

# Análise Sísmica da Igreja da Madalena na Ilha do Pico

**Domingos Moreira**

*Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal*

**Nuno Neves**

*Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal*

**António Arêde**

*Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal*

**Aníbal Costa**

*Professor Associado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal*

*Palavras Chave:* Modelação, Património, Danos, Reforço, Análise Sísmica

## RESUMO

As Igrejas dos Açores são peças arquitectónicas de rara beleza que ao longo dos anos têm sofrido danos com a ocorrência dos sismos, apresentando, contudo, um comportamento que se poderá considerar razoável. A ocorrência de danos em determinado tipo de elementos e a sua localização é sempre objecto de alguma discussão, sendo por isso indispensável a modelação de alguns casos reais, com consequente análise sísmica para uma melhor interpretação desses danos. Por outro lado, o reforço destas estruturas deverá servir para preservar o património construído, evitando-se porém intervenções demasiado intrusivas, que poderão mesmo conduzir a alterações das suas características dinâmicas tornando-as muito mais vulneráveis.

Procurando compreender o comportamento deste tipo de estruturas fez-se a análise sísmica da Igreja da Madalena, situada na freguesia do mesmo nome na Ilha do Pico, apresentando-se nesta comunicação os principais resultados obtidos, a análise desses resultados e uma solução de reforço.

## 1. INTRODUÇÃO

Segundo Tomaz Duarte Jr., (Duarte, 1999), “*São Mateus foi até 1588 um curato da Madalena, daí a primeira razão para se chamar Matriz ao seu templo. E não perdeu a categoria de Igreja mãe à medida que foram surgindo outras freguesias mais chegadas: Candelárias e Bandeiras pelo menos a partir de 1636 e 1637, respectivamente, e Criação Velha em 1799*”.

O mesmo autor descreve a primeira construção, “fundada em honra de Santa Maria Madalena”, como do séc. XV. Sendo substituída, em meados de Séc. XVII, aquando do aumento de população, por uma estrutura nova, em substituição da “primitiva”. O local de construção da nova igreja, seria o mesmo onde se encontrava a já existente, ou seja em frente ao porto. À excepção de alguns ornamentos interiores e exteriores, nomeadamente o frontispício, a estrutura erguida no séc. XVII (Duarte, 1999) é a mesma que actualmente se encontra na Freguesia da Madalena na Ilha do Pico.

Esta Igreja, um belo edifício neoclássico, fig. 1, é o culminar desse processo iniciado em meados do século XVII, tendo a fachada sido acabada em 1891, com a conclusão do frontispício. O trabalho de talha existente na sacristia é um património importante, que interessa resguardar aquando da execução das obras.

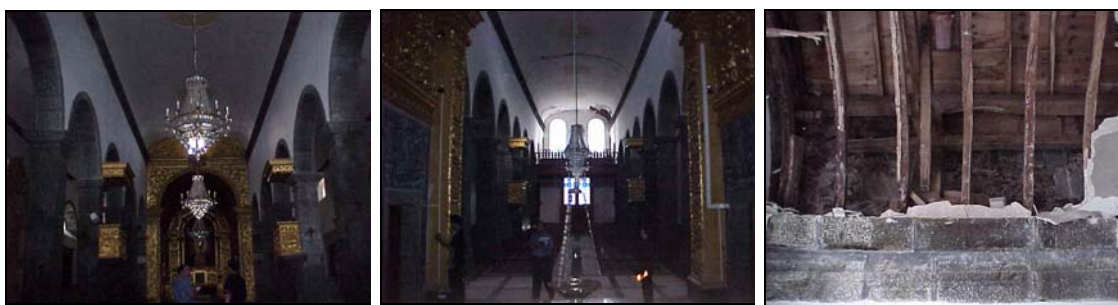


*Fig. 1 – Vista geral da Igreja da Madalena*

## **2.- DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA**

O corpo principal da igreja é composto por três naves, uma central com 6.32 m de vão e duas laterais com 3.41 m de vão e uma cabeceira. A dimensão global das 3 naves são 14.5 x 29.43 m<sup>2</sup>. Na dimensão longitudinal não se considerou a zona do hall de entrada com 4.50 m de comprimento. A cabeceira tem um comprimento, até ao altar de 9.60 m e uma largura de 5.60 m, é a zona mais baixa e mais estreita comum em quase todas as igrejas. Lateralmente à cabeceira existem duas sacristias, uma de cada lado. Cada nave lateral apoia na parede exterior e em arcos que apoiam em pilares centrais, com 66 x 66 cm, espaçados de 3.64 m. Este arcos dão apoio à nave central, fig. 2 a), que apresenta uma altura de 10.97 m. Na entrada existe um coro alto, por cima do hall de entrada, que comunica com duas salas dispostas em cada um dos lados (Sul e Norte) do eixo da Igreja, fig. 2 b).

A fachada principal da igreja é simétrica, não o sendo em planta devido às sacristias que embora semelhantes apresentam dimensões diferentes. Encontra-se revestida a azulejo branco e encontra-se sensivelmente virada a Poente. As torres com uma dimensão exterior em planta de 4.50 x 4.50 m<sup>2</sup>, estão enquadradas na nave da igreja e têm uma altura total de cerca de 17.20 m, com exclusão da cobertura em forma octogonal. As paredes exteriores têm 0.90 m de espessura e são paredes de alvenaria de duas folhas, realizada com pedra irregular, sendo estas paredes os elementos estruturais fundamentais. Estas paredes recebem no nível superior a cobertura, de duas águas, que é realizada em telha de aba e canudo, que apoia num forro que por sua vez apoia numa estrutura de madeira, que descarrega nessa parede e nas interiores, fig. 2 c). Cada nave apresenta o tecto inferior abobadado, sendo constituído por placas curvas de estafe e fasquiado, suspensas no vigamento da cobertura.



*a) Arcos que dão apoio às naves laterais e central*

*b) Coro alto por cima do hall de entrada*

*c) Apoios intermédios da estrutura de cobertura*

*Fig. 2 – Aspectos do interior da igreja da Madalena*

As paredes exteriores estão rebocadas, com um reboco de cimento de boa qualidade. No entanto a análise das carotes extraídas permite concluir que a parede é constituída por material muito irregular, fruto de várias épocas de construção e de má qualidade. O próprio reboco é constituído por várias camadas, com pedaços de vários materiais (bocados de telha e tijolos, pedras, etc) a preencher espaços. Em termos estruturais a igreja é composta por paredes e

telhado, havendo, na zona da entrada, o coro alto, que é realizado em estrutura de betão armado. As ligações entre as paredes e o telhado são muito importantes.

### 3.- DANOS OBSERVADOS

Os danos estão intimamente relacionados com o tipo de alvenaria e com a própria solução estrutural. No caso da Igreja da Madalena os danos são os seguintes: queda de alguns azulejos na fachada principal e nas torres, e dum pináculo da torre direita; fenda significativa no exterior no topo do corpo das traseiras do lado Norte da igreja; fenda vertical ao longo da pedra sobre a porta lateral da igreja (Norte). No interior: nas ligações das torres à nave, fendilhação na zona do coro alto, fig. 3 a); abatimento ligeiro do tecto abobadado da nave central, particularmente junto ao arco que separa a nave da Capela-mor, fig.3 b), com desprendimento de argamassa; desprendimento de estuque em diversos locais dos tectos das naves, fig. 3 c);



a) Fendilhação na zona do coro alto

b) Abatimento ligeiro do tecto abobadado da nave central

c) Desprendimento de estuque em diversos locais dos tectos das naves

Fig. 3 – Danos observados no interior da Igreja da Madalena

### 4.- ANÁLISE NUMÉRICA

A estrutura da Igreja foi discretizada através do método dos elementos finitos com recurso ao programa CASTEM2000, (CEA, 1990) tendo-se utilizado elementos de casca de três nós para modelar as paredes e elementos de barra de dois nós para os barrotes e vigas de madeira. Foram modelados todos os elementos estruturais que poderiam condicionar o comportamento estrutural da Igreja, tendo sido consideradas duas hipóteses de simulação:

- i) na primeira, considerou-se a estrutura da Igreja sem qualquer reforço, tentando reproduzir a situação existentes antes do sismo de 9 de Julho de 1998, em que as paredes não eram travadas ao longo da sua altura, funcionando por isso essencialmente como consolas. Na fig. 4 a) apresenta-se a malha de elementos finitos usada;
- ii) na segunda hipótese, considerou-se o travamento das paredes conferido por barrotes na parte superior da parede. A estrutura do telhado foi assim discretizada com elementos de viga, para modelar os barrotes devidamente ligados às paredes por peças metálicas funcionando em tracção e compressão. Na fig. 4 b) apresenta-se a malha de elementos finitos correspondente.

Em relação aos materiais foram consideradas as propriedades físicas (massa específica  $\rho$ ) e mecânicas (módulo de elasticidade  $E$  e coeficiente de Poisson  $\nu$ ) descritas no Quadro 1. Note-se que para a cobertura a massa correspondente foi incluída através de massas adicionais nos nós de contorno da extremidade superior das paredes.

Foi considerada uma espessura de 10 cm, para a parede que realiza a cobertura das torres e um peso por m<sup>2</sup> de 2.6 kN/m<sup>2</sup> para o coro e de 0.7 kN/m<sup>2</sup> para os telhados. Para cada uma das referidas hipóteses de modelação, foram calculadas as frequências e os respectivos modos de

vibração a fim de ganhar sensibilidade às principais características da resposta estrutural sob acções dinâmicas e de as poder comparar entre as diferentes modelações.

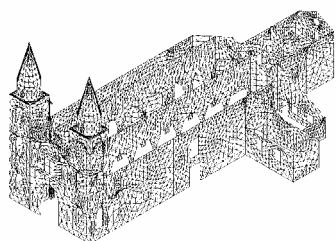
*Quadro 1 – Propriedades dos materiais*

Elemento	Material	$\rho$ (ton/m <sup>3</sup> )	$E$ (GPa)	$\nu$
Parede	Alvenaria de pedra	1.8	0.4	0.2
Barrotes	Madeira	0.4	2	0.2
Cobertura	Madeira e Argamassa	2.7	25	.2

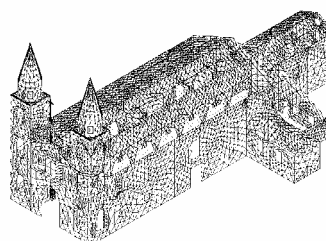
A Igreja foi sujeita a acelerogramas registados no local, ao nível das fundações do Observatório Príncipe de Mónaco, situado na Cidade da Horta, Ilha do Faial, (alto de um morro com cerca de 50 m), com distância epicentral da ordem dos 10–15 km, tendo sido usadas as três componentes do sismo (Oliveira et al, 1998).

A resposta sísmica da estrutura da Igreja foi obtida em regime linear elástico por integração no domínio do tempo através do método de Newmark, tendo sido considerado amortecimento estrutural viscoso segundo a formulação de Rayleigh (proporcional às matrizes de massa e de rigidez) e calibrado de modo a garantir que o coeficiente de amortecimento não ultrapasse 5% na gama de frequências de interesse para as componentes horizontais e verticais.

Os cálculos efectuados permitiram a obtenção de todas as grandezas relevantes, quer ao longo do tempo quer em termos de valores máximos, nomeadamente deslocamentos, esforços (de membrana e de flexão), tensões verticais e horizontais e tensões principais. Para uma melhor compreensão, as paredes foram identificadas, uma a uma sendo a análise das tensões e dos esforços efectuada parede a parede.



*a) Só com paredes*



*b) Com barrotes ao nível da cobertura*

*Fig. 4 – Malha de elementos finitos usada na modelação da Igreja da Madalena*

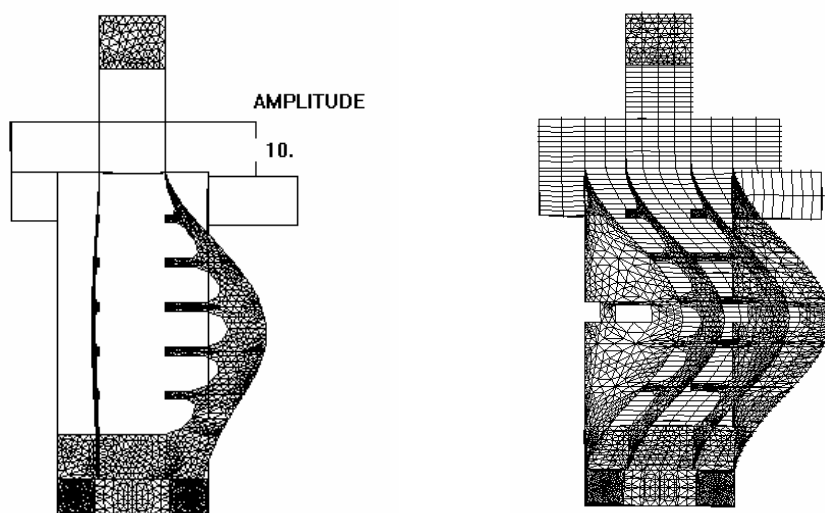
## 5.- ANÁLISE DOS RESULTADOS

As primeiras frequências, no caso do modelo sem telhado, variam entre 0.406 Hz e 1.78 Hz ( 1<sup>a</sup> à 10<sup>a</sup>) sendo os modos simétricos e anti-simétricos dois a dois e estando associados aos modos de vibração das paredes exteriores e arcos interiores. Todos os modos correspondem a modos de flexão das paredes exteriores e interiores, considerando-se estas apoiadas na base e nas extremidades (corpo da sacristia e zona da entrada). No 7<sup>o</sup> modo (freq. 1.638 Hz) correspondente ao 3<sup>o</sup> modo das paredes interiores e ao 2<sup>o</sup> das paredes exteriores, as torres acompanham o modo das paredes exteriores.

No modelo com telhado, as frequências aumentam, variam entre 0.76 Hz e 2.48 Hz ( 1<sup>a</sup> à 10<sup>a</sup>) já que a rigidez da estrutura aumenta, pelo facto de as paredes passarem a dispor de um apoio na

sua extremidade superior. Os modos de vibração correspondem à deformada das paredes exteriores e dos arcos da nave da Igreja, sendo modos simétricos e anti-simétricos dois a dois. Neste caso, como as paredes ficam mais rígidas os modos de vibração associados aparecem para frequências mais altas, notando-se agora os modos globais e das torres, associados aos das paredes. Nas figs. 5 a) e 5 b) apresenta-se o primeiro modo para cada uma das hipóteses.

Relativamente às tensões e esforços a análise dos resultados irá ser feita para a hipótese da igreja modelada com barrotes, já que será com base nos esforços obtidos nesta hipótese que serão dimensionados os reforços.



a) Modelação só com paredes

b) Modelação com barrotes ao nível da cobertura

Fig. 5 - 1º modo de vibração da Igreja da Madalena

Da consulta dos resultados obtidos para uma acção sísmica que é 2.4 vezes superior à acção sísmica regulamentar (Ravara *et al.*, 1984), foi possível concluir que no alçado principal, as tensões verticais e horizontais de tracção são de valor reduzido, a não ser em pontos singulares, nomeadamente na ligação do frontispício às torres e alguns arcos, onde se atingem valores de 1.69 MPa (para as tracções horizontais), fig.6 a), e 1.70 MPa (para as tracções verticais), fig. 6 b). As tensões verticais de compressão dão em média valores na base da parede de 1.6 MPa, sendo as horizontais muito baixas, com excepção da ligação do frontispício às torres, em que atingem valores de 2.0 MPa. Os momentos horizontais, a que corresponderá a armadura horizontal, têm o seu máximo na zona da ligação do frontispício às torres, sendo os restantes valores muito mais baixos e uniformes. Os momentos verticais, a que corresponde a armadura vertical, mostram que a cruz tem de ser bem ligada, já que na ligação aparecem valores bastante elevados, fig. 7 a), e na zona da ligação do frontispício à cobertura.

Nas paredes laterais as tracções horizontais são de valor reduzido, notando-se uma zona de concentração de tensões na intersecção da parede exterior com a torre frontal (a tensão atinge os 3.0 MPa). As tracções verticais, à semelhança das tracções horizontais, são reduzidas com excepção da ligação às torres, com valores na ordem dos 0.2 MPa. As tensões verticais de compressão dão em média valores na base da parede de 0.5 MPa, aparecendo, nas horizontais, valores mais altos na extremidade superior da parede, junto à ligação à parede que contém o arco do altar. Os momentos horizontais, a que corresponderá a armadura horizontal, têm o seu máximo na extremidade superior das paredes e na zona da ligação da parede à sacristia, fig. 7 b) e parede interior do arco do altar. A meio da parede, por cima da porta e da janela existente na mesma prumada, aparecem valores elevados. Os momentos verticais, a que corresponde a

armadura vertical, mostram valores máximos a meio da parede, como seria de esperar, aparecendo pontos singulares, em que estes aumentam ligeiramente.

Nos arcos das naves as tracções horizontais são reduzidas aparecendo os valores mais altos (1.12 MPa) na ligação às torres e nos arcos que ligam à parede do arco do altar (0.60 MPa). As tracções verticais são igualmente reduzidas aparecendo os valores mais altos no 1º e no 2º arco junto às torres. As compressões horizontais são reduzidas aparecendo os valores mais altos (1.05 MPa) na ligação às torres e nos arcos que ligam à parede do arco do altar (1.00 MPa). As compressões verticais têm um valor máximo de 1.45 MPa sendo este valor encontrado nos primeiros arcos associados às torres. Os momentos horizontais indicam que os arcos do meio da nave e a ligação destes à parede do arco do altar são os pontos que correspondem aos momentos máximos (136 kN.m). Quanto aos momentos verticais, os valores máximos aparecem nos pilares dos arcos intermédios (175 kN.m), fig. 8.

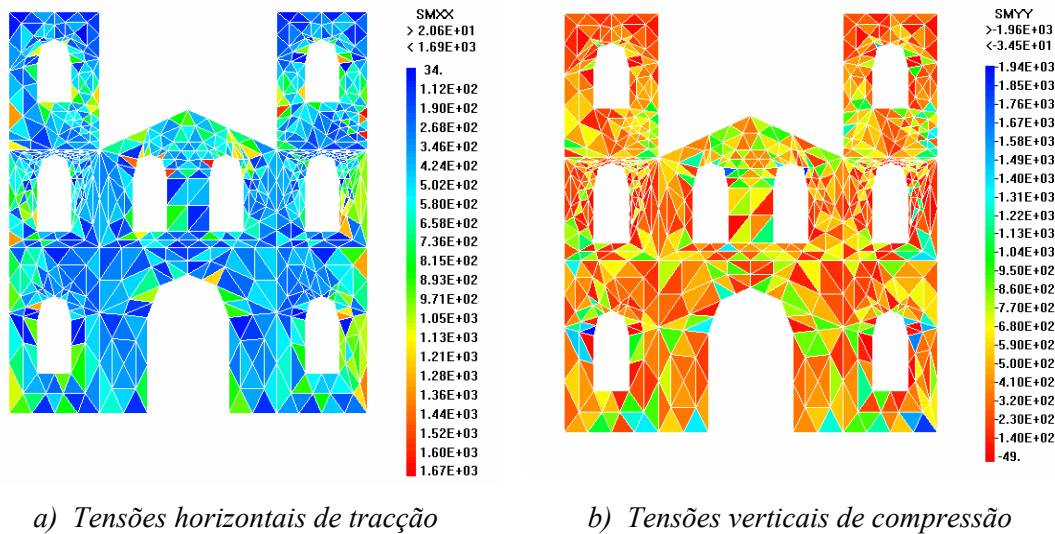


Fig. 6 - Tensões obtidas na fachada principal

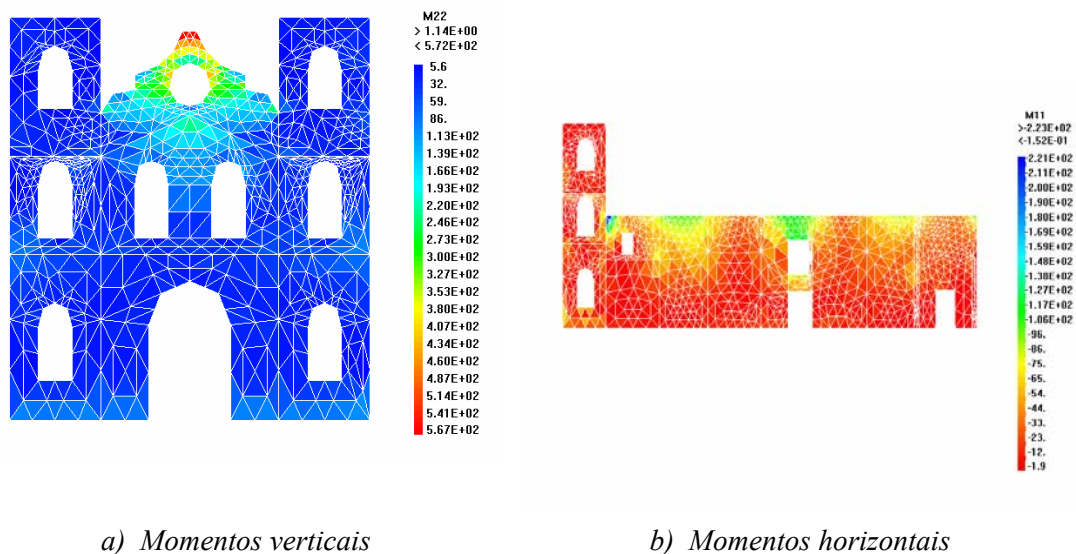


Fig. 7 - Momentos obtidos na fachada principal

No modelo sem telhado as tensões e os esforços são de uma maneira generalizada inferiores aos do modelo com telhado, entre 20 a 30%, o que se compreende dado o conteúdo em frequências do sismo, fig. 9.

Foram calculados os deslocamentos na fachada principal e na empena lateral, ao longo da altura, tendo-se obtido para a modelação só com paredes um valor máximo de 2.33 cm, na fachada principal e de 1.92 cm na fachada lateral. No caso da modelação com barrotes estes valores diminuem para 2.04 cm no caso da fachada principal e 1.59 cm no caso da fachada lateral.

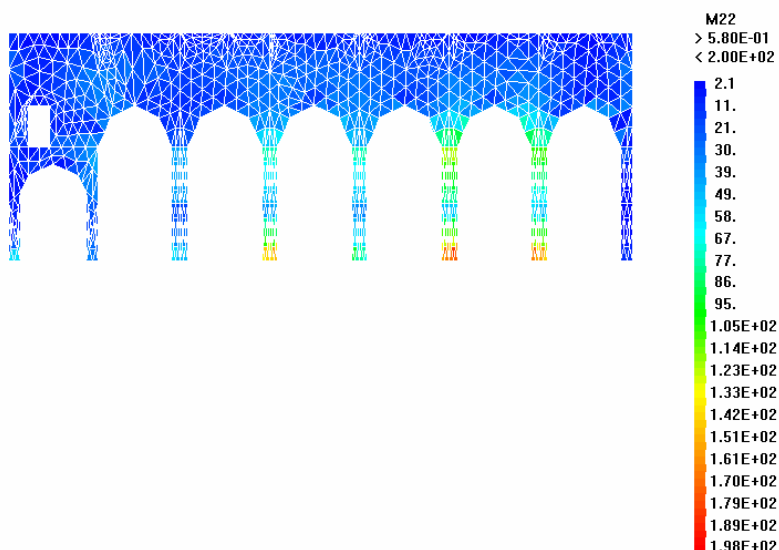


Fig. 8 - Momentos verticais nos arcos

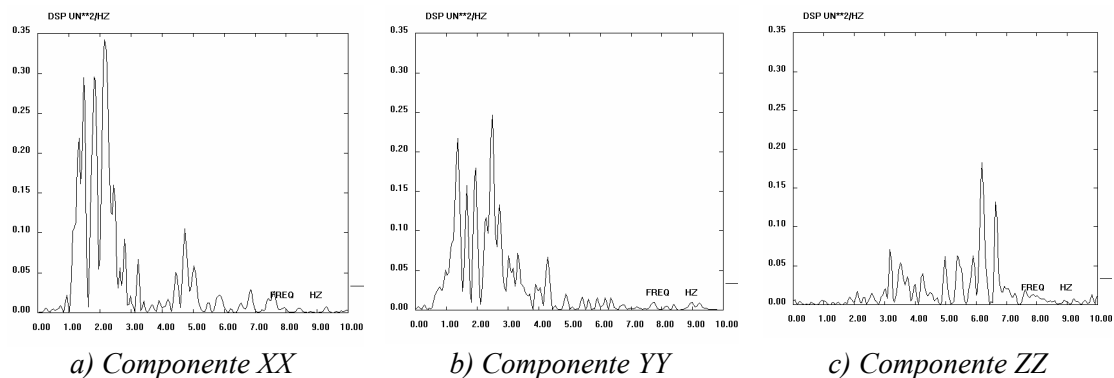


Fig. 9 – Densidade espectral de potência das três componentes do registo sísmico de 9 de Julho de 1998 no Faial.

## 6. SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

### 6.1. Introdução

No caso das Igrejas dos Açores as acções sísmicas são as acções mais gravosas que as solicitam e como a acção sísmica predominante é a do tipo I, sismo próximo, que se caracteriza por ter uma frequência de excitação relativamente alta, pequena duração, e uma grande componente vertical, fig. 9. O valor elevado da aceleração vertical, no caso das paredes de alvenaria traz grandes problemas ao seu comportamento estrutural, dado que alivia o peso próprio desagregando-as com relativa facilidade.

Na solução de reabilitação e reforço deve haver sempre um compromisso entre não interferir com o conceito original do edifício e a necessidade de assegurar exigências de segurança. Estas

medidas têm que assegurar continuidade adequada e conexões entre todos os elementos estruturais principais de paredes, pisos e telhados. Isto consegue-se melhorando o comportamento estrutural.

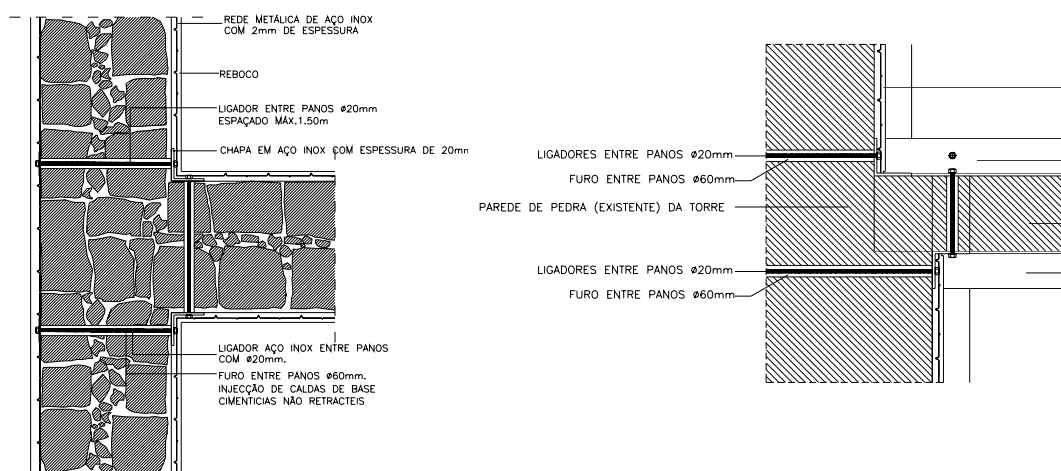
Deve ser prestada atenção à estabilidade de elementos não-estruturais, como entablamentos, cimalkhas, cornijas, frontais, pináculos, etc. usando, se for necessário, ligações especiais. Como se viu neste caso, é necessário definir de forma conveniente, as ligações entre os pináculos e o resto da estrutura, não devendo ser usadas barras isoladas.

## 6.2. Esquemas de reforço

O material que pode ser melhorado é o material de enchimento. Assim as superfícies devem ser bem limpas, de modo a possibilitar conhecer bem o tipo de parede, sendo em seguida, todas as juntas convenientemente fechadas com uma argamassa, ao traço de 1:3 (deverá ser prevista uma parte em cinzas vulcânicas, para aproveitar as suas propriedades pozolânicas). Como já se referiu a componente vertical do sismo tem um efeito destruidor nestas paredes, portanto será necessário dar unidade às paredes, que passará pelo uso de uma malha de aço inox de cada lado da parede, ligando-as através de conectores, fig. 10 a), melhorando-se assim a capacidade resistente em mais de 50%, Costa (1999). Devem ser tomadas medidas adicionais na zona dos cantos e nas zonas das aberturas, com a colocação de cantoneiras metálicas ou parafusos que permitam fazer uma ligação eficiente entre as paredes e entre as pedras, fig. 10 b).

Como é evidente a utilização destas malhas nas alvenarias de pedra que realizam os arcos, as ombreiras e as prumadas verticais e horizontais, deverá ser cuidada de modo a que continuem à vista, sendo necessário usar elementos metálicos que cozam esses cantos ou que cruzem as paredes em sentido oblíquo para permitirem a ligação das malhas, fig. 11 a). É fundamental numa intervenção deste tipo que os alçados, nomeadamente o alçado principal da Igreja, se mantenham inalteráveis.

Os pisos e telhados normalmente não necessitam de ser reforçados, já que os sismos os solicitam segundo a direcção em que eles têm maior rigidez. Neste caso será indispensável proceder a um melhoramento da estrutura de cobertura, que terá, em princípio de ser nova. Isto porque, estes elementos têm um papel fundamental a desempenhar, que é o restringir os movimentos das paredes, evitando que a parede funcione como uma consola para passar a trabalhar como uma viga apoiada no terreno e ao nível da cobertura, fig. 11 b). Também aqui é fundamental haver alguns cuidados, ou seja, o travamento das paredes deve ser assegurado, neste caso, obrigatoriamente pela estrutura de cobertura, nomeadamente as empenas de topo, que não são travadas, devem ser objecto de um travamento próprio, fig. 12 a).

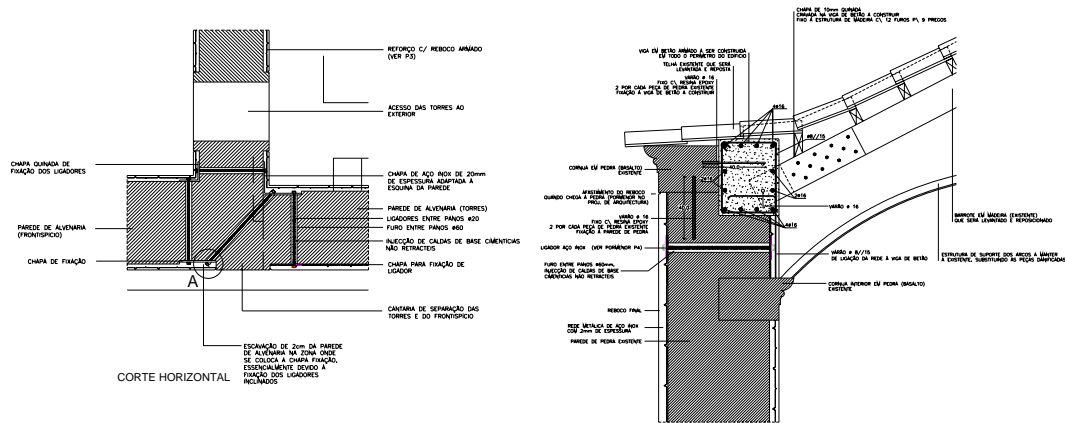


a) Reforço das intersecções de paredes

b) Ligações entre elementos

Fig. 10 – Esquemas de reforço das paredes



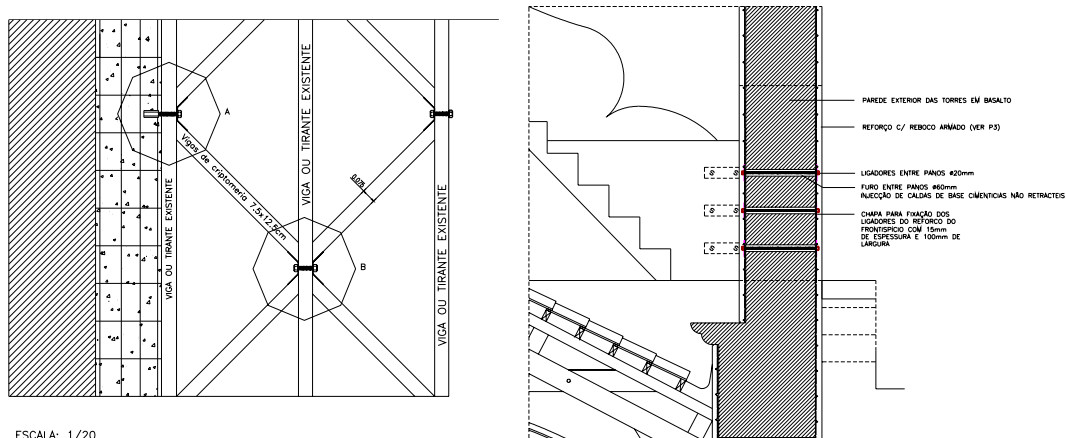


a) Reforço dos cantos

b) Ligação da parede à cobertura

Fig. 11 – Esquemas de reforço das igrejas

Como se pode verificar, o alçado principal apresenta duas torres, cujas paredes até à cimalha estão ligadas à nave da igreja, aparecendo a torre sineira ligada ao frontão. Estas torres têm de ser bem estudadas, dado que não se podem separar da nave (o que também não seria muito aconselhável, devido à isostaticidade e à altura), portanto terão de ser reforçadas na parte inferior e bem ligadas à nave e a torre sineira terá de ser tratada como um elemento independente amarrada ao nível da cimalha. O frontispício é um elemento isostático, que tem apoio ao nível da cimalha e que terá, em função das suas dimensões, de ser reforçado ligando-o convenientemente às torres, fig. 12 b).



a) Travamento das empenas

b) Ligação do frontispício às torres

Fig. 12 – Esquemas de reforço das igrejas

### 6.3. Considerações gerais sobre o reforço

Os valores obtidos para as tensões e os esforços normais e de flexão, e o facto de a acção sísmica de projecto ( $150 \text{ cm/s}^2$ ) (Ravara *et al.*, 1984) corresponder a um valor 2.4 vezes menor do que o valor da aceleração usada no cálculo, ( $360 \text{ cm/s}^2$ ) sugere os seguintes comentários:

- i) O nível de tensões é moderado, nomeadamente o de compressões. As tensões horizontais de tracção apresentam valores mais altos, como resultado do funcionamento da parede apoiada nas fundações e na parte superior, num apoio não muito rígido, flectindo para fora ou para dentro em função do sinal da excitação;

- ii) Os esforços encontrados em algumas zonas são bastante elevados, o que indicia danos estruturais bem localizados e que se poderão vir a repetir num próximo sismo. Assim as ligações entre as torres e as paredes laterais e a ligação do frontispício à fachada principal são locais onde a grandeza dos esforços obriga à utilização de elementos metálicos apropriados que os possam absorver. No entanto a ligação da cruz (modelada em pedra e com uma dimensão apreciável) ao frontispício, até pela sua particularidade e pela grandeza dos esforços instalados, é uma zona onde qualquer solução de reforço é praticamente inviável;
- iii) Ao nível das fundações as tensões são moderadas, pelo que não será necessário tomar nenhuma medida especial.

## 7. CONCLUSÕES

A análise sísmica da igreja que foi apresentada procurou percorrer de uma forma coerente todas as etapas decorrentes de uma análise sísmica. Assim, procurou-se definir a geometria e as características mecânicas dos materiais constituintes, de seguida fez-se uma interpretação dos danos observados, procurando-se perceber o porquê das anomalias observadas e, com recurso a um programa de cálculo obteve-se os esforços e tensões que, em função do sinal do sismo observado no local, conduziu às anomalias observadas. Com os esforços e tensões calculados passou-se à definição de uma solução de reforço, que de uma forma minimalista, introduzisse na estrutura a resistência suficiente para que no próximo sismo a Igreja da Madalena possa assegurar as funções para que foi construída e reforçada.

Em algumas zonas localizadas, verificou-se um nível de esforços bastante alto o que obriga ao recurso de soluções de reforço especiais, sendo a ligação da cruz (modelada em pedra e com uma dimensão apreciável) ao frontispício um local onde se torna quase impraticável a realização de qualquer reforço.

## 8. REFERÊNCIAS

CEA - CASTEM 2000. (1990). Guide d'utilisation, CEA, France.

Costa, A., (1999), *Ensaio de Caracterização de Alvenarias Tradicionais*. ISBN: 972-98312-0-3. Editado pela M.M. – Trabalhos de Engenharia Civil, Lda, Porto.

Duarte Jr., Tomás, (1999), *O Concelho da Madalena – Subsídios*. Cadernos de História. Editado pela Câmara Municipal da Madalena, Ilha do Pico, Açores.

Oliveira, C. S.; Sousa, M. L.; Guedes, J. H. C.; Martins, A.; Campos-Costa, A. (1998) , *A Crise Sísmica do Faial/Pico/São Jorge Iniciada a 9 de Julho de 1998 Vista na Rede Acelerográfica dos Açores*, 1º Simpósio de Meteorologia e Geofísica da APMG, Lagos, Nov. pp 75-79.

Ravara, A.; Duarte, R.T.; Carvalho, E.C. (1984) , *Engenharia Sísmica de Pontes*, ICT, Especialização e Aperfeiçoamento. Estruturas. S318, LNEC, Lisboa.