

## AValiação da Segurança do Coro Alto da Igreja de Santa Maria de Belém, no Mosteiro dos Jerónimos, sujeito à acção de um Órgão de Tubos

**P.B. Lourenço**

Prof. Doutor

Universidade do Minho, Departamento de

Engenharia Civil

Guimarães - Portugal

**P. Lança**

Prof. Assistente

Instituto Politécnico de Beja,

Departamento de Engenharia

Beja - Portugal

### SUMÁRIO

O presente trabalho tem como objectivos analisar o comportamento não linear e avaliar a segurança do Coro Alto da Igreja de Santa Maria de Belém, no Mosteiro dos Jerónimos, quando sujeito, para além do peso próprio, à acção da sobrecarga de um órgão de tubos (cerca de 20 toneladas) e à acção sísmica regulamentar. Para tal, e utilizando o método dos elementos finitos, foi representada a geometria da estrutura através de dois macro-modelos: no primeiro, foram utilizados elementos sólidos tridimensionais; e, no segundo, elementos de viga e casca, permitindo reduzir significativamente o tempo das análises efectuadas. A resposta do modelo de vigas e cascas foi estudada para as acções verticais e horizontais através de uma análise estática não linear do tipo *push-over*.

Atendendo à informação limitada sobre as propriedades dos materiais e às condicionantes de uma análise deste tipo, foi feito um estudo paramétrico, incluindo a variação do valor característico da resistência à compressão da alvenaria e da geometria das nervuras da abóbada. Os resultados obtidos revelam que o factor de segurança na rotura é aceitável, admitindo um valor característico para a resistência à compressão da alvenaria de muito boa qualidade igual a  $f_{ck}=6.0\text{MPa}$  (valor de referência), e a acção combinada do peso próprio, órgão e sismo. O valor de referência é suportado em ensaios experimentais em réplicas da alvenaria adoptada no Mosteiro.

### 1. INTRODUÇÃO

Abertos os caboucos em 1499 ou 1500, é feito o lançamento da primeira pedra do novo Edifício Monástico no dia 6 de Janeiro de 1501 ou 1502 [1]. Entre 1496 e 1502 devem ter sido elaborados os estudos técnicos preparatórios, tais como: sondagens no terreno, instalação dos estaleiros e aprovisionamento de materiais de construção (entre outros, pedra, cal e areia) As razões da construção do Mosteiro dos Jerónimos prendem-se, por certo, com a vontade do monarca reunir em panteão o ramo dinástico Avis-Beja, por ele iniciado [1]. Os cronistas referem-se amiúde à existência de um arquétipo ou planta do projecto original que actualmente se encontra desaparecido, embora tenha permanecido no cartório do mosteiro até 1833 [1]. Aquele projecto, planificado pelo arquitecto Diogo Boytac (ou Boitaca), delineava inicialmente um mosteiro muito mais vasto do que aquele construído. A área a construir seria quatro vezes maior do que a que foi efectivamente edificada [1].

O Coro Alto não estava previsto na primitiva traça: inicialmente, o Coro Monástico estaria implantado na Capela-Mor. O Coro Alto é anterior a 1551. Trata-se de uma obra de meados do século XVI atribuída a Diogo de Torralva, que engloba os dois primeiros tramos da entrada da Igreja, ver Figura 1 [1]. O tecto inferior do Coro é constituído por seis abóbadas rebaixadas e nervuradas que descarregam em paredes resistentes, em arcos tudor que abrem para a nave e em dois pilares de alvenaria de pedra, ver Figura 2. A zona em estudo, ver Figura 2 a), apresenta uma planta rectangular e dimensões aproximadas de  $5.50 \times 8.60\text{m}^2$ .

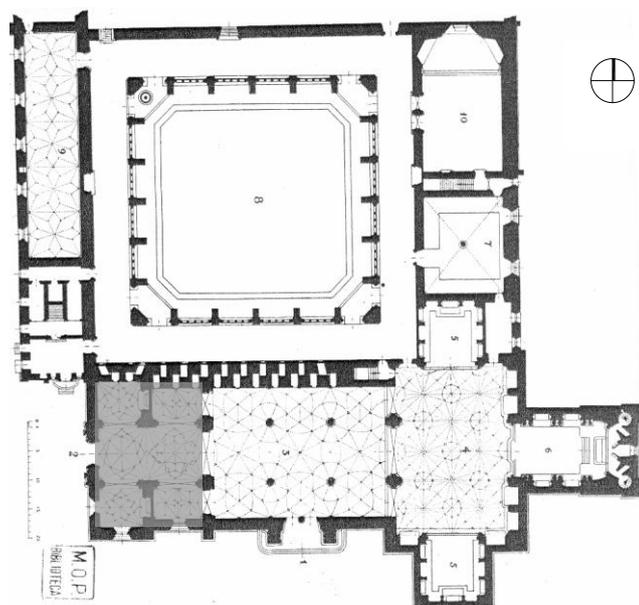


Figura 1: Planta do conjunto monumental do Mosteiro dos Jerónimos, evidenciando-se esquematicamente, a cor cinza, a localização do Coro Alto. (adaptado de [1])

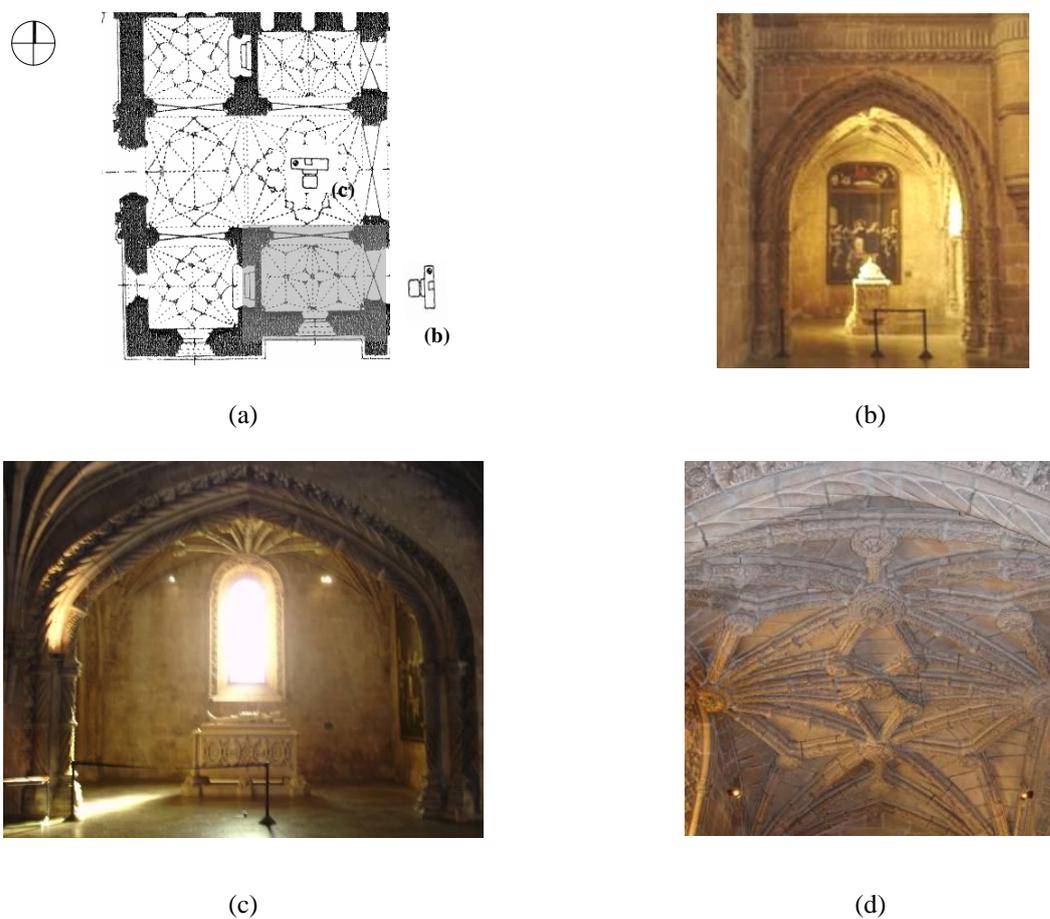


Figura 2: Coro Alto e abóbada em estudo: (a) planta do tecto com a representação das nervuras, evidenciando-se a localização da abóbada em estudo (adaptado de [1]); (b) vista frontal; (c) vista lateral; (d) intradorso.

## 2. DEFINIÇÃO DO MODELO DO CORO ALTO

Foram construídos modelos numéricos do Coro Alto em duas fases: a primeira fase consistiu na construção de um modelo com recurso a elementos sólidos tridimensionais (designado por “modelo 3D”) e que dispensa apresentação mais detalhada; numa segunda fase, foi elaborado um modelo constituído por elementos de viga e casca (designado por “modelo de vigas”), permitindo reduzir significativamente o tempo necessário para as análises não lineares do primeiro modelo [2].

### 2.1. Modelo de vigas

Este modelo é constituído por elementos de viga tridimensionais e elementos de casca curvos quadráticos. Os elementos de viga utilizados consideram a deformação por corte de acordo com a teoria de Mindlin. Os elementos de casca consideram as duas hipóteses habituais: (a) Navier-Bernoulli, secções planas mantêm-se planas após deformação mas não necessariamente perpendiculares à superfície de referência. A deformação por corte é incluída de acordo com a teoria de Mindlin-Reissner; (b) tensão normal zero, em que se assume que a componente da tensão normal na direcção perpendicular à superfície de referência é nula.

Os arcos e pilar levantados foram modelados com elementos de viga, enquanto que as paredes e contrafortes foram modelados com elementos de casca. No caso das paredes, a espessura é admitida constante em cada elemento, mas variável de acordo com a localização do elemento na malha: 1.90m para a zona corrente da parede; 3.70m para a zona do contraforte.

As lajetas entre nervuras e o enchimento foram também modelados com elementos de viga. A secção transversal destes elementos foi estimada considerando a contribuição conjunta da rigidez das lajetas de pedra e do enchimento, proporcional ao módulo de elasticidade adoptado para os dois materiais.

Na compatibilização entre o levantamento geométrico e o modelo estrutural de vigas, não foi considerado o contributo local da rigidez das pedras de fecho, ao contrário do modelo 3D.

## 3. VALIDAÇÃO DO MODELO DE VIGAS

A geometria complexa do modelo 3D iria resultar em análises não lineares excessivamente morosas, tomando em consideração o elevado tempo necessário para a obtenção da solução em regime linear. Este modelo, uma vez elaborado, foi utilizado para validar o modelo de vigas da abóbada em termos de deformação vertical, recorrendo a análises em regime linear. Para tal, foram comparados os resultados de três modelos simplificados [2]: nervuras; nervuras e lajetas; nervuras, lajetas e enchimento. As condições fronteiras adoptadas foram simplificadas (bordos simplesmente apoiados), dado que o objectivo era validar o comportamento do modelo de vigas.

Na Tabela 1, resumem-se os resultados dos deslocamentos verticais obtidos em regime linear, para os diferentes modelos reduzidos. Analisando esta tabela, constata-se que os modelos de vigas constituídos pelas nervuras ou pelas nervuras + lajetas + enchimento apresentam uma deformação superior em 19% e 20%, respectivamente, ao modelo 3D, possivelmente associada a dois factores: (a) não contabilização da rigidez das pedras de chave; (b) simplificação do carregamento adoptado para o enchimento por áreas de influência e não de uma forma contínua.

As diferenças verificadas entre os modelos 3D e de vigas são moderadas face às aproximações habituais em engenharia, bem como o desconhecimento sobre a constituição da abóbada e sobre as propriedades mecânicas dos materiais, podendo considerar-se o modelo de vigas validado. Mais se acrescenta, que o modelo de vigas com as nervuras, lajetas e enchimento apresenta deslocamentos superiores ao modelo 3D, admitindo-se desta forma que o mesmo seja conservador.

Tabela 1 - Comparação dos deslocamentos verticais obtidos para a validação do modelo de vigas [2].

Modelos simplificados	$\delta_{\text{vertical.máx}}$ (mm)		$\Delta$
	Modelo 3D	Modelo de vigas	%
Nervuras	1.18	1.40	19%
Nervuras + Lajetas	2.00	1.84	-8%
Nervuras + Lajetas + enchimento	1.63	1.96	20%

Salienta-se ainda que ocorre uma redução do deslocamento no modelo 3D constituído pelas nervuras + lajetas + enchimento em relação ao modelo sem enchimento (2.00mm para 1.63mm), evidenciando o efeito estabilizador do enchimento. Obviamente que este efeito depende das características de rigidez do enchimento.

#### 4. ANÁLISE ESTRUTURAL DE ABÓBADA DO CORO ALTO

##### 4.1. Acções e materiais

###### 4.1.1. Acções verticais

As acções verticais consideradas na análise estrutural incluem a acção gravítica, nomeadamente, o peso próprio dos materiais e do órgão de tubos. Os pesos específicos adoptados para a alvenaria de pedra e para o material de enchimento foram de 22kN/m<sup>3</sup> e 18kN/m<sup>3</sup>, respectivamente.

Para a alvenaria de pedra (paredes, arcos, pilar e nervuras) e material de enchimento foram adoptadas propriedades mecânicas distintas. A falta de informação sobre estas propriedades obrigou à realização de uma análise de sensibilidade da resposta face à variação da tensão de compressão da alvenaria de pedra. Na Tabela 2 apresentam-se os diferentes valores das propriedades consideradas na análise, tendo-se considerado o valor referência de 6.0MPa para a resistência característica à compressão da alvenaria (a negrito) [3].

Tabela 2 - Propriedades mecânicas adoptadas na análise (a negrito é indicado o valor de referência -  $f_{ck}$ ) [2]

Alvenaria de pedra			Material de enchimento		
$E$ [GPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$E$ [GPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_t$ [MPa]
3.0	3.0 / <b>6.0</b> / 9.0	0	0.5	1.0	0

Legenda:

$E$  - módulo de elasticidade;  $f_{ck}$  - resistência característica à compressão;

$f_t$  - resistência à tracção.

Em estudo anterior realizado sobre as abóbadas da Nave da Igreja de Santa Maria de Belém [3], concluiu-se que a influência da resistência à compressão do material de enchimento não foi significativa para a resposta do modelo. Perante este cenário, optou-se por não fazer variar este parâmetro nas análises de sensibilidade elaboradas.

O peso próprio do pilar acima do Coro Alto e da estrutura da cobertura que este suporta, foi simulada através de uma carga pontual aplicada no topo do pilar do modelo, de valor igual a 2400KN [3]. Por sua vez, o peso próprio das paredes acima do Coro Alto e da estrutura que estas suportam, foi simulado através de cargas de faca aplicadas no topo das paredes do modelo: 737.6 KN/m para a parede Sul; 797.3 KN/m para a parede Poente.

As cargas verticais do futuro órgão do Coro Alto são distribuídas por três corpos distintos de 1.5, 12 e 6 toneladas cada, perfazendo um total de 19.5 toneladas, ver Figura 3. O peso próprio dos três corpos foi simulado no modelo de vigas por degradação das respectivas cargas (ângulo de 60° com a horizontal), ver Figura 4. Para tal, foi necessário fazer a compatibilização desta área com a malha de elementos finitos.

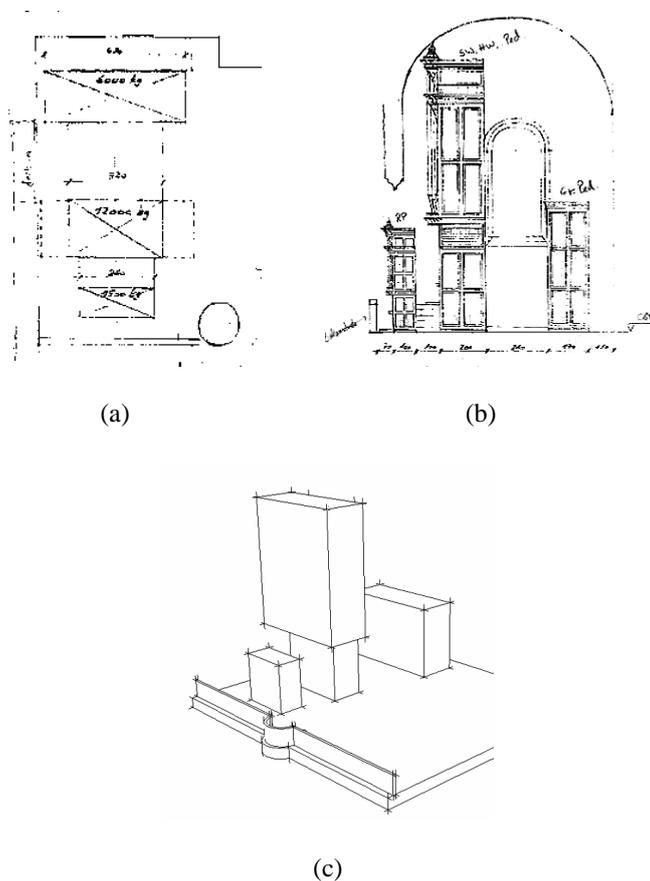


Figura 3: Projecto do órgão previsto para o Coro Alto: (a) planta (cópia do projecto original); (b) alçado lateral direito (cópia do projecto original); (c) modelo virtual.

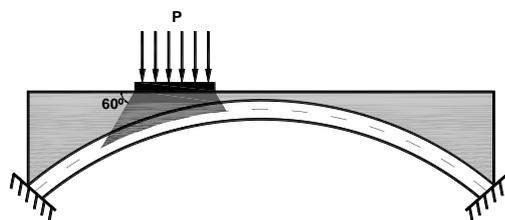


Figura 4: Representação esquemática da degradação da carga adoptada para a sobrecarga do órgão [2].

#### 4.1.2. Acções horizontais

Em alternativa a métodos mais complexos e morosos e, de acordo com as possibilidades apresentadas pelo Eurocódigo 8 [4], foi estudada a resposta da estrutura às acções horizontais através de uma análise estática não-linear do tipo *push-over*. Foi aplicado, na direcção e sentido mais desfavorável, um sistema de forças estáticas proporcionais à massa da estrutura e do órgão. Estas forças estáticas foram obtidas multiplicando as cargas

correspondentes às massas por um coeficiente sísmico de valor igual a 0.22, de acordo com a regulamentação portuguesa [5]. Salienta-se que esse coeficiente sísmico para edifícios históricos pode assumir valores entre 0.1 e 0.3, em zonas de elevada sismicidade [6].

## 4.2. Análise não-linear do modelo de vigas

### 4.2.1. Introdução

Para a análise em regime não-linear adoptaram-se, inicialmente, os valores característicos de referência para as propriedades dos materiais, nomeadamente uma resistência à compressão de 6.0MPa para a alvenaria de pedra e de 1.0MPa para o material de enchimento. A análise dos elementos de viga englobou a não linearidade física (ou material) e geométrica. Para os elementos de casca que simulam as paredes e os contrafortes, foi adoptado comportamento linear, uma vez que se pretende estudar exclusivamente a abóbada.

Os resultados das análises, repartidos em acções verticais e horizontais, são apresentados em termos de deformada, extensões principais máximas (equivalente ao dano associado a fissuração) e tensões principais mínimas (de compressão).

Os resultados em termos de deformada são complementados com os diagramas factor de carga vs. deslocamento (vertical e horizontal) para os pontos notáveis da estrutura. Por factor de carga, entende-se o rácio entre as forças aplicadas na análise e as forças previstas na estrutura. Desta forma, o factor de carga representa um indicador da segurança da estrutura em relação às cargas verticais.

### 4.2.2. Resultados obtidos (peso próprio + órgão + sismo)

A resposta da estrutura em termos de deslocamentos verticais (ver Figura 5) é severamente não-linear na zona central da abóbada, praticamente desde o início do carregamento e ligeiramente não-linear na cabeça do pilar. Para os deslocamentos horizontais (ver Figura 6), a resposta é severamente não-linear, no fecho do arco Nascente e na cabeça do pilar, a partir de um factor de carga de cerca de 2.6. Salienta-se que o factor de segurança na rotura é de 3.2, valor considerado ainda aceitável admitindo o sismo como uma acção de carácter accidental. Neste caso, os valores dos coeficientes de segurança parciais para o material ( $\gamma_M$ ) e para as acções ( $\gamma_F$ ) são iguais a 1.50 [7] e 1.50 [8], respectivamente, ou seja,  $1.5 \times 1.5 = 2.25$ .

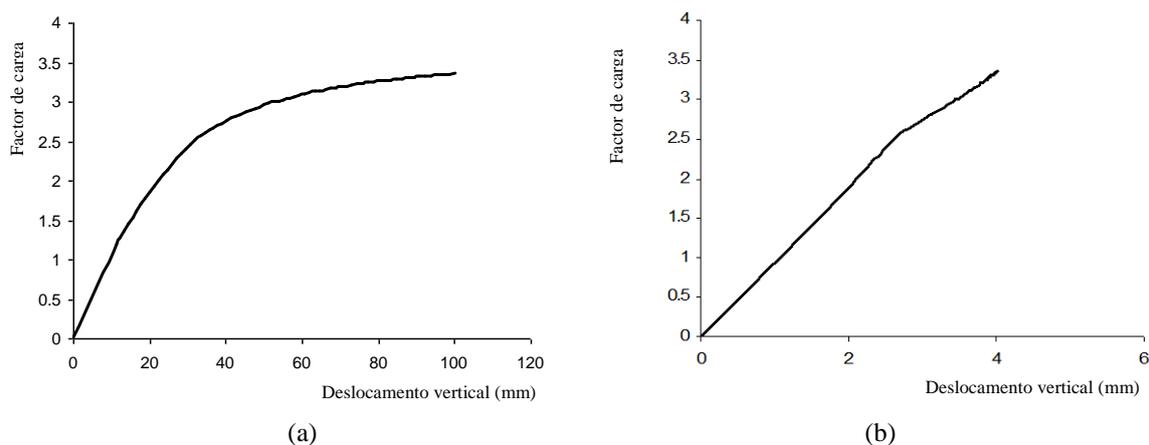


Figura 5: Diagrama factor de carga vs. deslocamento o vertical (peso próprio + órgão + sismo) [2]: (a) zona central da abóbada; (b) cabeça do pilar.

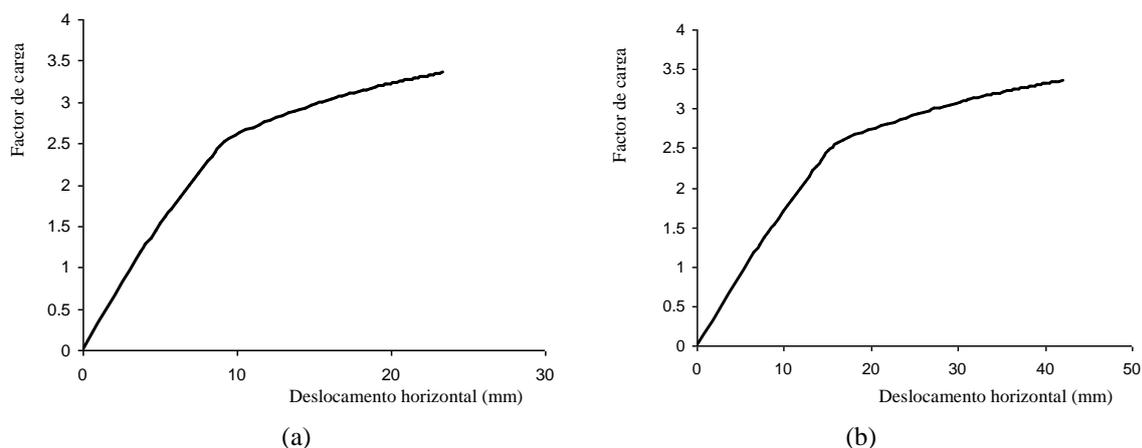


Figura 6: Diagrama factor de carga vs. deslocamento horizontal (peso próprio + órgão + sismo) [2]: (a) fecho do arco Nascente; (b) cabeça do pilar.

O mecanismo de rotura envolve a deformação exagerada e vertical da zona central da abóbada (100mm) e o deslocamento horizontal da cabeça do pilar (42mm). Este deslocamento funciona como um apoio “deslizante”, na direcção y, afectando directamente o equilíbrio do arco Norte com o incremento da deformação vertical (40mm), ver Figura 7 e Figura 8. O deslocamento vertical no fecho do arco Norte é da mesma ordem de grandeza do deslocamento horizontal do apoio (cabeça do pilar). O deslocamento das paredes para fora do plano (direcção x) é cerca de oito vezes inferior ao valor obtido para o deslocamento horizontal da cabeça do pilar (direcção y). O encurtamento do pilar, na rotura, é igual a 4mm, valor reduzido e associado ao seu comportamento praticamente linear.

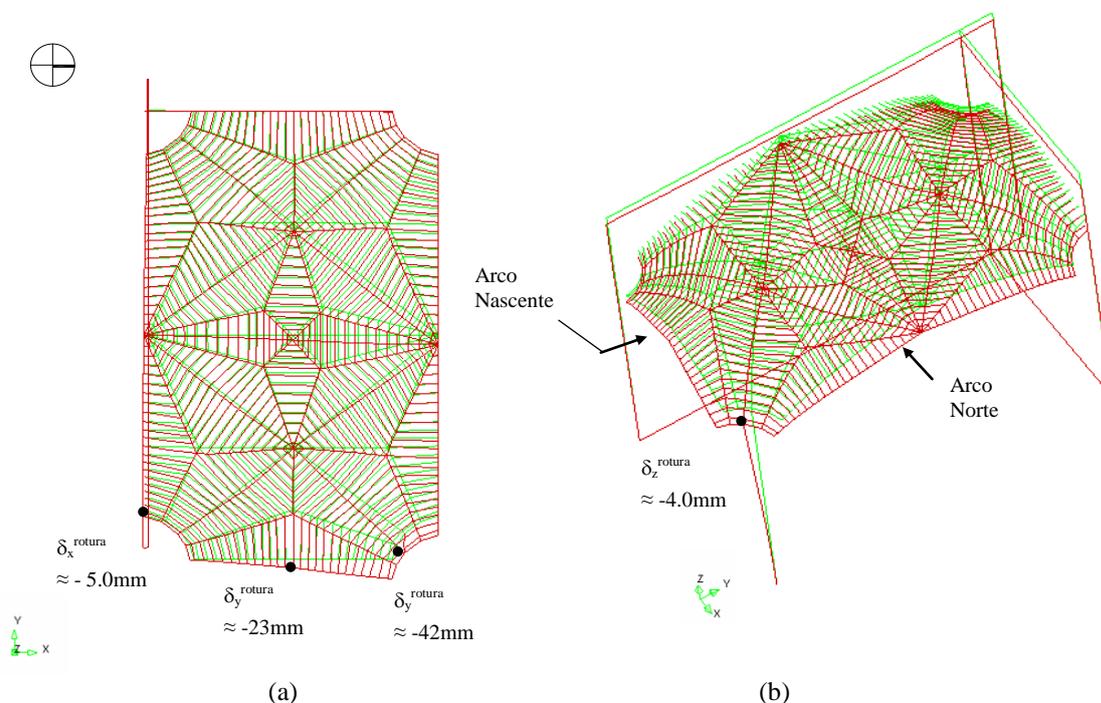


Figura 7: Deformada total obtida na análise, com indicação da configuração original (peso próprio + órgão + sismo) [2]: (a) planta; (b) perspectiva.

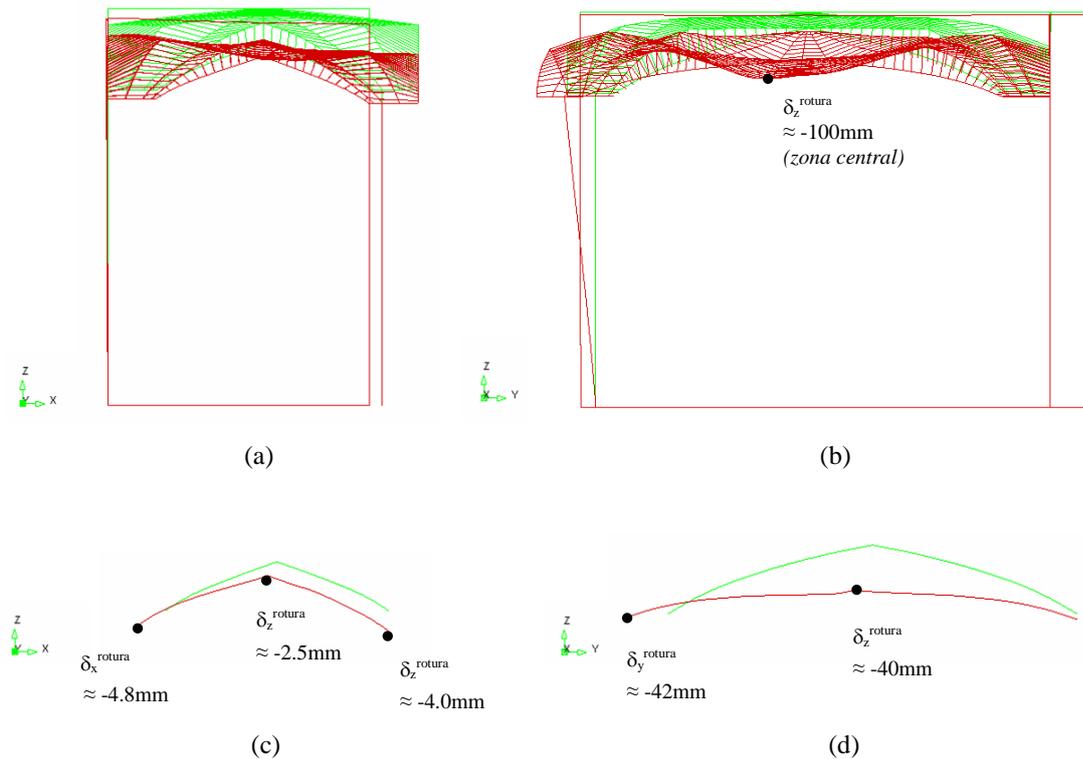


Figura 8: Deformada total obtida na análise, com indicação da configuração original (peso próprio + órgão + sismo) [2]: (a) alçado Nascente; (b) alçado Norte; (c) pormenor do arco Nascente; (d) pormenor do arco Norte.

As tensões principais encontram-se nesta análise limitadas pelas leis de comportamento não-lineares adoptadas, pelo que surge fissuração e esmagamento nos elementos que constituem a estrutura. Na Figura 9, apresentam-se as extensões principais de tracção obtidas na análise para a carga de rotura que representam a fissuração da estrutura.

Analisando as extensões principais de tracção na face inferior, ver Figura 9 (a), verifica-se fissuração significativa nos pares de nervuras diagonais apoiadas quer na parede Sul (centro), quer no arco Nascente, bem como na zona central e subjacente ao corpo central do órgão e apoio do arco Nascente (junto ao pilar). Na zona de fecho do arco Norte verifica-se também fissuração significativa, enquanto que no fecho do arco Nascente a fissuração é mais moderada, em concordância com a deformada (ver Figura 7 e Figura 8). Tal facto deve-se ao maior deslocamento horizontal do pilar, ao considerar a acção de um sismo, afectando com maior incidência o arco Nascente. Na face superior, ver Figura 9 (b), a fissuração significativa localiza-se na zona das nervuras apoiadas no centro da parede Sul e no fecho do arco Norte, com maior relevo no apoio da parede Sul, devido ao maior efeito de encastramento da parede. Destaca-se ainda a fissuração significativa nas nervuras diagonais adjacentes do pilar e nos apoios dos arcos, passando a moderada na zona dos rins.

Analisando a localização das extensões máximas de tracção nos elementos de viga que simulam as lajetas de pedra e o enchimento (ver Figura 9), destaca-se a fissuração significativa na face superior e nos elementos adjacentes às paredes e arcos devido ao efeito de encastramento.

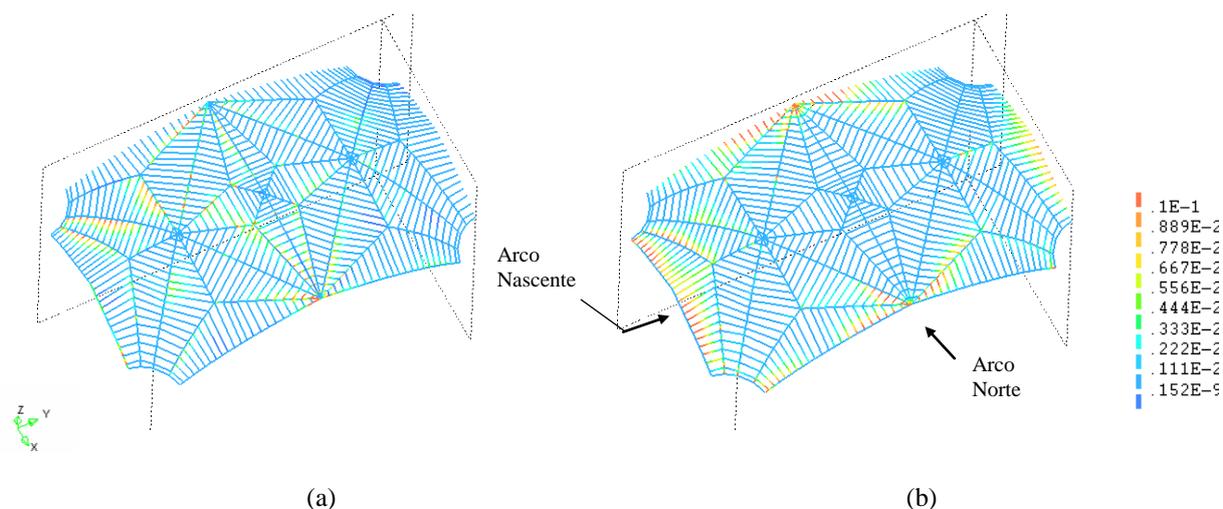


Figura 9: Extensões máximas de tracção (equivalente a fissuração) obtidas na análise para a carga de rotura (peso próprio + órgão + sismo). Perspectiva do modelo da abóbada [2]: (a) face inferior; (b) face superior.

Na Figura 10 apresentam-se as tensões principais de compressão obtidas na análise para a carga de rotura. Na face inferior, ver Figura 10 (a), as tensões de compressão mais elevadas localizam-se nos vértices do hexágono central e nervuras adjacentes, neste último caso, variando de moderadas a elevadas. Destaca-se também a zona de arranque das nervuras centrais apoiadas na parede Sul e no arco Norte (fecho) com tensões de compressão moderadas, sendo pontualmente elevadas junto à parede (maior efeito de encastramento).

Na face superior, ver Figura 10 (b), verificam-se tensões de compressão elevadas no interior do hexágono central e em algumas nervuras periféricas, em particular, na zona subjacente ao corpo central do órgão. As tensões de compressão moderadas, localizadas no fecho dos arcos Norte e Nascente e junto à cabeça do pilar (arco Nascente), estão em concordância com as deformadas (ver Figura 7 e Figura 8).

Verifica-se que a localização das tensões de compressão máximas nos elementos de viga que simulam as lajetas de pedra e o enchimento é coerente com a análise feita atrás às nervuras e arcos.

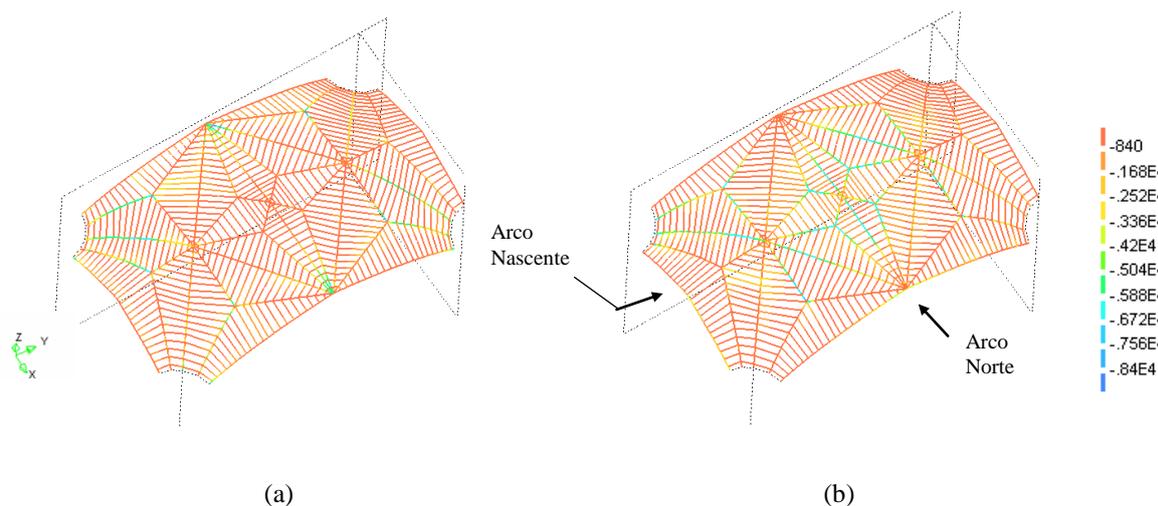


Figura 10: Tensões máximas de compressão obtidas na análise para a carga de rotura (peso próprio + órgão + sismo). Perspectiva do modelo da abóbada [2]: (a) face inferior; (b) face superior

No pilar do Coro Alto ocorrem também tensões de compressão elevadas. As tensões máximas localizam-se junto à cabeça do pilar e junto à base, respectivamente, face ao efeito de flexão.

#### 4.2.3. Influência da resistência à compressão da alvenaria de pedra

A influência da resistência à compressão da alvenaria de pedra na resposta é muito significativa, tal como se ilustra na Figura 11 e Figura 12. O factor de segurança na rotura passa de um valor de 2.0, quando a resistência à compressão da alvenaria assume o valor de 3.0MPa, para um valor superior a 4.0, se igual 9.0MPa.

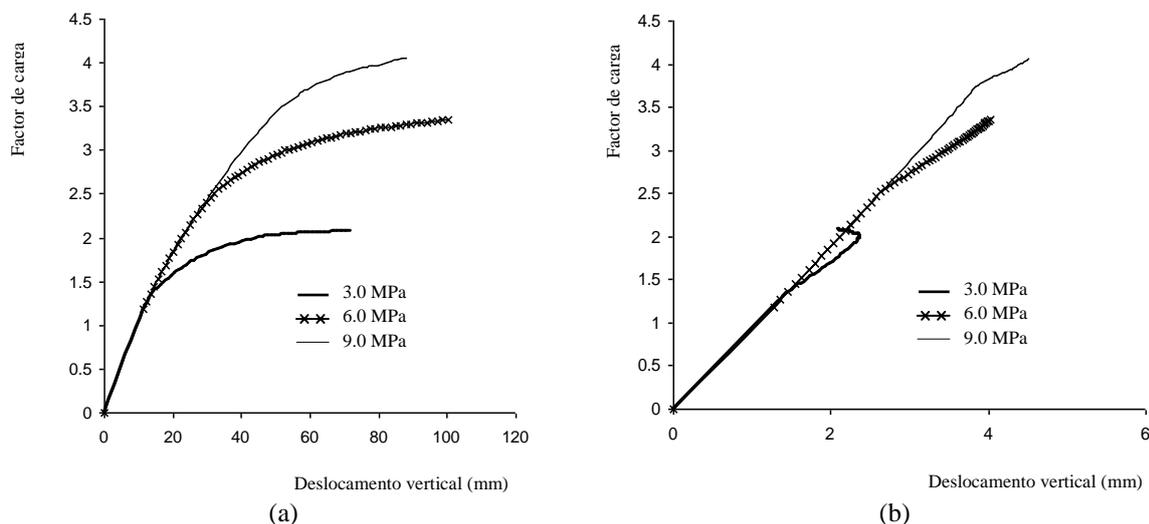


Figura 11: Influência da resistência à compressão da alvenaria de pedra na resposta da estrutura. Diagrama factor de carga vs. deslocamento vertical (peso próprio + órgão + sismo) [2]: (a) zona central da abóbada; (b) cabeça do pilar.

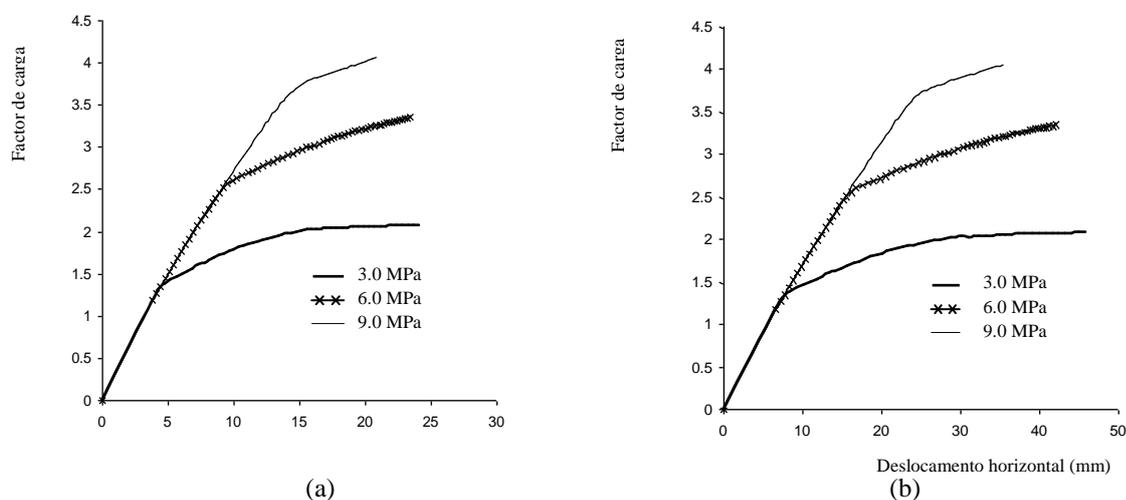


Figura 12: Influência da resistência à compressão da alvenaria de pedra na resposta da estrutura. Diagrama factor de carga vs. deslocamento horizontal (peso próprio + órgão + sismo) [2]: (a) fecho do arco Nascente; (b) cabeça do pilar.

#### 4.2.4. Influência da secção transversal das nervuras

Para a análise de sensibilidade foram consideradas nervuras elevadas, acima do extradorso, em metade da altura original e com uma espessura de 8cm, ver Figura 13. As dimensões são especulativas, servindo apenas para avaliar a resposta da estrutura face a esta alteração. A influência da variação da secção transversal das nervuras

(consideradas) na resposta é moderada neste caso, verificando-se um incremento do factor de carga de cerca de 0.3, ver Figura 13.

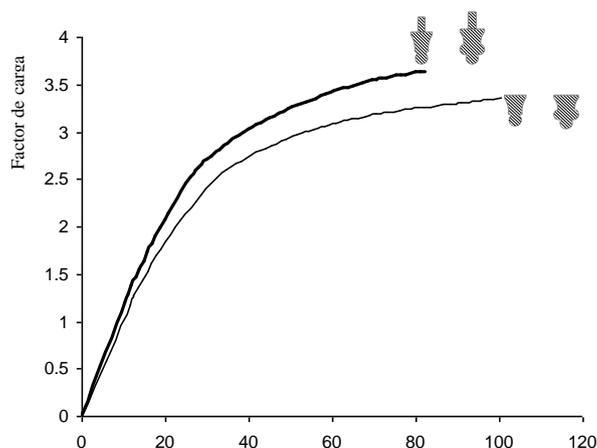


Figura 13: Influência da secção transversal das nervuras na resposta da estrutura. Diagrama factor de carga vs. deslocamento vertical (peso próprio + órgão + sismo) para a zona central da abóbada [2].

#### 4.3. Influência da sobrecarga do órgão

A influência da sobrecarga do órgão na resposta às acções envolvendo o sismo é moderada, ver Figura 14. Verifica-se que o factor de segurança na rotura é reduzido em cerca de 0.5 com a inclusão do órgão.

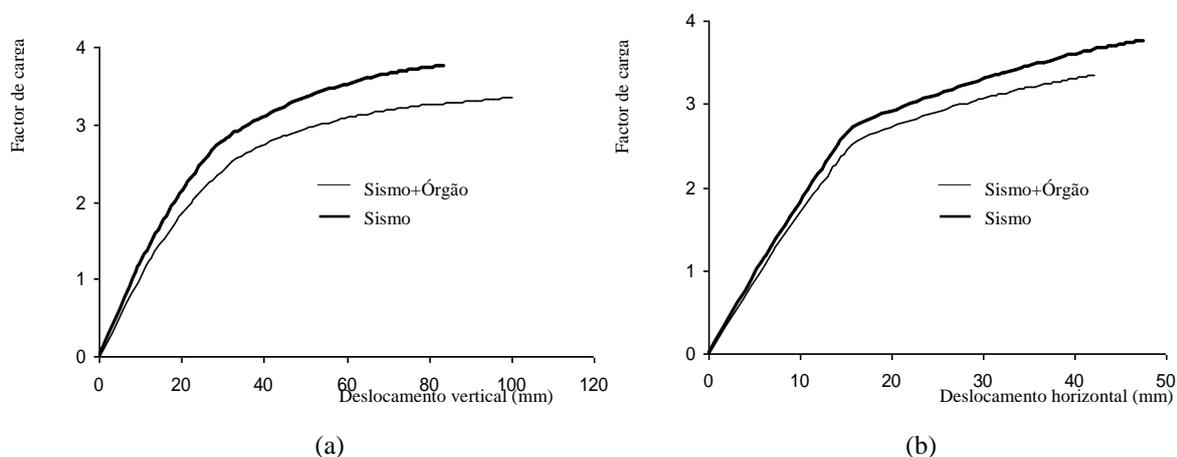


Figura 14: Diagrama factor de carga vs. deslocamento [2]: (a) vertical, na zona central da abóbada; (b) horizontal, na cabeça do pilar.

## 5. CONCLUSÕES

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. As análises realizadas permitem concluir que:

1. A rotura da abóbada Sul do Coro Alto ocorre num mecanismo de colapso que envolve o pilar de canto, a zona central da abóbada e os arcos Nascente e Norte, ainda que a rotura seja condicionada, essencialmente, pelo deslocamento horizontal da cabeça do pilar;

2. A resistência à compressão da alvenaria de pedra condiciona a resposta da estrutura de forma muito significativa;
3. A secção transversal das nervuras, se considerada com uma altura adicional superior ao lajeado, altera a resposta da estrutura;
4. Os pilares de apoio do coro parecem ser o elemento estrutural mais relevante no estabelecimento da segurança da estrutura. O factor de segurança na rotura é de cerca de 3.2, quando se admite o valor característico da resistência à compressão da alvenaria igual a  $f_{ck}=6.0\text{MPa}$  e a acção combinada do peso próprio, órgão e sismo. Desta forma, parece que a segurança da estrutura se mantém a um nível aceitável.

Salienta-se que nas análises efectuadas se consideraram desprezáveis as vibrações induzidas na estrutura devido ao funcionamento do órgão de tubos.

## 6. REFERÊNCIAS

- [1] Alves, J.F. (1989) *O Mosteiro dos Jerónimos. I – Descrição e evocação. Coleção Cidade de Lisboa*. Livros Horizonte, Lisboa, Portugal.
- [2] Lança, P. (2005) Análise estrutural de abóbadas poli-nervuradas: aplicação ao coro alto ao Mosteiro dos Jerónimos. *Tese de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. Disponível em [www.civil.uminho.pt/masonry](http://www.civil.uminho.pt/masonry).
- [3] Lourenço, P. e Krakowiak, K. (2004) Estabilidade das abóbadas da Igreja do Mosteiro dos Jerónimos. Métodos computacionais em engenharia, *Associação Portuguesa de Mecânica Teórica, Aplicada e Computacional (APMTAC)*.
- [4] CEN (1999) *Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes. Parte 1: Regras gerais, acção sísmica e regras para edifícios. ENV 1998-1-1*. Comité Europeu de Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- [5] RSA (1983) *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio, Lisboa, Portugal.
- [6] Meli, R. (1998) *Ingeniería estructural de los edificios históricos*. Fundación ICA, México.
- [7] CEN (1995) *Eurocódigo 6 – Projecto de Estruturas de Alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para edifícios. ENV 1996-1-1*. Comité Europeu de Normalização. Bruxelas, Bélgica.
- [8] CEN (2002). *Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas. EN 1990*. Comité Europeu de Normalização. Bruxelas, Bélgica.