

ESTABILIDADE DAS ABÓBADAS DA IGREJA DO MOSTEIRO DOS JERÓNIMOS

Paulo B. Lourenço* e Konrad J. Krakowiak **

* Universidade do Minho
Departamento de Engenharia Civil
Azurém
P-4800-058 Guimarães, Portugal
e-mail: pbl@civil.uminho.pt, web <http://civil.uminho.pt/masonry>

** Universidade do Minho
Departamento de Engenharia Civil
Azurém
P-4800-058 Guimarães, Portugal
e-mail: konradk@civil.uminho.pt, web <http://civil.uminho.pt/masonry>

Palavras-chave: Construções Antigas, Análise Estrutural, Método dos Elementos Finitos, Fendilhação.

Resumo. *Apresenta-se um estudo relativo à avaliação da segurança das abóbadas da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos e revê-se um estudo anterior sobre o comportamento sísmico global do conjunto. Descrevem-se os modelos, as acções e os materiais adoptados na análise e discutem-se os resultados obtidos. Atendendo à informação limitada sobre as propriedades dos materiais e às condicionantes de uma análise deste tipo, face à elevada complexidade da estrutura, os resultados deverão ser encarados como a melhor aproximação da resposta provável da estrutura.*

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo tem em vista contribuir para a avaliação da segurança da Igreja de Santa Maria de Belém relativamente às acções verticais. Para esse efeito, apresenta-se um conjunto de análises não lineares recorrendo ao método dos elementos finitos. Estas análises permitem compreender o funcionamento das abóbadas da nave e do transepto, bem como discutir a forma de colapso das mesmas, quando submetidas a acções verticais.

Tal como os construtores medievais do passado, apresentam-se modelos (virtuais) das abóbadas, com base num levantamento tridimensional e uma inspecção no local, ver [1][2]. Desta forma, para além da geometria externa da nave, existe informação parcial sobre a constituição interna dos elementos da nave, tendo sido abordados de forma não totalmente conclusiva os aspectos da espessura da camada de enchimento da nave, a localização de eventuais gatos metálicos e a existência de dano nas nervuras. Ainda que o método dos elementos finitos, adoptado na análise, seja uma ferramenta poderosa e eficiente, foi necessário adoptar simplificações na geometria e na definição das acções, face à complexidade das abóbadas, ver Figura 1. Salienta-se ainda que a definição adequada das propriedades mecânicas dos materiais exige o recurso a ensaios não-destrutivos ou parcialmente destrutivos, que não estão disponíveis. Desta forma, na presente análise, admitiram-se propriedades dos materiais que são a melhor estimativa nas condições actuais. Para tentar minorar os efeitos da falta de conhecimento sobre as propriedades mecânicas, realizou-se ainda uma análise de sensibilidade da resposta em relação às propriedades adoptadas.



Figura 1. Abóbadas analisadas no presente estudo: (a) abóbada da nave e (b) abóbada do transepto

2. ANÁLISE PRELIMINAR DA CONSTRUÇÃO

O Mosteiro dos Jerónimos é, provavelmente, o melhor exemplo do estilo Manuelino. A igreja foi iniciada em 1501 e, oficialmente, concluída em 1604. No entanto, sofreu diversas alterações após esta data. A igreja localiza-se num conjunto monumental de grandes dimensões construído em pedra calcária, e que está fora do âmbito do presente trabalho, ver Figura 2. A igreja possui dimensões elevadas, com cerca de 70 m de comprimento e 40 m de largura. A altura máxima da igreja é cerca de 24 m. Em planta, salienta-se a localização de

uma torre sineira única (a sul), a nave, o transepto, a cabeceira e duas capelas laterais. A entrada na igreja é assegurada pela fachada principal, a nascente, ou pela fachada sul, existindo uma ligação adicional ao claustro na fachada norte.

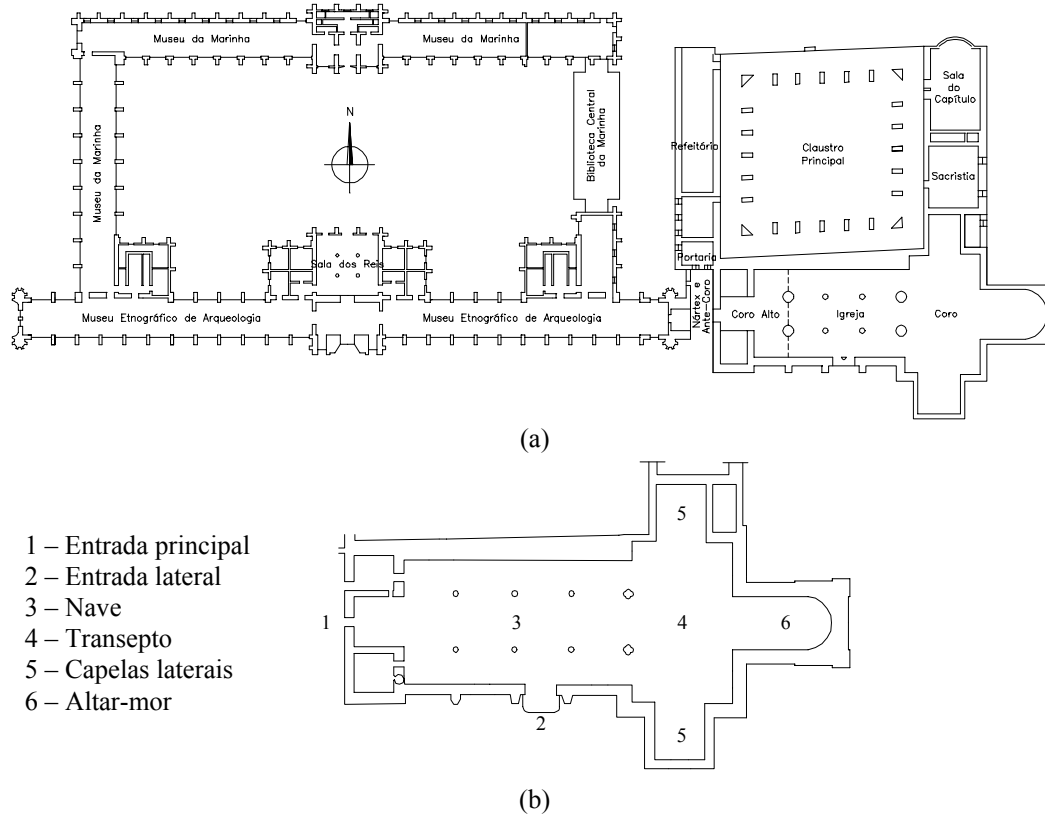


Figura 2. Mosteiro dos Jerónimos: (a) conjunto monumental e (b) igreja

2.1. Paredes

A parede da fachada sul possui uma espessura de cerca de 1.9 m, praticamente constante em todo o seu desenvolvimento, salientando-se a existência de aberturas de grandes dimensões nesta fachada. Para assegurar a estabilidade da parede, verifica-se a presença de contrafortes adicionais. Os três contrafortes localizados na fachada, que possuem uma forma trapezoidal em alçado, estão afastados com uma distância de 11.0 m e 9.7 m, ver Figura 3a. Os empenos das paredes estão representados na Figura 3b.

A parede norte é particularmente robusta (com uma espessura variável em planta e altura, até um máximo de cerca de 4.0 m) e separa o claustro da igreja. Esta parede possui uma escadaria interior que liga a nave ao coro e aos pisos superiores do claustro. O lado poente da igreja está fortemente contraventado, devido aos arranques das torres e à existência de um piso intermédio que forma o coro. Finalmente, as paredes a nascente, na cabeceira, possuem uma espessura considerável, cerca de 2.5-2.65 m.

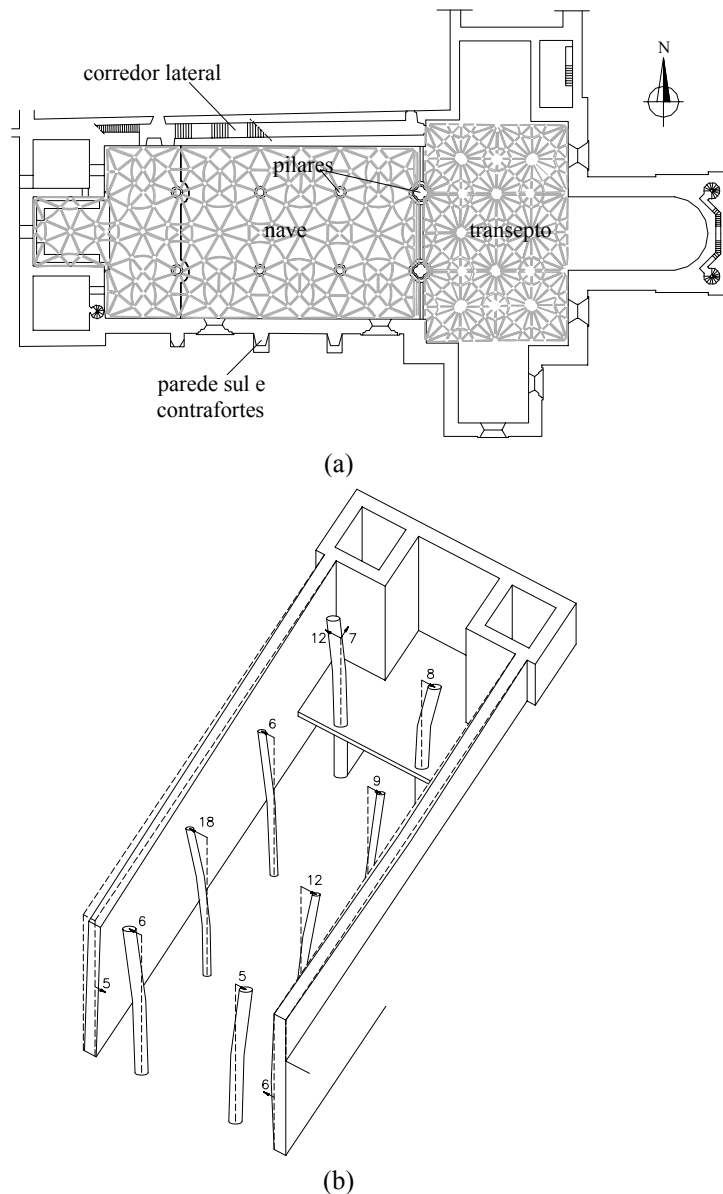


Figura 3. Igreja dos Jerónimos: (a) planta da igreja com a representação das abóbadas da nave e transepto e (b) perspectiva com empeno das paredes e pilares (em cm) na zona da nave [3]

2.2. Pilares

A nave está dividida por dois alinhamentos de pilares, quase de forma imperceptível, numa nave central e duas naves laterais. Os pilares possuem diferente secção transversal, diferente altura e diferentes condições fronteira. Os pilares na zona de ligação entre a nave e o transepto possuem obviamente maior secção transversal, enquanto que os pilares do lado do coro estão contraventados a uma altura de 7.6 m, ver Figura 4.

A secção transversal dos pilares é complexa mas pode ser assemelhada a um círculo (com um diâmetro de 1.04 m para os pilares interiores e um diâmetro de 1.88 m para os pilares do lado do transepto), com um capitel no topo e um arranque na base, de maiores dimensões. A altura dos pilares é cerca de 16.0 m, medidos até ao arranque do capitel.

Salienta-se que os pilares foram investigados em [3], tendo sido realizado o levantamento topográfico dos mesmos e tendo sido efectuado uma campanha de ensaios ultra-sónicos. Desta forma, parece ser possível concluir que as fiadas de alvenaria que constituem os pilares são constituídas, em geral, por um bloco único ou por dois blocos e, no caso dos pilares de ligação com o transepto, por quatro blocos distintos. Esta investigação também permitiu suspeitar da existência de fendas interiores em alguns dos pilares. Os empenos nos pilares estão também indicados na Figura 3.

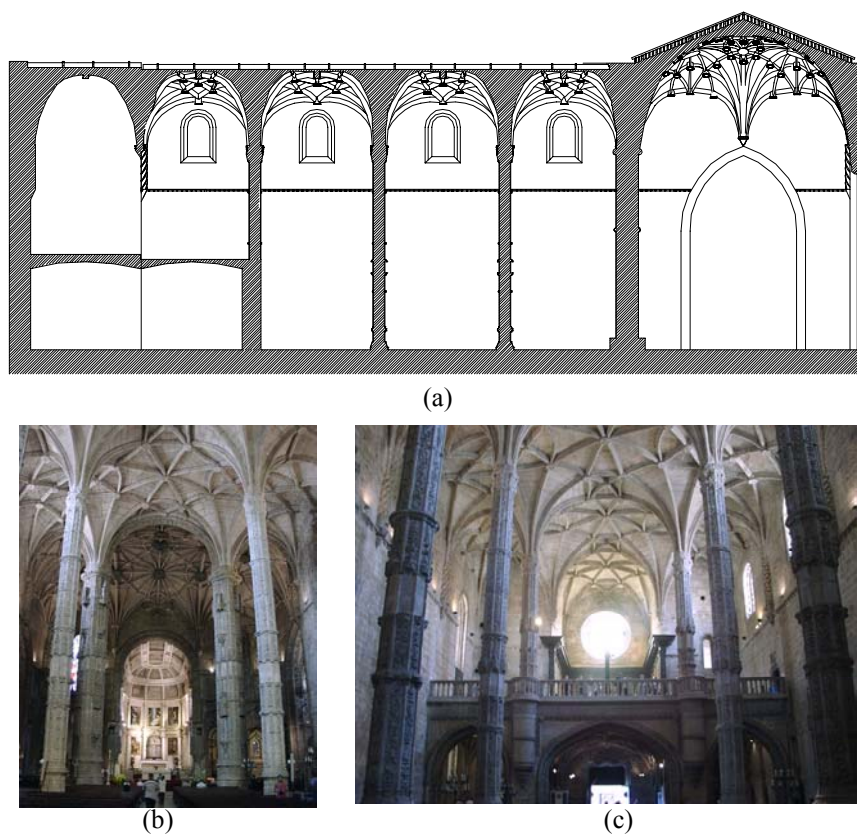


Figura 4. Aspecto dos pilares: (a) corte longitudinal da igreja e perspectivas (b) a nascente e (c) poente

2.3. Abóbadas

As abóbadas são nervuradas e estão ligadas aos pilares por intermédio de capitéis de grande dimensão, formando uma abóbada essencialmente única e com curvatura muito reduzida. Entre as nervuras de pedra estão colocadas umas lajes também de pedra. Por cima

dessas lajes existe uma camada de recobrimento de espessura variável, em argamassa. Na zona da nave central, existem dois perfis distintos para as nervuras, Figura 5. Admite-se que a razão para a alteração dos perfis fosse essencialmente arquitectónica. Na ligação entre as nervuras encontram-se as chaves, com a forma de uma pedra única maciça.

A parte da abóbada interior aos capitéis está preenchida com alvenaria irregular ou argamassa (na realidade uma espécie de betão com agregados de grande dimensão) que contribui para a estabilidade da estrutura.

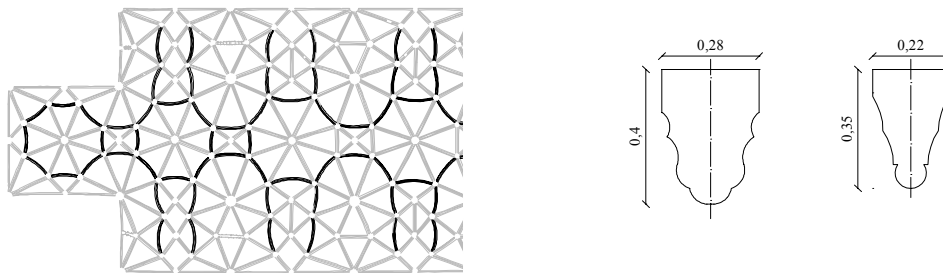


Figura 5. Secções transversais das nervuras (a negro em planta, as nervuras com perfil de menor dimensão)

Actualmente, sobre as abóbadas estão construídos uns septos de alvenaria de tijolo, cuja função é permitir o assentamento das telhas, ver Figura 6. Estes septos estão construídos na direcção longitudinal da igreja, com um afastamento entre 0.41 m a 0.51 m na nave, e 0.34 m no transepto. No caso da nave, a altura dos septos varia entre 0.20 e 1.20 m, de acordo com a inclinação da cobertura, que atinge um valor de 17° . Para o transepto, a altura das paredes é constante e igual a 0.42 m, sendo a inclinação da cobertura de 22° . Existem ainda septos transversais com função estabilizadora do conjunto. Detalhes sobre o enchimento das abóbadas e sobre a cobertura podem ser encontrados em [1][2]. Salienta-se no entanto que a metodologia de ensaio adoptada considerou a nave e o transepto separadamente, não tendo sido possível encontrar uma distribuição regular do enchimento nas zonas investigadas.

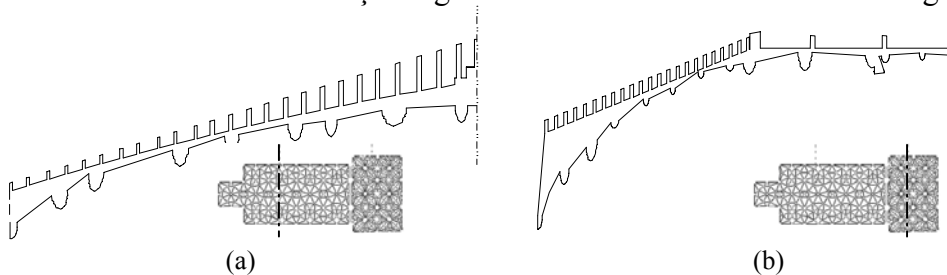


Figura 6. Cortes transversais ao nível da abóbada e telhado com septos em alvenaria de tijolo, para assentamento do telhado: (a) nave e (b) transepto

3. ANÁLISE SÍSMICA GLOBAL DO CONJUNTO

Numa primeira fase do estudo foi efectuada uma análise sísmica global do conjunto, ver [4]-[5]. Neste modelo simplificado só foram consideradas aberturas de grandes dimensões. As

paredes, pilares, contrafortes, abóbadas e torres foram incluídos no modelo com a excepção de alguns elementos menores. A malha de elementos finitos é predominantemente rectangular e estruturada, com elementos quadráticos, num total de 135000 graus de liberdade.

Para a avaliação da segurança foram realizadas cinco análises, sendo uma para acções verticais e quatro para acções sísmicas nas duas direcções principais em planta (direcções positiva e negativa). A acção sísmica foi introduzida através de acções horizontais estáticas equivalentes e proporcionais às acções verticais. Para os valores de cálculo das acções, as malhas deformadas estão indicadas na Figura 7 para a acção sísmica na direcção x e na direcção y . As torres do museu são as zonas críticas com deslocamentos na ordem dos 0.10 m e fendas na ordem dos 0.01 m. Existem outras fendas visíveis na igreja, ver Figura 8.

Uma discussão mais completa das análises pode ser encontrada em [4]-[5]. No entanto, as análises não-lineares efectuadas parecem demonstrar que o Mosteiro dos Jerónimos possui segurança satisfatório para acções sísmicas no que se refere ao comportamento das paredes. Uma vez que as abóbadas não foram adequadamente representadas no modelo, não é possível apresentar qualquer conclusão sobre a sua segurança neste momento.

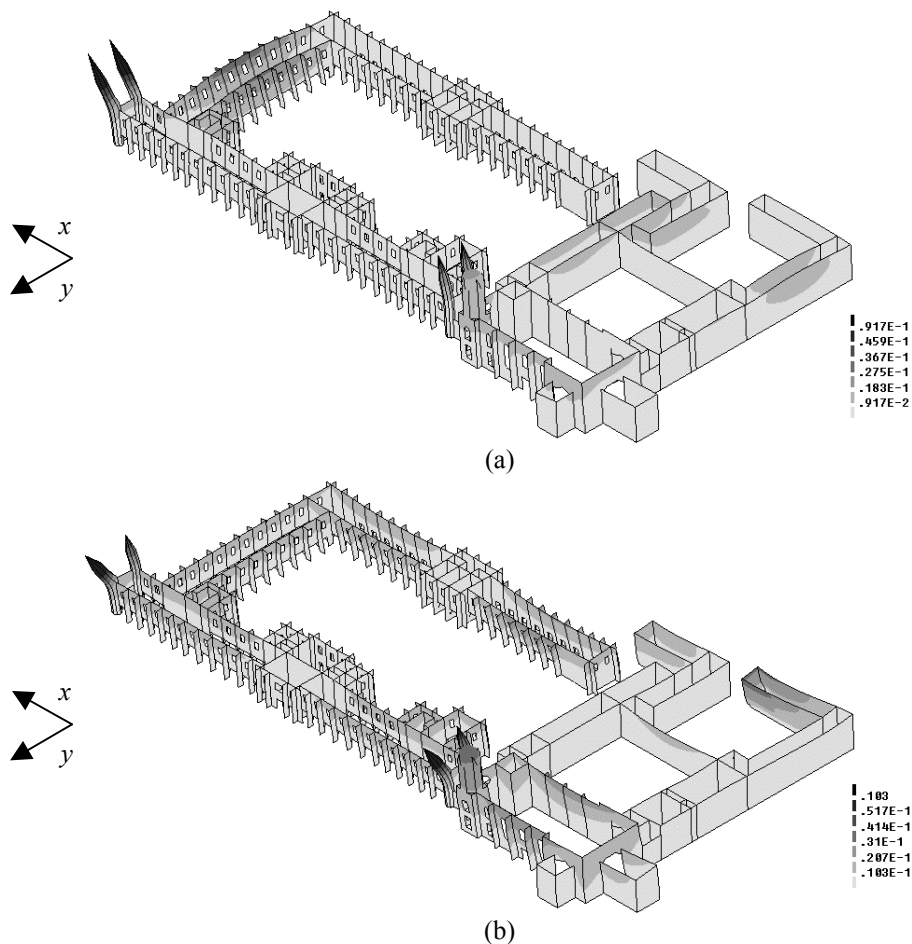


Figura 7. Malhas deformadas e níveis de deslocamentos para acção sísmica na direcção: (a) x e (b) y

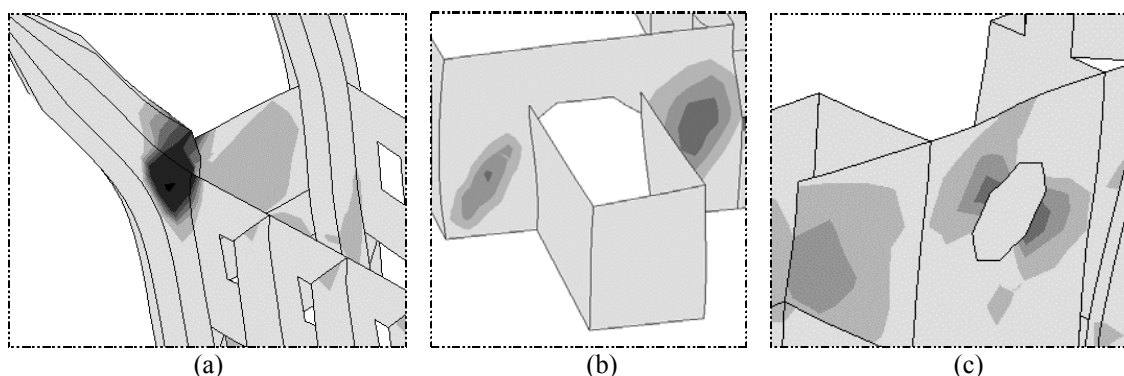


Figura 8. Fendilhação na igreja para sismo na direcção y: (a) torre; (b) parede do transepto; (c) rosácea

Os resultados obtidos no modelo global demonstraram claramente a necessidade de adoptar um modelo de elementos finitos mais refinado para a análise da igreja. Para esse efeito foram preparados novos modelos para análise da abóbada da nave e do transepto, nesta fase apenas considerando as acções verticais, ver [6] para detalhes.

4. ANÁLISE DA ABÓBADA DA NAVE DA IGREJA (ACÇÕES VERTICAIS)

4.1. Definição do modelo

A primeira etapa na definição do modelo foi o isolamento de uma parte representativa da abóbada da nave para análise. Este isolamento é possível atendendo à simetria da estrutura e do carregamento. Salienta-se que a estrutura não é exactamente simétrica, nomeadamente devido às diferentes condições de apoio na parede sul e na parede norte, bem como devido às condições fronteira de extremidade do lado do transepto e do lado da entrada principal. Efectivamente, o modelo adoptado representa adequadamente o comportamento geral da abóbada na sua zona central. No que respeita às diferentes condições fronteira estabelecidas pela parede sul e pela parede norte, optou-se por adoptar as condições fronteira mais desfavoráveis, associadas à maior flexibilidade da parede sul. Esta opção de análise é conservadora, podendo simular a rotura isolada da ala sul da igreja.

O modelo foi construído com base no levantamento topográfico tridimensional. A definição do modelo com elementos de volume, iniciou-se a partir das nervuras como peças contínuas multilineares, que pretendem simular os elementos de pedra que realmente constituem as nervuras. Salienta-se ainda que a forma da secção transversal das nervuras foi admitida constante e trapezoidal, com excepção das extremidades das nervuras.

Os pilares foram também modelados com elementos de volume. Tendo em vista a simplificação do modelo, a geometria da base e do capitel foi aproximada. De facto, a secção transversal do pilar foi aproximada a um octógono, desprezando a complexidade da geometria real da secção, que é irrelevante do ponto de vista estrutural. A parede foi modelada utilizando elementos de viga, com uma secção transversal tal que a rigidez do elemento igual à rigidez da parede sul, com a consideração dos contrafortes.

O material de enchimento foi representado por um conjunto tridimensional de elementos

de casca, ver Figura 9. Este favo de planos, colocados essencialmente na vertical e que se intersectam mutuamente, está ligado às nervuras, definindo, na sua parte superior, a curvatura adequada da casca. Todas as superfícies, que formam o bloco tridimensional que representa o enchimento dos capitéis, estão ligadas também a um eixo comum vertical, associado ao eixo do pilar em causa. O sistema obtido assegura então uma acção gravítica adequada, ainda que a rigidez do enchimento seja apenas aproximada.

Finalmente, o espaço entre as nervuras está preenchido por uma camada de argamassa colocada sobre umas lajes de pedra apoiadas nas nervuras. Em termos de modelo, substitui-se este conjunto por uma camada única simulada com elementos de casca, convenientemente ligados aos elementos de volume que representam as nervuras.

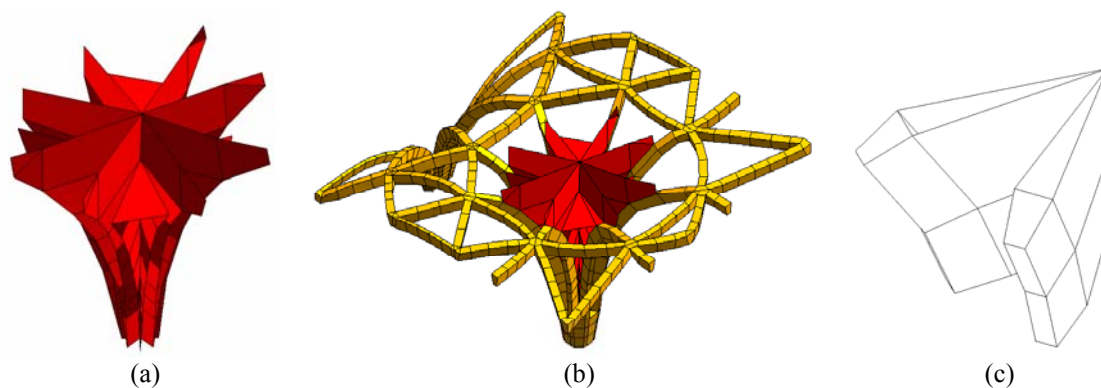


Figura 9. Aspectos do enchimento: (a) perspectiva; (b) ligação às nervuras; (c) detalhe da ligação às nervuras

Em resumo, a modelo adopta elementos de volume, para as nervuras e pilares, e elementos de casca, para o enchimento e lajes entre nervuras. Adicionalmente, a parede exterior foi representada por elementos de viga, adequadamente ligados aos restantes elementos da malha, de forma a obter continuidade de rotações e translação. Admite-se a hipótese habitual, que supõe as paredes e os pilares encastrados na fundação, salientando-se que a consideração do comportamento não-linear da alvenaria se encarrega automaticamente de permitir a rotação dos apoios, caso surjam tracções elevadas. Relativamente às condições fronteira dos bordos da abóbada, admite-se as hipóteses habituais de simetria, impedindo o deslocamento horizontal na direcção normal ao bordo e impedindo a rotação em torno do bordo. Os restantes graus de liberdade estão livres.

4.2. Acções e Materiais

As acções consideradas incluem apenas a acção gravítica, que inclui o peso próprio dos materiais, com o peso específico de 20 kN/m^3 (enchimento) e 25 kN/m^3 (alvenaria de pedra), e o peso da cobertura, simulada por uma acção equivalente uniformemente distribuída de 0.3 kN/m^2 . Para os materiais, admitiram-se duas constituições distintas, uma para a alvenaria de pedra dos pilares, paredes e nervuras (módulo de elasticidade E igual a 3.0 GPa , resistência à compressão f_c igual a 6 MPa e resistência à tracção f_t igual a zero) e outra para o material de

enchimento ($E = 1.0 \text{ GPa}$, $f_c = 1 \text{ MPa}$ e $f_t = 0$). As superfícies adoptadas são as habituais para materiais quasi-frágeis, incluindo um modelo de fendilhação em tracção e um modelo de plasticidade em compressão. Face à falta de informação sobre as propriedades mecânicas dos materiais, será efectuada uma análise de sensibilidade.

4.3. Resultados da análise não-linear

Os resultados da análise estão agora apresentados na Figura 10, em termos de deformada, extensões principais máximas (equivalente ao dano associado a fendilhação) e tensões principais mínimas (de compressão).

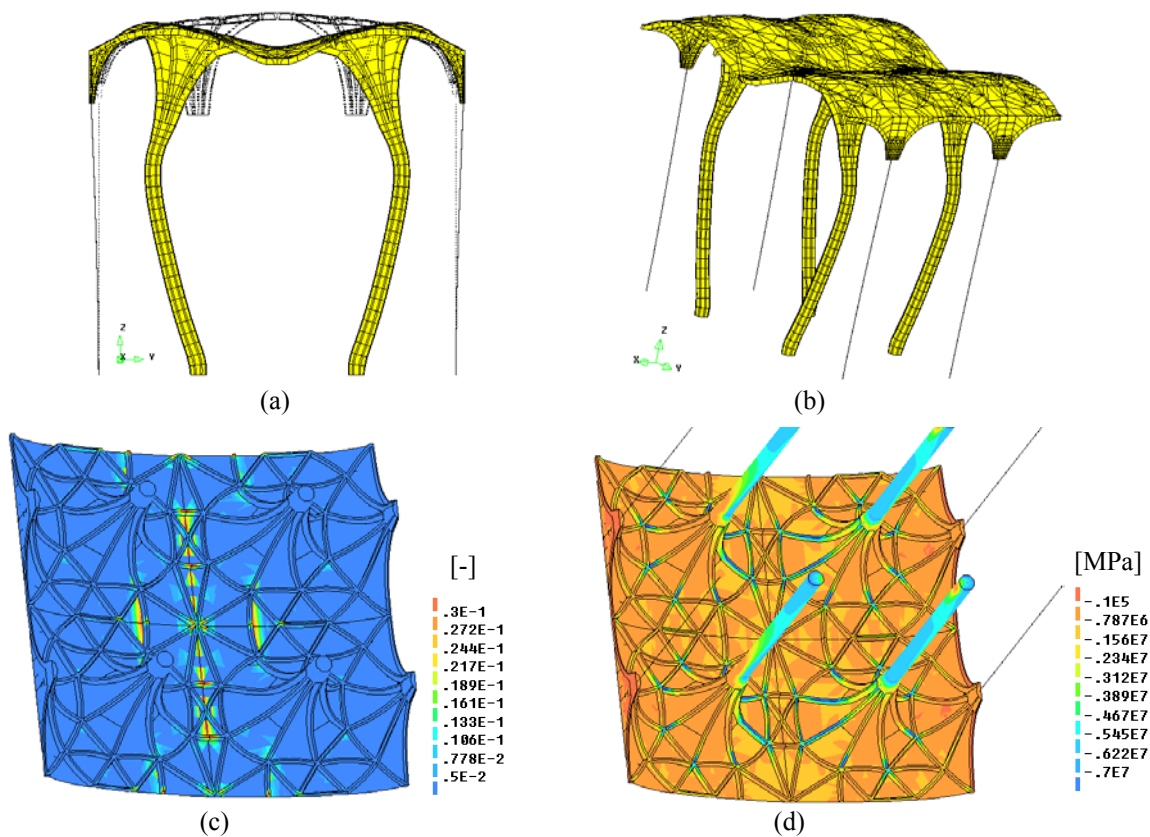


Figura 10. Resultados da análise da nave para a carga de rotura: (a,b) deformada em corte transversal e perspectiva, com configuração original, (c) extensões máximas de tracção (equivalente a fendilhação) em planta, vista inferior e sem pilares, (d) tensões máximas de compressão em planta, vista inferior e com pilares

A rotura pode ser entendida como um mecanismo típico de cinco rótulas na zona central, sendo quatro rótulas localizadas nos pilares e uma rótula na zona central da abóbada. As deformações obtidas são do tipo pórtico e não do tipo abóbada pelo que os resultados comprovam apenas parcialmente o levantamento topográfico. De facto, a aproximação das paredes exteriores, observada com recurso à tipografia parece incompreensível, a menos de

deficiências de construção ou de uma decisão do construtor no sentido de corrigir futuras aberturas das paredes. Por outro lado, a deformação horizontal máxima obtida nos pilares para a acção permanente é relativamente reduzida face aos valores medidos na igreja (6 a 18 cm). A diferença entre valores medidos e calculados é habitual em construções antigas, face às dificuldades na caracterização da estrutura, desconhecimento das condições de apoio e deterioração por fenómenos mecânicos, físicos e químicos.

Relativamente à fendilhação da estrutura, é possível verificar que os pares de nervuras transversais que ligam os pares de pilares na zona central, possuem fendilhação significativa, bem como o enchimento na zona central. Surge também fendilhação, mais moderada e distribuída, no octógono central da abóbada, definido entre cada quatro capitéis de pilares. Esta fendilhação ocorre na zona da chave do octógono referido e nas nervuras longitudinais, entre dois pares de pilares consecutivos.

Relativamente às tensões principais de compressão obtidas na análise, verifica-se que as nervuras do capitel se encontram com tensões de compressão elevadas, nomeadamente na zona transversal de ligação entre os pares de pilares. Os pilares possuem também tensões de compressão muito elevadas, que conduzem ao colapso da estrutura no mecanismo de flexão global referido anteriormente.

Na Figura 11 apresentam-se os diagramas factor de carga vs. deslocamento vertical para a zona central da nave. Por factor de carga, entende-se o rácio entre as forças aplicadas na análise e as forças gravíticas reais na estrutura. Observa-se que a resposta da estrutura é não-linear, praticamente desde o início do carregamento. O comportamento justifica-se face à elevada fendilhação da nave e à rotura por esmagamento do pilar em flexão composta.

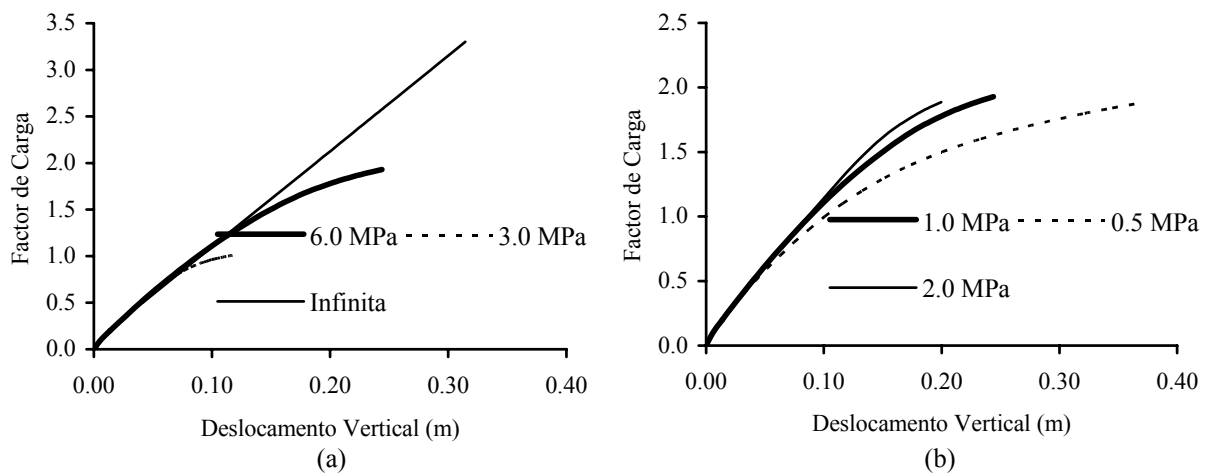


Figura 11. Análise de sensibilidade para o diagrama factor de carga vs. deslocamento vertical no fecho do abóbada para: (a) resistência à compressão da pedra e (b) resistência à compressão do enchimento

A influência da resistência à compressão da alvenaria de pedra na resposta é muito significativa. Verifica-se que o factor de carga na rotura passa para um valor de 1.0, quando a resistência à compressão da alvenaria assume o valor de 3.0 MPa, e passa para um valor superior a 5.0, quando a resistência à compressão é infinita. A influência da resistência à

compressão do enchimento na resposta é pouco significativa, com uma variação do factor de carga na rotura para metade ou para o dobro. Verifica-se que o factor de carga na rotura tem uma alteração marginal, ainda que a alteração da rigidez (e deformação) abóbada seja significativa. A forma de rotura da estrutura mantém-se inalterada em ambos os casos.

Finalmente, na Figura 12 apresenta-se a influência da não-linearidade geométrica na resposta, que é muito significativa. Verifica-se que a consideração da alteração da geometria ao longo do carregamento conduz a uma redução do factor de carga na rotura para um valor de 1.4, o que representa um valor baixo. A forma de rotura da estrutura mantém-se inalterada.

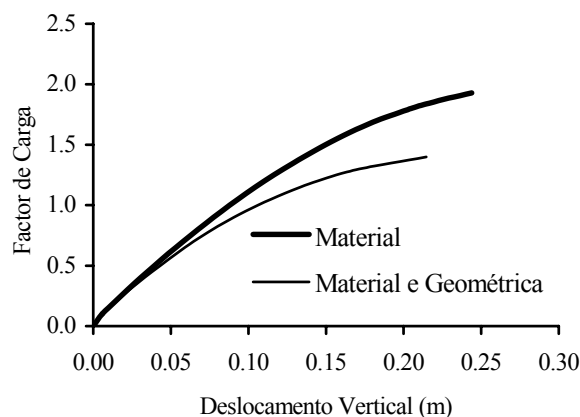


Figura 12. Influência da não-linearidade geométrica no diagrama factor de carga vs. deslocamento vertical no fecho do abóbada (resistência à compressão f_c de 6 MPa e 1 MPa, para pedra e enchimento respectivamente)

5. ANÁLISE DA ABÓBADA DO TRANSEPTO DA IGREJA (ACÇÕES VERTICAIS)

5.1. Definição do modelo, acções e materiais

A constituição da abóbada do transepto é similar à abóbada da nave, incluindo lajetas de pedra e enchimento, com espessura variável entre 0.15 e 1.0 m. Existem ainda septos de alvenaria de tijolo, com um afastamento de 0.60 m e uma altura de 0.40 m. Os resultados obtidos na Secção 4 indicaram que eventuais problemas de estabilidade da nave são devidos aos pilares e não à abóbada propriamente dita. Desta forma, face à complexidade do modelo e à constituição particular da abóbada do transepto, decidiu-se adoptar na análise estrutural um modelo simplificado bidimensional.

O modelo adoptado considera apenas os arcos principais. Este modelo é conservador e admite que o colapso da abóbada está associado à rotura dos arcos principais. O arco tipo é uma estrutura bidimensional, que se admite em estado plano de tensão, com uma largura de 0.40 m, ver Figura 13. No modelo consideraram-se o arco, o enchimento (com uma largura de 2.20 m, a partir de uma largura colaborante do enchimento igual a 10 / 10), o pilar de apoio na ligação à nave (com uma largura de 1.12 m, que permite representar a sua rigidez de forma adequada) a parede exterior na ligação ao altar-mor (com uma largura real de 6.80 m). Admite-se novamente a hipótese habitual, que supõe a parede e o pilar encastrados na

fundação, salientando-se que a consideração do comportamento não-linear da alvenaria se encarrega automaticamente de permitir a rotação dos apoios, caso surjam tracções elevadas. Considera-se ainda que a nave da igreja impede o movimento horizontal do capitel.

As acções e materiais são iguais às consideradas na Secção 4.2

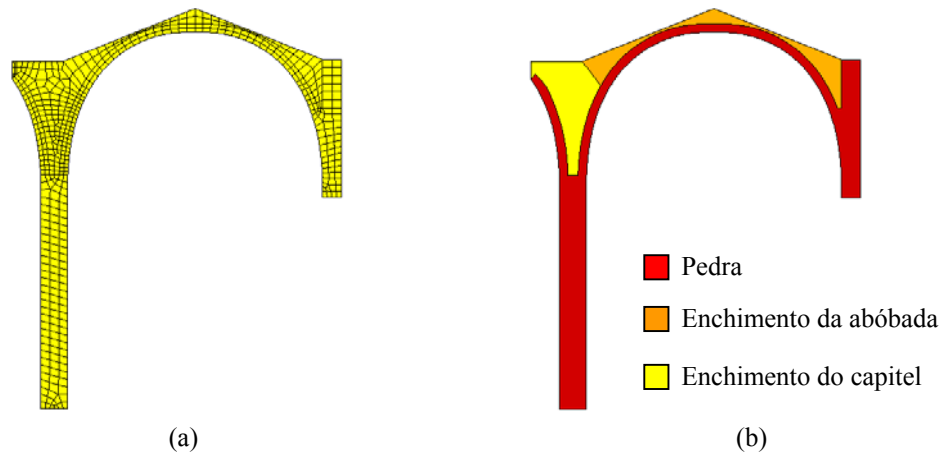


Figura 13. Modelo plano da abóbada do transepto: (a) malha de elementos finitos e (b) selecção de materiais.

5.2. Resultados da análise não-linear

Os resultados da análise não-linear estão agora apresentados na Figura 14, em termos de deformada, extensões principais máximas (equivalente ao dano associado a fendilhação) e tensões principais mínimas (de compressão). A rotura envolve o arco principal da abóbada e o factor de carga obtido é igual a 1.7.

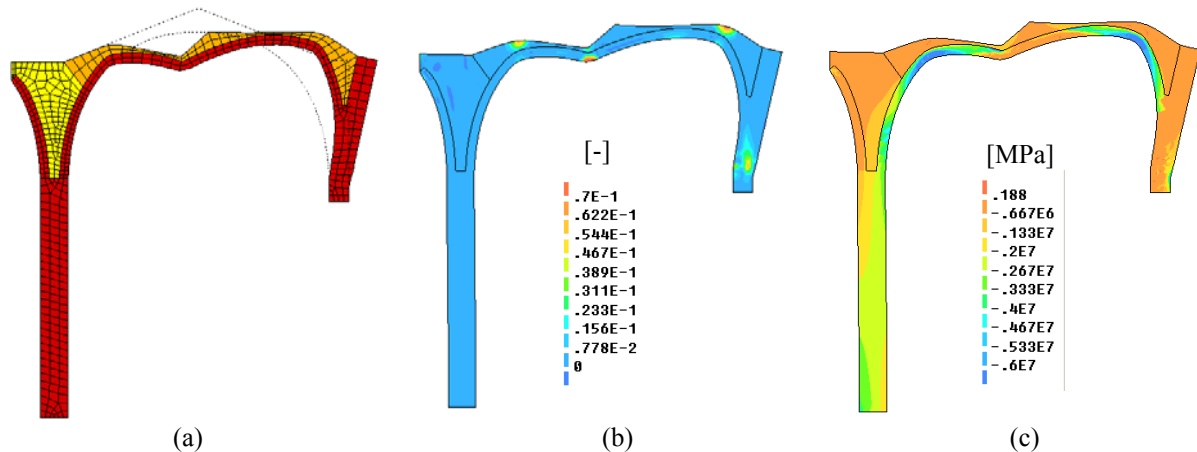


Figura 14. Resultados da análise da nave para a carga de rotura: (a,b) deformada em corte transversal e perspectiva, com configuração original, (c) extensões máximas de tracção (equivalente a fendilhação) em planta, vista inferior e sem pilares, (d) tensões máximas de compressão em planta, vista inferior e com pilares

6. CONCLUSÕES

No presente artigo apresenta-se um estudo relativo à avaliação da segurança das abóbadas da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos. Atendendo à informação limitada sobre as propriedades dos materiais e as condicionantes de uma análise deste tipo, face à elevada complexidade da estrutura, os resultados deverão ser encarados como a melhor aproximação da resposta provável da estrutura. Uma decisão final sobre meios auxiliares de diagnóstico e sobre intervenções futuras deverá ser considerada, face ao historial da construção e à necessidade da sua conservação.

As análises realizadas permitem concluir que: (a) a rotura da abóbada da nave ocorre num mecanismo de colapso que envolve os pilares centrais e a abóbada, ainda que a rotura seja condicionada essencialmente pelos pilares. A resistência à compressão da alvenaria de pedra, condiciona a resposta da estrutura de forma muito significativa, enquanto que o enchimento parece não contribuir significativamente para a resistência da construção; (b) a rotura da abóbada do transepto ocorre num mecanismo de colapso que envolve a abóbada da nave e a parede de apoio do lado do altar-mor, ainda que o modelo simplificado adoptado possa ser excessivamente conservador. A resistência à compressão da alvenaria de pedra, também deverá condicionar a resposta da estrutura de forma significativa; (c) os fenómenos de instabilidade dos pilares da nave parecem ser muito relevantes no estabelecimento da segurança da estrutura.

Salienta-se que a igreja desempenhou a sua função estrutural durante algumas centenas de anos com patologias moderadas (dano localizado nas nervuras e desaprumo das paredes / pilares). No entanto, atendendo (i) à importância cultural da construção, (ii) à segurança dos utilizadores, (iii) ao dano físico, químico e mecânico continuado dos materiais, e (iv) aos resultados do estudo agora realizado, recomendaram-se uma série de medidas complementares, tendo em vista melhorar o conhecimento sobre a construção.

REFERÊNCIAS

- [1] Mun, M., *Estudo da constituição das abóbadas da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos através de sondagem com radar e métodos complementares de diagnóstico*, Relatório 176/2002, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (2002).
- [2] Oliveira, M.M.P., *Prospecção por radar na Igreja dos Jerónimos*, Relatório nº 177/2002, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (2002).
- [3] Genin, S., *Étude descriptive de la voute de l'Eglise du Monastere de Santa Maria de Belém à Lisbonne*, Tese de Mestrado, Katholiek Universiteit Leuven, Bélgica (2002).
- [4] Lourenço, P.B. e Mourão, S., Safety assessment of Monastery of Jerónimos, Lisbon, *Historical Constructions 2001*, Editado por Paulo B. Lourenço e Pere Roca, Universidade do Minho, Guimarães, 697-706 (2001). Disponível em www.civil.uminho.pt/masonry.
- [5] Mourão, S., Estudo do comportamento sísmico do conjunto monumental do Mosteiro dos Jerónimos, Tese de Mestrado. Guimarães, Universidade do Minho (2001). Disponível em www.civil.uminho.pt/masonry.

- [6] Lourenço, P.B., Krakowiak, K.J., *Avaliação da estabilidade das abóbadas da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos*, Relatório 03-DEC/E-02, Universidade do Minho, (2003).