliação de algumas propriedades físicas e mecânicas dos materiais.

Ensaio sónico

Esta técnica de ensaio é baseada na geração de um impulso sonoro ou de um impulso ultra-sónico num ponto da estrutura, sendo o sinal captado por um receptor que pode estar posicionado em vários locais. O princípio consiste em medir o tempo que os impulsos levam a percorrer um dado material ao longo de distâncias conhecidas desde o gerador ao receptor (permitindo portanto calcular a velocidade de propagação das ondas) e em analisar o sinal obtido no receptor. Perante a existência de um vazio, as reflexões de onda que se produzem levam a reduções significativas da amplitude da onda e aumento do tempo de propagação, o que desde logo possibilita a detecção de cavidades no interior de uma dada zona estrutural.

Os impulsos ultra-sónicos são geralmente mais adequados para estruturas contínuas com elevada homogeneidade. Para estruturas de alvenaria, tipicamente heterogéneas, é corrente usar impulsos sonoros gerados por dispositivos mecânicos (ex. martelo) semelhantes aos usados em solos ou maciços rochosos, pois as juntas e os vazios existentes na alvenaria de pedra constituem uma barreira impenetrável para ondas ultra-sónicas (2).

Deste tipo de ensaio é possível em geral obter a seguinte informação:

i) Estimativa do módulo de elasticidade e da resistência à compressão, a partir de correlações empíricas com a velocidade de propagação das ondas sónicas; *ii)* Homogeneidade das características dos materiais constituintes; *iii)* Presença de fendas no material contínuo e *iv)* Presença e efeitos de anteriores reforços (ex. de argamassa).

Tomografia sónica

Esta técnica de ensaio baseia-se na anterior mas, sendo mais elaborada no processamento e análise dos resultados da propagação das ondas sónicas, fornece um mapa detalhado da distribuição da velocidade do som numa determinada secção plana da estrutura. Este ensaio é bastante usado em estruturas de betão mas, mais recentemente, vem sendo progressivamente usado na análise de estruturas antigas de grande valor histórico, como por exemplo na Basílica de S. Marcos em Veneza (2). Um notável aperfeiçoamento pode ser obtido na qualidade e confiança dos resultados deste ensaio registando e analisando também as características de amplitude e frequência do sinal transmitido, usando um processo conhecido por *tomografia para atenuação*.

Note-se porém que as sofisticadas técnicas de processamento e análise subjacentes a este ensaio, restringem a sua realização apenas por parte de instituições com relevante capacidade de especialização técnica o que, naturalmente, leva a custos elevados na sua utilização.

Ensaio de radar

A técnica de ensaio por radar consiste no uso de ondas electromagnéticas de alta-frequência (100MHz-1GHz) emitidas com impulsos muito curtos e permite a localização das superfícies de separação entre materiais de diferentes características (em particular as constantes dieléctricas) onde ocorrem reflexão das ondas electromagnéticas. O estudo de tais fenómenos de reflexão permite determinar alterações ou defeitos nos materiais constituintes da estrutura, possibilitando por exemplo detectar juntas, defeitos ou cavidades na alvenaria, encontrar estruturas ou tubagens ocultas, etc.

Tal como a tomografia sónica, trata-se de um ensaio de elevados custos e de utilização mais reservada a casos especiais.

Ensaio dinâmicos

Os ensaios dinâmicos *in situ* constituem um tipo ensaio não-destrutivo bastante fiável, de grande utilidade e com crescente utilização para a verificação do comportamento estrutural e da integridade da construção, assim como para a calibração de parâmetros de comportamento global.

A ideia básica do método consiste na medição das frequências próprias de vibração da estrutura e, eventualmente, no seu acompanhamento ao longo do tempo. Dado que tais frequências dependem directamente da rigidez da estrutura (uma diminuição de rigidez conduz a uma redução da frequência) e inversamente da massa envolvida (um aumento de massa corresponde também a uma diminuição da frequência), facilmente se compreende que, mantendo-se a massa inalterada, então o controlo da frequência corresponde a fazer um controlo indirecto da rigidez.

Para estruturas simples, com homogeneidade material, poucos graus de liberdade e em que a origem da rigidez estrutural é perfeitamente conhecida, a aplicação deste método é directa, simples e eficaz. No caso de estruturas complexas, como é regra geral o caso das construções antigas, o esquema estrutural não é tão facilmente identificável (tornando-se susceptível de gerar incertezas no modelo estrutural adoptado), os materiais constituintes não apresentam, na maioria dos casos, características de homogeneidade por toda a estrutura e as condições de fronteira nem sempre são bem conhecidas. O modelo estrutural deve então ser baseado num conjunto de hipóteses e de valores para os parâmetros de comportamento (ex.: módulo de deformabilidade, coeficiente de Poisson, massa volúmica, ângulo de atrito, coesão, etc.) que vão sendo calibrados de forma criteriosa, de modo a procurar ajustar as frequências de vibração calculadas através do modelo numérico com as frequências medidas *in situ*.

Dois tipos de procedimentos são em geral utilizados para a realização de tais ensaios:

i) Medições de vibração ambiental. A excitação dinâmica imposta à estrutura é a que deriva de factores ambientais, tais como o vento e o tráfego urbano, e que na prática constitui uma solicitação habitual. É então registada a resposta dinâmica da estrutura através da medição de acelerações com sensores apropriados e colocados em posições criteriosamente definidas. Os

sinais obtidos são numericamente tratados e analisados em termos de amplitude e conteúdo de frequência, com recurso a técnicas de análise espectral, sendo então possível determinar as características dinâmicas da estrutura: as suas frequências e modos fundamentais de vibração e o amortecimento estrutural.

ii) Medições de vibração forçada. Neste caso a estrutura é sujeita a vibrações forçadas de baixa intensidade, de modo que os níveis de vibração produzidos não afectem a integridade da estrutura, e de novo a resposta é registada tal como para os ensaios de vibração ambiental. A excitação forçada pode ser induzida por vibradores mecânicos ou por explosivos de baixa potência. O tratamento de resultados segue os mesmos métodos que no caso anterior.

Apesar de conceptualmente simples, os ensaios dinâmicos envolvem a utilização de equipamentos sensíveis e de custo elevado e um tratamento de resultados baseado em manipulações matemáticas e algoritmos complexos, o que ainda impede de os considerar ensaios vulgares e correntes. Não obstante estes aspectos, e como resultado do significativo desenvolvimento da tecnologia de medição de vibração ambiental, este tipo de ensaios vem sendo progressivamente mais utilizado na avaliação do comportamento estrutural. Para tal tem contribuído o desenvolvimento e comercialização de equipamento mais simples, compacto e de uso expedito como é o caso de acelerómetros capazes de registar acelerações em três direcções ortogonais num dado ponto, alojados numa simples caixa portátil com ligação directa a um computador (também portátil) para transferência de dados e análise de resultados imediata *in situ*. Paralelamente, tem-se assistido no mercado a uma crescente disponibilização de programas de análise de resultados de vibração de estruturas, possibilitando o acesso mais generalizado a esta técnica de ensaio, tradicionalmente reservada (como de facto o é ainda em certa medida) a um número muito restrito de instituições especializadas (universidades e laboratórios específicos).

Neste contexto, e na opinião dos autores, os ensaios dinâmicos constituem uma técnica não destrutiva de elevado potencial e já com excelentes provas dadas também no domínio da análise e caracterização do comportamento estrutural (5), (6), que a breve ou médio prazo poderá também ser utilizado ao nível de alguns projectistas mais habilitados. Este aspecto assume acrescida importância numa fase em que se presta cada vez mais atenção à conservação e reabilitação do património construído, sem no entanto haver disponíveis bases de dados sobre características de materiais utilizados na construção de estruturas antigas.

2.3.2 Técnicas de ensaio ligeiramente destrutivas

As técnicas de ensaio não-destrutivas acima descritas não permitem em geral quantificar parâmetros que caracterizem o comportamento específico dos vários materiais constituintes duma estrutura. Apesar de fornecerem uma visão qualitativa da constituição da estrutura (caso dos ensaios de tomografia sónica e de radar), ou uma quantificação da rigidez global (caso dos ensaios dinâmicos) e mesmo algumas estimativas locais (com recurso aos ensaios sónicos ou ultra-sónicos apoiados em correlações empíricas), a informação mais detalhada sobre as características dos materiais deve, tanto quanto possível, ser apoiada em ensaios específicos que introduzem pequenas perturbações na estrutura. Naturalmente que, a serem permitidas, tais

intervenções devem ser tão pequenas quanto possível e no final dos ensaios é importante que não existam (ou sejam mínimos) os sinais do trabalho efectuado *in situ* (2).

Carotagem

A extração de pequenas carotes de pontos mais representativos da estrutura permite, por um lado a realização de ensaios laboratoriais sobre amostras dos materiais constituintes da estrutura e, por outro lado a observação directa do interior do furo resultante da operação de carotagem.

No caso das estruturas antigas de alvenaria, com particular destaque para as de pedra que são mais correntes no nosso País, esta operação, quando possível, revela-se de grande importância. De facto, nas construções antigas é muito corrente encontrar-se paredes de folha dupla, constituídas por dois panos de parede paralelos, um exterior e outro interior, entre os quais existe um enchimento de materiais inertes de grande variedade (saibro, pedras soltas, terra, pedaços de tijolo e telhas, etc.) constituindo um material de grande heterogeneidade e digno da designação de “entulho”!

Mediante ensaios laboratoriais sobre as amostras recolhidas é possível obter características mecânicas, físicas e químicas dos materiais. As carotes devem ser obtidas com uma máquina de corte rotativa dotada de coroas com dentes de diamante e a sua extracção deve ser feita de modo a introduzir a menor perturbação possível nas amostras. Tendo o cuidado de guardar a face (ou topo) exterior da carote será possível depois obturar de novo o furo com material original da construção e assim minimizar o impacto visual da operação; o interior do furo deverá ser preenchido, tanto quanto possível, com material semelhante ao que foi extraído.

Antes de serem obturados, os furos poderão ser usadas para operações adicionais que ajudarão a averiguar a constituição da parede e a definir as propriedades mecânicas dos materiais. Tal é o caso de inspecções com câmaras de vídeo, de ensaios sónicos e de testes com dilatómetro que adiante serão descritos. Os resultados das inspecções com vídeo devem ser arquivados para posteriores análises após selagem dos furos, já que permitem obter informação sobre: características da alvenaria, medidas das cavidades internas da alvenaria; análise de propagação de fendas internas e medidas das suas aberturas (2). Dos ensaios sónicos podem ser obtidos os resultados já referidos enquanto que dos ensaios com dilatómetro é possível estimar as características de deformabilidade no interior da parede atravessada pelo furo (5).

Naturalmente as técnicas de carotagem não se restringem às paredes, sendo também importantes e muito úteis para avaliar as características das fundações, nomeadamente as de pedra.

Macacos planos (Flat-jack)

Esta técnica de ensaio permite avaliar *in situ* algumas características mecânicas importantes das alvenarias existentes. A técnica usada neste ensaio é muito pouco destrutiva já que se baseia na introdução de um macaco-plano de reduzida espessura na direcção perpendicular ao plano da parede em estudo.

Seguindo diferentes variantes do ensaio, é possível proceder à avaliação do estado de tensão existente *in situ*, ou estimar as características de deformabilidade e resistência da alvenaria à compressão, e ainda determinar a resistência ao corte das camadas de argamassa ou de juntas entre blocos (cerâmicos ou de pedra) (2).

Tratando-se de paredes de alvenaria de tijolo, o macaco-plano é instalado numa junta de argamassa horizontal onde se abre previamente um rasgo com recurso a uma máquina perfuradora manual. Nesse caso, o macaco-plano é, geralmente, de secção rectangular com dimensões variáveis consoante a parede em causa.

No caso de paredes de alvenaria de pedra com juntas muito finas de argamassa, ou mesmo juntas secas, o corte deve ser feito com uma serra de disco com dentes diamantados e os macacos-planos devem ser ainda de menor espessura (em torno de 3mm).

O elevado nível de confiança nos resultados deste ensaio deve-se às reduzidas (ou mesmo inexistentes) perturbações na amostra de parede onde se pretende obter as características mecânicas e ainda à significativa área de alvenaria que é envolvida no ensaio (2).

Dilatómetro

A utilização da técnica do dilatómetro é, na sua essência, idêntica à dos macacos-planos embora recorrendo a equipamento diferente e destinando-se a obter apenas as características de deformabilidade da alvenaria.

Em termos gerais o ensaio consiste na aplicação de pressões hidrostáticas às paredes de um furo cilíndrico (previamente aberto na parede) por meio de água bombada para o interior de uma sonda dotada de um corpo rígido cilíndrico envolvido por uma membrana de borracha. Além da pressão aplicada, são medidas as deformações diametrais daí decorrentes, segundo quatro direcções desfasadas de 45° entre si e perpendiculares ao eixo do furo (5), a partir das quais é possível calcular o módulo de deformabilidade do material.

Contrariamente à técnica anterior, o dilatómetro permite avaliar tais características na parte interior das paredes, o que é particularmente indicado no caso das já referidas paredes de folha dupla onde a utilização de macacos-planos apenas permite caracterizar os panos exteriores da alvenaria. Naturalmente, a combinação de ambas as técnicas pode fornecer uma quantificação detalhada do módulo de deformabilidade em toda uma secção transversal da parede e, em particular, permite determinar a razão entre a deformabilidade da alvenaria interna e a das camadas externas (2).

2.3.3 Monitorização

O controlo do comportamento estrutural através da colocação de instrumentos de medida apropriados constitui um meio muito valioso e fidedigno de apoio à avaliação do real estado dum estrutura existente. A observação e o acompanhamento da evolução temporal de patologias numa construção contribuem para clarificar os fenómenos que lhes deram origem, e assim melhor definir as estratégias e técnicas para as mitigar ou mesmo eliminar.

A monitorização consiste em geral no registo de parâmetros tais como deformações, movimentos de juntas ou aberturas de fendas, nivelamento, verticalidade, variações de temperatura, tensões, assentamentos das fundações, variações do nível freático, etc. Para todos estes tipos de grandezas existe actualmente uma vasta gama de equipamentos possíveis de medição, bastando uma simples pesquisa em Internet para de imediato se encontrar resposta directa ou adaptável às necessidades de um caso concreto.

Idealmente, o registo deveria ser contínuo e de preferência em ligação com um sistema de aquisição e armazenamento de dados possibilitando um tratamento detalhado da evolução das medidas obtidas. Naturalmente que um tal sistema se torna muito complexo e dispendioso para poder ser utilizado de forma corrente, justificando-se apenas em casos especiais de construções de inestimável valor histórico, tais como os exemplos italianos da Basílica de S. Marcos em Veneza (2) ou a Catedral de Pavia (7). Na maioria dos casos são instalados instrumentos de medida, ou definidos pontos de referência adequados, e efectuem-se leituras periódicas em sucessivas visitas à construção em causa.

O tipo de monitorização mais corrente é sem dúvida o controle da abertura de fendas ou de juntas entre pedras. Existem várias técnicas, desde a mais clássica que assenta na colocação de testemunhos em gesso até às mais sofisticadas que requerem o uso de extensómetros eléctricos ligados a um sistema de aquisição e registo do sinal. A técnica dos testemunhos, sendo a mais simples e popular, apresenta porém a desvantagem de não permitir quantificar a evolução no tempo da abertura da fenda ou da junta. A fim de obviar este inconveniente é possível usar fissurómetros com escala de medida (constituídos por duas placas de vidro acrílio transparente, deslizantes uma sobre a outra e dotadas de uma escala reticulada cotada em milímetros) ou então extensómetros mecânicos móveis posicionados em duas pequenas placas metálicas fixas em cada um dos lados da fenda.

O controle de deformações de elementos estruturais pode ser feito com recurso à instalação de deflectómetros. Para utilização corrente e pouco dispendiosa os deflectómetros mecânicos são os mais adequados, encontrando-se já correntemente disponível este tipo de instrumentos com fácil leitura digital. Para registos contínuos e mais precisos podem ser adoptados os transdutores de deslocamentos eléctricos, correntemente designados por LVDT (Linear Voltage Differential Transducer), ou os transdutores de fio que, ligando dois pontos de medida relativamente afastados (até alguns metros), permitem determinar o seu deslocamento relativo através da variação de comprimento do fio medida em potenciómetros eléctricos, ou ainda os transdutores baseados em variação de pressão de um líquido num sistema de vasos comunicantes (8). Por sua vez, o controle de rotações ou de verticalidade pode ser feito com recurso inclinómetros.

A medição de forças ou tensões *in situ* é um processo menos corrente e mais dispendioso. Pode-se recorrer aos já referidos macacos-planos ou então a células de carga (construídas com base em extensómetros eléctricos) que fornecem informação localizada da variação de tensão normal na zona onde se encontram instaladas. As células de carga são equipamentos dispendiosos e necessitam de estar ligadas a um sistema de aquisição de dados.

Independentemente do tipo de equipamento mais adequado para uma dada campanha de medições, é importante definir cuidadosamente um plano de monitorização racional capaz de

abranger as patologias encontradas na construção e compatível com a sua situação actual. Esse plano deve estabelecer os locais de medição, o que se pretende medir e uma forma adequada para o fazer, procurando obter complementaridade e mesmo alguma redundância de medições que possibilite comparar resultados obtidos por diferentes meios ou colmatar falhas de medidas que sempre ocorrem. Neste contexto importa acrescentar que, medições excessivas ou inapropriadas não contribuem necessariamente para a melhoria do estudo e da avaliação do estado da estrutura, já que aumentam os custos e o tempo de análise.

3. CASOS PRÁTICOS DE EXPERIÊNCIA DA FEUP

3.1 Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar

Apresenta-se neste capítulo uma visão geral de um vasto trabalho desenvolvido no âmbito de uma tese de Mestrado em Estruturas na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, dedicada ao estudo do comportamento sísmico da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar (5).

A escolha deste caso de estudo ficou a dever-se, principalmente, à importância patrimonial e cultural de tal monumento de interesse histórico, que constitui um bom exemplo para aplicação de modelos de análise estrutural em construções antigas de grandes dimensões. Adicionalmente, pretendeu-se contribuir para a melhor compreensão do funcionamento deste tipo de estruturas quando submetidas a acções sísmicas.

Na realidade, este estudo foi de início encetado com uma perspectiva essencialmente académica, uma vez que a construção em causa não apresentava patologias estruturais que inspirassem cuidados. Ainda assim, foram encontradas algumas fissurações localizadas e mesmo deformações em algumas zonas indiciando problemas ocorridos no passado, mas que manifestamente se encontravam estabilizados.

Apesar disso, a dimensão e complexidade apreciáveis da Igreja da Serra do Pilar determinou a necessidade de estabelecer um vasto conjunto de procedimentos auxiliares para a modelação numérica da estrutura e, pelo trabalho entretanto já desenvolvido, justificou a realização de uma série de ensaios *in-situ* e de laboratório capazes de fornecer uma adequada caracterização das propriedades dos materiais e da estrutura. Finalmente, foi ainda possível estabelecer uma metodologia aproximada para a análise deste tipo de estruturas de grandes dimensões, envolvendo o comportamento não-linear material de algumas partes da estrutura.

Pelas razões apresentadas, este estudo pode ser considerado pioneiro na FEUP (e talvez mesmo no País, pela sua complexidade e abrangência de métodos e técnicas adoptadas) no domínio das construções históricas, já que abriu caminho para outros estudos que entretanto foram tendo lugar com base em metodologias de modelação e análise e em resultados experimentais estabelecidos no seu âmbito. Justifica-se assim a sua referência neste artigo, não tanto pela inspecção realizada à construção (que naturalmente também foi efectuada, embora de forma menos sistemática que outros casos de estudo), mas sobretudo pelo diagnóstico estrutural sustentado por uma extensa e detalhada análise numérica.

i) Enquadramento histórico do mosteiro

O Mosteiro da Serra do Pilar foi fundado em 1537 por D. Frei Brás de Braga e encontra-se inserido no monte denominado de S. Nicolau ou da Meijoeira, na serra de Quebrantões, em pleno centro histórico de Vila Nova de Gaia. A sua localização assentou em razões de carácter político e religioso bastante complexas, que, segundo alguns historiadores (9), resultou da necessidade de reformar o Mosteiro de Grijó. As obras de construção não começaram de imediato e só por volta de 1541 o monumento começou verdadeiramente a ser edificado. A igreja, da autoria de Diogo de Castilho e João de Ruão, estava concluída em 1567 e o claustro, iniciado em 1576, é dado como pronto em 1596 pelos pedreiros portugueses Jerónimo Luís e João Lopes.

Devido à escassa informação e alguma contradição entre os documentos da época, existem algumas incertezas acerca da forma em planta da primitiva igreja, nomeadamente se era em cruz latina ou circular. Em 1598, D. Acúrcio de Santo Agostinho decide demolir a igreja existente e substituí-la por uma mais ampla, que abre ao culto em 1678. Trata-se de uma igreja circular muito original em granito da região, a lembrar a de Santa Maria Rotonda de Roma, toda cercada por capelas (Figura 1). Embora haja algumas dúvidas sobre o autor do projecto da igreja, a obra foi dirigida pelos mestres de pedraria Gonçalo Vaz e Gregório Lourenço.

Durante as invasões francesas e as guerras liberais, o mosteiro foi transformado em fortaleza, aguentando os sucessivos ataques. Contudo, no final das lutas o estado de degradação do monumento era bem visível, com marcas que se foram agravando durante todo o século XIX. Em 1927 a DGEMN iniciou obras de reconstrução e reabilitação do mosteiro, que se desenvolvem até aos nossos dias.

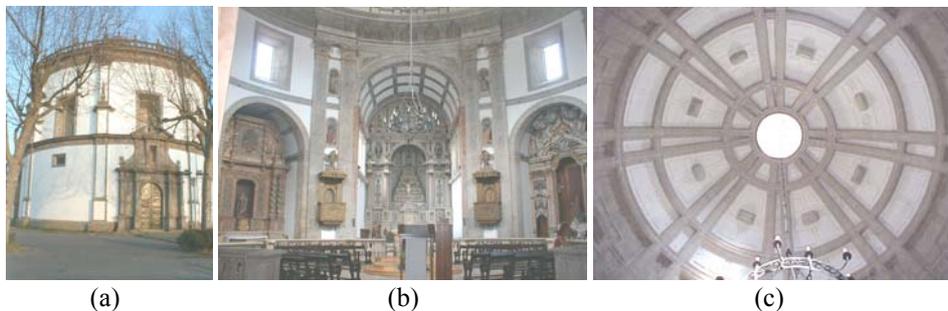


Figura 1 – Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar: (a) alçado principal, (b) interior da igreja e (c) cúpula da igreja

ii) Discretização estrutural da igreja

A igreja do Mosteiro da Serra do Pilar é um edifício de planta circular em alvenaria de pedra do século XVI/XVII. Apresenta-se como um duplo cilindro de 29.56 m de altura e raio exterior variável entre 14.6 e 15.7 m, coroada superiormente por uma cúpula semi-esférica de 23.0 m de diâmetro interior e 0.60 m de espessura, rematada no seu topo por quatro colunas de 4.0 m de altura que servem de apoio a uma pequena cúpula. No interior encontram-se oito contrafortes que intercalam com capelas em arco e janelas alongadas, interrompidos na zona da

capela-mor por um corpo rectangular com desenvolvimento em profundidade e de 14 m de altura. Lateralmente à igreja existem outros edifícios de pequeno porte.

A modelação numérica da igreja envolveu, numa primeira fase, a identificação da geometria dos vários elementos estruturais constituintes da mesma, obtida a partir do levantamento topográfico realizado no local e da análise de elementos facultados pela DGEMN. Seguidamente, procedeu-se à modelação numérica tridimensional da estrutura recorrendo ao programa de cálculo CASTEM 2000 (10), através do qual os blocos de pedra visíveis e os restantes enchimentos foram simulados por elementos volumétricos, e as juntas existentes ao nível dos arcos foram modeladas usando elementos de junta.

O resultado de tal discretização é apresentado na Figura 2, onde se ilustram as malhas obtidas, nomeadamente a primeira relativa só a metade do corpo circular da igreja, a segunda à malha total final a adoptar no estudo. Detalhes sobre as malhas dos arcos e bases dos contrafortes, assim como das juntas consideradas entre os blocos dos arcos encontram-se descritos em (5).

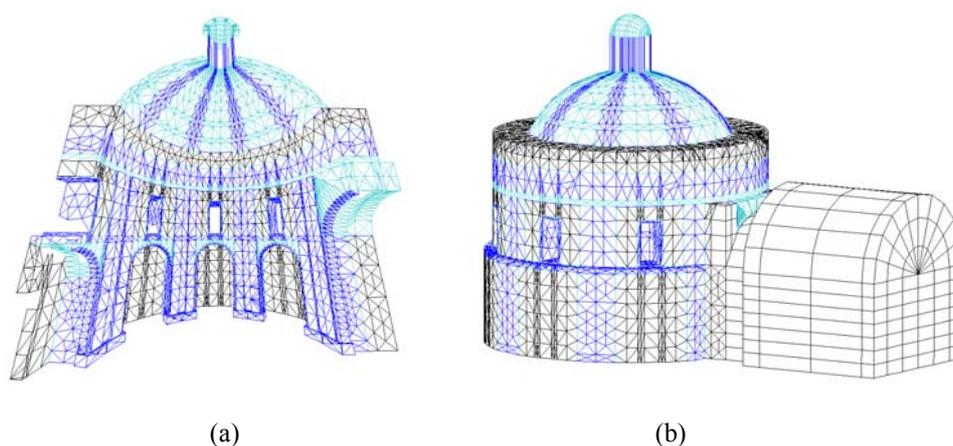


Figura 2 – Discretização numérica da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar: (a) metade da estrutura e (b) malha total

iii) Caracterização das propriedades dos materiais e da estrutura

A caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos materiais foi feita com recurso a ensaios em laboratório realizados sobre amostras de pedra e de pedra-e-junta extraídas no local (ex: resistência à compressão e tracção da pedra, ensaios de carga normal e de deslizamento em juntas), bem como ensaios *in situ* (ultra-sons e ensaio de dilatómetro).

Para aferição da rigidez global da estrutura, foram ainda determinadas as suas características dinâmicas (frequências e modos de vibração) com recurso a ensaios dinâmicos *in situ*.

Durante a fase de recolha das amostras e após a análise das aberturas daí resultantes, foi possível ter uma ideia da disposição das pedras ao longo do interior das paredes, bem como dos vazios das mesmas. Verificou-se assim que, de um modo geral, as fachadas da igreja são

constituídas por dois panos de blocos de pedra com aproximadamente 0.60 m de espessura nas zonas dos contrafortes, e preenchimento entre blocos com aglomerados de pedras e argamassa.

✓ **Ensaaios in situ**

Ultra-Sons

Foram realizados ensaios em paredes da igreja e em carotes extraídas no local. Os resultados obtidos evidenciaram que, ao nível das carotes de pedra, os valores encontrados são razoáveis e dentro do intervalo previsto. Pelo contrário, nas paredes esses valores não se revelaram satisfatórios, o que se ficou a dever à heterogeneidade do material de enchimento.

Dilatómetro

Em colaboração com o LNEC, foram realizados ensaios (Figura 3) em dois furos de sondagem com cerca de 1.80 m de comprimento, executados em dois níveis das paredes dos contrafortes (pouco acima do piso térreo e ao nível das janelas superiores). O esquema dos ensaios consistiu na aplicação de ciclos de carga-descarga e na medição dos correspondentes deslocamentos diametrais daí resultantes. Os valores obtidos permitiram determinar o módulo de elasticidade global dos materiais e, por confronto com os resultados de outros ensaios (dinâmicos), verificou-se que, com esta técnica, é possível estimar aquela grandeza, apesar da zona em análise ser consideravelmente limitada quando comparada com a dimensão da estrutura.



(a) (b) (c)
Figura 3 - Ensaio de dilatómetro – (a) equipamento, (b) colocação do dilatómetro, (c) ensaio

Ensaaios Dinâmicos

Estes ensaios foram realizados em colaboração com o LNEC e permitiram identificar o comportamento dinâmico da estrutura (frequências e modos de vibração), a partir da medição de acelerações em diversos pontos da igreja (em quatro níveis), induzidas pela acção do ruído ambiente e da excitação resultante da explosão de detonadores de baixa potência enterrados no pátio exterior à igreja (Figura 4). Os resultados foram assim obtidos em termos de frequências e correspondentes modos de vibração, de onde se salientam os valores de 3.08, 3.52, 4.44 e 6.79 Hz, que se revelaram essenciais na calibração do modelo numérico da estrutura (5).

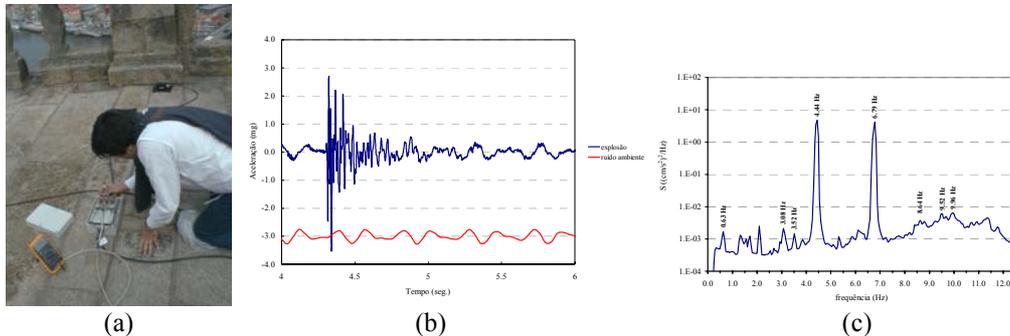


Figura 4 - Ensaios dinâmicos – (a) ajuste de instrumentação, (b) amostra de sinal, (c) espectro de potência médio

✓ Ensaios em laboratório

Os ensaios em laboratório foram realizados sobre carotes extraídas no local, tendo sido diferenciados consoante se tratava de amostras de pedra, ou amostras de pedra-e-junta.

Caracterização dos blocos de pedra

As carotes de pedra foram submetidas a vários ensaios clássicos e correntes no Laboratório de Ensaios de Materiais de Construção da FEUP. Foram assim estimadas, em termos de valores médios, a resistência à compressão de 95 MPa, à tracção de 3.5 MPa, ao corte de 22.9 MPa e o módulo de elasticidade de 20 GPa.

Caracterização das juntas

A avaliação do comportamento mecânico dos dois tipos de juntas existentes na estrutura (junta seca e junta com argamassa), nomeadamente a quantificação da resistência a cargas normais e ao deslizamento, foi efectuada com recurso a ensaios no Núcleo de Obras Subterrâneas do Departamento de Barragens do LNEC (Figura 5), sobre provetes devidamente preparados para esse efeito. Foi dado maior destaque à análise dos resultados obtidos nos provetes de junta seca, dado tratar-se do tipo de ligação a modelar entre os blocos dos arcos.



Figura 5 - Ensaios de caracterização das juntas – (a) provete de junta, (b) fase inicial do ensaio, (c) provete após ensaio de corte

A partir dos ensaios de carga normal e de deslizamento (11) foi estimada a rigidez normal e tangencial das juntas. Dos ensaios de corte e deslizamento sob vários níveis de compressão, foi possível obter várias curvas de resposta deste material ao corte (Figura 6) e ajustar a leis de comportamento, nomeadamente das juntas secas, para utilização nos modelos numéricos. Em particular na Figura 6 apresentam-se algumas curvas que permitiram, por um lado comparar resultados de ensaios de corte de juntas com argamassa (que provocam a rotura tangencial da junta) com posteriores ensaios de deslizamento na mesma junta (Figura 6-a), e por outro lado comparar as curvas de resposta ao deslizamento em juntas secas e com argamassa, para um mesmo nível de tensão normal (Figura 6-b).

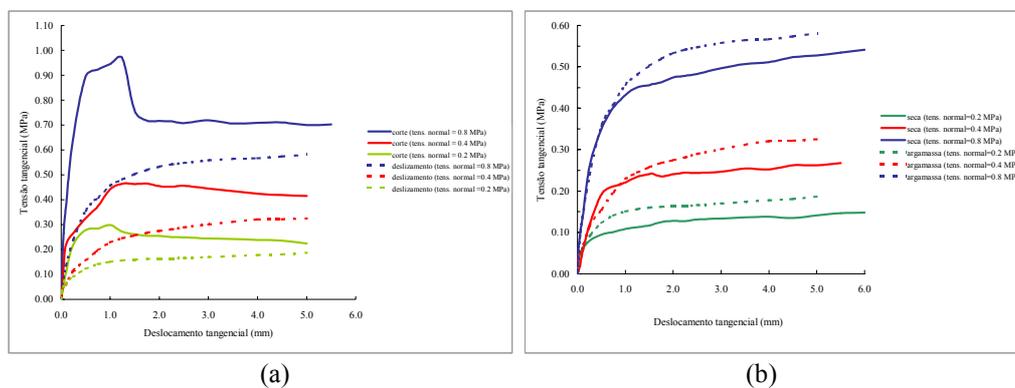


Figura 6 - Curvas de resposta média das juntas para várias tensões normais: (a) ensaios de corte (traço cheio) e deslizamento (traçado) em junta com argamassa, (b) ensaios de deslizamento em junta seca (traço cheio) e com argamassa (traçado)

iv) Análise sísmica da igreja – diagnóstico numérico

O estudo do comportamento da igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a acção de sismos, devidamente caracterizados para a sismicidade do local, envolveu a adopção de uma metodologia de análise simplificada que permitiu caracterizar o comportamento global da estrutura, bem como o comportamento local de partes da estrutura (arcos e respectivas bases de apoio). Esta estratégia foi definida de acordo com o tipo e a extensão de análise pretendida, associada à complexidade geométrica e estrutural deste edifício.

A primeira fase do processo consistiu na calibração das propriedades dos materiais, a partir da comparação das frequências e modos de vibração medidos no ensaio dinâmico *in situ*, com os determinados no cálculo numérico da estrutura. Verificou-se uma proximidade bastante razoável entre os resultados obtidos pelas duas vias de análise (experimental e numérico), principalmente no que se refere aos dois primeiros modos de vibração (3.08 Hz e 3.52 Hz versus 3.13 Hz e 3.54 Hz) ilustrados na Figura 7.

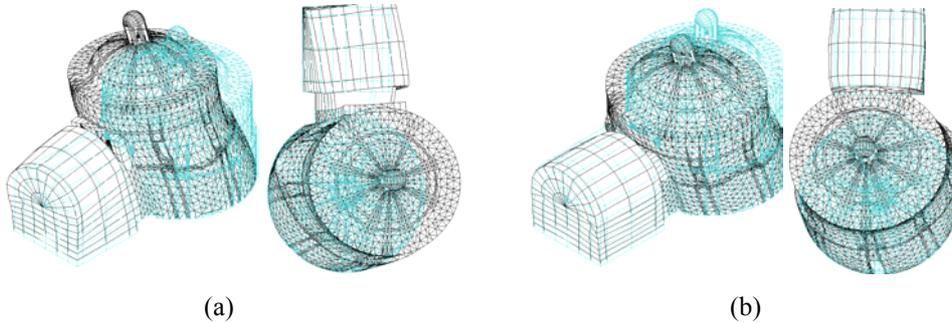


Figura 7 – Modos de vibração em planta e perspectiva obtidos da modelação numérica:
(a) 1º modo ($f=3.13$ Hz) e (b) 2º modo ($f=3.54$ Hz)

Da análise global da igreja, os resultados evidenciaram zonas localizadas que se revelaram mais sensíveis à acção considerada, nomeadamente junto aos cantos das janelas, tal como se pode observar nas Figuras 8(a) e 8(b), onde se ilustram as máximas tensões de compressão e de tracção. Os maiores deslocamentos da estrutura (aproximadamente 12 mm) foram registados ao nível do lanternim sobre a cúpula segundo a direcção radial ao corpo da igreja conforme se ilustra nas configurações deformadas máximas ilustradas na Figuras 8(c). Assim, numa visão global do comportamento da estrutura pode dizer-se que a igreja possui uma considerável capacidade resistente face à acção sísmica aplicada.

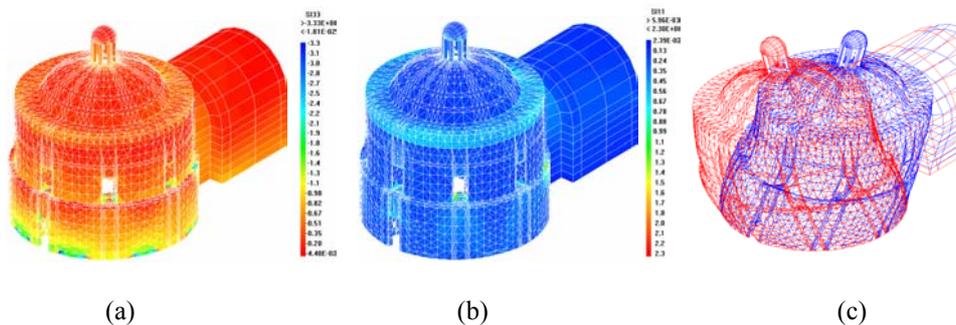


Figura 8 – (a) Tensões principais máximas compressão (3.33 MPa), (b) Tensões principais máximas tracção (2.30 MPa) e (c) Deslocamentos máximos resultantes de uma análise linear global

Relativamente à análise mais detalhada da subestrutura dos arcos e bases de apoio, onde foi considerado o comportamento não-linear das juntas entre blocos e outros pressupostos (5), constatou-se que as zonas mais críticas são ao nível das colunas dos arcos. Por outro lado, os máximos deslocamentos registados nos arcos ocorreram no bloco de fecho e segundo a direcção radial, conforme se indica nas Figuras 9(a) e 9(b) que descrevem as deformadas máximas positivas e negativas dos arcos. A evolução daquele deslocamento máximo (nas suas componentes radial, tangencial e vertical) com a intensidade da acção sísmica considerada encontra-se representada na Figura 9(c) e traduz a sua curva de vulnerabilidade sísmica que exhibe acentuada não-linearidade para intensidades da acção sísmica acima de 1,5 vezes a intensidade prevista para o local.

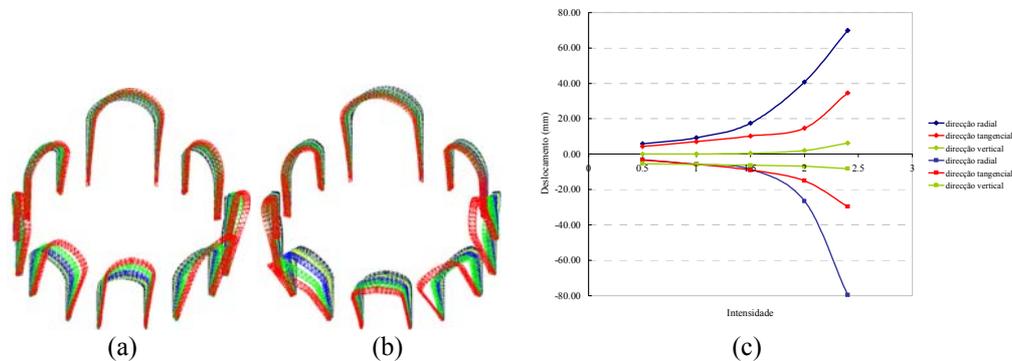


Figura 9 – Deformada máxima por intensidade: (a) positiva e (b) negativa e (c) evolução dos máximos deslocamentos dos arcos com a intensidade

v) Considerações finais

As diversas etapas que envolveram o estudo do comportamento sísmico da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar, permitiu confirmar que a conjugação da vertente experimental com a aplicação de modelos analíticos cada vez mais sofisticados, constitui um passo importante na compreensão do funcionamento deste tipo de estruturas.

A metodologia seguida neste trabalho parece adequada na análise de construções complexas como a presente, em particular se se tiver em conta que, dadas as incertezas envolvidas na modelação, os resultados devem ser encarados como estimativas mais ou menos aproximadas do real comportamento estrutural.

Por fim, considera-se importante o desenvolvimento de outros projectos nesta área tendentes à compreensão do comportamento sísmico desta classe de estruturas, de forma a reduzir o impacto dos sismos em edifícios de grande valor patrimonial.

3.2 Ponte da Lagoncinha

À semelhança do referido no capítulo anterior, o caso de estudo a seguir descrito enquadra-se também no trabalho desenvolvido no contexto de uma tese de Mestrado em Estruturas na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto subordinada ao tema da análise do comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a acção do tráfego rodoviário (12). No entanto, contrariamente ao caso anterior, este estudo resultou de uma solicitação directa da DGEMN, ao abrigo do protocolo de colaboração com o DEC-FEUP, no sentido de avaliar as condições de segurança da ponte e de propôr medidas de reforço que eventualmente se revelem necessárias.

Tendo decorrido após a experiência adquirida no estudo da igreja da Serra do Pilar, naturalmente os trabalhos de investigação sobre a ponte da Lagoncinha foram realizados com uma sequência idêntica à do caso anterior. No entanto, este novo caso conduziu a um valor

acrescentado em termos de inspeção e diagnóstico estrutural que consiste nos seguintes aspectos:

- i) inspeção estrutural e registo de danos de forma mais sistematizada com recurso a fichas e mapas especialmente elaborados para o efeito;
- ii) aquisição de conhecimentos e de experiência sobre metodologias para o levantamento fotogramétrico de construções existentes, em especial as de alvenaria de blocos de pedra que requerem particular cuidado na sua discretização geométrica;
- iii) melhoria de conhecimentos nas técnicas de ensaio de caracterização dinâmica estrutural *in situ*, em particular dos meios de processamento e análise de sinal usando programas comerciais especialmente destinados a esse fim;
- iv) estabelecimento de metodologia de consideração de cargas rolantes no programa de cálculo CASTEM2000 usado na modelação numérica.

i) Enquadramento espacial e histórico da ponte

A ponte de Lagoncinha, Monumento Nacional, cruza o rio Ave na freguesia de Lousado (Vila Nova de Famalicão – Braga), sendo possível o seu acesso nos dias de hoje a partir da EM 508 no sentido Santo Tirso-Lousado (Figura 10-a).

A ponte, de tipologia românica, apresenta um tabuleiro de perfil longitudinal plano com duas rampas sobre seis arcos desiguais, uns de volta redonda e outros quebrados. Entre os arcos possui contrafortes com quebra-rios triangulares a montante e quebra-rios quadrangulares a jusante (Figuras 10-b, c, d). As guardas laterais são constituídas por cantaria aparelhada de granito e o pavimento do tabuleiro é revestido com lajes de granito.

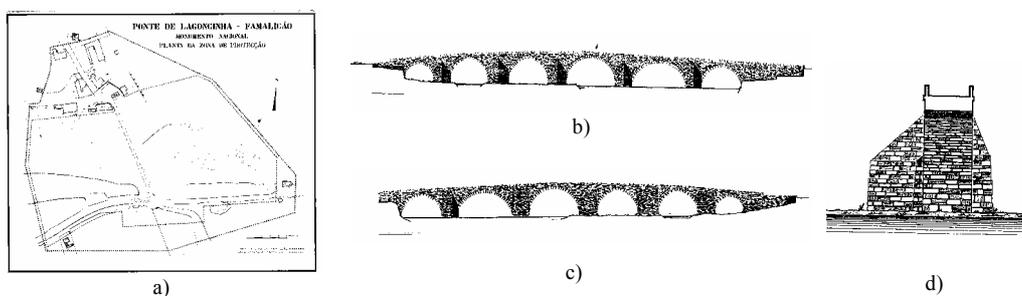


Figura 10 – Ponte da Lagoncinha (DGEMN).

(a) Planta de implantação, (b) alçado de montante, (c) alçado de jusante e (d) corte transversal

A construção medieval é, possivelmente, atribuível a uma reconstrução de uma ponte da época romana, já que por aqui devia passar a via militar de grande importância de Braga a Santarém. Ao longo de séculos de funcionamento há várias referências a reparações na ponte da Lagoncinha, destacando-se algumas durante o século XVI (13).

No início do séc. XVIII, a ponte da Lagoncinha deixou de ser normalmente utilizada pelos viajantes entre Porto e Braga, provavelmente em virtude do estabelecimento de condições de

navegabilidade do rio Ave e da «criação da célebre Barca da Trofa por onde passou a fazer-se a travessia». Posteriormente a Barca da Trofa foi substituída por uma ponte de madeira até que em 1858 foi construída uma ponte pênsil que, por sua vez, foi mais tarde substituída por outra de betão armado. Por tais razões, a ponte da Lagoncinha foi passando a ter um papel secundário na rede viária entre Porto e Braga, ficando destinada a dar serventia a caminhos locais, o que levou a um progressivo estado de quase abandono visivelmente confirmado pela proliferação de poluição biológica que foi contribuindo fortemente para acelerar a degradação do antigo monumento.

Mais tarde, a conclusão da estrada de Santo Tirso a Lousado determinou a reactivação da importância da ponte da Lagoncinha que voltou a ser local de passagem muito frequentada de peões e de veículos. O trânsito, não apenas de automóveis ligeiros, mas também de camionetas de carga, terá acelerado o estado de degradação dos principais elementos resistentes da ponte e evidenciado a urgência de trabalhos de restauro e consolidação.

A ponte da Lagoncinha foi classificada como Monumento Nacional em 1943, após o que, a DGEMN realiza importantes trabalhos de restauro e consolidação entre 1952 e 1953. Nessa altura procedeu-se ao desmonte da ponte e ao seu reforço com uma lajeta de betão armado cobrindo toda a superfície do pavimento para distribuição de cargas, tendo sido repostos novamente o lajedo e os tímpanos. Foram também reforçados os intradorsos dos três arcos a sul com cintas de betão armado e reconstruídos os contrafortes e quebra-rios enchendo-os com betão ciclópico, tendo sido restabelecido o trânsito na ponte a 12 de Setembro de 1954.

Deste então, outras pequenas intervenções têm sido levadas a efeito pela DGEMN, salientando-se que em 1980 se procedeu à instalação de um sistema de Sinalização Semafórica Automática de Trânsito, em 1987 foi efectuado o fechamento de juntas, a limpeza da vegetação e a reparação das guardas e, finalmente, entre os anos 1993 e 1994, foi levada a cabo a reparação da guarda no acesso sul da ponte da Lagoncinha.

Não obstante os trabalhos de conservação e reparação de que tem sido alvo nos últimos cinquenta anos, a ponte apresenta danos que inspiram cuidados, razão pela qual a DGEMN solicitou a intervenção do DEC-FEUP para realizar uma inspecção e diagnóstico detalhados da ponte, capazes de sustentar propostas de adequadas medidas de reparação e/ou reforço.

Neste contexto, e até ao presente, foi já desenvolvido um extenso trabalho de inspecção, diagnóstico, modelação e análise estrutural, envolvendo a realização de alguns ensaios de laboratório e uma vasta campanha experimental de caracterização dinâmica da ponte da Lagoncinha. Os resultados de tal estudo são amplamente descritos na já referida dissertação de mestrado (12) e são também objecto de um artigo específico apresentado neste seminário (14), razão pela qual apenas são aqui referidos alguns aspectos essenciais do estudo.

ii) Estado actual da ponte

Na sequência de algumas visitas ao local da ponte da Lagoncinha, diversos tipos de danos foram observados e registados em mapas de danos especificamente elaborados para tal. Estes mapas encontram-se estruturados por tipo de dano registado, que é identificado com a letra D e uma numeração sequencial.

Cada elemento estrutural da ponte é também identificado com a letra E e um número de 1 a 14 tal como se encontra indicado na Figura 11.

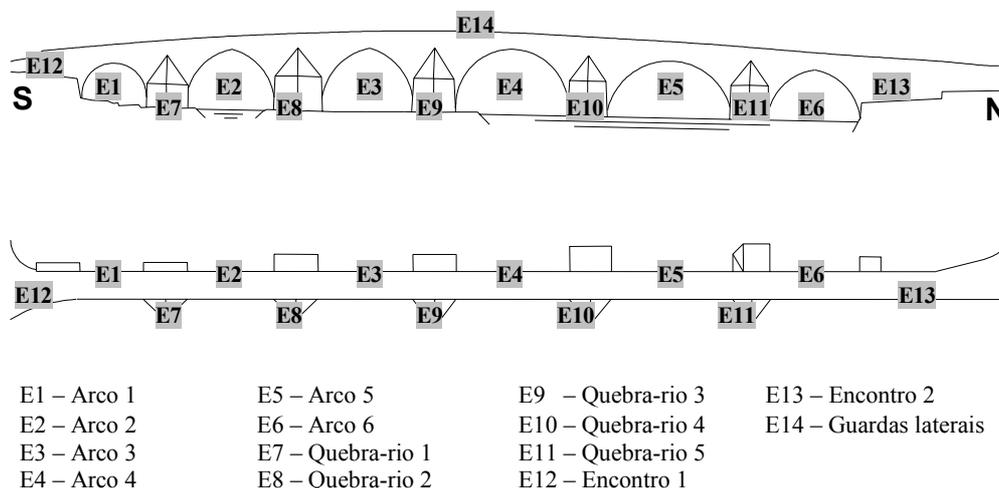


Figura 11 – Identificação dos elementos estruturais da ponte da Lagoncinha.

Nos mapas de danos estes são localizados nos diferentes elementos estruturais da ponte e identificados de acordo com uma designação que lhes é atribuída na relação exaustiva dos danos observados. Para cada dano é feita uma descrição pormenorizada das características que lhe estão associadas e são identificadas as causas que lhe deram origem. Quando tal se justifique, são também propostos meios de prevenção e reparação dos referidos danos.

Em termos gerais, e em resultado da inspeção realizada, podem resumir-se os seguintes danos generalizados em toda a ponte:

- ✓ perda de argamassa nas juntas;
- ✓ degradação do material granítico;
- ✓ presença de poluição biológica e
- ✓ presença de humidade no interior da estrutura por deficiente drenagem da água das chuvas.

Dos danos localizados na ponte podem destacar-se os seguintes:

- ✓ fendilhação do intradorso dos arcos da ponte evidenciando um movimento de abertura transversal ao longo do eixo, provavelmente originado por tensões de compressão que induzem um efeito de extensão transversal das juntas e arrastam a fendilhação dos blocos e das juntas verticais;
- ✓ abatimento (por descompressão) do primeiro arco do lado norte, possivelmente devido a erosão da fundação provocada por alterações do escoamento do rio nessa zona.

Nas páginas seguintes são apresentados, a título de exemplo, os mapas correspondentes a dois tipos de danos referidos no parágrafo anterior (15).

MAPA DE DANOS		Tipo:	D1
TIPO DE DANO: Fendilhação longitudinal do intradorso da ponte			
Localização dos danos:		Elementos Estruturais:	
		E1 E2 E3 E5 E6	
Descrição:		Registo fotográfico:	
<p>O padrão de fendilhação observado é caracterizado pela existência de fendas pronunciadas ao longo do intradorso do arco. Estas fendas desenvolvem-se principalmente nas juntas verticais de alvenaria e seguem esta direcção fissurando também os blocos de granito adjacentes ou descrevendo um trajecto mais tortuoso, também segundo as juntas horizontais.</p> <p>A fendilhação observada corresponde a um processo complexo podendo-se agrupar as fendas registadas nos seguintes tipos: fendas por tracção nas juntas e/ou nos blocos; fendas por corte com escorregamento das juntas; fendas nos blocos devido ao efeito da extensão transversal das juntas em presença de tensões de compressão.</p>			
Causas:		<p>Fig. 9 – Padrão de fendilhação registado no intradorso de um arco da ponte.</p>	
<p>Verifica-se a existência de fendas nos blocos de alvenaria devido ao efeito de extensão transversal das juntas e ainda fendilhação devida ao efeito combinado de tensões de compressão e de corte, produzindo fendilhação diagonal por tracção nos blocos.</p> <p>A degradação da estrutura, bem patente pelo tipo de fendilhação da alvenaria e por uma significativa ausência de argamassa nas juntas, poderá estar relacionada com a excessiva carga devida ao volume de tráfego que se repercute num movimento transversal de abertura do arco ao longo do eixo (Fig. 10).</p>			
Prevenção:		<p>Fig. 10 – Ilustração do movimento transversal perceptível no intradorso da ponte.</p>	
Reparação:			
<p>Diminuição do volume de tráfego para reduzir as cargas de serviço na ponte¹.</p> <p>A tomada das juntas favorecerá o comportamento estrutural da ponte.</p>			
Observações:			
<p>¹Apesar da proibição marcada pela sinalética existente, continuam a passar camiões pesados pela ponte.</p>			

MAPA DE DANOS		Tipo:	D2
TIPO DE DANO: Descompressão			
Localização dos danos:		Elementos Estruturais:	
		E6	
Descrição:		Registo fotográfico:	
<p>Regista-se o abatimento do arco por descompressão, sendo notória e bem evidente a deformação da meia esquadra do lado norte. Na sequência desta descompressão, as juntas de alvenaria dos tímpanos estão substancialmente abertas e com alinhamentos por vezes pouco irregulares, percebendo-se até pequenos deslocamentos e rotações entre os blocos destes elementos.</p>			
Causas:		<p>Fig. 11 – Pormenor esquemático da descompressão e seus efeitos na deformação do arco.</p>	
<p>No decorrer da década de 80, foi desenvolvido o projecto de despoluição do rio Ave. Este projecto envolveu a execução de uma rede de drenagem de águas residuais das indústrias do Vale do Ave ao longo do leito do rio. Na sequência destas obras foi colocada uma caixa de visita de grandes dimensões junto à ponte. A presença desta caixa de visita e respectiva tubagem terá originado elevadas perturbações no escoamento do leito do rio causando um acréscimo da velocidade de escoamento e consequentemente das pressões do fluido sobre o contraforte vizinho. Esta situação, poderá estar a originar lavagem das fundações com consequente assentamento do encontro norte, conduzindo à descompressão no arco que leva ao abatimento da meia esquadra. Até à realização de estudos mais aprofundados, parece ser este o principal motivo dos danos observados relativamente ao abatimento do arco.</p>			
Prevenção:		<p>Fig. 12 – Vista da jusante do arco 6. a) Descompressão e abatimento do arco. b) Caixa de visita da rede de despoluição do Vale do Ave.</p>	
Reparação:			
Observações:			

As patologias generalizadas em toda a estrutura evidenciam os resultados do processo natural de envelhecimento e degradação dos materiais. Contudo, dadas as condições envolventes em que a ponte se encontrava à data das inspeções, este processo de degradação era visivelmente acelerado, pelo que se recomendaram as seguintes intervenções:

- ✓ limpeza da vegetação e outros depósitos biológicos com recurso a meios mecânicos e/ou químicos compatíveis com a estrutura físico-química da ponte, devendo no entanto esta medida fazer parte de um plano de manutenção regular da ponte;

- ✓ implementação de adequados sistemas de protecção dos materiais aos agentes agressivos presentes no meio ambiente.
- ✓ melhoramento da rede da drenagem e do sistema de impermeabilização com objectivo de limitar a entrada de águas pluviais para o interior da estrutura.

No que se refere à fendilhação registada no intradorso dos arcos, e dado que o padrão de fendilhação sugeria a presença de tensões de compressão elevadas, recomendou-se como medida imediata a diminuição do volume de tráfego na ponte, de modo a reduzir as cargas de serviço e as vibrações por elas induzidas na estrutura. Tal medida aguardava naturalmente resultados de estudos mais aprofundados do comportamento estrutural da ponte que entretanto foram tendo lugar, e dos quais em breve serão extraídas outras recomendações para intervenções na estrutura.

iii) Modelação e análise do comportamento da ponte

Tal como já referido, a ponte da Lagoncinha foi objecto de um aprofundado estudo do seu comportamento estrutural face às principais acções que a solicitam, nomeadamente o tráfego rodoviário e eventuais assentamentos de apoio do encontro do lado Norte (12) No entanto, apenas as etapas e aspectos principais são referidos nos parágrafos seguintes de modo a dar uma visão global do trabalho realizado.

A modelação numérica da estrutura com recurso ao programa de cálculo estrutural CASTEM2000, foi precedida de uma vasta campanha de levantamento geométrico através de meios topográficos tradicionais e de técnicas mais evoluídas de fotogrametria. Recorrendo a uma grande quantidade de fotografias cobrindo toda a extensão e muitos detalhes da ponte, foi possível proceder à reconstituição de um modelo geométrico tridimensional da ponte com uma discretização realista dos blocos de pedra que a constituem. Após diversas manipulações com programas apropriados, foi possível definir um modelo geométrico adequado para o cálculo estrutural em que os blocos de pedra se encontram devidamente individualizadas por forma a poder discretizar e modelar as juntas entre eles.

A caracterização das propriedades mecânicas dos materiais e da estrutura apoiou-se em estudos precedentes da igreja da Serra do Pilar, em alguns ensaios de amostras retiradas do local e nos ensaios dinâmicos *in situ*. Foi efectuado um exaustivo processo de calibração das propriedades da estrutura nas suas diversas zonas que teve em devida conta o historial das intervenções de consolidação ocorridas na ponte. A título de exemplo, foram atribuídas características de rigidez mais elevada na metade sul da ponte que havia sido reforçada aquando das intervenções da DGEMN na década de 1950 e que, visivelmente se encontra em melhor estado de conservação.

Uma vez calibradas as propriedades mecânicas da estrutura, o modelo estrutural foi calculado sob acção do seu peso próprio e das cargas rolantes devidas ao tráfego, admitidas como cargas móveis conforme definidas no Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes (16). Tal como no caso da igreja da Serra do Pilar, o cálculo envolveu duas fases: uma primeira em que se considerou apenas o comportamento linear global da ponte e uma segunda fase em que foi activado o comportamento não-linear de algumas zonas mais críticas, no caso presente os dois primeiros arcos do lado Norte. O comportamento não-linear foi considerado

apenas nos elementos de junta entre blocos de pedra por forma a atender à inexistência de resistência à tracção e à não-linearidade do comportamento em corte no contacto entre pedras.

A título exemplificativo incluem-se nas figuras seguintes alguns resultados do trabalho desenvolvido. Assim, na Figura 12-a) ilustra-se o aspecto geral da malha de elementos finitos constituída para a simulação numérica do comportamento da ponte. Na Figura 12-b) apresenta-se a distribuição das tensões principais de compressão devidas apenas ao peso próprio da ponte, enquanto que nas Figuras 12-c) e 12-d) se ilustram detalhes, respectivamente, das tensões principais de compressão nos blocos do arco 5 e das tensões normais nas suas juntas.

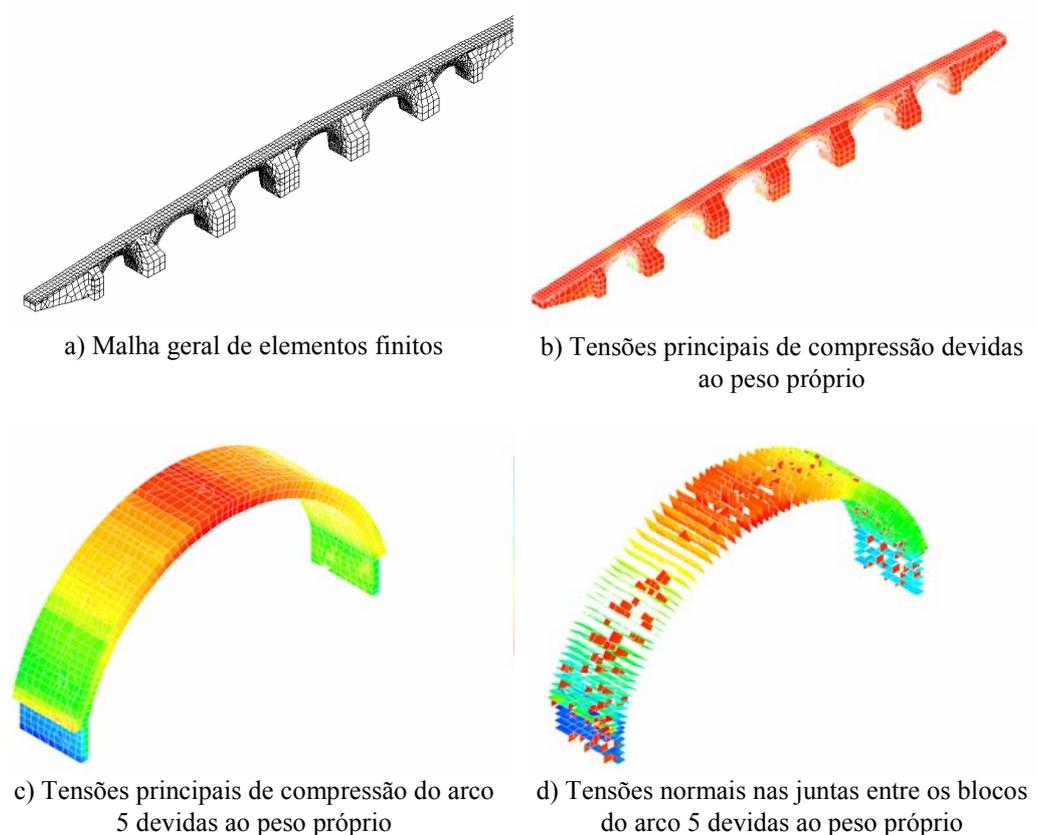


Figura 12 – Identificação dos elementos estruturais da ponte da Lagoncinha

Em resultado deste estudo sobre a ponte da Lagoncinha, presentemente em fase de finalização e de apresentação pública, será elaborado um relatório para a DGEMN no qual deverá ser incluída uma proposta de intervenção na estrutura e na zona envolvente, com vista à eliminação das causas e à mitigação das patologias estruturais observadas na ponte.

3.3 Igreja dos Terceiros em Braga

O caso da igreja dos Terceiros em Braga, um estudo ainda em desenvolvimento, assume um cariz diferente dos anteriores. Trata-se de uma construção que foi objecto de uma inspecção detalhada, por solicitação da DGEMN, a partir da qual foram identificadas algumas zonas que inspiram sérias preocupações acerca da sua estabilidade e outras que, tendo sido num passado recente motivo de apreensão acerca da sua segurança, foram estabilizadas com recurso a meios provisórios.

As duas situações encontradas determinaram duas formas de actuação distintas. Por um lado foi decidido proceder à monitorização de elementos estruturais (ex.: arco triunfal) cuja estabilidade se apresentava potencialmente em risco, a fim de averiguar a eventual progressão dos danos observados. Por outro lado, para a zona que se encontra provisoriamente escorada (arco do coro), foi proposta e aceite a realização de um modelo experimental de grande escala para ensaiar soluções de reforço a adoptar numa futura intervenção de estabilização deste arco e, possivelmente, de outros do mesmo tipo existentes em outras igrejas.

i) Enquadramento espacial e histórico da igreja do Terceiros

A igreja dos Terceiros de Braga situa-se no ângulo formado pelas ruas dos Capelistas e do Castelo, possuindo um traçado sóbrio e ao mesmo tempo elegante e harmonioso (Figura 13).



a)



b)

Figura 13 – Igreja dos Terceiros. (a) Vista geral exterior, (b) Aspecto geral do interior

A igreja é constituída por várias dependências, podendo distinguir-se três corpos principais pelas formas e utilização que acomodam. O corpo principal da igreja é composto pela grande

nave cuja abóbada se apoia em três arcos circulares. Na parte posterior encontra-se a Capela-Mor e Torre Sineira; por último, a sacristia que se desenvolve em área anexa.

A origem da igreja remonta ao ano de 1685 quando os irmãos da Venerável Ordem Terceira de São Francisco de Braga, decidiram que era tempo de terem a sua igreja própria. No entanto, a construção demorou bastante anos a ser edificada de tal forma que só em 1712 ficou concluído o corpo da igreja. Além disso a construção revelou-se bastante complicada. De facto, depois de pronta em 1728, constatou-se que a abóbada da Igreja tinha aberto não só pelos fechos do meio mas também pelos lados dando a entender que ameaçava ruir, pelo que foi decidido imediatamente mandar fazer obras para lhe aumentar a segurança. Ainda assim, a obra não deve ter ficado muito bem feita uma vez que se encontram registos de a abóbada ameaçar ruína em 1745. Sabe-se ainda que em 1893 a igreja e suas dependências foram restauradas a fundo (13).

Nos anos de 1996 e 1997 foi construído um parque de estacionamento subterrâneo e um túnel de acesso que estabelece a ligação viária entre o parque e as artérias da cidade. Estas obras localizaram-se nas proximidades da igreja dos Terceiros e afigura-se possível que estejam relacionados com os recentes danos ocorridos naquela igreja, em resultado de movimentos deformacionais para o interior das escavações abertas.

ii) Inspeção e diagnóstico do estado actual da igreja do Terceiros

As visitas efectuadas à igreja dos Terceiros permitiram a avaliação do estado actual da estrutura e o registo dos danos, dos quais se relatam os mais relevantes nos parágrafos seguintes.

Antes porém, importa salientar que, além da já referida constituição da igreja, existe o coro que está apoiado em dois arcos abatidos, um na entrada e outro por baixo das grades do coro. Na Figura 14 apresenta-se a planta geral da igreja onde estão representadas as localizações dos dois arcos abatidos do coro (referenciados por *a*) e do arco triunfal (referenciado por *b*).

Os arcos que sustentam o coro apresentam elevada deformação, tal como se pode observar nas Figuras 15-a), b) e c), exibindo uma grande flecha vertical assim como juntas abertas e deslocamentos relativos entre pedras com notável expressão. Estas patologias nestes arcos foram inicialmente notadas pelo padre da igreja aquando da execução das já referidas obras subterrâneas nas proximidades da mesma, nos anos de 1996 e 1997. Por essa ocasião foi comunicado à Câmara Municipal de Braga a existência de tais avarias e, em virtude da elevada deformação registada, o arco interior foi provisoriamente escorado. No entanto, essa situação mantém-se até hoje, conforme se pode constatar da Figura 15-a).

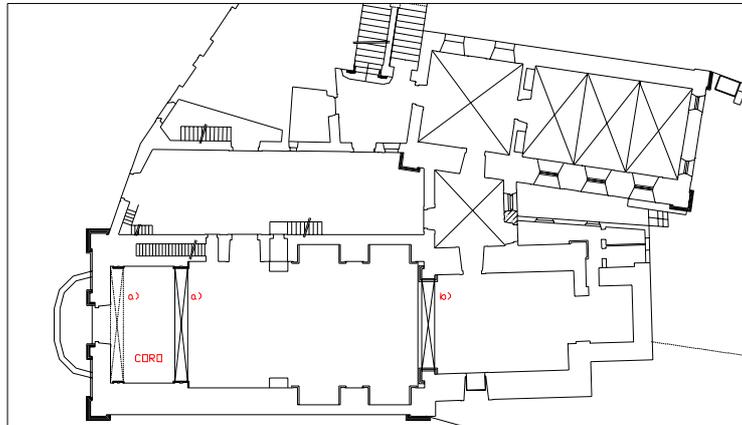


Figura 14 – Planta geral da igreja dos Terceiros. (a) Arcos abatidos que suportam o coro, (b) arco principal.

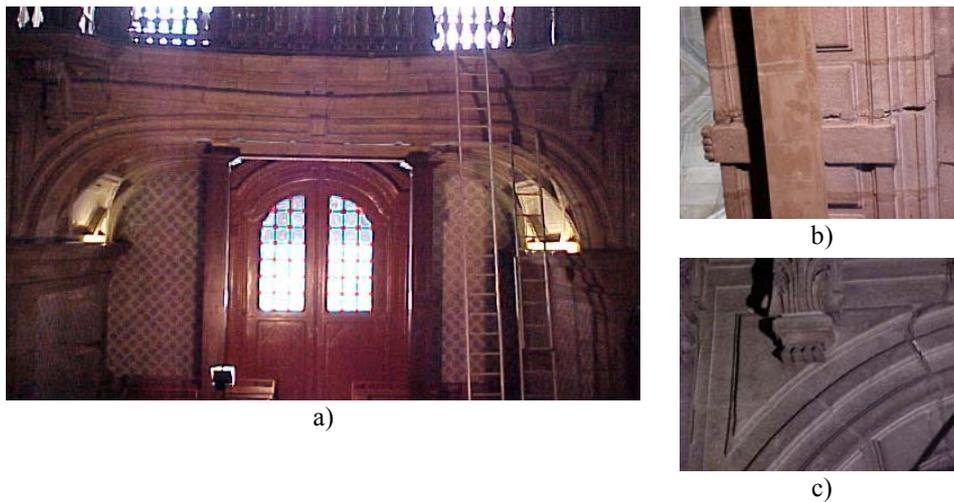


Figura 15 – Igreja dos Terceiros. (a) Deformação do arco de apoio do coro. Abertura de juntas nas pedras de fecho (b) e na curva do arco (c).

Na fachada principal da igreja verifica-se também a existência de fissuração segundo direcções verticais entre o revestimento de azulejo e a ombreira das grandes janelas desta fachada. Segundo informação do padre, as fissuras da fachada já haviam sido registadas antes das obras decorridas junto da igreja, mas a sua expressão ter-se-á agravado na sequência das referidas obras subterrâneas nas imediações.

Em direcção ao altar, constatou-se uma deformação muito acentuada do arco triunfal, tal como se evidencia nas Figuras 16-a) e b) onde se pode observar, na parte superior do arco, uma zona recentemente intervencionada mediante reparação com argamassa de cimento.

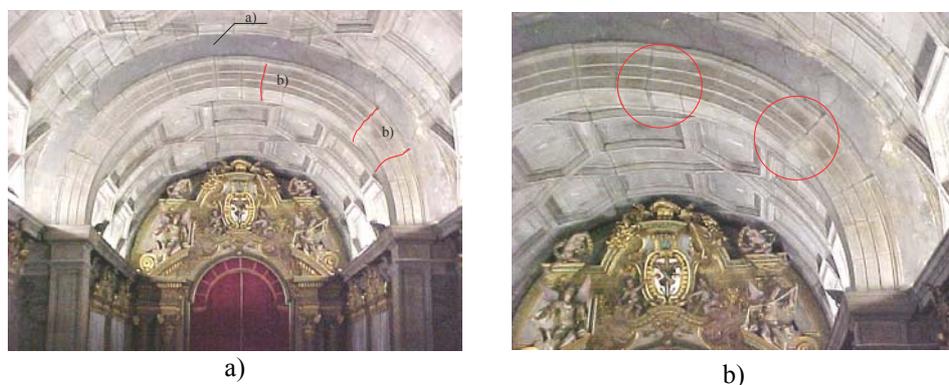


Figura 16 – Igreja dos Terceiros. (a) Deformação e abertura de juntas do arco triunfal.
(b) Pormenor de fissuração e de reparação com argamassa de cimento.

Também nas pedras da abóbada da nave foi encontrada uma significativa fissuração na direcção longitudinal acompanhada de expressiva deformação vertical conforme se ilustra nas Figuras 17-a) e 17-b), respectivamente.

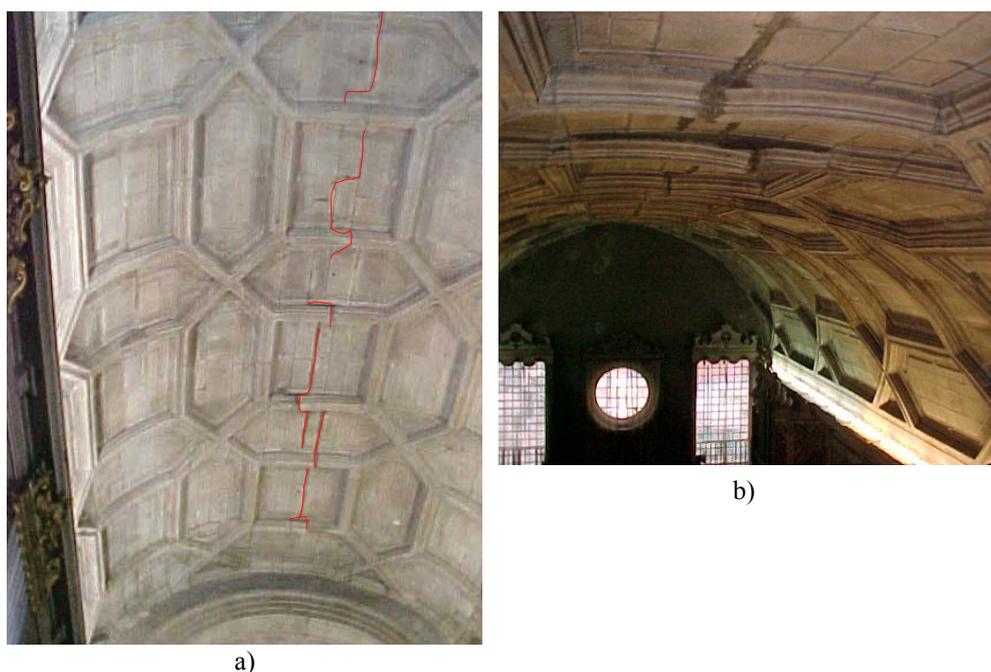


Figura 17 – Igreja dos Terceiros. (a) Abertura de juntas e (b) deformação vertical da abóbada.

iii) Monitorização e modelação experimental

Os danos acima reportados determinaram a necessidade de intervenções específicas que na zona do arco triunfal quer dos arcos de apoio do coro.

De facto, a acentuada deformação e aberturas de juntas no arco triunfal e ao longo do fecho da abóbada levaram à monitorização de tais patologias através da colocação de fissurómetros fixos com escala própria. Foram assim instalados três fissurómetros, um no arco triunfal, outro na zona de fecho da abóbada (próximo do arco triunfal) e ainda outro na zona lateral da abóbada onde foram encontradas aberturas de juntas no sentido longitudinal da igreja. As Figuras 18-a), b) e c) ilustram os instrumentos de medida colocados.

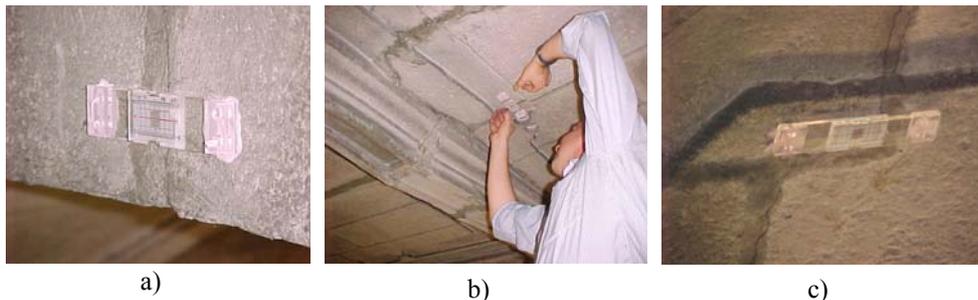


Figura 18 – Fissurómetros na igreja dos Terceiros. (a) No arco triunfal, (b) no fecho e (c) na base da abóbada.

A observação continuada das leituras nos fissurómetros tem permitido constatar que as deformações na abóbada e no arco triunfal se apresentam estabilizadas e que poderão ter resultado de problemas passados conforme evidenciado pela recolha histórica. Não é de excluir porém que possam ter sido pontualmente agravadas aquando das obras subterrâneas na periferia da igreja.

Por outro lado, o estado de deformação patente nos arcos de apoio do coro, em particular do mais interior, e o inestético escoramento provisório aí instalado, tornam premente uma solução de consolidação daquele elemento estrutural. Apesar de constituir uma situação semelhante ao caso do coro alto da igreja de Ponte da Barca também apresentado neste seminário (17), as condições de apoio do pavimento do coro não permitem o reforço do mesmo através da instalação de uma viga metálica sob o dito pavimento (à semelhança do que foi adoptado no caso da igreja de Ponte da Barca). Uma outra solução que poderia passar pelo aproveitamento do gradeamento do coro para fins estruturais, também se afigura inviável em virtude da sua forma. Resulta assim que a consolidação do arco do coro não parece ser passível de uma solução convencional, requerendo uma análise mais profunda e detalhada.

A característica peculiar deste tipo de arco, que na sua zona central tem essencialmente um funcionamento de viga, despertou o interesse por materializar uma modelação experimental do mesmo a fim de ensaiar diferentes técnicas de reforço que possam ser adoptadas neste tipo de arcos. Naturalmente, uma das premissas subjacentes a uma solução aceitável é a de, tanto quanto possível, ficar oculta e respeitar a condição de reversibilidade.

Neste contexto, foi realizado um modelo do referido arco, à escala 1:2, que deverá ser ensaiado no Laboratório de Estruturas do DEC-FEUP. O modelo, que se encontra ilustrado na Figura 19, deverá ser testado sob diversas condições de funcionamento, nomeadamente a original e outras

com algumas variantes de soluções de reforço ainda em estudo. Além da actividade experimental, o modelo tem sido objecto de simulações numéricas de suporte aos ensaios, cujos resultados são também matéria de uma comunicação específica neste seminário.



Figura 19 – Modelo experimental à escala 1:2 do arco do coro da igreja dos Terceiros.

O resultado deste estudo experimental e numérico deverá permitir estabelecer uma estratégia, eventualmente inovadora, para reabilitação e reforço deste tipo de arcos que, com alguma frequência se encontram em igrejas do país.

4. CONCLUSÕES

O artigo apresentado reflecte em boa medida a forma como o Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património (NCREP) do DEC-FEUP tem vindo a abordar os problemas de inspecção e diagnóstico estrutural de construções antigas. Perante solicitações concretas, em particular os casos de estudo no âmbito do protocolo entre a FEUP e a DGEMN para o estabelecimento de “*Metodologias de Análise e Critérios de Segurança a Adostrar na Conservação, Reabilitação e Reforço de Monumentos*”, tem-se procurado seguir uma linha de abordagem sistemática e abrangente na resolução dos problemas, o que, naturalmente envolve uma metodologia de inspecção bem definida.

Em particular, os casos de estudo apresentados, pelo tipo de trabalho de investigação aplicada que lhe está subjacente, evidenciam bem as vantagens deste tipo de colaboração entre as duas instituições. O manancial de problemas que surgem à DGEMN relacionados com a estabilidade estrutural de construções antigas constitui um verdadeiro estímulo para a aplicação de conhecimentos, técnicas e processos tecnológicos em constante desenvolvimento e que estão no centro das actividades científicas duma instituição como a FEUP. Por outro lado, parece

inegável o valor acrescentado que tais actividades tem trazido à resolução dos casos concretos propostos pela DGEMN.

Em termos de linha de actividades do NCREP, os autores pensam ser este o rumo correcto numa área de trabalho sempre com desafios novos para resolver problemas em construções antigas. Em particular, a prossecução destas actividades está já a ser complementada com a elaboração de uma base de dados sobre os casos que vão sendo estudados e resolvidos. Pretende-se assim dispôr de um instrumento de trabalho que permita sistematizar os procedimentos de inspecção e diagnóstico estrutural sob a forma de um guião disponibilizável para a comunidade técnica ligada à conservação e reabilitação de estruturas antigas.

5. REFERÊNCIAS

- (1) Guedes, J.; Costa, A.; Arêde, A. E Paupério, E. – *Reabilitação e Reforço de Estruturas Património Nacional. Experiência da FEUP*. Seminário Euro-Mediterrânico, Forum UNESCO, Universidade Lusíada, Lisboa, Junho, 2002.
- (2) Rossi, P.P.– *Inspection and Monitoring for the Restoration of Historical Buildings* . Curso de Recuperação e Valorização de Edifícios e Conjuntos Históricos, FUNDEC, IST, Lisboa, Maio 1998.
- (3) Gambarotta, L.– *Sperimentazione e Modellazione di Ponti ad Arco in Muratura* . Pubblicazione Serie I, n. 11 – Atti Giornata di Studio sulla Sperimentazione dei ponti, CIAS, Politecnico di Milano, pp. 250 – 277, Trento, 1999.
- (4) Binda, L. and Saisi, A. – *Non destructivetesting applied to historic buildings. The case of some Sicilian Churches*. Historical Constructions, P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), pp. 29 – 46, Guimarães, 2001.
- (5) Almeida, C. M. N. V. - *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a Acção dos Sismos*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2000.
- (6) Caetano, E. S. - *Dynamics of Cable-stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2000.
- (7) Macchi, G.– *The role of experimental testing in the diagnosis of historical structures* . International Seminar on Evaluation of seismic risk and reduction of vulnerability of historical structures, I.U.S.S., Università degli Studi di Pavia, Pavia, June 2000.
- (8) Félix, C. et al. - *Monitorização do Comportamento da Ponte Luiz I durante o Ensaio de Carga*. Estruturas 2002, LNEC, Julho de 2002.
- (9) Vila, R.; Freitas, E. A. C. e Gonçalves, A. N. - *O Mosteiro da Serra do Pilar*, Vila Nova de Gaia, 1984
- (10) CEA, *CASTEM 2000, Guide d'utilisation*, CEA, France, 1990
- (11) LNEC - *Ensaio de mecânica das rochas na Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar*. Relatório nº a definir, Lisboa, 2000
- (12) Costa, C- *Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário*. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2002.
- (13) Costa, C. - *Análise do Comportamento e Reparação/Reforço Estrutural de Monumentos*. Relatório de Seminário de Investigação do Curso de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto, 2000.

- (14) Costa, C.; Arêde, A. e Costa, A. - *Modelação e Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob Acção de Trafego Rodoviário*. Seminário sobre A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, FEUP-DGEMN, FEUP, Porto, 2002.
- (15) Costa, C.; Arêde, A. e Costa, A. - *Relatório de Inspeção. Ponte da Lagoncinha*. Departamento de Engenharia Civil. Secção de Estruturas. FEUP, Porto, 2001.
- (16) *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Imprensa Nacional – Casa da Moeda, E.P., Lisboa, 1985.
- (17) Paupério, E.; Costa, C.; Costa, A. e Arêde, A. - *Consolidação Estrutural do Coro Alto da Igreja do Pópulo*. Seminário sobre A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, FEUP-DGEMN, FEUP, Porto, 2002.