

# Contribuição para o Estudo Comportamental da Sé do Funchal

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Ângela Tânia Correia Jardim**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

*A Nossa Universidade*

[www.uma.pt](http://www.uma.pt)

setembro | 2013

T/14  
624  
GAR Lon  
ex. 1  
+DVD-R

# Contribuição para o Estudo Comportamental da Sé do Funchal

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

UNIVERSIDADE DA MADEIRA  
BIBLIOTECA

**Ângela Tânia Correia Jardim**  
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO

João Augusto da Silva Appleton

CO-ORIENTADOR

Diva Manuela Correia de Freitas

**À minha família,**

## **AGRADECIMENTOS**

Para a realização deste trabalho foi fundamental o contributo, direto ou indireto, de inúmeras pessoas, às quais presto os mais sinceros agradecimentos.

Ao Professor Eng. João Appleton o meu profundo agradecimento pela sua orientação, investimento na minha formação, por ter acreditado em mim e no meu trabalho.

À Arq. Diva Freitas pela co-orientação, e ainda um muito obrigada por todo o apoio, tanto moral como técnico e, sobretudo, pela amizade que me tem dedicado.

À Eng. Margarida Rocha pela disponibilidade constante e imensa paciência para os problemas que foram surgindo, por vezes nas piores alturas possíveis.

À Arq. Filipa Abrantes, pela disponibilidade que sempre demonstrou em todas as vezes em que a procurei para esclarecer dúvidas.

Aos meus pais, José e Elisa, o meu maior agradecimento por todo o amor e dedicação que me deram e que me continuam a dar, sem eles nada disto seria possível.

À minha irmã, Mónica, pela disponibilidade pessoal que sempre demonstrou, tanto para a minha vida pessoal como para a realização deste trabalho.

Ao meu irmão Rodrigo, que faz do meu mundo, um mundo mais feliz.

À grande alma da minha avó Ascensão, com certeza que o simbolismo desta dissertação seria motivo de grande orgulho.

Ao meu namorado Robert, pela paciência interminável para ouvir os meus desabafos e problemas, por abdicar inúmeras vezes da minha companhia para que eu me pudesse dedicar à tese, pelo incentivo constante e todo o amor.

À minha madrinha Rita, um indispensável agradecimento pelo apoio, pela amizade e, pelo carinho demonstrado em muitas fases da minha vida.

## RESUMO

O principal objetivo desta dissertação é a contribuição para o estudo comportamental da Sé Catedral do Funchal, obra emblemática do período manuelino edificada na ilha da Madeira. É uma igreja construída em inícios do século XVI, dentro do modelo do gótico-tardio. A sua configuração em planta é em forma de cruz latina orientada liturgicamente no sentido este-oeste. No braço norte do transepto encontra-se a Torre Sineira.

Para este estudo usou-se um modelo de elementos finitos tridimensionais efetuado com o programa de cálculo automático SAP2000, a partir do qual se obteve uma análise elástica linear, baseada em análises de esforços e tensões nas paredes estruturais para a combinação fundamental do estado limite último com ação de base a sobrecarga e também para a ação de base o sismo. Em complemento com estas análises foi também desenvolvida a análise das frequências fundamentais de vibração de modo a perceber-se o comportamento dinâmico da estrutura.

Este edifício é constituído essencialmente por alvenaria e cantaria de pedra, ou seja, materiais com comportamento não linear devido à sua heterogeneidade e capacidade de formação de roturas localizadas. Desta forma, para este tipo de estruturas, os resultados obtidos a partir de análises lineares são muito conservadores pelo que apenas são reconhecidas as zonas críticas do edifício.

Palavras-chave: alvenaria, cantaria, tensões, esforços.

## **ABSTRACT**

The aim of this thesis is the study of the structural behaviour of Funchal's cathedral, an emblematic work from the manuelino architectural period in Madeira Island. The See was built in the early sixteenth century. Its site arrangement as the shape of a Latin cross oriented east-west, the tower bell is located at the north arm of the cathedral.

For this study a tridimensional finite element model was developed with the SAP2000. With the linear elastic analysis, the stresses and strains of the masonry walls were analysed for live loads and seismic actions. Additionally the dynamic modal analysis was studied in order to understand its structural behaviour.

The structure of the cathedral is made essentially of rubble and stone masonry. These types of material are highly heterogeneous and have high capacity for local brittle fracture. Thus, for this type of structures the linear analysis results are highly conservative, although they are helpful for understanding where the critical areas are.

Keywords: masonry, stonework, stresses.

---

# ÍNDICE

Agradecimentos .....	II
Resumo .....	III
Abstract .....	IV
Índice .....	V
Lista de Figuras .....	VIII
Lista de Tabelas.....	XIV
Lista de Símbolos.....	XV
Lista de Abreviações .....	XVI
<b>1. Introdução</b> .....	1
<b>2. A Estrutura Gótica</b> .....	3
<b>2.1. O Estilo Gótico</b> .....	3
<b>2.2. Elementos Estruturais do Estilo Gótico</b> .....	6
2.2.1. Colunas .....	7
2.2.2. Paredes.....	8
2.2.3. Arcos .....	11
2.2.4. Abóbadas .....	12
<b>2.3. Arcobotantes e Contrafortes</b> .....	16
<b>2.4. Pináculos</b> .....	19
<b>3. Estruturas de Cobertura e Decoração de Tetos Mudéjares</b> .....	21
<b>3.1. Forma Construtiva</b> .....	22
3.1.1. Estrutura de cobertura .....	22
<b>3.2. Forma Decorativa</b> .....	26
<b>4. Caso de Estudo - A Sé do Funchal</b> .....	29
<b>4.1. A Construção</b> .....	29
<b>4.2. A Estrutura da Sé</b> .....	30
<b>4.3. O Terramoto de 1748</b> .....	36
<b>4.4. As Principais intervenções</b> .....	38
<b>5. Comportamento Sísmico</b> .....	41
<b>5.1. Efeitos do sismo em edifícios</b> .....	41
<b>5.2. Comportamento e Modos de Rutura de Edifícios Históricos</b> .....	43
<b>6. Modelação</b> .....	51
<b>6.1. Ações</b> .....	51
<b>6.2. Combinações de Ações</b> .....	54
<b>6.3. Propriedades dos Materiais</b> .....	54

6.3.1. Alvenaria .....	54
6.3.2. Cantaria.....	59
6.3.3. Madeira .....	60
6.3.4. Ferro.....	63
<b>6.4. Análise Estrutural .....</b>	<b>63</b>
6.4.1. Definição dos elementos Estruturais .....	65
6.4.2. Determinação das frequências através de análises modais .....	73
6.4.3. Obtenção dos esforços .....	75
<b>7. Análise de Resultados .....</b>	<b>77</b>
7.1. Análise Modal.....	77
7.2. Análise de tensões e esforços .....	80
7.2.1. Combinação do estado limite último com ação de base a sobrecarga (elu_sc) .....	81
7.2.2. Combinação do estado limite último com ação de base o sismo tipo 2 (elu_s2).....	87
<b>8. Considerações finais .....</b>	<b>102</b>
8.1. Conclusão.....	102
8.2. Desenvolvimentos Futuros.....	104
<b>Referências Bibliográficas .....</b>	<b>106</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>108</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>108</b>
<b>Desenhos .....</b>	<b>108</b>
A.1. Alçados .....	108
A.2. Plantas.....	111
<b>ANEXO B .....</b>	<b>116</b>
<b>Localização da boroscopia .....</b>	<b>116</b>
<b>ANEXO C .....</b>	<b>117</b>
<b>Justificação de Cálculos .....</b>	<b>117</b>
C.1. Restantes Cargas Permanentes (RCP).....	117
C.2. Sobrecargas (sc).....	124
<b>ANEXO D .....</b>	<b>126</b>
<b>Frequências, períodos e participações de massa dos 50 modos de vibração .....</b>	<b>126</b>
<b>ANEXO E .....</b>	<b>127</b>
<b>E.1. Tensões Horizontais, S11, para a combinação elu_sc.....</b>	<b>127</b>
Alçado Norte .....	127
<b>E.2. Tensões Horizontais, S11, para a combinação elu_sc.....</b>	<b>128</b>
Alçado Nascente .....	128
Alçado Sul .....	129
Alçado Poente.....	130
<b>E.2. Tensões Verticais, S22, para a combinação elu_sc .....</b>	<b>131</b>
Alçado Norte .....	131

---

Alçado Nascente .....	132
Alçado Sul .....	133
Alçado Poente .....	134
<b>E.3. Tensões Distorcionais, S12, para a combinação elu_sc .....</b>	<b>135</b>
Alçado Norte .....	135
Alçado Nascente .....	136
Alçado Sul .....	137
Alçado Poente .....	138
<b>E.4. Tensões horizontais, S11, para a combinação elu_s2x (envolvente máxima) .....</b>	<b>139</b>
Alçado Norte .....	139
Alçado Nascente .....	140
Alçado Sul .....	141
Alçado Poente .....	142
<b>E.5. TENSÕES HORIZONTAIS, S11, PARA A COMBINAÇÃO ELU_S2Y (ENVOLVENTE MÁXIMA) .....</b>	<b>143</b>
Alçado Norte .....	143
Alçado Nascente .....	144
Alçado Sul .....	145
Alçado Poente .....	146
<b>E.6. Tensões horizontais, S11, para a combinação elu_s2x (envolvente mínima) .....</b>	<b>147</b>
Alçado Norte .....	147
Alçado Nascente .....	148
Alçado Sul .....	149
Alçado Poente .....	150
<b>E.7. Tensões horizontais, S11, para a combinação elu_s2y (envolvente mínima) .....</b>	<b>151</b>
Alçado Norte .....	151
Alçado nascente .....	152
Alçado Sul .....	153
Alçado Poente .....	154
<b>E.8. Tensões verticais, S22, para a combinação elu_s2x (envolvente máxima) .....</b>	<b>155</b>
Alçado Norte .....	155
Alçado Nascente .....	156
Alçado Sul .....	157
Alçado Poente .....	158
<b>E.9. Tensões verticais, S22, para a combinação elu_s2y (envolvente máxima) .....</b>	<b>159</b>
Alçado Norte .....	159
Alçado Nascente .....	160
Alçado Sul .....	161
Alçado Poente .....	162

---

<b>E.10. Tensões distorcionais, S12, para a combinação <math>el_u_{s_{2x}}</math> (envolvente máxima)...</b>	163
Alçado Nascente .....	163
Alçado Sul .....	164
Alçado Poente .....	165
<b>E.11. Tensões distorcionais, S12, para a combinação <math>el_u_{s_{2y}}</math> (envolvente máxima)...</b>	166
Alçado Nascente .....	166
Alçado Sul .....	167
Alçado Poente .....	168
<b>E.12. Tensões verticais, S22, para a combinação <math>el_u_{s_{2x}}</math> (envolvente mínima) .....</b>	169
Alçado Norte .....	169
Alçado Nascente .....	170
Alçado Sul .....	171
<b>E.13. Tensões verticais, S22, para a combinação <math>el_u_{s_{2y}}</math> (envolvente mínima) .....</b>	173
Alçado nascente.....	173
Alçado Sul .....	174
Alçado Poente .....	175
<b>E.14. Tensões distorcionais, S12, para a combinação <math>el_u_{s_{2x}}</math> (envolvente mínima)....</b>	176
Alçado Norte .....	176
Alçado Nascente .....	177
Alçado Sul .....	178
Alçado Poente.....	179
<b>E.15. Tensões distorcionais, S12, para a combinação <math>el_u_{s_{2y}}</math> (envolvente mínima)....</b>	180
Alçado Norte .....	180
Alçado Nascente .....	181
Alçado Sul .....	182
Alçado Poente.....	183

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema estrutural de uma catedral gótica. ....	6
Figura 2 - Modelo de comportamento estático de parede de alvenaria (1). ....	8
Figura 3 - Efeito do peso adicional no topo da parede (3). ....	10
Figura 4 - Forças atuantes em paredes (4).....	11
Figura 5 - Abóbada de berço ou cilíndrica com arcos dobrados. ....	12
Figura 6 - Abóbada de aresta formada pela interseção de superfícies cilíndricas, adaptado (5). .....	14
Figura 7 - Diagrama de corpo livre do troço da abóbada de aresta, adaptado (5). ....	14

Figura 8 - Método construtivo de uma abóbada (7).....	15
Figura 9 - Corte transversal de uma catedral gótica (com arcobotantes simples). ....	17
Figura 10 - Corte transversal de uma catedral gótica (com arcobotantes de dupla arcada).....	18
Figura 11 - Trajetória de esforços em estruturas abobadadas. ....	19
Figura 12 - (a) Forças que atuam num contraforte; (b) Rutura por deslizamento na parte superior de um contraforte. ....	20
Figura 13 - Elementos básicos da armação de asna de nível (par y nudillo), adaptado de (8). 24	
Figura 14 - Teto da nave central da sé do funchal (fotografia DRAC).....	24
Figura 15 - Armação oitava de rincão duplo (9).....	25
Figura 16 - Teto do transepto da Sé do Funchal (fotografia DRAC).....	26
Figura 17 - (a) Esquema de um laço de oito (8) ; (b) Laço de oito, Sé do Funchal (fotografia DRAC). ....	27
Figura 18 - Extradorso do <i>Almizante</i> da nave central (fotografia DRAC). ....	27
Figura 19 - Intradorso do <i>almizante</i> da nave central (fotografia DRAC).....	28
Figura 20 - Vista aérea da Sé do Funchal (fotografia DRAC).....	30
Figura 21 - (a) Vista geral da Capela-Mor; (b) Teto da Capela-Mor. ....	31
Figura 22 - (a) Capela do Amparo ; (b) Capela do Santíssimo Sacramento .....	32
Figura 23 - Nave central da Sé do Funchal (fotografia DRAC).....	32
Figura 24 - Teto da nave central (fotografia DRAC). ....	33
Figura 25 - Coro alto da Sé do Funchal (fotografia DRAC). ....	34
Figura 26 - Fachada principal.....	34
Figura 27 - Vista exterior da cabeceira (fotografia DRAC). ....	35
Figura 28 - Tirantes da sala do piso 2 da torre. ....	36
Figura 29 - Demolição da arrecadação anexa à Torre (fonte SIPA).....	38
Figura 30 - Demolição dos anexos pertencentes às confrarias (fonte: SIPA) .....	39
Figura 31 - Consolidação do cunhal da Torre Sineira (fonte: SIPA).....	39
Figura 32 - Forças transversais a atuar no plano da parede (15).....	45
Figura 33 - Colapso das abóbadas por abertura dos seus apoios (4).....	46
Figura 34 - Rutura por corte em colunas (4) .....	47
Figura 35 - Forças longitudinais a atuar no plano da parede (15) .....	47
Figura 36 - Comportamento sísmico de uma estrutura em que as paredes estão interligadas (15) .....	48
Figura 37 - Comportamento sísmico de uma estrutura cujas paredes não estão ligadas (15) ..	48
Figura 38 - Comportamento de uma parede com aberturas (15) .....	49
Figura 39 - Efeitos de irregularidades em altura .....	49
Figura 40 - Boroscopia .....	55
Figura 41 - Relação entre tensões-extensões da alvenaria adotada e expectável pelo EC6 ....	56
Figura 42 - Vista geral da modelação da Sé.....	64
Figura 43 - Nervuras da abóbada da Capela-Mor .....	67
Figura 44 - Pormenor das abóbodas .....	68
Figura 45 - Pormenor da modelação do teto da igreja da Sé .....	73

Figura 46 - (a) Sistema de coordenadas; (b) Componentes da tensão .....	76
Figura 47 - Modos de vibração da estrutura .....	80
Figura 48 - Tensões verticais, S22 [KPa]. Alçado sul - (a) lado interior do alçado; (b) lado exterior do alçado .....	82
Figura 49 - Tensões verticais, S22 [KPa]. Alçado norte (lado exterior) .....	84
Figura 50 - Tensões verticais, S22 [KPa] parede interior transepto (lado interior da parede) ...	84
Figura 51 - Tensões normais horizontais, S11 [kPa]. Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	86
Figura 52 - Tensões normais horizontais (S11), para a envolvente máxima do sismo na direção xx (ELU_S <sub>2x</sub> ), [kPa]. (a) Alçado Norte; (b) Alçado Nascente .....	88
Figura 53 - Tensões normais horizontais (S11), para a envolvente máxima do sismo na direção yy (ELU_S <sub>2y</sub> ), [kPa]. (a) Alçado Norte; (b) Alçado Nascente. ....	90
Figura 54 - Tensões normais verticais (S22), para a envolvente mínima do sismo na direção xx (ELU_S <sub>2x</sub> ), [kPa] - (a) Alçado Norte; (b) Alçado Nascente.....	92
Figura 55 - Tensões normais verticais (S22), para a envolvente mínima do sismo na direção yy (ELU_S <sub>2y</sub> ), [kPa] - (a) Alçado Norte; (b) Alçado Nascente.....	94
Figura 56 - Tensões normais verticais (S22), para a envolvente máxima do sismo na direção xx (ELU_S <sub>2x</sub> ), [kPa] - (a) Alçado Norte; (b) Alçado Nascente.....	96
Figura 57 - Tensões normais verticais (S22), para a envolvente máxima do sismo na direção yy (ELU_S <sub>2y</sub> ), [kPa] - (a) Alçado Norte; (b) Alçado Nascente.....	98
Figura 58 - Tensões normais verticais (S22), para a envolvente máxima do sismo na direção yy (ELU_S <sub>2y</sub> ), [kPa]. parede interior do transepto.....	99
Figura 59 - Alçado poente .....	108
Figura 60 - Alçado norte .....	109
Figura 61 - Alçado sul .....	109
Figura 62 - Alçado nascente .....	110
Figura 63 - Planta do piso 1 .....	111
Figura 64 - Planta do piso 2 .....	112
Figura 65 - Planta do piso 3 .....	113
Figura 66 - Planto do piso 4 .....	114
Figura 67 - Corte longitudinal .....	115
Figura 68 - Localização da boroscopia. Piso 0 (sem escala) .....	116
Figura 69 - Pormenor A.....	116
Figura 70 - Pormenor B.....	116
Figura 71 - Esquema representativo de um corte da estrutura de cobertura da nave central .	118
Figura 72 - Esquema da estrutura de cobertura em planta .....	118
Figura 73 - Esquema do pormenor A .....	119
Figura 74 - Esquema da seção transversal da asna.....	119
Figura 75 - Modelo de cálculo (nave central) .....	120
Figura 76 - Modelo de cálculo (nave central) .....	121
Figura 77 - Seção escada de alvenaria (real e aproximada) .....	121

---

Figura 78 - Dimensões em planta (aproximada) do órgão. ....	122
Figura 79 - "Pinhas" vistas do interior, quando embutidas no <i>almizante</i> . ....	123
Figura 80 - Base aproximada da "pinha" .....	124
Figura 81 - Tensões horizontais (S11) Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	127
Figura 82 - Tensões horizontais (S11) Alçado nascente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	128
Figura 83 - Tensões horizontais (S11) Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	129
Figura 84 - Tensões horizontais (S11) Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	130
Figura 85 - Tensões verticais (S22) Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	131
Figura 86 - Tensões verticais (S22). Alçado nascente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	132
Figura 87 - Tensões verticais (S22). Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	133
Figura 88 - Tensões verticais (S22). Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	134
Figura 89 - Tensões distorcionais planares (S12) Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	135
Figura 90 - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	136
Figura 91 - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede. ....	137
Figura 92 - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	138
Figura 93 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	139
Figura 94 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado nascente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	140
Figura 95 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	141
Figura 96 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	142
Figura 97 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	143
Figura 98 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado nascente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	144
Figura 99 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado sul- (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	145

---

Figura 100 - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	146
Figura 101 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	147
Figura 102 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado nascente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	148
Figura 104 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	149
Figura 105 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	150
Figura 106 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	151
Figura 107 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado nascente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	152
Figura 108 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	153
Figura 109 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede .....	154
Figura 110 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado norte - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	155
Figura 111 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	156
Figura 112 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	157
Figura 113 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	158
Figura 114 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado norte - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	159
Figura 115 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	160
Figura 116 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	161
Figura 117 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	162
Figura 118 - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	163
Figura 119 - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	164
Figura 120 - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	165

Figura 121 - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	166
Figura 122 - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede. ....	167
Figura 123 - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente- (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	168
Figura 124 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado norte - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	169
Figura 125 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	170
Figura 126 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	171
Figura 127 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	172
Figura 128 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	173
Figura 129 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	174
Figura 130 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.....	175
Figura 131 - Tensões distorcionais (S12). Alçado norte - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	176
Figura 132 - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	177
Figura 133 - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	178
Figura 134 - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	179
Figura 135 - Tensões distorcionais (S12). Alçado norte - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede .....	180
Figura 136 - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede. ....	181
Figura 137 - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul- (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede. ....	182
Figura 138 - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede. ....	183

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Peso volúmico dos materiais .....	51
Tabela 2 - Restantes cargas permanentes .....	52
Tabela 3 - Quantificação das sobrecargas e coeficientes de combinação .....	52
Tabela 4 - Coeficientes de majoração para as combinações dos estados limites últimos .....	54
Tabela 5 - Valores de referência do módulo de elasticidade da alvenaria, adaptado (19) .....	57
Tabela 6 - Valores adotados para o módulo de elasticidade, tensão característica da resistência à compressão, tensão de segurança de resistência à compressão e tensão de resistência à tração. ....	58
Tabela 7 - Variação da frequência fundamental para diversos coeficientes de "Poisson", adaptado (20) .....	59
Tabela 8 - Valores do módulo de elasticidade e tensões resistentes da cantaria .....	60
Tabela 9 - Valores do módulo de elasticidade e densidade média da madeira .....	62
Tabela 10 - Características mecânicas do aço S235/Fe360 .....	63
Tabela 11 - Modos de Vibração .....	78
Tabela 12 - Limites de resistência para a alvenaria e cantaria .....	81
Tabela 13 - Peso volúmico dos materiais .....	117
Tabela 14 - Peso de coberturas inclinadas .....	120

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Matemáticos

#### Latinas

$S_{Gik}$	esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;
$S_{Q1k}$	esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
$S_{Qjk}$	esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;
$f_k$	valor característico da resistência à compressão;
$f_d$	valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria;
$f$	resistência à compressão da alvenaria;
$E_{inicial}$	módulo de elasticidade inicial (tangente);
$E$	módulo de elasticidade secante;
$f_{ctk}$	valor característico da resistência à tração;
$E_{mean}$	módulo de elasticidade (valor médio);
$[K]$	matriz de rigidez da estrutura;
$[M]$	matriz de massa da estrutura;
$p^2$	polinómio característico cujas raízes são os quadrados das frequências próprias do sistema ( $p$ );
$S_{11}$	tensões normais segundo a direção horizontal;
$S_{22}$	tensões normais segundo a direção vertical;
$S_{12}$	tensões distorcionais no plano da parede;
$S_{13}$	tensões distorcionais para fora do plano da prede;

#### Gregas

$\gamma_{gi}$	coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;
$\gamma_q$	coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;
$\Psi_{0j}$	coeficientes $\Psi$ correspondentes à ação variável de ordem $j$ ;
$\Psi_0$	coeficiente para a determinação do valor de combinação das ações variáveis;
$\Psi_1$	coeficiente para a determinação do valor frequente das ações variáveis;
$\Psi_2$	coeficiente para a determinação do valor quase permanente das ações variáveis;
$\gamma_M$	coeficiente parcial de segurança relativo às propriedades dos materiais;
$\gamma$	peso volúmico;
$\eta$	coeficiente de comportamento;

## LISTA DE ABREVIações

DRAC	Direção Regional dos Assuntos Culturais;
DGEMN	Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais;
SIPA	Sistema de Informação para o Património Arquitetónico;
WMF	World Monument Found;
RSA	Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes;
LREC	Laboratório Regional de Engenharia Civil;
EC6	Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria;
EC8	Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos;
EN 1052-1	Norma Portuguesa - Método de ensaio para alvenaria;

---



---

## 1. INTRODUÇÃO

Os edifícios históricos são marcos de grandes realizações da humanidade, para além do seu grande valor artístico, estas construções são grandes testemunhos da cultura do passado. É importante conservar de forma cuidada o património arquitetónico que perdura até aos nossos dias.

"Estes edifícios, que se identificam em tantas cidades e vilas com os chamados centros históricos, são geralmente mal conhecidos (...) os conhecimentos organizados são escassos e frequentemente empíricos, não se conhecendo exemplos em número significativo de uma abordagem científica dos problemas referentes ao comportamento estrutural e construtivo desses edifícios" (1).

Um requisito fundamental para a conservação de uma edificação é a preservação da estabilidade da estrutura e como tal o trabalho que a seguir se apresenta tem como principal objetivo avaliar o comportamento estrutural da Sé do Funchal. Para além deste capítulo inicial introdutório, o trabalho inclui mais seis capítulos. Seguidamente descreve-se de modo sucinto o conteúdo de cada um deles:

- No Capítulo 2, intitulado "A Estrutura Gótica", faz-se uma breve descrição sobre o nascimento da estrutura Gótica, bem como alguns aspetos do desenvolvimento da engenharia estrutural e das principais funções estruturais dos elementos característicos deste estilo.
- O Capítulo 3, denominado "Estruturas de Cobertura e Decoração de Tetos Mudéjares", faculta uma panorâmica geral da construção de tetos de madeira em Portugal sob influência árabe, abordando de forma simplificada as evoluções estruturais. É feita ainda em maior detalhe uma alusão às armações de cobertura existentes na Sé do Funchal, quanto à sua forma construtiva e quanto à sua forma decorativa.
- No Capítulo 4, intitulado "Caso de Estudo - Sé do Funchal", tal como o nome indica, relata-se a história da construção da igreja, apresentam as diversas

partes que a compõem e os principais danos estruturais ocorridos aquando do terramoto de 1748 na Sé do Funchal. Também referenciamos as mais importantes intervenções ocorridas na igreja até à atualidade.

- O Capítulo 5, intitulado "Comportamento Sísmico", dá-nos a conhecer em termos gerais os efeitos do sismo num edifício, considerando sempre com maior pormenor os edifícios históricos, com características estruturais idênticas ao caso de estudo.

- No Capítulo 6, "Modelação", especifica-se os materiais estruturais, determina-se as ações permanentes a que a estrutura está sujeita e por fim especifica-se as combinações de ações fundamentais para os estados limites últimos. Inteirando-se sobre as propriedades dos materiais, define-se as simplificações estruturais adotadas na modelação.

- E finalmente no Capítulo 7 procede-se à análise linear da estrutura e avaliam-se os resultados obtidos numa vertente qualitativa, com o intuito de verificar as zonas mais vulneráveis do monumento.

Em suma, este trabalho pretende contribuir para a valorização do nosso património num monumento de projeção nacional que requer uma privilegiada conservação ao longo dos tempos.

---

## **2. A ESTRUTURA GÓTICA**

### **2.1. O ESTILO GÓTICO**

No império romano deu-se um grande desenvolvimento nas artes da construção. A par dos materiais, novas técnicas construtivas permitiram a edificação de extraordinárias estruturas religiosas, civis e militares.

Aliado aos novos materiais o avanço nos conceitos estruturais, os romanos construíram por todo o império grandes edifícios, templos, aquedutos, estradas e pontes, que em alguns casos ainda hoje funcionam.

A nível estrutural destaca-se a transição das estruturas extremamente retilíneas da antiguidade clássica, para estruturas curvas (arcos, abóbadas e cúpulas) para vencer maiores vãos com materiais mais resistentes.

Na área das técnicas construtivas os desenvolvimentos introduzidos foram enormes. Surgiram novas técnicas para a execução de paredes, arcos, abóbadas e cúpulas em alvenaria de tijolo, de pedra e mista permitindo assim construções de maior dimensão, mais resistentes e duráveis.

Com o declínio do império romano, e por consequência das estruturas logísticas que permitiam a execução das grandes obras, quase desapareceu, durante séculos, a aptidão para a execução de construções monumentais.

Como consequência do desmembramento do império, resulta um conjunto de territórios autónomos com menores capacidades económicas, que gastavam grande parte dos recursos em guerras de manutenção ou de alargamento dos seus limites territoriais. Em tempo de guerra a atividade construtiva, com exceção da construção de estruturas defensivas, não era prioritária e a mão-de-obra era canalizada para a guerra ou para os campos agrícolas.

As ordens religiosas foram as primeiras a possuir condições para criar à sua volta uma estrutura logística capaz de substituir a antiga estrutura romana embora de menores dimensões e mais pobres.

Os reformadores do início da época medieval, aludiam a uma mudança de toda a sociedade e não queriam as habitações bárbaras que tinham servido de refúgio aos monges em séculos anteriores. Procuraram edificar construções sólidas e duradouras adotando alguns dos princípios construtivos romanos. Contudo não possuíam recursos tão poderosos, obrigando os novos construtores a adaptar as técnicas às capacidades disponíveis.

A escassez impôs a melhor compreensão do funcionamento das estruturas, visando definir novas regras e técnicas que garantissem igualmente a estabilidade das construções, embora com maior economia de matéria-prima e de mão-de-obra. Desta adaptação dos princípios e regras nasce o estilo românico.

As ordens religiosas tiveram um papel fundamental na arte da construção que saiu da rusticidade do século XI, onde a ordem de Cluny teve especial destaque, pois foi pioneira tendo a primeira escola de artesãos, que viriam a produzir no século XII monumentos já libertos das tradições romanas.

Assim encontramos na arquitetura gótica características muito particulares, chegando a ser considerada a mais livre das artes, a que menos se prendia à precedente e a que mais soluções e variantes permitiam.

O gótico teve origem na Normandia ou na Ilha de França, sendo um estilo que ganhou grande admiração entre reis, nobres, abades e até mesmo entre os homens simples das cidades

As cidades de Inglaterra, e mais tarde de toda a Europa média e sul-ocidental que detinham as dioceses foram "invadidas" por belas e vistosas catedrais.

As características estruturais de que o gótico se servia para criar o efeito arquitetónico desejado de elevação dos espaços tendo em vista uma maior afirmação espiritual, são os arcos em ogiva e o sistema de suportes com abóbadas de nervuras. O seu caráter e estrutura típicos são concebidos com estes elementos.

Um dos grandes objetivos dos construtores góticos passava pela diminuição da espessura dos elementos que suportavam os arcos e abóbodas, o que para tal era necessário reduzir ao máximo os impulsos horizontais transmitidos por estes elementos. Este feito só foi possível pela elevação do ponto médio das abóbodas e arcos, ou seja, os arcos de volta perfeita converteram-se em arcos ogivais em que, para um mesmo vão, os impulsos horizontais produzidos são menores.

A diminuição das espessuras das paredes e pilares conduziu à construção de dois novos elementos estruturais: arcos botantes e contrafortes, para equilíbrio dos impulsos horizontais reduzidos.

A maior inovação da estrutura gótica é a libertação das paredes de funções resistentes, possibilitando assim aberturas com vitrais que por sua vez criava uma fonte de iluminação natural dos espaços interiores.

Esta inovação deveu-se a um esqueleto de elementos lineares em alvenaria de pedra, colunas, arcos, nervuras, arcos botantes e contrafortes (com pináculos), cuja principal função é a transmissão das cargas até as fundações.

A diminuição das espessuras das abóbodas foi também uma característica relevante da arquitetura gótica. Isto foi possível graças à introdução de nervuras nas abóbodas, além da vantagem induzida pela maior relação flecha/vão que as abóbodas góticas garantiam.

A arquitetura gótica manifestou o gosto pelo naturalismo, assim como a escultura monumental ganhou maior relevo impondo-se tanto nos interiores como nos exteriores e ainda em portais, torres, etc.

Por toda a Europa as cidades competiam entre si para terem a catedral mais alta, sobranceiras às casas e visíveis a quilómetros de distância.

Na Península Ibérica as grandes catedrais espanholas só foram construídas quando o gótico tinha mais de um século de vida adulta no resto da Europa Ocidental.

O gótico peninsular está intimamente ligado à ocupação árabe devido a presença de vários séculos deste povo na Península Ibérica. Isto faz com que o gótico fosse influenciado pela arte islâmica, ganhando formas únicas nas soluções construtivas e decorativas.

Em Portugal nunca existiram edifícios com a imponência dos existentes na Europa Ocidental. As igrejas construídas em Portugal comparativamente às francesas, espanholas, britânicas ou alemães eram de dimensões modestas.

As primeiras construções inteiramente góticas em Portugal foram a igreja abacial de Santa Maria de Alcobaça e o claustro da Sé Velha de Coimbra (2).

## 2.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO ESTILO GÓTICO

A estrutura das igrejas na arquitetura gótica destaca-se (como já foi referenciado), por um conjunto de elementos lineares em alvenaria de pedra, colunas, arcos, nervuras, arcobotantes e contrafortes (com pináculos). Estes elementos partilham a mesma função, a transmissão das cargas até às fundações como é possível observar na figura seguinte.

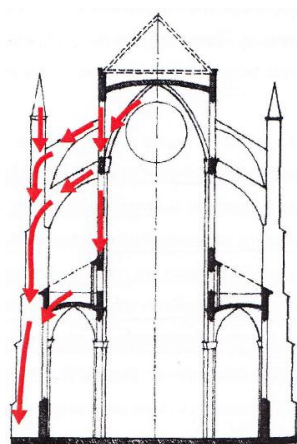


Figura 1 - Esquema estrutural de uma catedral gótica.

Os materiais disponíveis influenciaram fortemente as formas e os sistemas estruturais dos edifícios ao longo dos tempos. A forma adotada pela construção desenvolve em cada situação esforços internos, o que limita a utilização a

determinados tipos de materiais uma vez que cada material possui comportamentos próprios.

A estabilidade das estruturas em alvenaria é garantida apenas pelo equilíbrio das cargas atuantes com as tensões de compressão entre os elementos estruturais, uma vez que as alvenarias existentes nas edificações antigas caracterizam-se pela sua razoável resistência a esforços de compressão e pela fraca resistência a esforços de tração e de corte.

### 2.2.1. COLUNAS

A função básica de suporte do edifício é conferida às colunas, uma vez que a carga dos tetos é transmitida até às fundações através destes elementos.

As colunas são elementos muito visíveis em edifícios góticos, sendo lhes atribuída também uma função decorativa importante. Mediante os diferentes estilos arquitetônicos existem diferentes tipologias de colunas.

A força axial de compressão é quase a única atuante neste tipo de elementos, tirando partido da boa resistência por parte da alvenaria à compressão. As colunas são estruturas pouco rígidas, pelo que não resistem bem à flexão.

A capacidade de carga de uma coluna depende de diversos fatores. A resistência do material que constitui a coluna e a sua forma construtiva influenciam fortemente esta capacidade. É comum nestes elementos estruturais a existência de irregularidades geométricas e como tal a transmissão da carga pelos elementos é feita de forma deficiente. Estas irregularidades podem ainda resultar em assentamentos da fundação.

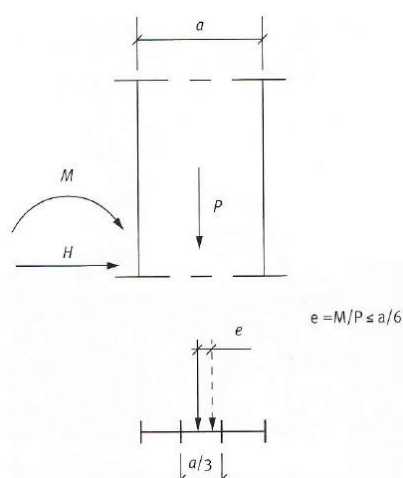
As cargas verticais excêntricas são consideradas condições de carga desfavoráveis, porque podem causar a rotação do elemento em torno da sua base e o esmagamento do material nas zonas mais comprimidas. Outro fator que poderá afetar a capacidade de carga das colunas é a deterioração do material.

As colunas suportam tensões elevadas, pelo que a perda de verticalidade nestes elementos revela sintomas de debilidade, que no caso das colunas poderá levar à rutura do tipo frágil. No entanto há situações em que a carga que a coluna (que apresenta perda de capacidade resistente) iria receber é redistribuída pelas restantes colunas, evitando assim que ocorra a rutura da coluna em questão. Outra situação que evita este tipo de rutura acontece quando a estrutura superior consegue transmitir os esforços para outros pontos da estrutura.

### 2.2.2. PAREDES

As paredes tal como as colunas são os elementos de suporte de um edifício. Em edifícios antigos as paredes apresentam grande espessura o que resulta em elementos rígidos e pesados. A baixa resistência à tração e a sua razoável resistência à compressão são as principais características mecânicas das alvenarias constituintes das paredes.

Pelo facto de estas paredes serem largas, a compressão daí resultante funciona como uma força estabilizadora, equilibrante de forças horizontais derrubantes e deslizantes. Um outro efeito da largura da parede é o de que, quanto mais larga for a parede, menor é o risco de instabilidade por encurvadura.



**Figura 2** - Modelo de comportamento estático de parede de alvenaria (1).

A capacidade de uma parede suportar forças de derrubamento está intimamente ligada com o núcleo central da parede, porque se a força atuante resultante estiver contida dentro deste núcleo, a parede fica sujeita apenas a um estado de compressão, logo não há o problema de se poderem instalar tensões de tração nas seções da parede e de ocorrer a fendilhação do material associado a estas tensões.

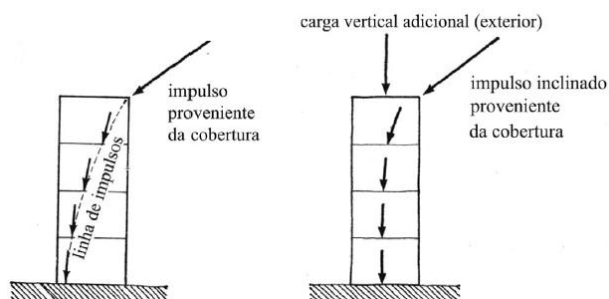
Uma das possibilidades de solução nas paredes mais espessas era o recurso a dois panos ou paramentos de blocos de pedra, cujo espaço interior delimitado por eles consiste em cascalho, pedras, argamassa ou até mesmo terra e entulho. O assentamento deste material desagregado é muito frequente neste tipo de solução. A abertura de fissuras ao longo da parede está relacionada na maioria das vezes com as deformações térmicas e vibrações no local da estrutura já que, com o passar do tempo a continuidade destas ações vai originando novas fendas ou o prolongamento das já existentes. A repetição destas ações em muitos casos impossibilita o fecho das fissuras podendo originar tensões adicionais na parede devido ao movimento do material de enchimento e levando assim à deformação do paramento.

Numa parede larga a água e o ar têm um percurso "acidentado" e longo entre o exterior e o interior da parede. Durante a época de chuva a água tende a infiltrar-se no interior da parede; depois, durante o tempo seco este percurso segue o sentido inverso (para o exterior), no entanto a duração deste ciclo nem sempre é suficiente para que a humidade seja totalmente "removida" do interior da parede uma vez que a duração de cada época varia. Nos casos em que a época das chuvas é superior ao tempo seco, é comum no interior dos edifícios a presença de "salitres", bolores e fungos porque as humidades infiltradas encaminham-se definitivamente para o interior da construção uma vez que o ciclo (época das chuvas - tempo seco) não se fechou de forma perfeita (1).

As paredes resistentes dos estilos antecedentes ao gótico são na sua grande maioria dotadas de grandes espessuras o que não acontece no estilo gótico, porque as paredes passam a ser esbeltas, razão pela qual o contraforte é um elemento estrutural típico uma vez que através deste elemento a pressão

exercida pelas abóbadas nas paredes é neutralizada pelo peso destes elementos e pela rigidez que garantem às paredes.

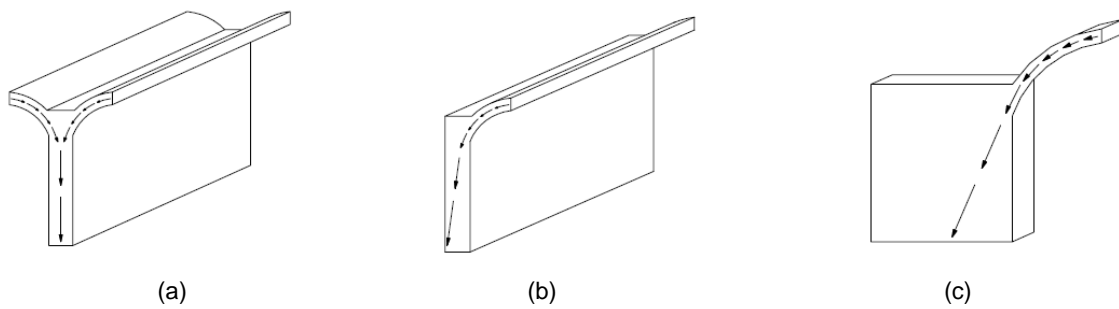
Os construtores do gótico adotaram uma solução construtiva externa nas paredes resistentes que consiste na colocação de um peso (estatuárias ou pináculos) no topo das paredes, de modo a que a carga atuante resultante sobre a parede esteja contida no núcleo central desta, com o objetivo de "verticalizar" a força resultante, eliminando assim as trações.



**Figura 3** - Efeito do peso adicional no topo da parede (3).

Quando a relação altura-espessura de uma parede excede seis (4), é necessário recorrer a elementos de rigidez local, como é o caso dos contrafortes, de modo a garantir a estabilidade do conjunto, porque para além destes elementos conferirem rigidez local às paredes em que se apoiam também resistem aos esforços laterais transmitidos pelas abóbadas.

Quando a parede é sujeita a impulsos normais ao seu plano criam-se na direção menos resistente da parede esforços de flexão, Figura 4 (b). Existindo contrafortes as abóbadas geram esforços horizontais no plano da parede, Figura 4 (c).



**Figura 4** - Forças atuantes em paredes (4).

### 2.2.3. ARCOS

O império romano em termos estruturais é marcado pela transição das estruturas retilíneas para as estruturas curvas, surgindo assim os arcos, abóbadas e cúpulas. A introdução destes elementos estruturais permitiu novas soluções para vencer vãos elevados.

O arco circular é um elemento característico do estilo românico. Quanto mais abatido for o arco circular maiores serão os impulsos sobre as paredes de suporte. Em termos estruturais, impulsos horizontais nos elementos de suporte (paredes e colunas) podem representar verdadeiros problemas em termos de estabilidade. A solução adotada pelos construtores românicos para resolver este problema foi através das paredes dotadas de grande espessura, de modo a garantir a "passagem" da resultante das forças pelo núcleo central da parede.

Reduzir os impulsos horizontais através da elevação do ponto médio das abóbadas e arcos, garantia a diminuição da espessura dos elementos de suporte dos arcos e abóbadas. Esta elevação converte os arcos circulares em arcos ogivais garantindo assim impulsos horizontais menores.

Através do arco, as cargas são transmitidas aos apoios através de esforços de compressão, resistidos mais facilmente pela alvenaria. A trajetória destes esforços designa-se por linha de pressões.

Uma estrutura arqueada quando submetida a uma determinada ação está em equilíbrio se a linha de pressões passar no interior da sua espessura. Nos

casos em que a linha de pressões está fora do núcleo central verifica-se a ocorrência de fissuras, no entanto, apesar da fendilhação a estrutura pode manter-se ainda em equilíbrio. A rotura dos elementos arqueados ocorre quando a tensão limite de compressão do material é atingida ou então quando a linha de pressões é exterior à secção em causa (5).

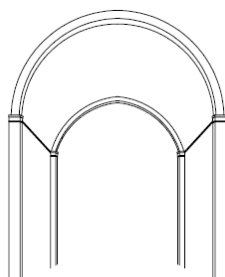
#### 2.2.4. ABÓBADAS

Desde que os Romanos começaram a empregar arcos e abóbadas nas suas construções de modo a alcançar vãos maiores, aqueles passaram a ser elementos estruturais utilizados em grande escala.

Uma vez que existem vários tipos de abóbadas, no presente trabalho apenas serão abordadas as mais comuns em edifícios antigos, as abóbadas cilíndricas e as abóbadas nervuradas.

##### 2.2.4.1. ABÓBADA CILÍNDRICA

A abóbada de berço ou cilíndrica é um tipo de abóbada característico da época românica, aparecendo ainda em algumas construções góticas e mantendo-se mesmo ao longo do tempo integrada em construções civis, religiosas e militares (geralmente em elementos abatidos ou "asa de cesto"). A abóbada de berço é uma extensão tridimensional de um semicírculo que se apoia em paredes ao longo de todo o comprimento do vão.



**Figura 5** - Abóbada de berço ou cilíndrica com arcos dobrados.

Em termos de análise de comportamento este tipo de abóbadas pode ser estudado como um arco, ou seja, considerando um estrato de abóbada de largura unitária.

Ao longo do desenvolvimento da abóbada encontram-se de forma espaçada, arcos dobrados. Em termos de esforços, a maior concentração dá-se nos arcos dobrados no entanto os tramos (zona entre arcos dobrados) continuam sob tensão, razão pela qual os edifícios portadores deste sistema de abóbadas são caracterizados pela sua robustez e pouca iluminação (janelas reduzidas).

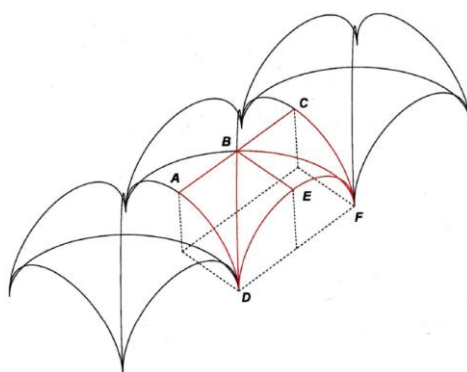
As paredes onde assentam estas abóbadas são dotadas de grandes espessuras, porque cada um destes arcos produz um impulso horizontal sobre as paredes e como a estabilidade destes elementos depende da rigidez dos seus apoios, o que implica que estes têm que ser muito robustos.

#### 2.2.4.2. ABÓBADA NERVURADA

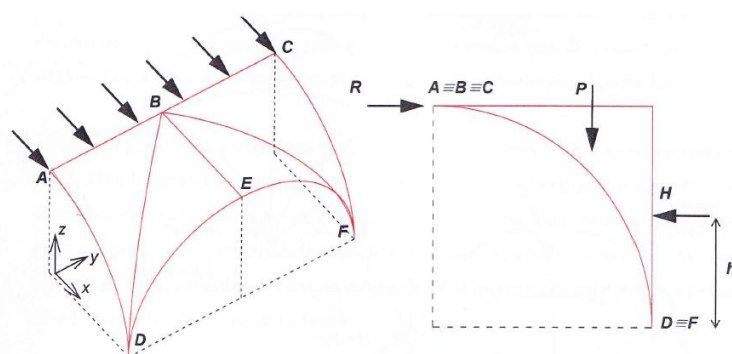
A interseção de duas abóbadas cilíndricas resultando numa abóbada de aresta foi desenvolvida pelos Romanos, no entanto, neste tipo de sistema um dos pontos fracos são as zonas de interseções diagonais.

Para além de problemas estruturais, este sistema de abóbadas apresenta ainda dificuldades relativas à estereotomia (corte das pedras). Esta tarefa é dificultada essencialmente em duas situações: na interseção de abóbadas de berço com vãos diferentes (resultante em abóbadas com bases diferentes, ou seja de abóbadas de base não quadradas) e ainda na interseção de abóbadas de berço com alturas diferentes.

O equilíbrio de uma estrutura de abóbada de aresta requer a existência de uma força horizontal aplicada a uma determinada altura, com sentido contrário ao da força horizontal gerada no fecho da abóbada (Figura 7).



**Figura 6** - Abóbada de aresta formada pela interseção de superfícies cilíndricas, adaptado (5).



**Figura 7** - Diagrama de corpo livre do trecho da abóbada de aresta, adaptado (5).

O efeito de arcobotantes ou contrafortes neste tipo de abóbadas resulta nesta ação horizontal. Para que estas reações horizontais sejam transmitidas à abóbada é importante a existência dos enchimentos junto dos apoios. O peso deste enchimento produz nas partes mais baixas da abóbada um efeito estabilizante.

Os construtores góticos ao desenvolverem estas abóbadas perceberam que as zonas de interseção diagonal são zonas de descontinuidade e como tal deveriam ser reforçadas uma vez que são zonas de concentração de esforços (6). Por isso tinham que alterar o método construtivo das abóbadas até então utilizado pelos Romanos.

Esta alteração incidiu essencialmente na construção de arcos de aresta com nervuras independentes, colocando lajetas de alvenaria pelo extradorso das nervuras. Desta forma, as nervuras passaram a ser utilizadas como estrutura

primária de suporte do cimbrio<sup>1</sup>, para a construção da restante abóbada como é possível observar na figura seguinte.



**Figura 8** - Método construtivo de uma abóbada (7).

Esteticamente, as nervuras conferem à abóbada um efeito harmonioso e para além disso ainda permitem o disfarce das juntas e das interseções das superfícies. Do ponto de vista estrutural, estes elementos funcionam como reforço nas zonas de descontinuidade e ainda asseguram a transmissão de esforços para os apoios.

As nervuras traduzem-se num incremento de rigidez de toda a estrutura abobadada, uma vez que através destas os pontos de apoio nas direções transversal, diagonal e longitudinal são ligados (6).

A introdução das nervuras nas abóbadas permitiu a tão desejada redução da espessura das abóbadas e a substituição das paredes cegas por outras com grandes aberturas, uma vez que a concentração de forças dá-se nestes elementos libertando a estrutura intermédia de funções resistentes.

---

<sup>1</sup> Armação de madeira ou metal, que serve de molde para a construção de um arco, cúpula ou abóbada em alvenaria.

Em termos de esforços, uma casca de curvatura contínua em abóbadas de aresta, está sujeita a tensões incompatíveis nas zonas em que se une à estrutura principal, uma vez que a carga só se pode transmitir por esses pontos. Em cascas de curvatura contínua, as tensões médias de compressão nos panos das abóbadas são reduzidas, o mesmo não se verifica nas interseções entre cascas, uma vez que nestas zonas ocorrem elevadas concentrações de tensões. As tensões variam progressivamente e ao mudarem de direção geram obrigatoriamente esforços elevados. Qualquer elemento numa abóbada que crie descontinuidade, cria também descontinuidade no campo das forças. Desta forma uma forte descontinuidade numa casca, constitui uma zona débil na abóbada o que obriga a um reforço estrutural através duma nervura.

Neste caso a única solução viável passa pela união de troços de casca sobre as nervuras estruturais, o que o permite manter baixo e uniforme o nível de tensões de casca, pelo facto de através das nervuras se conseguir uma unidade estrutural rígida (4).

As abóbadas ogivais seguem a maioria das considerações anteriores à exceção da distribuição de esforços, que varia da abóbada de aresta para a abóbada ogival e ainda da altura  $h$  da linha de ação da reação horizontal, sendo inferior à altura das abóbadas de aresta. A distribuição de esforços difere das abóbadas cilíndricas para as abóbadas góticas, no entanto ambas as soluções têm necessidade de uma reação horizontal acima da cota dos encontros, a uma determinada altura e também ambas necessitam de enchimento na zona dos apoios (5).

### **2.3. ARCOBOTANTES E CONTRAFORTES**

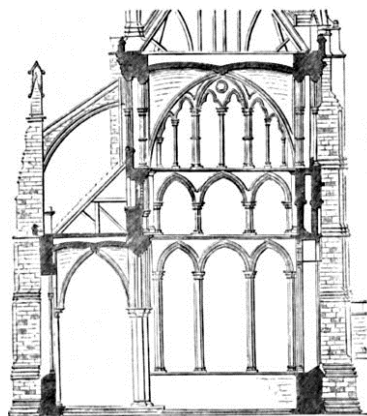
Os impulsos perpendiculares ao plano das paredes, resultantes da ação das abóbadas, de coberturas e da ocorrência de um sismo, correspondem a uma situação crítica em construções de alvenaria. O peso próprio da parede

influência fortemente a resistência a estes esforços, equilibrando o momento derrubante gerado pelo impulso horizontal.

Os construtores góticos introduziram novas estruturas para o equilíbrio dos impulsos horizontais: os arcobotantes e contrafortes.

Os contrafortes são paredes transversais maciças, dispostos na parte de fora das paredes exteriores das catedrais tendo como objetivo receber os impulsos horizontais e os transmitirem até ao terreno. Estes elementos aumentam a resistência aos momentos derrubantes sem aumentar a espessura das paredes.

As catedrais góticas possuem na sua maioria três naves, sendo a central a mais elevada. Os construtores góticos desenvolveram o arcobotante de modo a evitar a inserção de paredes maciças (contrafortes) no interior da catedral uma vez que era importante a circulação pela parte inferior dos contrafortes. A configuração estrutural do contraforte foi alterada, abrindo um oco central na parte inferior deste e fazendo na parte superior um arco. Este arco designou-se arcobotante, Figura 9.



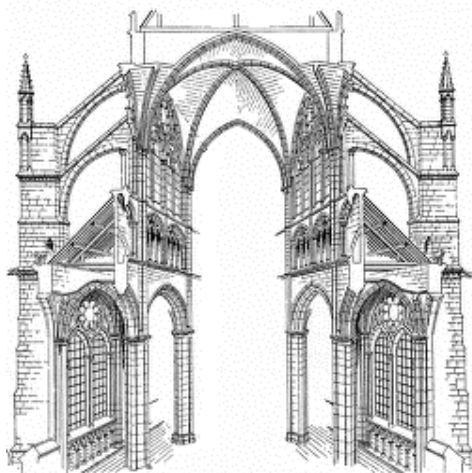
**Figura 9** - Corte transversal de uma catedral gótica (com arcobotantes simples).

O arcobotante está escorado de um lado pelo contraforte, colocado a certa distância da parede, e por outro lado pela nave da igreja. Este elemento tem um forte impacto visual que deixa clara a sua função meramente estrutural.

A forma inclinada do arcobotante privilegia os esforços de compressão no seu interior, evitando assim os esforços de tração. A sua configuração inclinada e esbelta deve-se ao facto deste elemento trabalhar à compressão.

As principais funções do arcobotante são: transmitir os impulsos horizontais das abóbadas para o contraforte e ainda conferir às abóbadas uma maior rigidez face aos impulsos laterais devidos ao sismo.

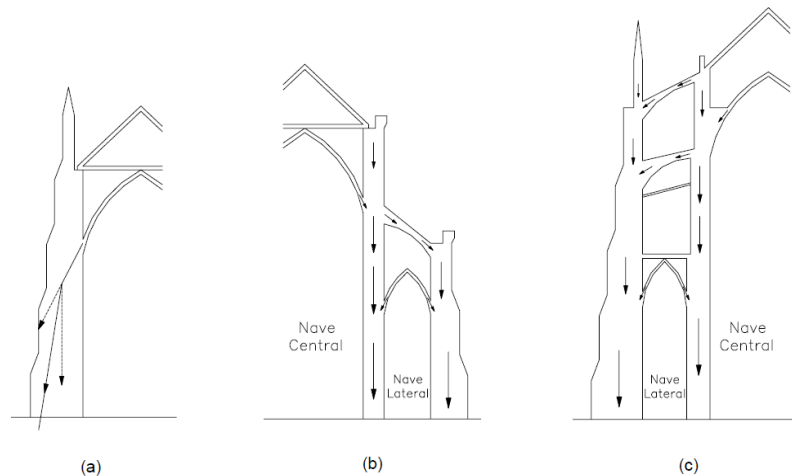
Os construtores góticos insatisfeitos à procura sempre de novas soluções, dominados pela ânsia da verticalidade a todo o custo, descobriram que para além dos esforços da abóbada era também necessário neutralizar a pressão exercida por cima da abóbada resultante do vento que atua sobre o telhado. Como solução foi inserido um arco sobre o primeiro, nascendo assim o arcobotante de dupla arcada, Figura 10.



**Figura 10** - Corte transversal de uma catedral gótica (com arcobotantes de dupla arcada).

O recurso a arcobotantes é fortemente influenciado pela altura da catedral, ou seja, quanto mais alta for a altura da abóbada mais maciço terá que ser o contraforte de modo a que tenha uma secção transversal suficientemente larga (para que apenas ocorram esforços de compressão no elemento) para receber os impulsos laterais provenientes da abóbada. Assim sendo, quando se trata de uma catedral cuja altura da abóbada é moderada para receber os impulsos é suficiente o contraforte, Figura 11(a).

Nos casos em que a abóbada apresenta uma altura considerável o contraforte terá que ser aligeirado com a presença de um arcobotante, Figura 11 (b); finalmente para abóbadas de grande altura, são necessários dois níveis de arcobotantes, Figura 11 (c).



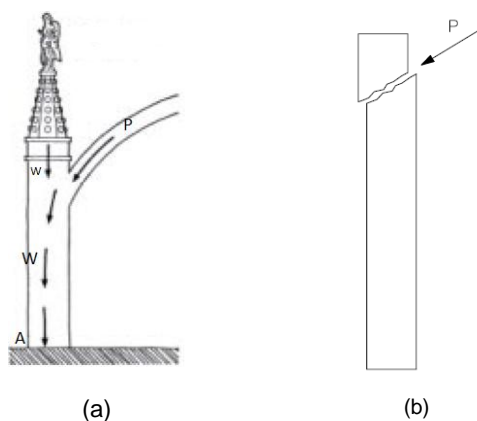
**Figura 11** - Trajetória de esforços em estruturas abobadadas.

## 2.4. PINÁCULOS

O pináculo é um elemento utilizado essencialmente na arquitetura gótica. Este elemento para além da sua função decorativa tem também uma função estrutural.

O contraforte está sujeito a um esforço proveniente da cobertura que tende a fazê-lo rodar em torno do ponto A, a presença do peso do pináculo,  $w$ , juntamente com o peso do contraforte  $W$  opõe-se à força  $P$  (proveniente da cobertura) anulando assim o risco de instabilidade deste elemento resistente, Figura 12 (a).

Um outro aspeto relevante no contraforte é a sua rutura por deslizamento ou corte, que ocorre quando a força  $P$  proveniente da cobertura assume uma direção pouco vertical. Assim sendo um dos modos para evitar esta rutura é o recurso ao pináculo, cujo peso é suficiente para que não ocorra roturas deste género Figura 12 (b).



**Figura 12** - (a) Forças que atuam num contraforte; (b) Rutura por deslizamento na parte superior de um contraforte.

Ao ser adicionado um peso no topo dos contrafortes a excentricidade da linha de impulso da cobertura é reduzida, garantindo assim a localização da resultante das forças dentro do núcleo central o que faz com que o elemento estrutural esteja apenas sujeito a esforços de compressão. O recurso ao pináculo melhora o comportamento do contraforte.

---

### **3. ESTRUTURAS DE COBERTURA E DECORAÇÃO DE TETOS MUDÉJARES**

Durante o início do século XV e finais do século XVI, a carpintaria mudéjar influenciou a forma de construir estruturas de cobertura e tetos em Portugal. Nos arquipélagos da Madeira e dos Açores encontram-se manifestações mais tardias desta arte, cujos exemplares ainda subsistem até hoje, nomeadamente o teto da Igreja Matriz da Calheta cuja construção datada de 1609 (7) e o parlatório do convento de S. Gonçalo em Angra do Heroísmo construído em 1700.

As coberturas de edifícios antigos são na sua grande maioria, inclinadas, encontrando-se também em número reduzido as coberturas curvam (abóbadas e cúpulas) e ainda as coberturas em terraço.

Já há milhares de anos que a madeira é utilizada como material de construção daí considerar-se um dos mais antigos materiais de construção.

Relativamente às armações de cobertura e decoração de tetos, a Península Ibérica destaca-se do restante território europeu, porque para além de absorver todas as influências europeias, ainda desenvolveu métodos construtivos e decorativos frutos da ocupação árabe destes territórios durante vários séculos neste território do povo árabe.

Os tetos mudéjares não se resumem apenas a tetos no sentido restrito, são na sua maioria madeiramentos de cobertura decorados cujas armações têm funções resistentes.

Atualmente muitos destes tetos têm apenas função decorativa, porque ao longo dos tempos foram sendo corrompidos da sua função estrutural através do "corte" de alguns elementos preponderantes na resistência da armação. Como solução construíam-se sobre estas novas estruturas de cobertura.

Neste trabalho as estruturas de cobertura e de tetos mudéjares serão divididas em duas partes: quanto à sua forma construtiva e quanto à sua decoração.

## 3.1. FORMA CONSTRUTIVA

### 3.1.1. ESTRUTURA DE COBERTURA

Em Portugal, durante os estilos românico e gótico a grande maioria dos edifícios tinha coberturas inclinadas com estrutura em madeira. Ainda hoje encontram-se exemplares do reinado de D. João I, datáveis do início do Século XV.

A carpintaria mudéjar influenciou a forma construtiva das estruturas de cobertura, razão pela qual as estruturas ibéricas foram consideradas independentes das restantes correntes europeias.

Em termos construtivos, as estruturas de cobertura podem ser classificados da seguinte forma: coberturas sobre arcos-diafragma, armações de perna e fileira (*parhilera*), armações de asna de nível (*par y nudillo*), armações de asna de nível com rincão singelo (*par y nudillo com limabordon*), armações de asna de nível com rincão duplo (*par y nudillo com limas moamares*), armações a cinco e sete panos, (9).

Em termos decorativos, estas estruturas assumem características intrincadas tipicamente árabes traduzindo-se assim em autênticas obras-primas.

No presente trabalho abordaremos apenas o estudo de dois tipos de armação: asna de nível (*par y nudillo*) - uma vez que é o tipo de estrutura existente na nave central da Sé do Funchal - e o da armação de asna de nível com rincão duplo (*Limas moamares*) - presente no transepto da Sé.

#### 3.1.1.1. ARMAÇÕES DE ASNA DE NÍVEL (PAR Y NUDILLO)

As armações de asna de nível (*par y nudillo*) resultam em coberturas de duas águas, assim como as armações de perna e fileira (*parhilera*) e as armações sobre arcos diafragma. Em qualquer um destes tipos de armações, os tetos são forrados pelo extradorso, os denominados tetos de viga à vista.

As armações de duas águas derivam de uma estrutura interior em madeira denominada por asna, existindo vários tipos de asnas de madeira.

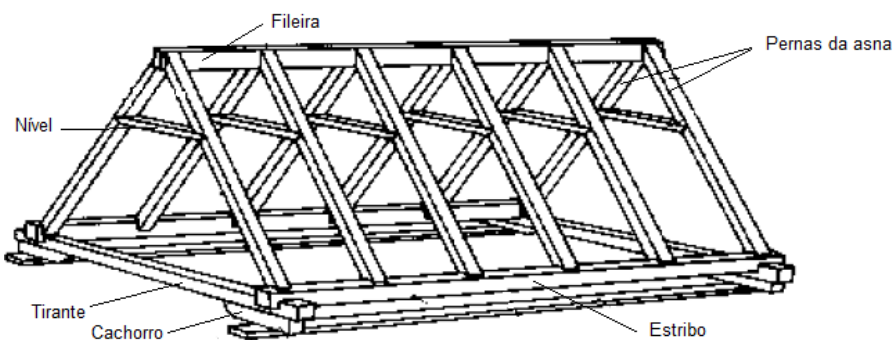
As armações de asna de nível podem ainda ser denominadas por armações de perna e nível, resultado da tradução de *par y nudillo* dos tratados *da carpinteria de lo blanco*. Estas são constituídas pelos seguintes elementos principais: pernas, fileira, *estribo* ou frechal, tirante e ainda o nível ou *nudilho*, Figura 13.

A forma triangular da armação é conferida pelas pernas da asna, que são vigas inclinadas em madeira. A fileira é um barrote de pequena esquadria com desenvolvimento longitudinal ao longo de toda a armadura, que se interpõe entre cada asna. O frechal ou *estribo* é uma viga em madeira que coroa a parede e tem como objetivo receber as pernas da asna, possibilitando a ligação entre a cobertura e a parede de alvenaria.

Com o objetivo de reduzir os impulsos horizontais na parede resultantes da estrutura de cobertura, desenvolveu-se um novo sistema de assentamento denominado por estribado. Foi inserido um novo elemento com o intuito de travar o frechal, o tirante. Este elemento apoia-se sobre cachorros. A inserção do tirante foi uma importante característica da carpintaria mudéjar, uma vez que a linha da asna, elemento que até então era preponderante para a estabilidade do conjunto, deixa de existir.

Uma outra evolução desta armação foi a introdução do nível ou *nudilho* que tinha também como objetivo reduzir os impulsos horizontais nas paredes, travando as pernas da asna, impedindo a sua deformação e reduzindo as forças horizontais transmitidas aos frechais.

A sequência dos níveis ao longo de toda a cobertura com o tabuado que o recobre forma um plano, transformando o perfil triangular num perfil trapezoidal. Este plano obtido pela sucessão dos níveis denomina-se por *almizante*. O nível é colocado a dois terços da altura da asna.



**Figura 13** - Elementos básicos da armação de asna de nível (par y nudillo), adaptado de (8).

As armações de asna de nível representam uma grande evolução das estruturas de cobertura até então utilizadas, porque com o novo sistema de assentamento da cobertura impediu-se a transmissão de forças horizontais às paredes que a sustentam, possibilitando desta forma a construção de paredes esbeltas.

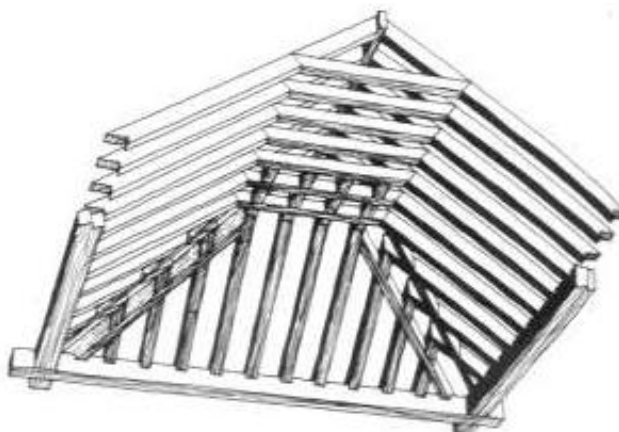
Com o período Manuelino os estribados com tirantes de madeira começaram a ser substituídos por tirantes em ferro, Figura 14. Podemos encontrar este tipo de estrutura de cobertura na Sé do Funchal e na Matriz de Caminha.



**Figura 14** - Teto da nave central da Sé do Funchal (fotografia DRAC).

### 3.1.1.2. ARMAÇÃO DE ASNA DE NÍVEL COM RINCÃO DUPLO (LIMAS MOAMARES)

Este tipo de armação é comum em coberturas de quatro águas. Quando comparado com as armações anteriores introduziu-se um novo elemento, o rincão duplo. Para se garantir o controlo da deformabilidade da estrutura neste tipo de armadura era usual o recurso a tirantes oblíquos a 45°, denominados por quadris.



**Figura 15** - Armação oitava de rincão duplo (9).

Atualmente a maioria das armações de asna de nível com rincão duplo, possuem um dos tetos mais complexos da carpintaria mudéjar, o teto oitavado.

A complexidade deste teto deve-se ao facto de ter uma dupla estrutura, ou seja, primeiro construía-se uma armação oitavada, onde dos oito panos, quatro eram apoiados sobre os quadris. Sobre esta armação era construída ainda uma armação a quatro águas. Este processo construtivo permitia observar do interior uma estrutura dupla oitavada, Figura 16, e do exterior uma estrutura a quatro águas. A transição para a parede era feito com peças triangulares denominadas por trompas planas ou quadrantes.

Este esquema construtivo foi utilizado no transepto da Sé do Funchal como é possível observar na figura seguinte.



**Figura 16** - Teto do transepto da Sé do Funchal (fotografia DRAC)

### **3.2. FORMA DECORATIVA**

Em termos decorativos as armaduras mudéjares possuem três tipos fundamentais: armações lisas, armações de laço apeinado e as armações de laço ataujerado.

Um dos elementos característicos da decoração mudéjar é o laço, laçaria ou decoração de laço, sendo constituído por Figuras geométricas que dão origem a um padrão de estrelas ou rodas.

Existem vários tipos de laço. O mais simples, é o laço de oito, obtido pela rotação de 45° de dois quadrados, Figura 17 (a), sendo um dos tipos mais comuns em Portugal. A catedral do Funchal não é exceção, pois foi este o tipo de laço utilizado na sua decoração Figura 17 (b).



Figura 17 - (a) Esquema de um laço de oito (8) ; (b) Laço de oito, Sé do Funchal (fotografia DRAC).

As armações mais elaboradas são as armações de laço *apeinado*, porque para além de função decorativa têm também função estrutural. A Sé do Funchal é um dos monumentos onde podemos encontrar este tipo de armação.

Nestas armações a decoração de laço é fixa através de *samblagens*<sup>2</sup> às pernas da asna ou aos níveis, com seção idêntica à seção destes elementos, os *peinazos*. Em termos estruturais, os *peinazos* têm como principal função estabilizar toda a estrutura.

Em toda a extensão do *almizante* da nave central e do transepto encontra-se um desenho profuso geométrico onde observamos "pinhas" de diversos tamanhos distribuídas espaçadamente.

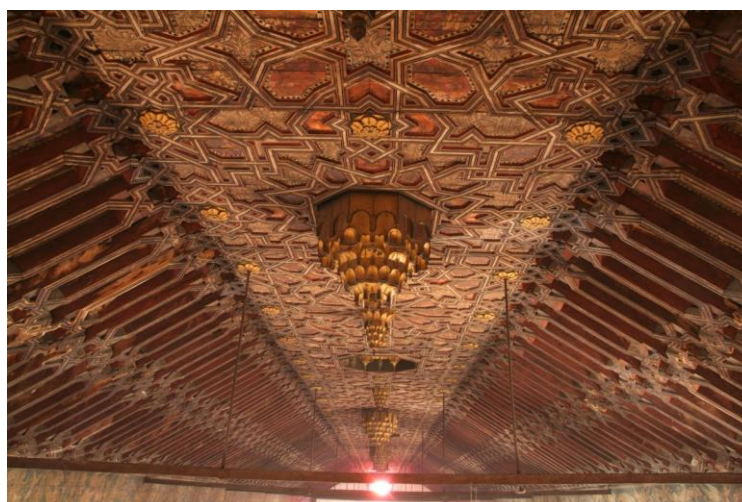


Figura 18 - Extradorso do *Almizante* da nave central (fotografia DRAC).

<sup>2</sup> Samblagem é o encaixe dos elementos uns nos outros.

Estas "pinhas" são constituídas por peças de madeira entalhadas, que alternadamente se encontram para dentro e para fora do almizante como podemos constatar na Figura 18 e na Figura 19.



**FIGURA 19** - Intradorso do *almizante* da nave central (fotografia DRAC).

Na revista *O Panorama*, em 1893, Alexandre Herculano refere o seguinte: "*A Igreja da Colegiada de Guimarães, alevantada por D. João I, era um dos mais belos monumentos da arquitetura gótica. O seu teto de grossas vigas, lavradas primorosamente, constituía, com a Sé do Funchal, todas as riquezas por nós conhecidas e que Portugal possuía, deste género de tetos*" (10).

---

## **4. CASO DE ESTUDO - A SÉ DO FUNCHAL**

### **4.1. A CONSTRUÇÃO**

A Sé Catedral do Funchal é uma obra emblemática Manuelina da primeira metade do séc. XVI, considerado um dos principais monumentos da região autónoma da Madeira.

Segundo relatos as obras iniciaram-se em 1493. A grandiosidade e riqueza do projeto, aliado ao difícil recrutamento de pessoas competentes e a soma avultada de receitas necessária para a sua execução, determinaram a morosidade das obras da Sé.

Quando o Funchal é elevado a cidade em 1508 as obras já se encontravam praticamente concluídas, faltando apenas a conclusão do teto (nos seus elementos construtivos o teto é todo estrutural, só poderiam faltar douramentos e pinturas). Aproveitando a presença do Bispo D. João Lobo para a bênção do templo, transferiu-se de imediato a sede de Paróquia até então situada na Igreja de Santa Maria do Calhau.

Isto demonstra que apesar de faltarem algumas obras de decoração interior e acabamento do teto, as principais obras estruturais estavam relativamente adiantadas. Assim os corpos das naves, da cabeceira e do transepto estavam completamente levantados proporcionando assim já a celebração da eucaristia.

A Sé acabou por ser sagrada a 18 de Outubro de 1517 por D. Duarte de Noronha bispo de Dume em honra da Beatíssima Virgem Maria.

Em toda esta construção é reconhecida a dedicação de D. Manuel quer como Administrador da Ordem de Cristo quer como monarca da Coroa Portuguesa.

Apesar das suas expedições e da colonização em África nunca deixou de auxiliar esta construção quer com tributos quer com materiais e operários especializados.

## 4.2. A ESTRUTURA DA SÉ

A Sé do Funchal foi talhada nos moldes do estilo gótico, no entanto há trechos arquitetónicos que a constituem que não obedecem inteiramente ao rigor e à pureza deste estilo.

*"Não deverá isso causar-nos grande estranheza, se admitirmos que o estilo manuelino "ora propende para o gótico, para as formas mouriscas da Renascença, ora se define numa maneira naturalista toda arbitrária...No entretanto podemos talvez assentar, duma maneira genérica, que a frontaria, as naves e a torre são pertença do estilo gótico e que a parte exterior do templo que olha ao sul, adjacente á capela-mor, com os seus eirados, balaustrados e platibandas, deve encorporar-se no estilo manuelino." (10).*

A sua configuração em planta é em cruz latina com orientação litúrgica leste-oeste, com uma área de 1540 m<sup>2</sup>. Do lado nascente ergue-se a Torre Sineira com uma construção base aproximadamente quadrangular com 9,44 m x 9,44 m, com uma altura total (incluindo o pináculo de remate) de 52,60 m.



**Figura 20** - Vista aérea da Sé do Funchal (fotografia DRAC).

O corpo principal da igreja está dividido em três naves, transepto e uma cabeceira tripartida. Das três naves, a nave central é a maior em altura e largura prolongando-se ainda para a zona do cruzeiro.

A cabeceira é formada pela Capela-Mor e dois absidiolos: a Capela do Amparo (também conhecida como a Capela de Nossa Senhora de Lourdes) e a Capela do Santíssimo.

A Capela-Mor comunica com o transepto por um arco ogival Figura 21 (a). O seu interior é iluminado por duas frestas<sup>3</sup> (onde estão colocados vitrais). É coberta por uma abóbada ogival nervurada Figura 21 (b).



Figura 21 - (a) Vista geral da Capela-Mor; (b) Teto da Capela-Mor.

A Capela do Amparo e a Capela do Santíssimo comunicam diretamente com o transepto por um arco gótico e são ambas iluminadas por uma fresta, Figura 22.

Estes absidiolos estão cobertos por abóbadas ogivais nervuradas. A Capela do Amparo comunica com o exterior por uma porta, Figura 22 (a).

<sup>3</sup> Pequena abertura em parede destinada à entrada de luz.



(a)



(b)

**Figura 22** - (a) Capela do Amparo ; (b) Capela do Santíssimo Sacramento

A cobertura da Capela-Mor e dos absidiolos é em terraço, sendo apenas acessível o terraço da Capela do Amparo, Figura 27.

A nave central separa-se das laterais por uma série de arcos ogivais "cortando" o transepto através de dois arcos ogivais, mais elevados que os restantes. Esta nave é iluminada por uma rosácea que se encontra na fachada principal e ainda por oito frestas distribuídas ao longo de todo o seu comprimento, Figura 23.



**Figura 23** - Nave central da Sé do Funchal (fotografia DRAC)

As naves laterais separam-se do transepto por um arco gótico, sustentado por duas mísulas, comunicando lateralmente com o exterior por duas portas. Nas paredes de cada uma destas naves existem três altares emoldurados por arcos góticos. A iluminação destas divisões é obtida pelas oito frestas da nave central, pela iluminação vinda do transepto e ainda por quatro janelas existentes nas paredes laterais das naves.

O transepto tem a mesma altura que a nave central. A interseção da cobertura da nave e de cada braço do transepto de duas águas formam pelo exterior uma estrutura de cobertura de quatro águas Figura 20.

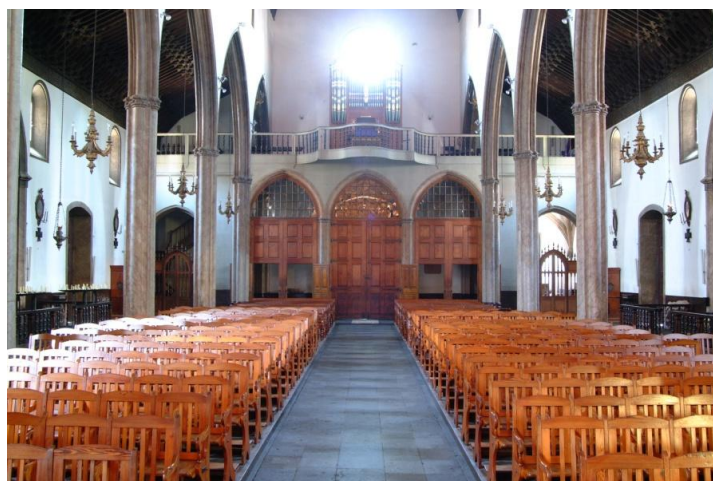
Um riquíssimo teto mudéjar cobre o transepto e as naves da Catedral. O teto da nave central é o mais longo Figura 24, visto do interior o seu perfil é trapezoidal. Este efeito deriva da sua armação estrutural denominada por armação de asna de nível (*par y nudillo*) que resulta no exterior, numa cobertura a duas águas. O mesmo não acontece com o transepto, uma vez que se trata de uma cobertura de quatro águas (onde cada braço é coberto isoladamente) o que resulta numa armação de asna de nível com rincão duplo (*par y nudillo com limas moamares*) observando-se no interior um teto oitavado, ou seja, com forma octogonal alongada, Figura 16, que analisaremos com maior detalhe posteriormente.



Figura 24 - Teto da nave central (fotografia DRAC).

Junto à porta principal da Catedral, do lado norte encontra-se o batistério. Esta divisão é coberta por uma abóbada nervurada e iluminada por uma janela quadrada (situada na parede norte).

O coro-alto da Sé do Funchal encontra-se atualmente junto à entrada principal da igreja numa estrutura em madeira, apoiada sob o batistério.



**Figura 25** - Coro alto da Sé do Funchal (fotografia DRAC).

A fachada principal vira-se a oeste e revela a divisão espacial interior, dividindo-se em três panos, sendo o central saliente e mais elevado, em cantaria. Neste pano abre-se um portal gótico de seis arquivoltas e uma rosácea.



**Figura 26** - Fachada principal.

Os panos laterais são paredes cegas onde a zona corrente do pano é em alvenaria e cantaria à vista na zona dos cunhais.

Na fachada posterior temos a cabeceira, toda ela construída em cantaria. A presença de dez contrafortes marca esta fachada, apoia estruturalmente as abóbadas da Capela-Mor e as abóbadas dos dois absidiolos.



**Figura 27** - Vista exterior da cabeceira (fotografia DRAC)

Do lado norte da Catedral, vizinhando com a Capela do Amparo e com o braço norte do transepto localiza-se a Torre Sineira. Interiormente a torre está dividida em quatro pisos: a antiga sacristia, atualmente denominada por Capela de Nossa Senhora dos Varadouros localizada no piso térreo com comunicação para a Capela do Amparo); duas salas destinadas na altura à guarda das alfaias da Sé localizadas no 1º e 2º pisos e ainda a sala dos sinos localizada no 3º piso e onde existem sete sineiras<sup>4</sup> góticas. No último piso há uma redução em planta, que resulta num pequeno terraço de onde arranca uma pequena torre que suporta um pináculo. As paredes desta pequena torre têm em todo o seu perímetro oito aberturas em forma de arco gótico.

Estes pisos são suportados por abóbadas em alvenaria nervuradas. Ao nível do piso 1, existem dois níveis de tirantes exteriores às paredes segundo as duas direções ortogonais da torre (presumivelmente como medida de reforço decorrente do terramoto de 1748), Figura 28.

<sup>4</sup> Abertura situada no cimo da Torre, onde se localizam os sinos.



**Figura 28** - Tirantes da sala do piso 2 da torre

A torre é servida por uma escada helicoidal de boa cantaria (existente no interior da esquina entre a parede norte e a parede oeste) com 158 degraus.

Como já referido anteriormente, apenas o terraço da Capela do Amparo é acessível. Este acesso é feito por uma porta que existe na sala do piso 2 da torre.

### **4.3. O TERRAMOTO DE 1748**

O terramoto mais notável que se deu em Portugal antes do megassismo de 1755, foi o terramoto ocorrido a 31 de Março de 1748, entre a uma e as duas horas da manhã, na ilha da Madeira, como se constata no seguinte excerto de (11):

*"Pela uma para as duas horas, depois da meia noite, em 31 de Março de 1748, se abalou a Ilha a impulsos de um terramoto de pouca duração. Com este tremor acordaram todos os moradores, uns admirados, outros suspensos e outros duvidosos do que era. Sentiram segundo e terceiro, e tão fortes, que além de fazerem demolir igrejas, vilas, lugares, campos e casas particulares da cidade, e não padecer senão um homem decrépito, um menino e duas mulheres, não ficou edifício, por mais forte que estivesse, que se não veja ofendido."*

De todos os monumentos importantes na ilha da Madeira, a Catedral do Funchal foi o monumento que mais danos estruturais sofreu.

Segundo relatos, o frontispício sofreu um desnivelamento inclinando-se para oeste. As paredes da nave central desnivelaram-se com uma inclinação para dentro de três dedos da parte do cruzeiro. O primeiro arco desta nave (lado sul) deslocou-se ligeiramente da parede em que se apoiava. Parede esta que também sofreu problemas de fendilhação (12). A terceira coluna do lado esquerdo da nave central também desnivelou cerca de cinco centímetros da linha de prumo (11).

Na Capela-Mor abriram-se várias fissuras, duas delas situadas sobre a janela por onde o antigo coro recebia luz (13). O problema de fissuração ocorreu também em outras paredes do corpo da igreja assim como nas paredes da Torre Sineira.

A Torre Sineira foi bastante danificada, sendo necessário recorrer a tirantes de ferro, na sala do piso 2, colocados segundo as duas direções ortogonais com o objetivo de segurar as paredes. A oscilação da torre resultante do terramoto provocou o esmagamento das pedras de cantaria e de alvenaria desde a base até à altura de oito metros dos cunhais da base nordeste e do ângulo leste da torre. Este dano apenas foi descoberto duzentos anos após o sucedido (12).

O terramoto de 1748 ocorrido na Madeira foi de todos os abalos de terra o que atingiu maiores proporções e que resultou em inúmeros prejuízos materiais em muitos pontos da ilha. Quanto a vítimas mortais há apenas conhecimento de quatro.

Após este grande terramoto, sucedera um novo período na vida da Sé do Funchal, a realização de obras de reparação dos danos causados.

#### 4.4. AS PRINCIPAIS INTERVENÇÕES

Durante os séculos XVII e XVIII houve a necessidade de ampliar o espaço envolvente da Sé assim como a ampliação do próprio edifício de modo a fazer face às necessidades do crescente serviço da Catedral.

Em 1626 o interior da Capela de Nossa Senhora de Lurdes, sofreu algumas alterações. Adaptou-se um novo altar, melhorando em termos decorativos o interior desta capela.

Após cento e cinco anos aproximadamente, ou seja, entre 1731 e 1733, elevou-se a cota do altar de modo a permitir a abertura de uma porta de acesso à sacristia exterior o que também levou à substituição da escada central da capela por duas escadas laterais.

Ainda na mesma época construíram-se nos anexos exteriores da Sé a casa do cabido e a nova sacristia e ainda os aposentos para as confrarias, estando anexas à zona da cabeceira e à torre. Em 1935 foram demolidas duas casas e a arrecadação anexa à torre, como se constata na figura seguinte.



**Figura 29** - Demolição da arrecadação anexa à Torre (fonte SIPA).

Em 1944 demoliu-se os anexos adossados à Capela-Mor pertencentes às confrarias, Figura 30, bem como se fez o rebaixamento do muro do adro e a reconstrução dos contrafortes (12).



**Figura 30** - Demolição dos anexos pertencentes às confrarias (fonte: SIPA).

Entre 1948 e 1949 deu-se a demolição da antiga casa dos capelões encostada à face norte da torre. Procedeu-se à substituição das cantarias esmagadas do cunhal nordeste Figura 31, devido aos efeitos do terramoto que se fez sentir em 1748 (12).



**Figura 31** - Consolidação do cunhal da Torre Sineira (fonte: SIPA).

Entre 1954 e 1955 deu-se ao tapamento dos dois janelões da fachada principal, bem como a demolição dos edifícios anexos à Capela-Mor.

Em 1957 restaurou-se os cunhais das fachadas e colocou-se novas cantarias do mesmo tipo.

Entre 1971 e 1973 a DGEMN executou um lintel de betão armado em todo o perímetro da igreja sobre a qual apoiou uma nova estrutura de cobertura (a atual em *mogno bissilon*), independente da estrutura de cobertura original.

Entre 1980 e 1981 ocorreram diversas obras de reparação na sequência da impermeabilização dos terraços da Capela-Mor e da Capela do Santíssimo.

Como os telhados da Sé apresentavam infiltrações em diversos pontos e o natural desgaste provocado pelo tempo, entre 2004 e 2005 a DRAC com a colaboração técnica da DGMEN impermeabilizou as coberturas dos terraços e refez o sistema de canalização das águas pluviais de todo o edifício, instalando caleiras e tubos de queda e canais de escoamento sob o pavimento, lançando na rede pública, as águas provenientes dos tubos de queda e dos pátios exteriores.

A DRAC de acordo com o plano de reabilitação e restauro do monumento traçado em conjunto com a World Monument Found – Portugal executou em 2007 uma complexa obra, pela sua dimensão e responsabilidade, de substituição de todas as telhas e do forro do todo o telhado da Igreja optando pela colocação de sub-telha asfáltica ondulada com sistema de ventilação sobre o novo forro que permitiu assim o melhoramento da impermeabilidade de toda a cobertura.

---

## 5. COMPORTAMENTO SÍSMICO

Quando o estado de equilíbrio do interior da Terra é perturbado, pela detonação de uma carga explosiva ou pela rotura de uma falha geológica, propagam-se ondas sísmicas em todas as direções. A rotura de uma falha geológica resulta na libertação da energia elástica previamente acumulada, originando assim os sismos (14).

### 5.1. EFEITOS DO SISMO EM EDIFÍCIOS

Os sismos produzem vibrações no solo que atuam sobre as bases das fundações das estruturas provocando movimentos rápidos em ambos os sentidos da direção horizontal. Existem também movimentos na direção vertical que segundo o Eurocódigo 8 (EC8), em edifícios regulares em altura poderão ser condicionantes nos seguintes casos: consolas com mais de 5m, elementos estruturais horizontais com vãos iguais ou superiores a 20m, estruturas com isolamento de base e ainda elementos pré-esforçados horizontais.

Na base da estrutura são impostas acelerações que estão associadas aos movimentos provenientes da vibração do solo durante o sismo, no entanto a massa da estrutura tende a opor-se a esse deslocamento, devido a efeitos de inércia. Este efeito é equivalente à aplicação de forças horizontais e verticais denominadas por forças de inércia horizontais e forças de inércia verticais (proporcionais à aceleração do movimento e à massa do edifício). A intensidade destas forças equivalentes está diretamente relacionada com a rigidez da estrutura, ou seja, quanto maior a rigidez da estrutura que entra em movimento, maior será a intensidade destas forças.

A estabilidade em construções de alvenaria baseia-se essencialmente na ação equilibrante do peso próprio face aos impulsos horizontais, como tal o efeito do movimento horizontal e vertical (movimento do terreno) pode ser crítico neste tipo de construções.

Desta forma admite-se que a capacidade de uma estrutura resistir a um sismo está fortemente associada à sua resistência às forças horizontais geradas na massa da própria estrutura (14). A maior concentração de massa dá-se ao nível dos pisos.

Em edifícios históricos as forças devido ao peso da estrutura, são normalmente favoráveis à resistência desta face a cargas horizontais, como tal o efeito das acelerações verticais quando atuam para cima pode ser relevante uma vez que as acelerações verticais do movimento do terreno criam forças de inércia verticais que alternadamente diminuem ou aumentam as forças da gravidade.

Estas forças são relevantes para o comportamento sísmico de estruturas de alvenaria, dado que o material alvenaria apresenta uma resistência muito fraca à tração e desta forma quando as forças de compressão na alvenaria diminuem poderá ocorrer o colapso da estrutura. As forças de compressão são, como atrás se referiu, fundamentais para manter a integridade estrutural, porque são estas forças que impedem que os diferentes componentes dos elementos estruturais se separem.

Um dos principais objetivos dos contrafortes é resistir aos esforços laterais transmitidos pelas abóbadas e com isto alcançar a estabilidade suficiente do conjunto. No entanto, a capacidade de resistência do contraforte diminui quando as forças de inércia verticais atuam no sentido contrário às forças da gravidade.

O movimento sísmico pode ser considerado como a soma de um conjunto de movimentos com diferentes frequências<sup>5</sup> e amplitudes (14). O conteúdo de frequências do movimento sísmico nas fundações de uma estrutura é fortemente influenciado pelas características do solo, ou seja, o efeito dos solos mais rígidos na base das estruturas é diferente do efeito dos solos mais brandos. Solos mais rijos têm frequências próprias mais altas que os solos mais brandos e como tal os efeitos que se reproduzem nas estruturas diferem.

---

<sup>5</sup> Número de oscilações (ciclos) que a estrutura completa durante um segundo.

Os efeitos que se fazem sentir nas estruturas dependem não só do tipo de solo como também das principais frequências de vibração da estrutura, uma vez que, uma estrutura estando por exemplo assente num solo brando quando as vibrações são transmitidas à base da estrutura as frequências mais baixas aumentam enquanto as frequências mais altas são atenuadas.

Uma das propriedades mais importantes para a redução da amplificação do movimento do terreno é o amortecimento, que consiste na propriedade que as estruturas têm de diminuir a amplitude do movimento dinâmico ao longo do tempo; dito de outra forma esta propriedade é a capacidade da estrutura dissipar parte da energia que lhe é transmitida pelos movimentos sísmicos.

Na presença de diferentes estruturas com a mesma resistência e ductilidade a que tiver maior capacidade de dissipação de energia resistirá a sismos mais fortes (14).

A resistência sísmica de uma estrutura está assim diretamente relacionada com a combinação entre a capacidade da estrutura resistir a esforços horizontais e a sua ductilidade.

## **5.2. COMPORTAMENTO E MODOS DE RUTURA DE EDIFÍCIOS HISTÓRICOS**

A resistência sísmica de uma estrutura depende da intensidade do sismo, da organização e composição das estruturas, dos pormenores construtivos e da qualidade dos materiais.

A alvenaria é um dos principais materiais estruturais usados na construção de edifícios antigos. As paredes resistentes são frequentemente constituídas por pedras assentes umas sobre as outras envolvidas em argamassa. A argamassa vulgarmente utilizada é à base de areia e cal, o que se classifica como ligante fraco, por comparação com os que se baseiam em ligantes hidráulicos, como o cimento.

Relativamente à configuração da pedra aplicada, quanto mais anguloso e regular for o bloco melhor será o comportamento da parede devido ao imbricamento das pedras. No caso de se tratar de blocos arredondados, será maior a facilidade de serem projetados para fora da parede. Em termos de capacidade resistente, quanto pior for a qualidade da pedra utilizada pior será a sua capacidade resistente, podendo mesmo fraturar para esforços de menor intensidade.

A principal fragilidade da alvenaria é a sua baixa resistência à tração e ao corte, a transmissão de tração entre os distintos elementos estruturais traduz-se num problema para este tipo de construção.

Os edifícios históricos na sua maioria são estruturas muito rígidas e pesadas. As forças de inércia como já referido anteriormente são proporcionais à massa das estruturas e à aceleração, como tal em edifícios históricos estas forças são elevadas.

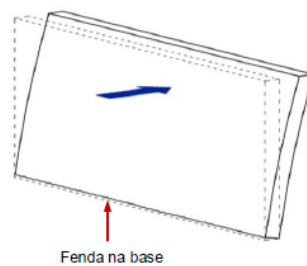
As forças de inércia resultantes do sismo não são transmitidas adequadamente aos elementos mais idóneos para resistir-lhes devido à incapacidade de transmissão de esforços de tração significativos entre elementos distintos.

Um dos problemas resultantes desta falta de continuidade entre elementos acontece nas fachadas de igrejas, porque geram-se na direção perpendicular ao seu plano forças de inércia elevadas. Estas forças deveriam ser resistidas pelas paredes longitudinais do edifício mas dado que a transmissão de esforços de tração entre estas paredes longitudinais e as fachadas não ocorre facilmente (razão pela qual muitas vezes temos pregagens entre paredes ortogonais na zona dos cunhais), o frontispício separa-se das paredes longitudinais, vibrando como uma parede em consola, com o bordo superior a deslocar-se para fora.

A existência em ambas as direções de contrafortes e de grossas paredes garantiu a muitos edifícios históricos suportarem razoavelmente os sismos.

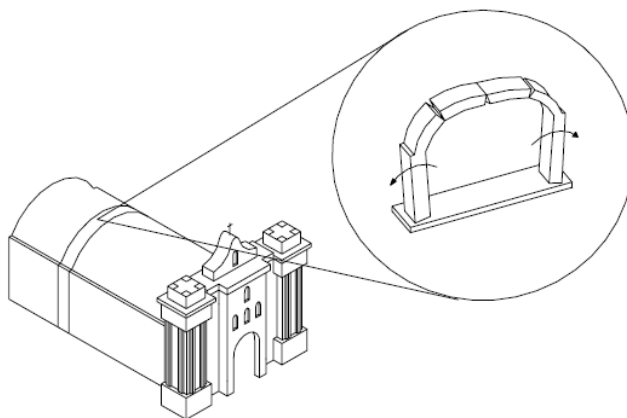
Quando da ocorrência de um sismo, sobre uma parede podem ser geradas forças perpendiculares ao plano da parede e ainda forças longitudinais (no plano da parede).

O movimento perpendicular ao plano das paredes está na origem de um dos danos mais comuns em estruturas a quando da ocorrência de um sismo, uma vez que em paredes de alvenaria a resistência a forças no seu próprio plano é muito superior à resistência a forças horizontais para fora do seu plano, origina-se a abertura de uma fenda junto à fundação como se mostra na Figura seguinte.



**Figura 32** - Forças transversais a atuar no plano da parede (15).

No caso de edifícios antigos cujo teto é abobadado, num sismo são geradas forças de inércia devidas à massa das abóbadas e seus carregos. Estas forças produzem impulsos normais ao plano da parede, originando assim o movimento das paredes para fora do seu plano dada a pouca rigidez neste sentido. Este movimento pode não ser suficiente para o seu colapso, no entanto as abóbadas que sustentam podem instabilizar e romper colapsando. O colapso de tetos e abóbadas é um dos danos mais frequentes durante a ocorrência de um sismo em edifícios de alvenaria.

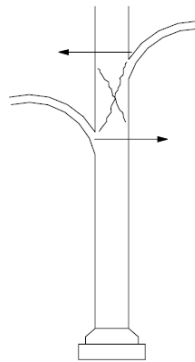


**Figura 33** - Colapso das abóbadas por abertura dos seus apoios (4).

O tipo de sistema de piso tem forte influência no comportamento sísmico de um edifício, uma vez que para sistemas de piso que constituem um diafragma rígido (são rígidos no seu plano), na presença de um sismo, aquele move-se como uma única unidade resistente aos esforços no seu plano, como sucede com as lajes de betão armado. Nestas situações as forças de inércia transmitem-se pelas vigas, descarregando em paredes com capacidade para resisti-las (paredes com a mesma orientação das forças). A existência de paredes transversais pouco espaçadas, evita a separação das paredes longitudinais uma vez que as paredes transversais oferecem alguma restrição ao desligamento das paredes longitudinais. A forma de contrariar este tipo de colapso é a existência de contrafortes no lado exterior das paredes.

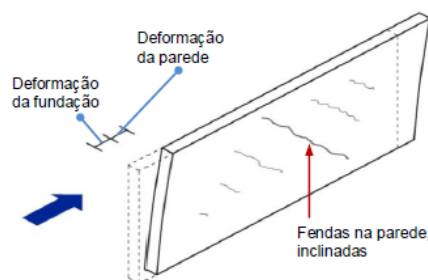
Em edifícios antigos os pavimentos são na sua maioria em madeira, constituídos por vigamentos que servem de suporte ao soalho. Este tipo de pavimentos podem não ter rigidez no seu plano (as vigas movem-se uma relativamente à outra, quando o soalho não está devidamente entalhado entre si e pregado às vigas) de modo a garantir a transmissão de forças horizontais para os diferentes elementos verticais, o que faz com que o piso não possa ser, em princípio, considerado um diafragma rígido. As forças de inércia geradas no piso são transmitidas às vigas de suporte, passando para as paredes em que estão apoiadas, originando assim impulsos que fazem fletir as paredes, deslocando-as para fora. É preciso notar que em igrejas, os pavimentos nunca têm um papel sísmicamente relevante, nomeadamente nas naves.

As colunas que servem de arranque às abóbadas estão sujeitas a uma rutura por corte, essencialmente quando estas se encontram de ambos os lados da coluna mas a alturas diferentes. O impedimento dos deslocamentos horizontais por flexão do pilar acentuam os efeitos de esforço de corte na coluna, pelo que durante um sismo, esta zona da coluna está sujeita à rutura por corte, como representado na Figura 34.



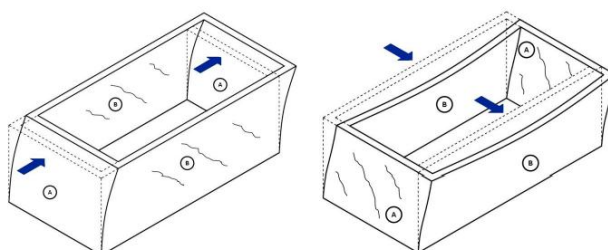
**Figura 34** - Rutura por corte em colunas (4).

Relativamente às forças de inércia geradas no plano da parede de alvenaria, a transmissão de esforços gerados na parede transmitem-se para as fundações de forma eficaz, dado que para forças com esta orientação a parede tem uma maior rigidez comparativamente às forças transversais, daí não ocorrer nestes casos o problema do derrubamento. O mecanismo de rotura resultante deste tipo de forças ocorre devido ao fenómeno de fendilhação inclinada na parede ou então devido ao deslocamento relativo face à fundação.



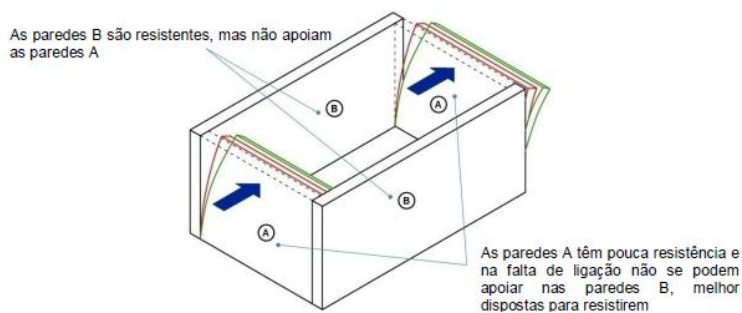
**Figura 35** - Forças longitudinais a atuar no plano da parede (15).

A interligação das paredes resistentes ortogonais é essencial para a estabilidade e resistência do conjunto. A imbricagem dos elementos de pedra de boa qualidade nos cunhais em mais de uma direção confere um melhor desempenho sísmico à estrutura porque as paredes funcionam em conjunto com um comportamento semelhante a uma caixa, suportando deste modo as forças induzidas pelo sismo em qualquer direção, como é possível observar na figura seguinte.



**Figura 36** - Comportamento sísmico de uma estrutura em que as paredes estão interligadas (15).

Quando a ligação na zona dos cunhais é deficiente, as paredes comportam-se como elementos isolados, o que não confere à estrutura qualquer travamento aquando da ocorrência de um sismo.

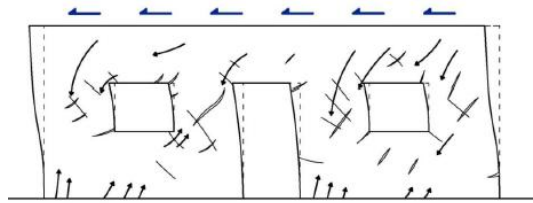


**Figura 37** - Comportamento sísmico de uma estrutura cujas paredes não estão ligadas (15).

A existência de aberturas (dependendo da sua dimensão e da sua localização) diminui a rigidez da parede no seu plano, o que altera de forma significativa o seu comportamento.

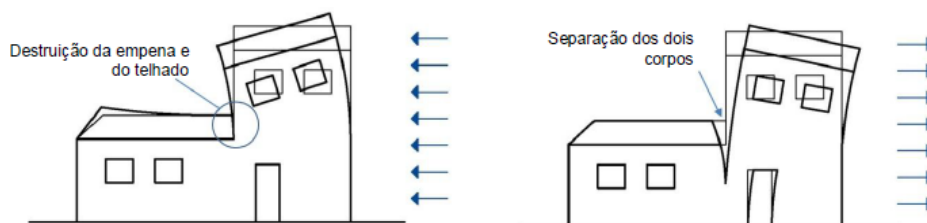
As aberturas influenciam a forma como as forças horizontais são transferidas para a base da parede. Numa parede cega a força aplicada dissipa-se até ao terreno por uma trajetória aproximadamente diagonal como representado na

Figura 35 enquanto numa parede com aberturas a referida trajetória é interrompida, passando pela subdivisão da força global diagonalmente para a base e para os nembos<sup>6</sup>. As aberturas são zonas de grandes concentrações de esforços daí as tensões desenvolvidas nos nembos serem superiores comparativamente com os casos em que a parede é cega. Para uma mesma força paredes com aberturas resultam em maiores deformações, como consequência da redução de rigidez.



**Figura 38** - Comportamento de uma parede com aberturas (15).

Em edifícios históricos são frequentes as irregularidades e assimetrias em altura, o que resulta num mau comportamento sísmico, porque estas irregularidades geram grandes diferenças de rigidez entre o piso térreo e o último piso. Os elementos mais rígidos suportarão maiores esforços, o que resulta numa maior concentração de danos, levando a estrutura ao colapso e podendo atingir em muitos casos a destruição do edifício. Os efeitos de irregularidades em altura podem também resultar em outros tipos de danos como é o caso dos que se exemplificam na figura seguinte.



**Figura 39** - Efeitos de irregularidades em altura.

<sup>6</sup> Elementos verticais entre aberturas. Os blocos são de melhor qualidade e de maiores dimensões

Segundo João Roque e Paulo Lourenço (16) uma análise simplificada exige que a estrutura seja simétrica e regular, os pisos são considerados diafragmas rígidos e o corte no plano das paredes é o modo de colapso mais condicionante. No entanto, na grande maioria das estruturas antigas não se verificam as duas últimas condições, o que obriga a que a avaliação da segurança por métodos simplificados resulte apenas numa indicação geral da aptidão do edifício para resistir aos sismos. Este tipo de avaliação consiste nos seguintes métodos: percentagem da área em planta; razão entre a área efetiva e o peso; corte basal. Para a fase de projeto é necessário recorrer a cálculos mais precisos de modo a validar as conclusões da análise simplificada.

## 6. MODELAÇÃO

Para a análise do comportamento estrutural do edifício em estudo, foi feita uma modelação computacional dos elementos constituintes e uma posterior análise estrutural através do programa de cálculo automático SAP2000<sup>®</sup> (versão 14).

A geometria do modelo foi estabelecida a partir de desenhos de plantas, fachadas e cortes cedidos gentilmente pela Direção Regional dos Assuntos Culturais (DRAC).

### 6.1. AÇÕES

O presente trabalho foi elaborado de acordo com o RSA - Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (1983).

As cargas permanentes resultam de dois conjuntos de ações, sendo o primeiro composto exclusivamente pelo peso próprio dos elementos estruturais (neste caso os principais apenas) que assumem um valor constante ou quase constante ao longo de toda a vida útil da estrutura.

**Tabela 1 - Peso volúmico dos materiais (17)**

<b>Materiais</b>	<b>Peso volúmico</b>
Alvenaria	22 kN/m <sup>3</sup>
Cantaria	30 kN/m <sup>3</sup>

O segundo conjunto de ações é designado por restantes cargas permanentes (ver anexo C), sendo composto pelos outros materiais estruturais e não estruturais.

**Tabela 2 - Restantes cargas permanentes**

<b>Restante carga permanente</b>	<b>Carga</b>
RCP, enchimento das abóbadas	Varia consoante a espessura das abóbadas (anexo C)
RCP, cobertura de Mogno (nave central)	13,65KN/m
RCP, cobertura de Mogno (nave lateral)	7,72 KN/m
RCP, escadas alvenaria	4,32 KN/m
RCP, órgão	1,87 KN/m
RCP, pináculo	11,5 KN/m
RCP, pinhas	2,43 KN/m
RCP, escadas madeira	0,7 KN/m
RCP, piso cantaria	6 KN/m <sup>2</sup>

Na tabela seguinte indicam-se as sobrecargas de utilização do edifício bem como os coeficientes de combinação ( $\Psi_0$ ,  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$ ), valores obtidos de acordo com o RSA.

**Tabela 3 - Quantificação das sobrecargas e coeficientes de combinação**

<b>Utilização</b>	<b>Sobrecarga</b>	<b>Coeficientes</b>
SC, acesso escadas de madeira	0,51 KN/m	$\Psi_0=0,4$ $\Psi_1=0,3$ $\Psi_2=0,2$
SC, acesso escadas de alvenaria	2,4 KN/m	
SC, cobertura de mogno (nave central)	1,5 KN/m	
SC, cobertura de mogno (nave lateral)	0,85 KN/m	
SC, cobertura de cedro	0,09 KN/m	
SC, pavimentos (torre)	2 KN/m <sup>2</sup>	
SC, pavimentos (coro-alto)	0,8 KN/m	
SC, terraços	2 KN/m <sup>2</sup>	

A definição da ação sísmica é um processo complexo quando comparado com a definição de cargas permanentes e sobrecargas, uma vez que durante um sismo são geradas vibrações no solo que se transmitem à estrutura.

As características desta ação dependem de diversos fatores, nomeadamente as características da fonte sísmica, características do caminho a percorrer pelas ondas sísmicas e acima de tudo as características do local da implantação da estrutura.

Em termos de análise sísmica, a combinação impõe a esta sobrecarga (sobrecarga em pavimentos) um coeficiente de redução  $\Psi_2$  de 0,2 (art.º 35.2 do RSA).

Esta ação pode ser definida através de espectros de resposta, espectros de potência, acelerogramas artificiais, simulados ou registados.

No arquipélago da Madeira apenas consideramos a ação sísmica do tipo 2 (o sismo tipo 1 só tem relevância em Portugal Continental e Açores). Segundo o RSA o sismo tipo 2, é um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal, enquanto o tipo 1 é um sismo "local" de magnitude moderada a pequena distância focal.

A Ilha da Madeira encontra-se numa zona de fraca sismicidade, por conseguinte a Sé do Funchal está inserida na zona D, como definido no art.º 28 do RSA, que estabelece quatro zonas de sismicidade por ordem decrescente, (A, B, C e D). Para a Zona D o RSA estabelece um coeficiente de sismicidade de 0,3.

Relativamente aos tipos de solo e segundo o RSA existem três tipos de solo. Designadamente Tipo I (rochas e solos coerentes rijos), Tipo II (solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos) e Tipo III (solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos). Considerou-se que a Sé do Funchal assenta sobre solo normal ou seja enquadra-se no Tipo II.

Quanto ao coeficiente de comportamento,  $\eta$  (valor que depende da capacidade da estrutura absorver deformações sem sofrer danos ou seja, a ductilidade da estrutura), adotou-se o valor de 1,0 (valor conservativo para um tipo de estrutura não regulamentar). Este valor para a Igreja é conservativo uma vez que a nave está travada pelas paredes. Em relação à torre por ser um elemento estrutural mais alto e quase isolado, é mais flexível, donde resulta num elemento "frágil" em termos de ação sísmica.

## 6.2. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A verificação da segurança foi feita para as combinações fundamentais dos estados limites últimos, considerando a seguinte regra de combinação:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[ S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} S_{Qjk} \right] \quad (1)$$

Em que:

- $S_{Gik}$  - Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;
- $S_{Q1k}$  - Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- $S_{Qjk}$  - Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;
- $\gamma_{gi}$  - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;
- $\gamma_q$  - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;
- $\Psi_{0j}$  - Coeficientes  $\Psi$  correspondentes à ação variável de ordem j.

**Tabela 4** - Coeficientes de majoração para as combinações dos estados limites últimos

Ação	Ação de base	
	Sobrecarga	Sismo
Peso próprio	1,50	1,00
Restante carga permanente	1,50	1,00
Sobrecarga	1,50	$\Psi_2=0,2$
Sismo	0,00	$\pm 1,50$

## 6.3. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

### 6.3.1. ALVENARIA

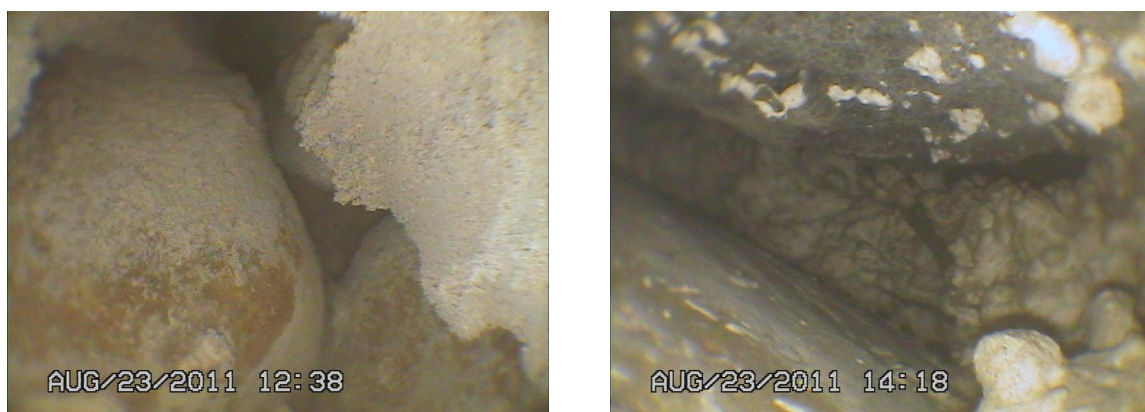
As construções de alvenaria de pedra estão fortemente associadas à construção de edifícios monumentais (castelos, palácios, templos religiosos) e também de edifícios habitacionais. A maioria destas construções permanece

ainda nos nossos dias em estado de conservação razoável, denotando a competência estrutural das alvenarias desde que devidamente conservadas.

Dada a escassez de informação estrutural disponível entendeu-se que seria de grande relevância recorrer a um trabalho experimental de modo a obter mais algum conhecimento sobre as características das alvenarias, especialmente das que constituem as paredes, através de dois tipos de ensaios "in situ", não destrutivos (ver anexo B). Este trabalho contou com a colaboração do Laboratório Regional de Engenharia Civil, LREC.

De modo a conhecer a composição das paredes recorreu-se à boroscopia que consiste na execução de pequenas furações em zonas estrategicamente escolhidas para minimizar o impacto no monumento.

Através da boroscopia, Figura 40, foi possível perceber que a secção transversal das paredes resistentes de alvenaria é constituída, por um único pano composto por blocos de pedra de forma irregular, unidos entre si por argamassa de cal e areia.



**Figura 40** - Boroscopia

Tratando-se de uma alvenaria com características muito irregulares, torna-se difícil caracterizá-la segundo as especificidades presentes no Eurocódigo 6. Esta regulamentação não se destina, em princípio, à avaliação de construções antigas, mas sim a situações de construções novas.

Relativamente ao cálculo das propriedades das alvenarias, a regulamentação refere-se apenas a alvenarias com blocos regulares e como tal, as referências presentes no EC6 não podem ser usadas diretamente no caso em estudo.

"A resistência característica à compressão da alvenaria pode ser obtida a partir de ensaios de acordo com a EN 1052-1, ou então a partir de uma análise de resultados de ensaios baseados na relação entre a resistência característica à compressão da alvenaria e a resistência à compressão das unidades de alvenaria e da argamassa, de uma forma semelhante a 3.6.2.2-3.6.2.6" (18).

Nestas situações seria conveniente proceder a outros tipos de ensaios "in situ" ou então sobre amostras recolhidas no local, de modo que, através destes ensaios, se possam tirar ilações conclusivas acerca das propriedades mecânicas dos materiais.

Pelo facto da alvenaria ser de um material com comportamento não linear, o módulo de elasticidade é obtido pelo declive (da origem até um terço da tensão máxima) da reta secante, do diagrama de tensões-extensões obtido experimentalmente.

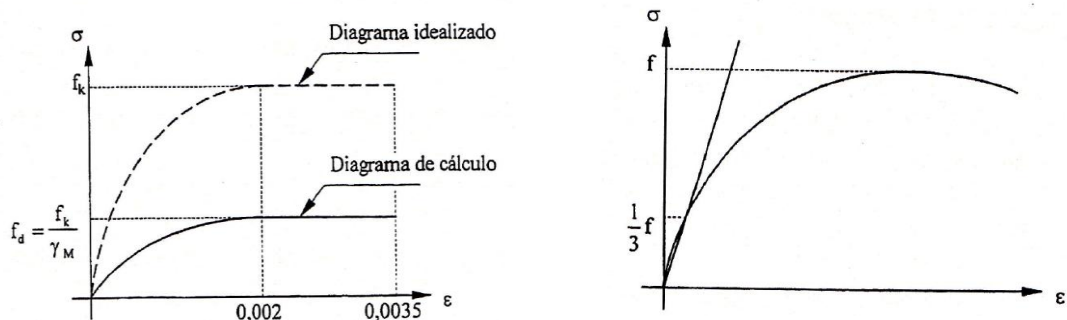


Figura 41 - Relação entre tensões-extensões da alvenaria adotada e expectável pelo EC6.

De acordo com o EC6, o módulo de elasticidade (a curto prazo) deverá ser obtido a partir de ensaios. Na ausência de ensaios o seu valor deverá ser obtido pela seguinte expressão:

$$E = 1000 \times f_k \quad (2)$$

Em que  $f_k$  representa o valor característico da resistência à compressão.

Nestas situações o mais conveniente seria recorrer a ensaios com macacos planos, para determinar o estado de tensão instalado no local da parede em análise, bem como estimar o módulo de elasticidade e a capacidade resistente à compressão da alvenaria. No entanto, como já referido anteriormente, a execução deste ensaio não foi possível devido à falta de meios.

Desta forma, recorreu-se a valores de ensaios de macacos planos realizados em paredes de alvenaria de pedra irregular noutros estudos, de modo a perceber entre que valores o módulo de elasticidade varia e assim determinar uma ordem de grandeza para o módulo de elasticidade a considerar no estudo desenvolvido para a Sé do Funchal (20).

É importante referir que tratando-se de uma alvenaria com características irregulares, os resultados dos ensaios não apresentam uma correlação direta entre si, devendo ser interpretados de acordo com o edifício onde foram realizados, pelo tipo de alvenaria e pelo método construtivo.

**Tabela 5** - Valores de referência do módulo de elasticidade da alvenaria, adaptado (20)

<b>E<sub>inicial</sub> MPa</b>	<b>E MPa</b>	<b>Ensaio</b>
470 a 1050	390 a 680 350 a 700	Macacos Planos
600 a 2500	-	Macacos Planos
660	160	Calibração através de força aplicada no topo e no plano da parede
-	150	Calibração do modelo de cálculo através da medição de frequências
700 a 1000	-	Ensaio de corte "in situ" e em laboratório

Os valores obtidos para o módulo de elasticidade exibem variação, como já seria de prever pelo que já foi descrito anteriormente.

Optou-se por usar um módulo de elasticidade de 1GPa, uma vez que temos alvenaria com pedras de grande dimensão e com argamassa de cal bem

consolidada e endurecida que se considera uma alvenaria de pedra de boa qualidade.

Para se obter o valor para a tensão de cálculo à compressão da alvenaria recorreu-se às seguintes expressões:

$$f_k = \frac{E}{1000} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3)$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4)$$

em que:

$f_k$  Valor característico da resistência à compressão

$E$  Módulo de elasticidade

$f_d$  Valor de cálculo da resistência à compressão

$\gamma_m$  Coeficiente parcial de segurança relativos às propriedades dos materiais.

$\gamma_m = 3,0$  de acordo com o Quadro 2.3 EC(6)

A resistência à tração na alvenaria, é na maioria dos casos, tão reduzida que é possível ser desprezada. Segundo o EC6, a resistência à tração da alvenaria em projeto é considerada habitualmente como nula. No entanto, no presente trabalho considerou-se que esta resistência seria igual a 10% da tensão de compressão (20).

**Tabela 6** - Valores adotados para o módulo de elasticidade, tensão característica da resistência à compressão, tensão de segurança de resistência à compressão e tensão de resistência à tração.

Módulo de Elasticidade [GPa]	Tensão característica [kN/m <sup>2</sup> ]		Tensão de segurança de resistência à compressão $f_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	Compressão $f_k$	Tração $f_{ctk}$	
1.0	1000	100	333

Para conferir algum rigor à rigidez considerada para os elementos da modelação numérica e consequentemente obter a deformabilidade da estrutura e a distribuição de esforços é necessário ter o conhecimento das suas propriedades mecânicas, nomeadamente o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson.

O coeficiente de "Poisson" pode ser estimado com recurso a ensaios, como é o caso dos macacos planos ou de impulso mecânico, ensaios de carotes à compressão e ainda à calibração de ensaios ultra-sónicos. No entanto, como já referido anteriormente, na edificação em estudo houve grandes limitações à realização de ensaios e como tal não foi possível concretizá-los.

Assim sendo, recorreu-se à bibliografia disponível para adotar um valor para este parâmetro. Na dissertação de mestrado elaborada por Margarida Rocha (20) foi verificada a variabilidade do período de vibração com a variação do coeficiente de "Poisson", de modo a perceber-se de que forma este parâmetro influencia o comportamento global da estrutura, dele se concluindo que a sua importância era pouco significativa.

**Tabela 7** - Variação da frequência fundamental para diversos coeficientes de "Poisson", adaptado (20)

<b>Coeficiente de "Poisson" da alvenaria</b>	0,00	0,20	0,30
<b>Frequência Fundamental [s]</b>	1,12	1,14	1,14

Adotou-se no modelo o valor de 0,2 para o coeficiente de "Poisson".

### 6.3.2. CANTARIA

A cantaria é um material que está fortemente associado à tipologia construtiva dos edifícios classificados (monumentos, palácios, igrejas, etc). É considerado um material de categoria superior, daí ser usado em construções representativas e onde se dispõe de mais recursos económicos.

Na construção das paredes de cantaria havia um maior cuidado, uma vez que as pedras eram escolhidas e talhadas de modo a que as faces expostas fossem o mais planas possíveis, normalmente formando paralelepípedos

aproximadamente iguais, minimizando-se a espessura das juntas argamassadas até chegar a eliminá-las, fazendo as chamadas juntas secas.

Para além das paredes de cantaria, a pedra talhada era também utilizada poderia ser utilizada como forro, em paredes (e muros) mistas de alvenaria ordinária. Este forro era constituído por placas de pedra de espessura reduzida (0.08 a 0.20m), com um dos paramentos e juntas aparelhados (21).

Para melhorar o travamento das paredes na zona dos cunhais utilizava-se (perpianhos, pedras com comprimento superior à espessura das paredes a ligar) cantaria para assegurar a resistência e a estabilidade do conjunto.

No objeto de estudo encontramos os casos acima referidos.

Para a cantaria utilizou-se o seguinte módulo de elasticidade <sup>7</sup> :

**Tabela 8** - Valores do módulo de elasticidade e tensões resistentes da cantaria

Módulo de Elasticidade [GPa]	Tensão Característica da Resistência [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Compressão $f_k$	Tração $f_{ctk}$
10	10000	1000

### 6.3.3. MADEIRA

Em Portugal, falar de edifícios antigos significa na grande maioria dos casos, falar de edifícios em alvenaria de pedra combinado com elementos de madeira presentes nos pavimentos e nas coberturas inclinadas.

A madeira é um material natural orgânico, de estrutura celular complexa e anisotrópico. A estrutura da madeira é formada a partir de células que se encontram distribuídas nos sentidos transversal e longitudinal, o que permite a

---

<sup>7</sup> Os valores adotados correspondem àqueles que foram usados no estudo realizado para a Torre da Sé do Funchal (20); Fernando Pinho (22) indica, como referência, valores desta ordem de grandeza, nomeadamente assumindo uma relação de 1/10 entre a resistência à tração e à compressão deste tipo de paredes. Note-se que o valor da resistência à tração é condicionado pelas características das argamassas de assentamento e pela resistência ou não de corretores mecânicos entre os elementos de pedra (pregos, gatos, tirantes, etc)

sua diferenciação em dois grandes grupos: madeiras de resinosas/coníferas e madeiras de folhosas.

Árvores folhosas têm um crescimento lento, a sua madeira é dura e na maioria dos casos têm uma folhagem achatada e larga, com tendência a cair no outono a exemplo disso temos o carvalho, castanho, etc.

Por outro lado as árvores coníferas ou resinosas têm um crescimento rápido, a sua madeira é macia e geralmente as suas folhas têm a forma de agulha e mantêm-se verdes todo o ano como os tão conhecidos pinheiros, cedros, etc.

As propriedades mecânicas da madeira são influenciadas por diversos fatores, como é o caso do teor de humidade e da duração da carga aplicada; no entanto, o fator mais relevantes para a qualidade da madeira é a quantidade de defeitos, porque quanto maior o número de defeitos menor será a qualidade desta e ainda o peso volúmico, uma vez que quanto maior for, maior será a qualidade mecânica da madeira, ou seja, o seu módulo de elasticidade e a sua resistência.

Em termos de propriedades mecânicas, as folhosas possuem uma classe de resistência e módulo de elasticidade superior às resinosas. Em relação à resistência ao desgaste as madeiras de folhosas continuam a apresentar uma melhor resistência, uma vez que são madeiras mais compactas e com peso volúmico mais elevado.

O módulo de elasticidade da madeira varia consoante o tipo de esforço (tração ou compressão). De acordo com o Eurocódigo 5 (EC5), o módulo de elasticidade utilizado corresponde ao valor médio paralelo às fibras.

Os resultados do material madeira, dão melhores valores à compressão do que à tração como é possível observar na Tabela 9.

Para o presente trabalho foi utilizado o relatório elaborado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil aquando das obras de recuperação das coberturas da Sé em que se extraíram amostras da estrutura do teto e cobertura original para posterior identificação. Estas informações foram cedidas gentilmente pela DRAC.

As amostras recolhidas da cobertura original correspondem ao xilema da espécie florestal *Juniperus cedrus* Webb. and Berth (comercialmente designada por Cedro da Madeira) e ao xilema da espécie florestal *Pinus strobus* L. (comercialmente designada por Pinho-mole, Pinho-branco ou Pinho de Weymouth).

Relativamente à estrutura de cobertura introduzida pelos Monumentos Nacionais nos anos 70, é uma madeira da espécie florestal *Haya senegalensis* A. Juss. (comercialmente designada por Mogno Bissilon).

Não foi possível obter os valores característicos de resistência mecânica para as madeiras usadas nas coberturas da Sé do Funchal, e como tal recorreu-se a valores característicos de espécies com características idênticas.

O Cedro da Madeira é proveniente de árvores resinosas, considerado também como uma madeira de muito boa qualidade e como tal podemos equiparar a uma madeira da mesma espécie com uma classe de resistência entre C22 e C24.. Assim sendo considerou-se os valores característicos de resistência mecânica da madeira de Casquinha (Redwood) de classe de resistência C24.

Em relação ao Mogno Bissilon trata-se de uma madeira de folhosas, cujas características de resistência mecânica se assemelharão aos valores da madeira de Câmbala de classe de resistência D40.

Para a madeira adotou-se para o coeficiente de "Poisson" o valor de 0,2

**Tabela 9** - Valores do módulo de elasticidade e densidade média da madeira (22)

Espécie de madeira	Classe de resistência	Módulo de elasticidade [GPa]	Densidade média [kg/m <sup>3</sup> ]	Tensão de Rotura [MPa]	
				Compressão	Tração
Câmbala	D40	$E_{\text{mean}}=11$	700	21	14
Casquinha (Redwood)	C24	$E_{\text{mean}}=11$	420	26	24

### 6.3.4. FERRO

O ferro surge na construção de edifícios antigos apenas em elementos secundários.

Na Sé do Funchal foram colocados tirantes de ferro numa das salas da torre, a unir paredes opostas, para efeito de consolidação global. Foram também colocados tirantes ao longo da nave central com o intuito de resistir aos impulsos horizontais transmitidos às paredes pelos elementos de cobertura.

Os tirantes aparentam ser de ferro forjado e como tal os seus valores característicos embora um pouco inferiores, assemelham-se aos do aço macio corrente. Como tal, para analisar este elemento considerou-se que o ferro forjado tem propriedades mecânicas semelhantes às de um aço do tipo Fe360 (S235).

O coeficiente de "Poisson" utilizado no aço foi de 0,3.

**Tabela 10** - Características mecânicas do aço S235/Fe360 (17)

Tipo de aço		Módulo de Elasticidade [GPa]	Tensão de cedência ( $f_y$ ) [MPa]	Tensão de rotura ( $f_u$ ) [MPa]
NP EN 10 025 1 A1	REAE			
S235	Fe360	210	235	360

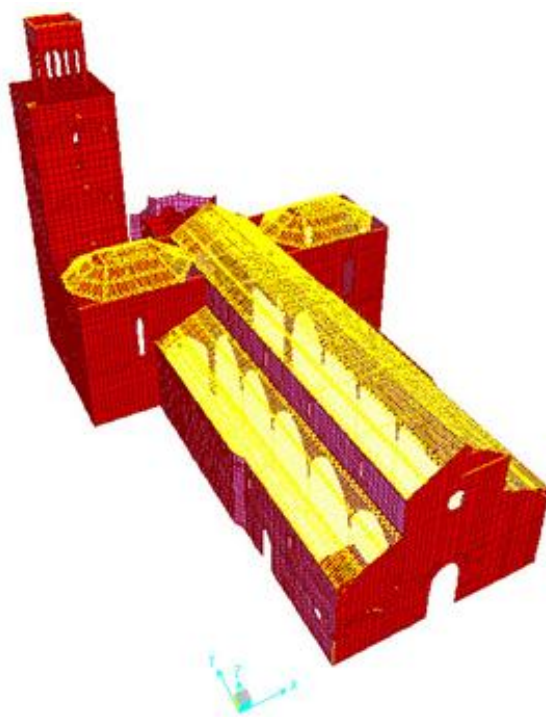
## 6.4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Para a análise do comportamento da estrutura realizou-se uma modelação computacional através do programa de cálculo automático SAP2000. Foi feita uma análise elástica linear.

A aproximação linear ao comportamento da alvenaria é limitada, uma vez que a alvenaria resiste muito pouco a esforços de tração, pelo que após a abertura de fendas o material e a própria estrutura deixa de se comportar de forma linear.

As análises elásticas são aquelas em que se admite que os materiais possuem um comportamento linear elástico, razão pela qual para o tipo de estrutura em estudo é um processo pouco frequente dada a não linearidade dos materiais.

Uma análise linear para este tipo de estruturas serve para identificar globalmente as zonas críticas da estrutura e consequentemente o seu comportamento global, sobretudo do ponto de vista qualitativo.



**Figura 42** - Vista geral da modelação da Sé.

Fez-se a modelação tridimensional de toda a estrutura, com exceção da cobertura do pináculo e da cobertura que está sobre a cobertura original da nave principal, cruzeiro e transeptos, ambas com estruturas em madeira que apenas foram consideradas como carga, uma vez que é aceitável considerar que não contribuem de outro modo para o comportamento da estrutura.

As características geométricas e materiais da Sé do Funchal foram rigorosamente reproduzidas neste modelo, de acordo com os pressupostos antes enunciados.

#### 6.4.1. DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A estrutura do modelo definiu-se como sendo composta por elementos finitos de barra e área, ou seja, "frame" e "shell".

Os elementos "shell" são elementos finitos bidimensionais, com três ou quatro nós em que cada um tem seis graus de liberdade (translação e rotação em X, Y e Z). Através dos elementos "shell" é possível simular o comportamento de flexão transversal e o esforço axial no próprio plano.

Constatando que as paredes da Sé têm todas uma espessura superior a 0.50m, considerou-se a opção "shell thick", tendo-se assim a deformabilidade por esforço transversal. Os elementos shell foram modelados no eixo médio das paredes.

Relativamente aos elementos "frame" podemos dizer que apresentam dois nós de ligação e tal como nos elementos área cada nó de ligação tem seis graus de liberdade.

Usaram-se elementos "shell" para definir paredes exteriores, interiores e o rim das abóbadas. Utilizou-se elementos "frame" para a definição de arcos, nervuras das abóbadas e pilares. Não houve libertação de momentos nas extremidades destes elementos (rótulas).

##### 6.4.1.1. PAREDES DE ALVENARIA DE PEDRA E CANTARIA

As paredes de alvenaria e as paredes de cantaria foram modeladas com elementos "Shell", com uma malha de aproximadamente  $0.5 \times 0.5 \text{m}^2$ , correspondendo a um bom grau de refinamento. Quanto as propriedades das paredes foram definidas dois tipos: alvenaria de pedra e cantaria.

Neste modelo respeitou-se a verdadeira localização das alvenarias e da cantaria de acordo com os desenhos disponibilizados.

Observamos que as paredes de alvenaria de pedra predominam em quase todo o conjunto, por sua vez as paredes de cantaria encontram-se no último piso da torre, nas paredes da pequena torre que suporta o pináculo, no pano central do frontispício e nas paredes da cabeceira.

As espessuras das paredes correspondem às espessuras reais das paredes do edifício, como tal as espessuras das paredes exteriores da Torre foram modeladas com espessura variável em altura.

No modelo representaram-se as aberturas de janelas e portas de maiores dimensões, uma vez que são condicionantes para a rigidez da estrutura. Em relação às restantes aberturas, não foram consideradas (apenas foram consideradas dimensões superiores a 0.50m), dadas as suas reduzidas dimensões face à dimensão total do edifício.

As cantarias que contornam a abertura de janelas e portas desempenham uma função estrutural de grande importância uma vez que a presença de grandes aberturas sob a forma de janelas e portas criam concentração de esforços nas esquinas das aberturas, como tal na modelação estas cantarias foram consideradas através de elementos de área com secção transversal correspondente à secção transversal da parede.

No que concerne às ligações entre paredes ortogonais considerou-se no modelo nós rígidos de ligação assumindo a imbricagem dos elementos de pedra. Desta forma os cunhais foram modelados com elementos de área, com características de cantaria (de acordo com o que atrás se expôs este pode ser um problema crítico, a justificar refinamento que neste trabalho não foi concretizado por impossibilidade prática).

#### 6.4.1.2. ARCOS E ABÓBADAS

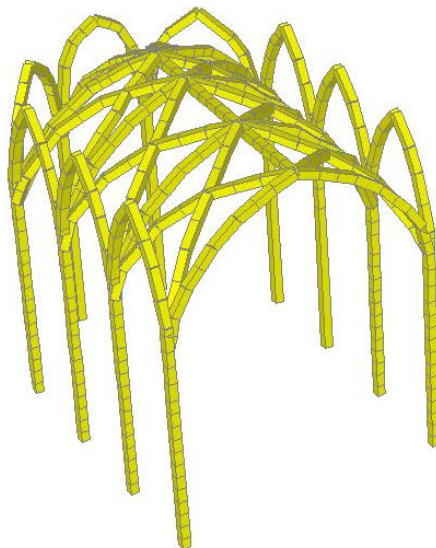
Antes de uma explicação detalhada da modelação das abóbadas, é importante reforçar a ideia de que os elementos que têm a função estrutural de assegurar a transmissão dos esforços para os apoios são as nervuras.

No caso da Sé do Funchal, as nervuras são em pedra talhada<sup>8</sup> como é possível observar numa das capelas secundárias da cabeceira (Capela de Nossa Senhora de Lurdes).

As abóbadas da Capela-Mor e da Capela do Santíssimo são artesoadas criando assim um grau de incerteza muito grande em relação às nervuras, ou seja, torna-se muito complicado perceber se existem nervuras meramente decorativas juntamente com nervuras estruturais.

Por analogia com a Capela do Amparo, admitiu-se que as nervuras das abóbadas são todas em pedra talhada e conseqüentemente estruturais.

O modelo das abóbadas iniciou-se a partir das nervuras, com base em levantamentos arquitetónicos cedidos pela DRAC.



**Figura 43** - Nervuras da abóbada da Capela-Mor

<sup>8</sup> Pedra com junta de argamassa fina, com resistência mecânica elevada.

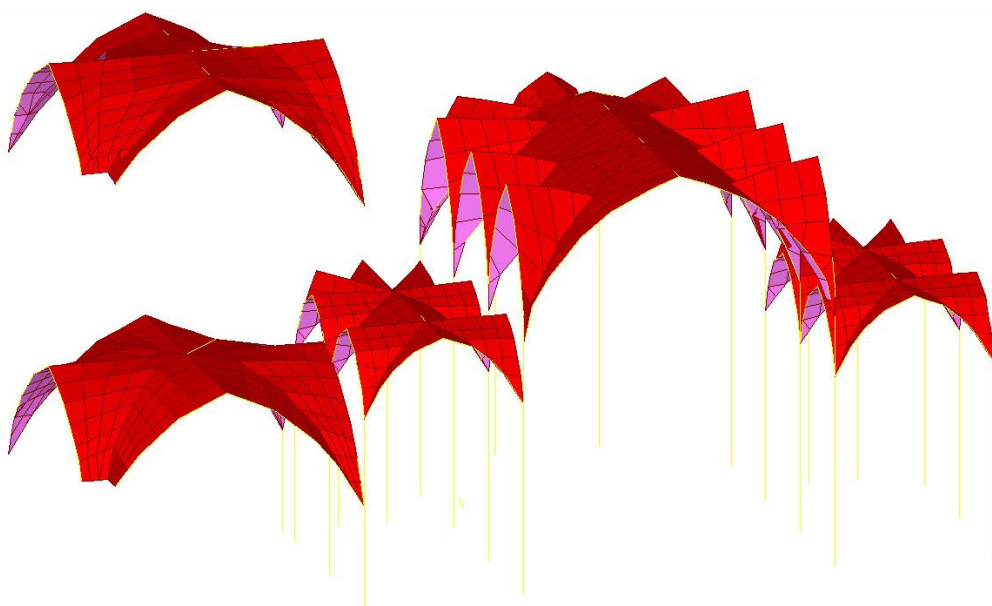
A secção transversal das nervuras admitiu-se constante, de geometria retangular com dimensões 0.30x0.30m. Tratando-se de nervuras de pedra talhada, utilizou-se as características mecânicas da cantaria.

As lajetas de pedra entre as nervuras foram modeladas com elementos "shell", com uma espessura de 0.30m (4).

O material de enchimento no extradorso da abóbada como já referido anteriormente produz um efeito favorável para a estabilidade global da estrutura e como tal foi representado no modelo como carga distribuída. Através do ensaio da baroscopia foi possível observar que o material de enchimento é terra mal compactada.

Para o cálculo da carga distribuída usou-se o peso volúmico da terra vegetal seca compacta ( $\gamma=15\text{kN/m}^3$ ) (17).

A espessura do material de enchimento varia de abóbada para abóbada, como tal adotou-se o mesmo método para a determinação das espessuras. O método foi: a média da diferença entre a cota do arranque da abóbada e do pavimento superior e a diferença entre a cota da chave da abóbada com a cota do pavimento superior. Esta carga foi considerada no modelo como carga permanente.



**Figura 44** - Pormenor das abóbadas

Os arcos ogivais que dividem as três naves tal como os arcos ogivais que incorporam os altares das naves laterais, foram representados na modelação pela sua superfície média através de elementos "frame", de secção transversal 0.30x0.30m e características da cantaria.

#### 6.4.1.3. CONTRAFORTES

Um dos elementos estruturais típicos da arquitetura gótica é o contraforte, uma vez que o peso deste "neutraliza" a pressão das abóbadas.

A cabeceira da Igreja é uma parede reforçada com contrafortes em cantaria, uma vez que pelo seu interior existem três capelas cujos tetos são em abóbadas nervuradas.

Estes elementos estruturais foram modelados com elementos finitos do tipo "shell" com espessura variável em altura e com características da cantaria, de acordo com os desenhos disponibilizados. Os elementos "shell" foram modelados no eixo médio dos contrafortes.

#### 6.4.1.4. ESCADAS DE ALVENARIA

Na Torre Sineira encontramos uma escada em alvenaria que faz a ligação aos pisos existente no interior da esquina entre a parede norte e a parede oeste. A caixa de escadas foi contemplada no modelo, por uma secção quadrangular de dimensão 1,60mx1,60m, modelada com elementos "shell" com as características da alvenaria.

A caixa de escadas foi modelada com o intuito de introduzir a irregularidade que estas introduzem nas paredes. No entanto ao longo desta caixa de escadas foi modelado de metro a metro uma secção quadrangular com elementos "frame" com uma rigidez muito baixa, de secção transversal de

0,01x0,01m apenas com o objetivo de transmitir à caixa a carga das escadas.

#### 6.4.1.5. TIRANTES DE AÇO

É possível encontrar tirantes de aço na torre, entre o piso 1 e o piso 2, em duas camadas de 4 tirantes. Através dos desenhos fornecidos é possível verificar que o seu diâmetro é de 0,08m. Ao longo de toda a nave central também se encontram tirantes que através de fotografia concluímos que se tratava de tirantes com seção diferente dos que se encontram na torre, uma vez que apresentam uma seção quadrangular.

Os tirantes presentes na torre foram modelados com elementos "frame" de seção transversal circular de diâmetro de 0,08m, enquanto os tirantes presentes na nave central foram modelados com elementos "frame" mas de seção transversal quadrangular com 0,05x0,05m, atribuindo-se para o material as características de um aço Fe360 (S235).

#### 6.4.1.6. PINÁCULO

A cobertura da torre corresponde ao pináculo, que é suportado por uma pequena torre situada no último piso. Por não ser estruturalmente relevante o pináculo não foi modelado, todavia a carga correspondente a este elemento foi introduzida como carga de faca permanente, através de um elemento "frame" (de rigidez muito reduzida) sobre as paredes que o sustentam.

Considerou-se que este é constituído por pedra e madeira atribuindo-se desta forma uma carga de 11,5kN/m.

#### 6.4.1.7. PAVIMENTOS

A estrutura do pavimento do coro-alto é em madeira, como tal é constituído por vigamentos perpendiculares à fachada, revestido por soalho.

Uma regra, seguida nos pavimentos nos edifícios mais antigos e de melhor qualidade, aponta para a adoção de afastamento entre vigas iguais à largura das próprias vigas, correspondendo a vigas com cerca de 0,15m de largura e distância entre eixos de cerca de 0,30m (1).

Seguindo o que atrás foi dito o vigamento que serve de suporte ao soalho foi modelado com elementos "frame" de seção transversal de 0,15x0,20m, com libertação de momentos na extremidade da barra que faz a ligação com a alvenaria. Não havendo qualquer tipo de informação acerca da madeira utilizada para o vigamento, optou-se por usar vigamentos em madeira de castanho uma vez que em edifícios antigos era frequente o uso desta espécie (1).

#### 6.4.1.8. ÓRGÃO

O órgão que se encontra no coro-alto por não ser estruturalmente relevante não foi modelado. Foi tida em conta apenas a carga correspondente, introduzida como carga de faca sobre o vigamento que o sustenta.

De acordo com os desenhos disponibilizados pela DRAC, em planta o órgão tem de dimensões 4,00x4,00m. Estas dimensões foram representadas no modelo por elementos "frame" com rigidez muito reduzida (seção transversal de 0,01x0,01m). Uma vez que não há informação disponível acerca do peso do órgão, considerou-se que este pesa cerca de 3 toneladas, o que corresponde a uma carga de faca de 1,87 kN/m.

#### 6.4.1.9. ESTRUTURA DOS TETOS MUDÉJAR

A Sé do Funchal possui uma estrutura complexa em madeira, o denominado teto mudéjar, presente nos tetos das naves e do transepto. Em termos construtivos estes tetos denominam-se por armações de asna de nível (par y nudillo). Este tipo de armações origina um perfil trapezoidal resultante da

sucessão de níveis. Em termos decorativos dá-se o nome de armações de laço apeinado (ver descrição atrás).

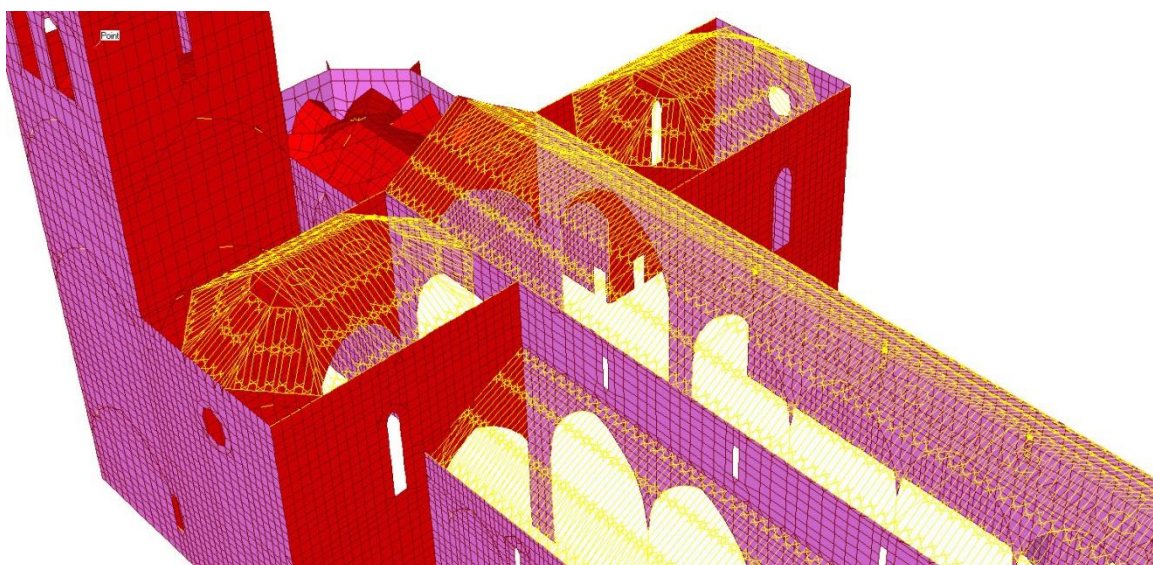
Os elementos estruturais do teto mudéjar foram tidos em conta no modelo através de elementos "frame", com características mecânicas da madeira de Casquinha. A ligação alvenaria-madeira foi considerada no modelo através da libertação de momentos da extremidade do elemento "frame" (rótulas).

De acordo com os desenhos disponibilizados, as peças das asnas têm uma secção transversal de 0,10x0,12m e estão espaçadas a 0,30m. No modelo estes elementos respeitam as dimensões do desenho e estão representados no eixo médio da secção.

Os elementos em forma de "x" (elementos que formam a decoração de laço) que se ligam às linhas das asnas através de entalhes foram representados na modelação com a mesma secção das asnas.

Ao longo da esteira plana central do teto da nave central e do transepto surgem "pinhas" (elementos decorativos em madeira maciça) com uma configuração idêntica a uma pirâmide octogonal de diversos tamanhos. No modelo apenas foram consideradas as "pinhas" de maiores dimensões (com uma altura de aproximadamente 1,60m).

Estes elementos foram introduzidos no modelo como cargas permanentes, em face, sobre os níveis com o auxílio de elementos "frame" auxiliares (secção transversal 0,01x0,01m). A carga toma o valor de 2,43kN/m.



**Figura 45** - Pormenor da modelação do teto da igreja da Sé.

#### 6.4.1.10. ESTRUTURA DA COBERTURA

A atual estrutura da cobertura está assente sobre uma cinta periférica independente da estrutura original.

Uma vez que a cobertura se encontra simplesmente apoiada no contorno do edifício, ela foi considerada no modelo apenas como carga de faca sobre as paredes.

#### 6.4.2. DETERMINAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS ATRAVÉS DE ANÁLISES MODAIS

A ação sísmica varia rapidamente ao longo do tempo o que origina forças de amortecimento e de inércia de valor expressivo, assim a resposta das estruturas às ações sísmicas é sempre uma resposta dinâmica.

Recorreu-se à modelação numérica (através do método de elementos finitos onde são desenvolvidos modelos matemáticos) para simular o comportamento dinâmico da estrutura.

A determinação de frequências e modos de vibração é de um problema de valores e vetores próprios de acordo com a seguinte forma matricial:

$$|[K] - \lambda[M]| = 0 \quad (5)$$

Onde  $[K]$  corresponde à matriz de rigidez,  $[M]$  equivale à matriz de massa da estrutura e  $\lambda$  conduz às soluções do sistema de equações. Para cada valor próprio (frequência de vibração da estrutura) obtém-se uma solução que corresponde ao seu vetor próprio (modo de vibração), ou seja, associado a cada frequência temos um modo de vibração.

A modelação numérica sobre a qual incide a análise dinâmica, para além de simular a própria estrutura, simula também as suas massas. Estas massas estão concentradas nas paredes e nos pavimentos da estrutura, movimentando-se segundo 6 graus de liberdade (translações segundo xx, yy e zz e rotações em xx, yy e zz).

A estrutura em análise possui diversos graus de liberdade dada a sua complexidade e como tal existem várias frequências assim como graus de liberdade.

Para a estrutura em análise apenas foram consideradas frequências próprias de vibração, cuja respetiva participação de massa é superior a 10%, uma vez que para valores inferiores correspondem modos de vibração locais que em termos de comportamento global da estrutura não têm influência significativa.

A análise modal pode ser feita através dos vetores de "Ritz"<sup>9</sup>, ou através dos vetores de "Eigen"<sup>10</sup>. A análise através dos vetores "Ritz" permite obter um fator de participação de massa acumulado de 90% para todas as direções ao fim da análise de 50 modos de vibração, enquanto pelos vetores de "Eigen" para uma mesma massa acumulada é necessário um maior número de modos de vibração o que torna mais moroso o tempo de cálculo do modelo, razão pela qual a análise modal da estrutura foi feita através dos vetores de "Ritz".

---

<sup>9</sup> Vetores obtidos numericamente que têm em consideração a distribuição espacial do carregamento dinâmico.

<sup>10</sup> Vetores ou vetores próprios obtidos analiticamente do sistema de equações homogéneas  $[K - p^2 M] = [0]$

### 6.4.3. OBTENÇÃO DOS ESFORÇOS

Para determinar a resposta de uma estrutura a uma ação dinâmica não é suficiente apenas a análise modal, uma vez que em estruturas de edifícios entende-se por ação dinâmica, a imposição de acelerações vindas do solo.

Para determinar a resposta elástica de uma estrutura a uma ação como a referida anteriormente recorre-se, por exemplo, aos espectros<sup>11</sup> de resposta.

Numa análise de esforços da estrutura é importante verificar previamente através de uma análise sísmica por espectros de resposta, o sentido e o tipo de sismo que leva a estrutura a grandes deslocamentos, uma vez que a análise será realizada apenas para as direções e para os sismos mais condicionantes.

Uma vez que o sismo tipo 1 só tem relevância em Portugal Continental e Açores, considerou-se apenas o sismo tipo 2, visto a Sé estar localizada na região autónoma da Madeira.

A análise de tensões nas paredes de alvenaria, foi realizada para a combinação fundamental do estado limite último com as seguintes ações de base: sobrecarga (ELU, sc) e para o sismo tipo 2 (ELU, S2) onde se analisaram seguintes tensões:

Tensões Normais:

**S<sub>11</sub>** - Segundo a direção horizontal

**S<sub>22</sub>** - Segundo a direção vertical

Tensões Distorcionais:

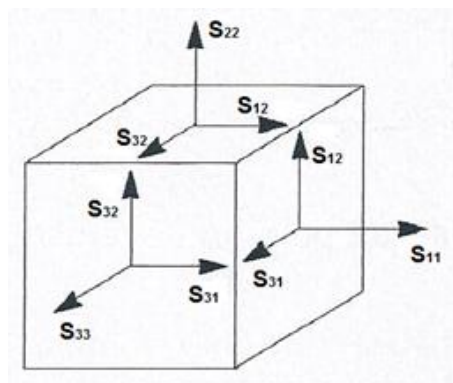
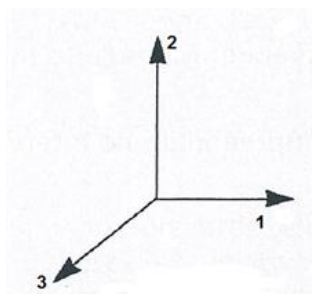
Planar:

**S<sub>12</sub>** - No plano da parede

---

<sup>11</sup> São valores em função de períodos (inverso da frequência).

Podemos observar esquematicamente o que atrás foi dito na figura seguinte:



(a)

(b)

**Figura 46** - (a) Sistema de coordenadas; (b) Componentes da tensão.

---

## 7. ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo passaremos à análise e interpretação dos dados obtidos da modelação da Sé através do SAP2000<sup>®</sup>. A análise de resultados em termos de tensões na estrutura será feita somente a partir do estudo das paredes. Não foi feita a análise das abóbadas, uma vez que são elementos com uma rigidez elevada, admitiu-se serem capazes de transmitir os esforços às paredes em que se apoiam, portanto, a estabilidade destes elementos resultará apenas da estabilidade dos elementos que as suportam.

Assim sendo, parece admissível que a verificação da estabilidade global da estrutura consista na verificação da estabilidade das paredes e colunas estruturais da igreja.

### 7.1. ANÁLISE MODAL

Para uma melhor análise da vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo é necessário uma boa compreensão do seu comportamento dinâmico. Desta forma, na Tabela 11 são apresentadas as propriedades dos 9 modos de vibração, dos 50 considerados na análise "Ritz" (nesta tabela apenas foram considerados os modos de vibração cuja participação de massa relativa é igual ou superior a 10%).

Note-se que o facto dos pisos da grande maioria das construções antigas de alvenaria serem diafragmas flexíveis faz com que neste tipo de análise a justificação para a maioria dos modos de vibração sejam locais. Como os pisos não são considerados diafragmas rígidos, as forças horizontais não são repartidas pela totalidade da estrutura em função da rigidez dos seus elementos. Os modos locais ocorrem porque algumas partes do edifício estão a vibrar, enquanto outras estão estáticas uma vez que não são excitadas para aquela frequência.

**Tabela 11 - Modos de Vibração**

Modo de Vibração	Período	Frequência Fundamental	Participação de massa relativa em x	Participação de massa relativa em y	Participação de massa acumulada em x	Participação de massa acumulada em y
	(s)	(Hz)	%	%	%	%
1	0,84	1,21	7,14	18,73	7,14	18,73
2	0,79	1,27	24,15	6,07	31,29	24,79
3	0,68	1,48	12,62	0,01	43,9	24,79
10	0,29	3,47	10,52	2,37	71,11	30,34
11	0,28	3,67	0,55	27,49	71,65	57,82
18	0,22	4,73	0,26	0,76	77,69	71,69
44	0,07	15,91	0,02	0,05	92,06	91,96
47	0,05	23,08	0,01	0,01	94,99	94,49
48	0,03	43,96	0,01	0,01	94,99	94,49

Feita a análise constata-se que os dois primeiros modos têm uma componente de torção significativa, o que já seria de prever, uma vez que sendo uma igreja com planta em cruz latina (excluindo a torre) apresenta simetria no sentido longitudinal (yy) enquanto no sentido transversal (xx) é assimétrica. O facto de existir para a direção xx maior rigidez num dos lados em relação ao outro origina deslocamentos de massa longe do centro de gravidade, criando assim efeitos de torção na estrutura. A presença da torre vem agravar a assimetria transversal da igreja da mesma forma que cria uma assimetria longitudinal, agravando os modos de torção.

Estes movimentos de torção não favorecem o comportamento da igreja face a um sismo porque agravam de forma substancial os deslocamentos máximos nos pontos mais desfavoráveis do edifício e ainda intensificam as tensões de corte na estrutura.

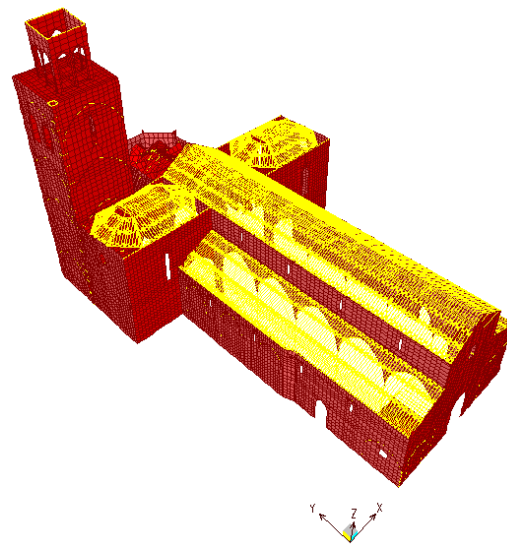
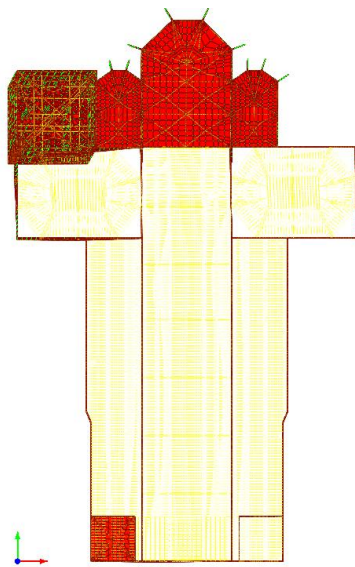
Através da análise verifica-se para os primeiros modos de vibração que há uma maior participação de massa acumulada na direção xx (43,9%), o que já era previsível dado que esta é a direção com menor rigidez.

O 3º modo de vibração é um modo de translação, associado a um deslocamento independente em Ux. Outras partes mais rígidas da estrutura

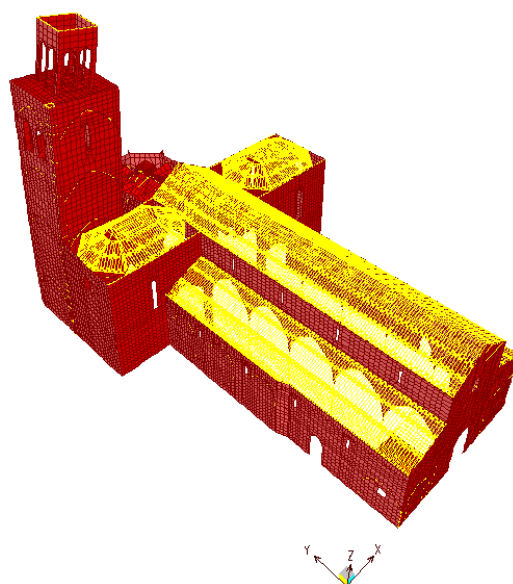
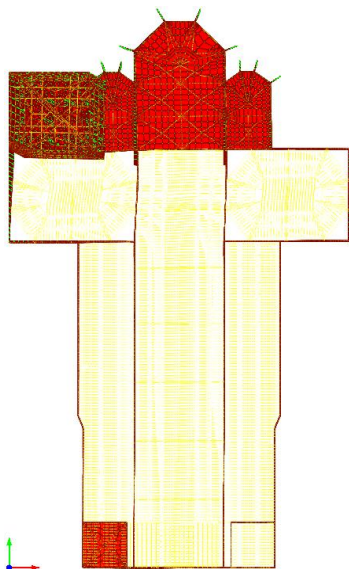
passam a ser mobilizadas, com o valor de 1,48Hz e com uma participação de massa acumulada segundo xx de 43,9%.

Os seis modos seguintes são modos de configuração mais complexa em planta e com vibração sempre de translação segundo as direções xx e yy.

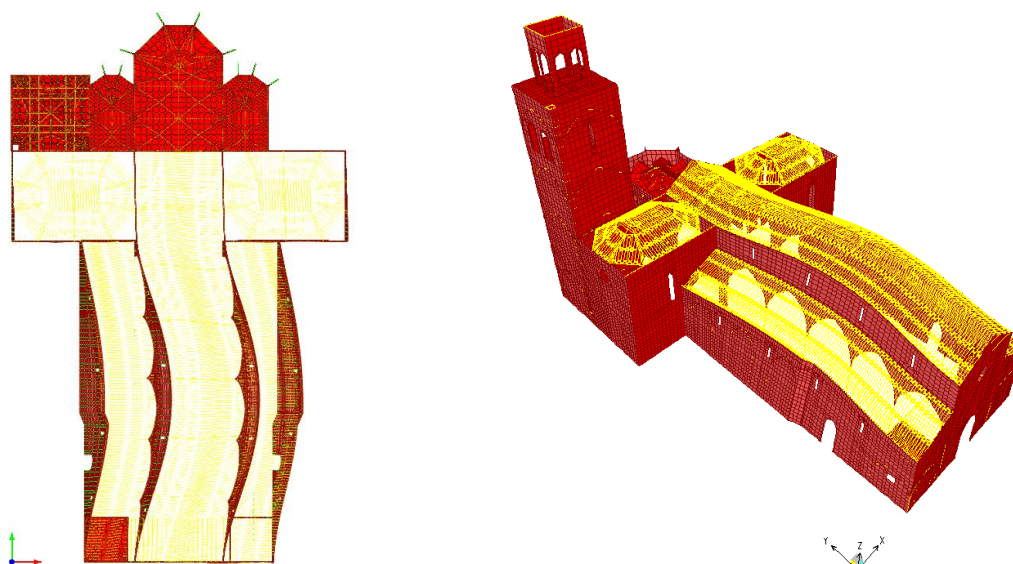
Na figura seguinte são apresentadas as imagens ilustrativas dos 3 primeiros modos aqui apresentados.



1º Modo (1,21 Hz)



2º Modo (1,27 Hz)



3º Modo (1,48 Hz)

**Figura 47** - Modos de vibração da estrutura

A partir do 7º modo a frequência de vibração aumenta mais do dobro que a anterior uma vez que nesta fase a percentagem de massa acumulada já atingiu os 90%, razão pela qual podemos admitir que este é o último modo da estrutura.

Com os 50 modos analisados cerca de 95% de participação de massa é atingida em ambas as direções. No anexo D é apresentada a tabela completa referente aos valores das frequências, períodos e participações de massa dos 50 modos de vibração.

## 7.2. ANÁLISE DE TENSÕES E ESFORÇOS

A partir da análise realizada com o programa SAP2000 realizou-se uma análise elástica linear de onde foi possível obter de forma global a distribuição de tensões na estrutura e de uma forma simplificada foram reconhecidas as zonas mais gravosas para a estrutura. É importante referir que a simplificação da modelação das abóbadas e contrafortes não permite uma verdadeira avaliação da resposta real destas partes da estrutura.

A verificação da segurança das paredes foi realizada considerando os valores limites de resistência dos materiais expressos na tabela seguinte:

**Tabela 12** - Limites de resistência para a alvenaria e cantaria

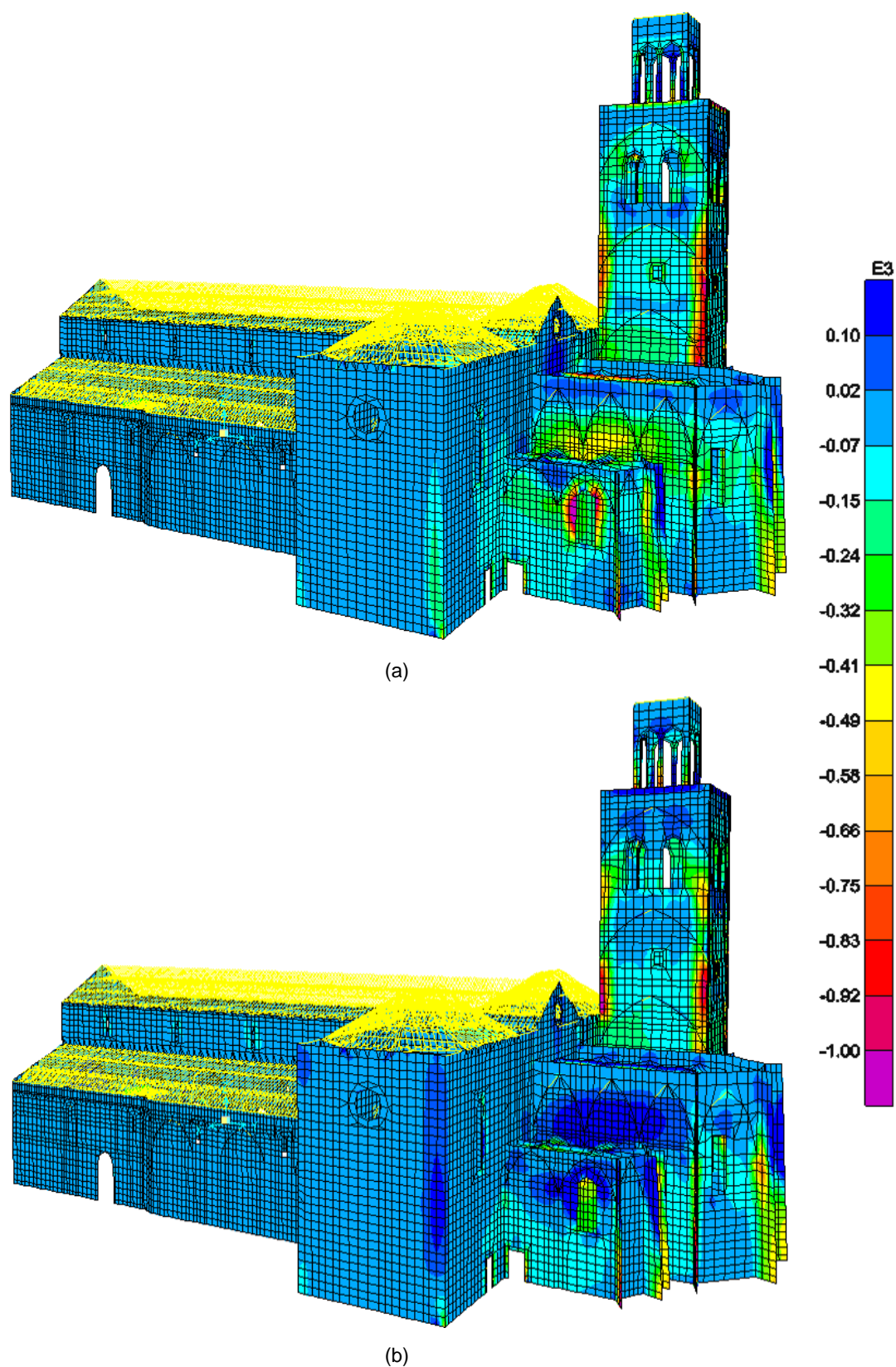
Material	Tensões de Cálculo		
	Resistência à compressão [kPa]	Resistência à tração [kPa]	Resistência ao corte [kPa]
Alvenaria	1000	100	100
Cantaria	5000	1000	500

#### 7.2.1. COMBINAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO COM AÇÃO DE BASE A SOBRECARGA (ELU\_SC)

Perante a análise global das distribuições de tensões para a combinação ELU\_SC, a cabeceira e a Torre Sineira são as partes da estrutura que apresentam maiores esforços de tração e compressão. Desta forma estas serão as partes onde será feita uma análise às cargas verticais com maior detalhe.

##### 7.2.1.1. TENSÕES NORMAIS VERTICAIS, S22

Analisando as tensões normais verticais para ELU\_SC, constata-se elevados esforços no contorno das aberturas (principalmente nos elementos verticais do contorno) assim como nos cunhais e nos contrafortes, como se verifica na Figura 48.



**Figura 48** - Tensões verticais, S22 [KPa]. Alçado sul - (a) lado interior do alçado; (b) lado exterior do alçado.

As compressões de maior magnitude ocorrem nos cunhais da torre e nos contrafortes, como seria de esperar uma vez que o material empregue nestas zonas é pedra de cantaria. As tensões de compressão tendem a aumentar de cima para a base, como seria de prever.

Através da análise é possível verificar que há zonas onde os valores de tensões de tração ultrapassam o limite admissível da alvenaria (100kPa). Estas trações ocorrem na abertura existente na Capela do Santíssimo Sacramento e na parede da Capela-Mor (mais precisamente na zona do arranque das abóbadas). As tensões de tração nestas zonas variam entre 130kPa a 520kPa.

Contudo, é importante compreender que a tração existente na parede da Capela-Mor pode ter a ver com a deficiente modelação geométrica das abóbadas. O desconhecimento das características geométricas efetivas destes elementos dá origem a modelações pessimistas, conferindo desta forma uma rigidez que, em princípio, é muito inferior à realidade. As abóbadas foram modeladas como elementos de espessura constante, no entanto, na maioria dos casos as espessuras variam, verificando-se na zona das nascenças as maiores espessuras, razão pela qual no colapso de uma abóbada estas zonas não caem, por se tratar de zonas muito rígidas. Portanto, sendo a abóbada um elemento mais rígido relativamente ao considerado no modelo, os esforços registados na análise podem ser muito inferiores aos efetivos.

Relativamente à distribuição de tensões na Torre verifica-se entre o piso 2 e o piso 0 um agravamento de compressões. Através da figura seguinte é possível também observar o efeito do arranque das abóbadas a descarregar nas paredes de alvenaria.

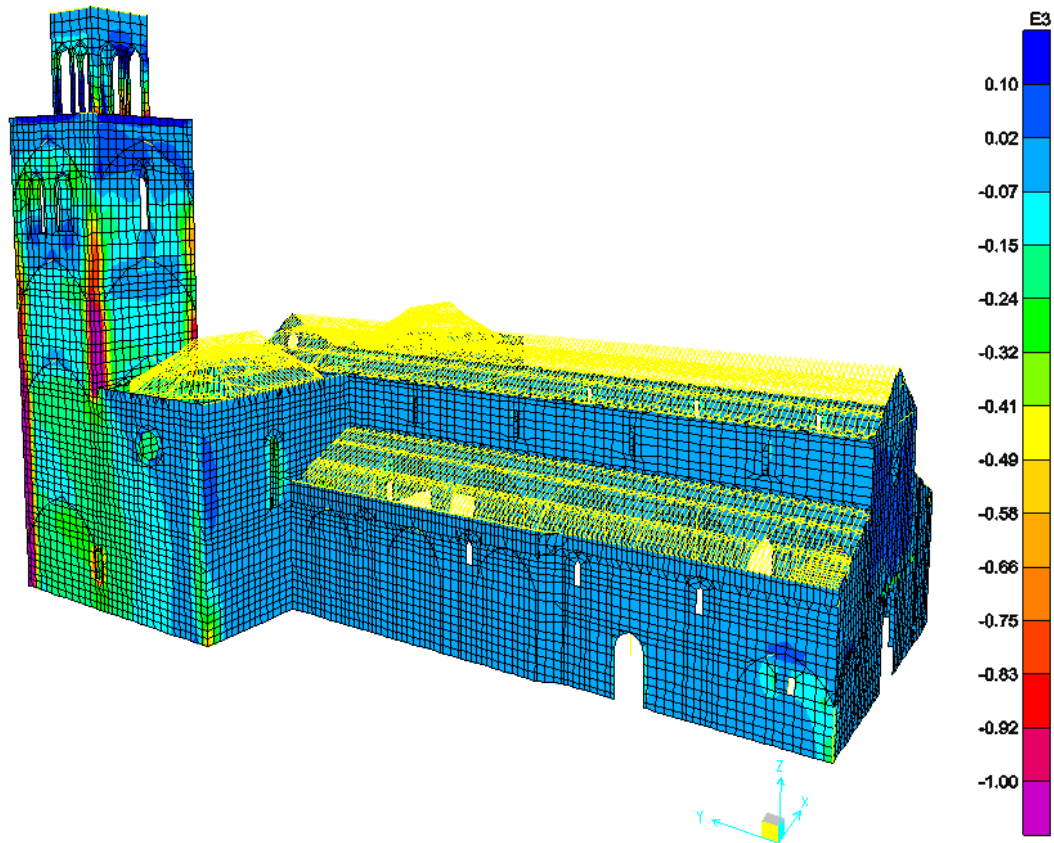


Figura 49 - Tensões verticais, S22 [KPa]. Alçado norte (lado exterior).

Relativamente a parede interiores a que desenvolve maiores esforços na combinação ELU\_SC e para as tensões verticais S22 é a parede comum à cabeceira, ao transepto e à Torre, Figura 50.

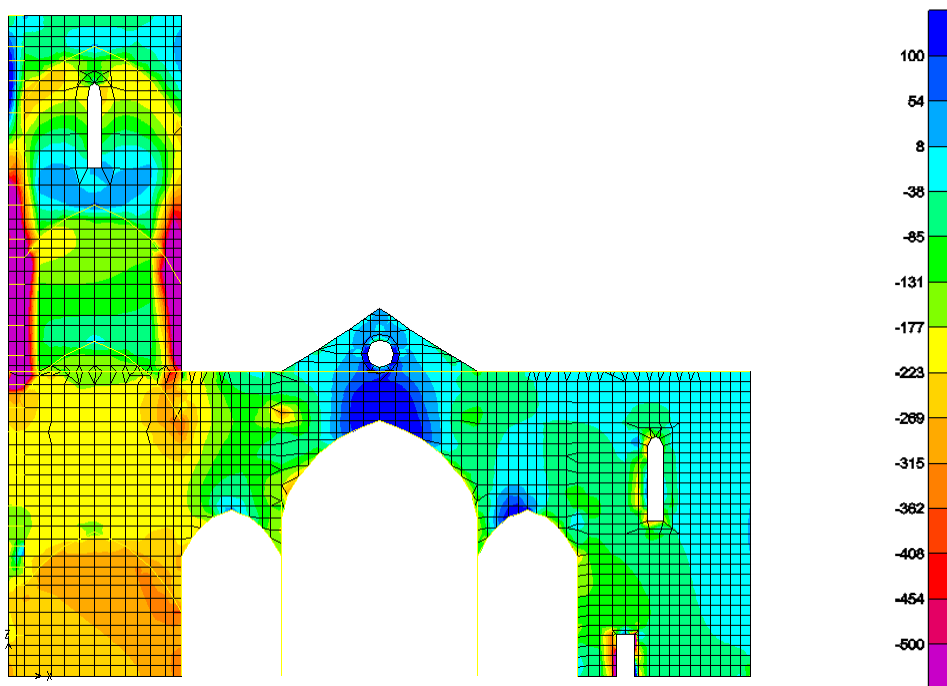


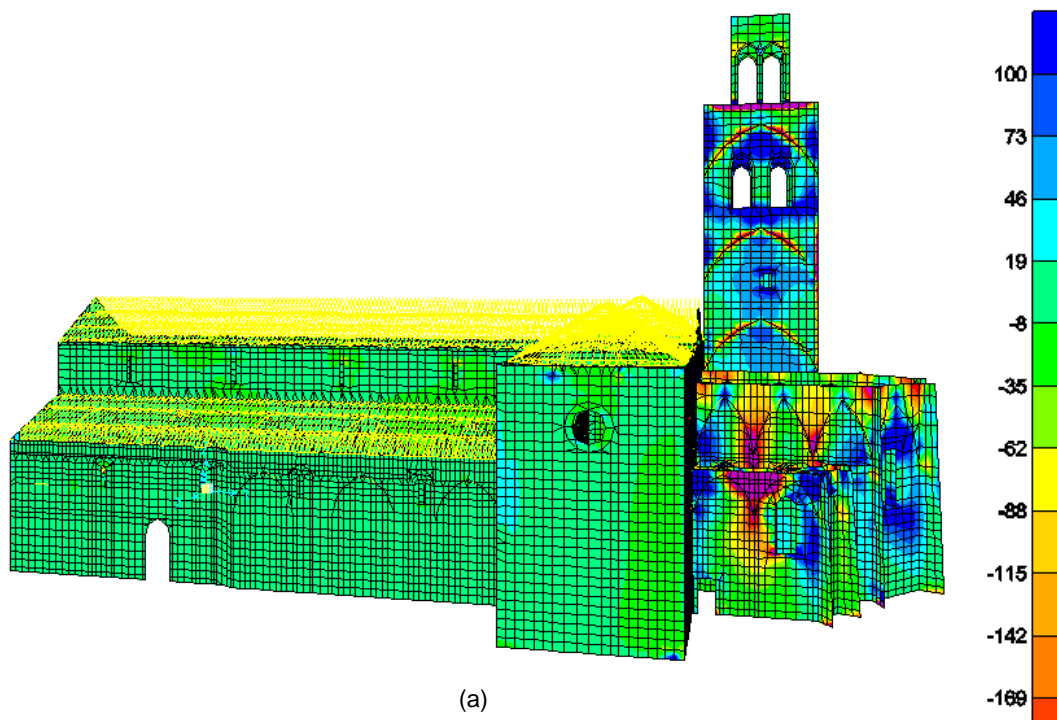
Figura 50 - Tensões verticais, S22 [KPa] parede interior transepto (lado interior da parede).

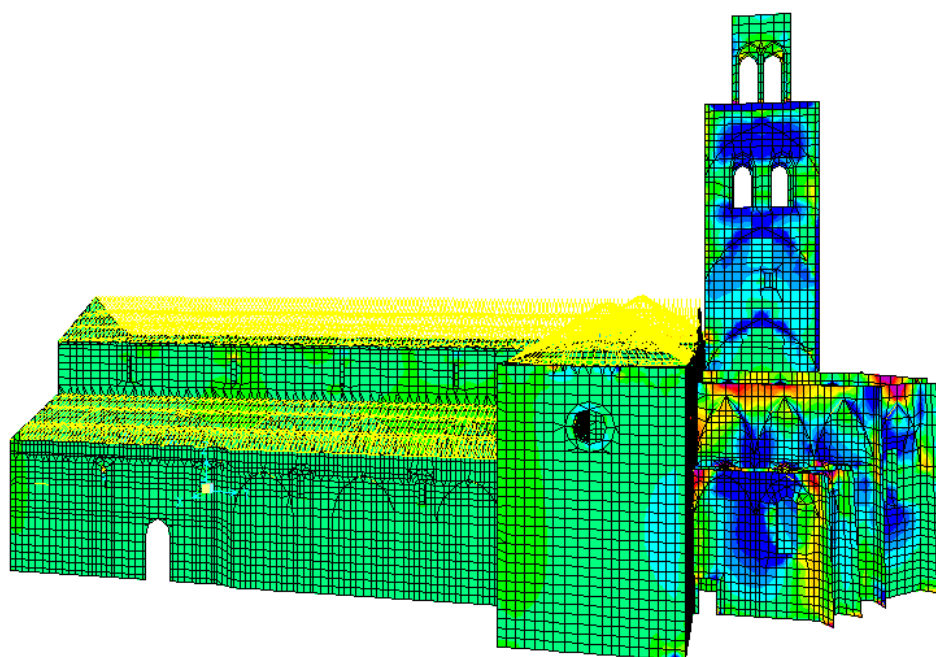
As tensões de tração nesta parede surgem numa zona muito localizada, no cimo do arco de entrada da Capela Mor. Verifica-se que nesta zona a tensão de tração calculada atinge o valor de 322,37kPa.

Através desta análise constata-se que o lado exterior da parede está sujeito a menos esforços menores (de tração e de compressão).

#### 7.2.1.2. TENSÕES NORMAIS HORIZONTAIS, S11

Analisando globalmente as tensões normais horizontais, S11, na combinação dos estados limites últimos com a sobrecarga como ação de base (ELU\_SC), verificou-se que as tensões de maior magnitude são as de tração. De seguida são apresentadas as distribuições de tensões horizontais no alçado sul (alçado onde se registam as tensões de maior magnitude).





(b)

**Figura 51** - Tensões normais horizontais, S11 [kPa]. Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede.

Através das figuras acima apresentadas é possível verificar que as zonas sujeitas a esforços de maior magnitude ocorrem nos lintéis<sup>12</sup> e na zona do arranque das abóbadas da Capela-Mor e da Capela do Santíssimo Sacramento (neste último caso possivelmente associado à força horizontal no arranque da abóbada).

Comparando a Figura 51 (a) com a Figura 51 (b) é possível verificar alguma flexão nas paredes da Capela do Santíssimo Sacramento e na Capela-Mor. Para melhor compreender esta situação é importante lembrar que uma das funções das paredes resistentes é receber os impulsos normais ao seu plano (provenientes dos tetos e coberturas) resultando em flexões na direção mais débil da parede (para fora do plano da parede). Tal explica o facto de na Figura 51 (a) verificarmos tensões de tração consideráveis, atingindo na parede da Capela do Santíssimo Sacramento um máximo de 759,42kPa (admissível em termos de segurança uma vez que não atinge o limite máximo da resistência à tração da cantaria, 1000kPa, mas que pode dar origem a abertura das juntas entre blocos de pedra), enquanto que na Figura 51 (b) para a mesma zona

<sup>12</sup> Elemento horizontal que atravessa a abertura, apoiando-se pelas suas extremidades na própria parede, junto ao contorno da abertura. Também pode ser designado por verga ou padieira

registam-se tensões de compressão moderadas (valores compreendidos entre 100 a 700kPa), respeitando assim os limites de resistência da cantaria à tração (1000kPa).

Como já referido anteriormente, os lintéis são zonas onde ocorrem concentrações de esforços de tração, como seria de prever dado que as aberturas nas paredes representam pontos frágeis na estrutura. Nestas zonas registam-se tensões de tração entre 100kPa a 250kPa e sendo o material empregue a cantaria, então estes valores são aceitáveis uma vez que se mantêm dentro dos limites de segurança do material.

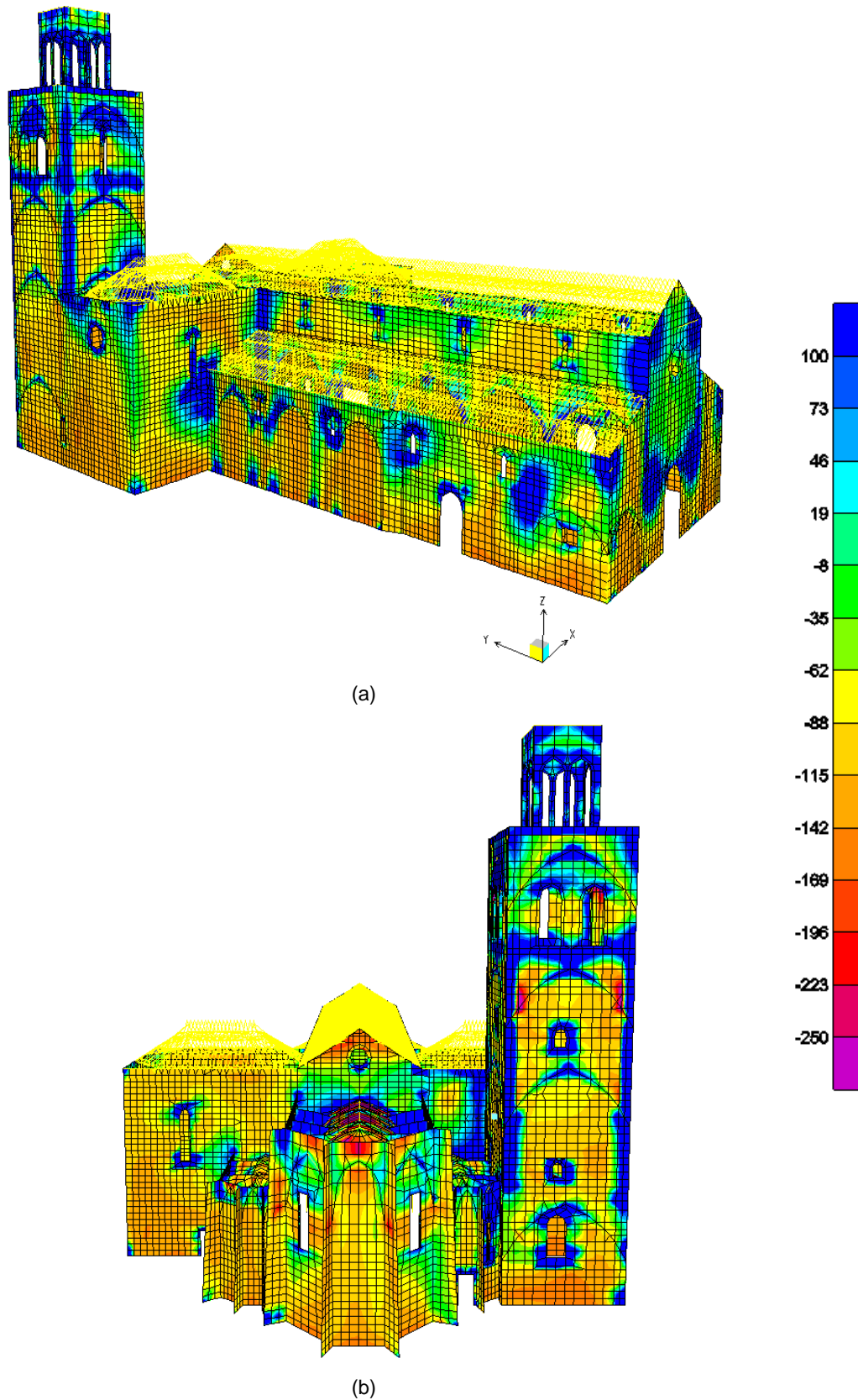
Deve notar-se que a análise realizada e apresentada para ações verticais não tem em conta um aspeto determinante que se relaciona com o processo de construção de todo o edifício; na verdade, essa análise não teve em conta o faseamento da construção e, por isso, os resultados obtidos têm apenas um valor indicativo.

#### 7.2.2. COMBINAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO COM AÇÃO DE BASE O SISMO TIPO 2 (ELU\_S<sub>2</sub>)

Os resultados de tensões devidas ao sismo abaixo apresentadas, são resultado da ação sísmica do tipo 2 afetada do respetivo coeficiente de comportamento (adotou-se o valor conservativo de  $\eta=1.0$ ).

##### 7.2.2.1. TENSÕES NORMAIS HORIZONTAIS, S11

Analisando globalmente as tensões horizontais S11, na envolvente máxima segundo a direção xx, constata-se para esta envolvente que os esforços com maior magnitude são os de tração, como se pode verificar na figura seguinte:



**Figura 52** - Tensões normais horizontais (S11), para a envolvente máxima do sismo na direção xx (ELU\_S<sub>2x</sub>), [kPa]. (a) Alçado norte; (b) Alçado nascente

Através da Figura 52 é possível perceber que as zonas onde se registam maiores tensões de tração, são os cunhais da Torre, a ligação entre a empena da nave lateral e a parede do transepto, a ligação entre fachada-empena (fachada principal), a ligação entre a parede (nascente) do transepto com a parede da torre e ainda o contorno das aberturas.

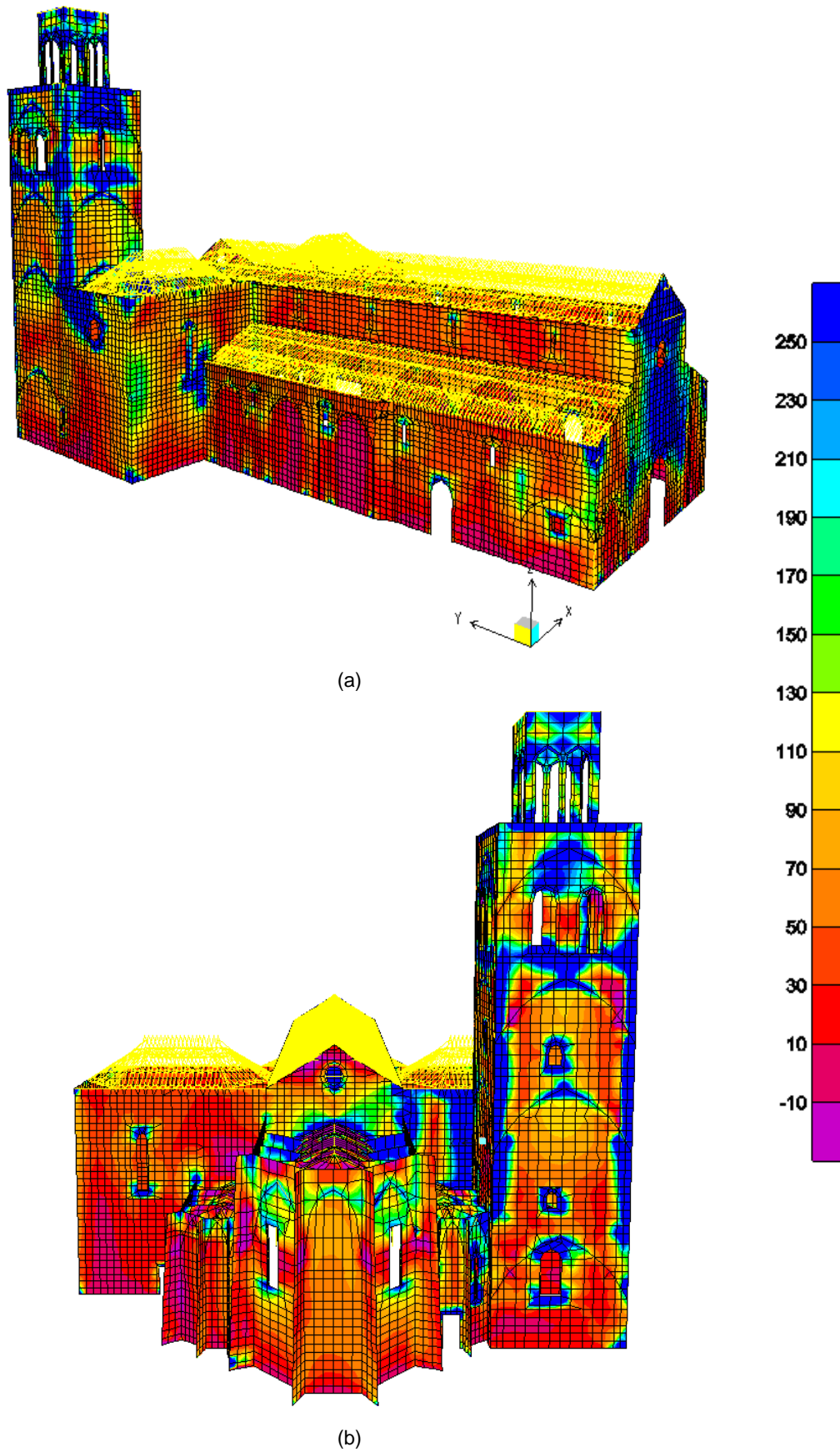
Na ligação empena da nave lateral- parede do transepto as trações variam aproximadamente entre 300kPa a 520kPa. Uma vez que o material empregue nesta zona é a alvenaria, estes valores ultrapassam o limite de resistência deste material à tração (100kPa).

Os elementos a vencer vãos de janelas e portas (principalmente nos cantos das aberturas) também são muito solicitados, apresentando em algumas zonas trações com máximos a atingir os 1000kPa (sendo a cantaria o material empregue nestas zonas, estes valores estão dentro dos limites de resistência à tração da cantaria (1000kPa)).

A ligação entre fachada principal e a empena regista trações superiores a 300kPa atingindo uma tração máxima de 800kPa. Novamente nesta zona da parede de alvenaria o limite de resistência à tração da alvenaria é ultrapassado.

Analisando novamente as tensões horizontais, S11, na envolvente máxima, mas agora com o sismo a atuar na direção yy, verifica-se que tal como na direção xx há um aumento de trações em altura, Figura 53.

Para esta direção o pano central da fachada principal (todo ele em cantaria), os lintéis, as ligações de empena-alvenaria (interseção das naves laterais com o transepto), a parede de ligação entre a Torre Sineira e o transepto e os cunhais são as zonas mais solicitadas, apresentando trações com magnitudes elevadas.



**Figura 53** - Tensões normais horizontais (S11), para a envolvente máxima do sismo na direção yy (ELU\_S<sub>2y</sub>), [kPa]. (a) Alçado norte; (b) Alçado nascente.

Através da análise verificou-se que na fachada principal há um agravamento de tensões de tração no nembro<sup>13</sup> e no frontispício, com valores de tração entre 200kPa a 470kPa, aproximadamente. No entanto, uma vez que o material empregue nesta zona é a cantaria, estes valores respeitam o limite de resistência à tração da cantaria (1000kPa).

Relativamente aos esforços existentes na parede de ligação entre a Torre Sineira e o transepto (alçado norte) verificam-se trações elevadas atingindo um máximo com valor aproximado de 1933kPa. Este pico de tensão excede largamente o limite admissível da resistência à tração da alvenaria (100kPa).

Na interseção entre a parede nascente do transepto com a parede sul da Torre, Figura 53 (b), registam-se trações elevadas variando aproximadamente entre 400kPa a 900kPa. Novamente nesta zona de ligação, o limite de resistência à tração da alvenaria é ultrapassado.

Os cunhais apresentam tensões de tração consideráveis quando comparadas com as que ocorrem nas paredes de alvenaria do corpo da igreja. Nestas zonas, as tensões de tração são inferiores a 700kPa. Tendo em conta que os valores registados são inferiores a 1000kPa, o limite de resistência à tração da cantaria não é atingido. No entanto, chama-se de novo a atenção para o facto de estes valores obtidos na análise poderem dar origem a fendas nas juntas de ligação entre blocos de pedra, já que as argamassas existentes não têm decerto capacidade para resistirem a trações tão elevadas.

Ao analisarmos para a envolvente mínima os esforços resultantes da combinação ELU\_S<sub>2</sub> quando o sismo atua na direção xx e também quando este atua na direção yy, constata-se que não existem esforços elevados de compressão.

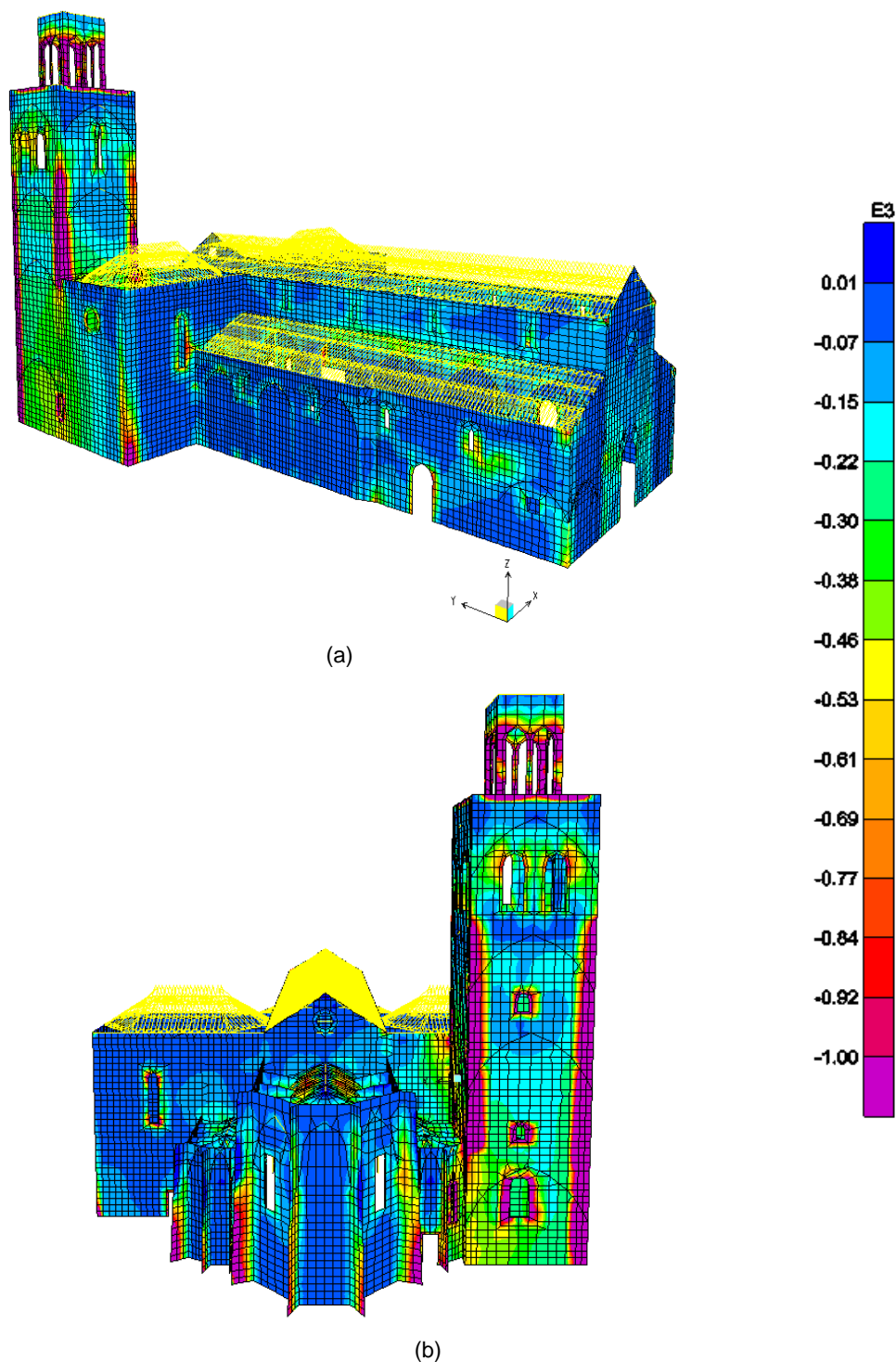
#### 7.2.2.2. TENSÕES NORMAIS VERTICAIS, S22

Através da análise da combinação ELU\_S<sub>2</sub> verifica-se que as tensões normais verticais (S22) mais condicionantes ocorrem para a envolvente mínima do sismo.

---

<sup>13</sup> Elementos verticais entre as aberturas.

Ao analisar o sismo a atuar segundo a direção  $xx$ , Figura 54, constata-se que na Torre há um aumento de compressão em direção ao piso térreo. Através da figura é notório um agravamento da compressão do 2º piso em direção ao piso térreo.



**Figura 54** - Tensões normais verticais ( $S_{22}$ ), para a envolvente mínima do sismo na direção  $xx$  ( $ELU\_S_{2x}$ ), [kPa] - (a) Alçado norte; (b) Alçado nascente.

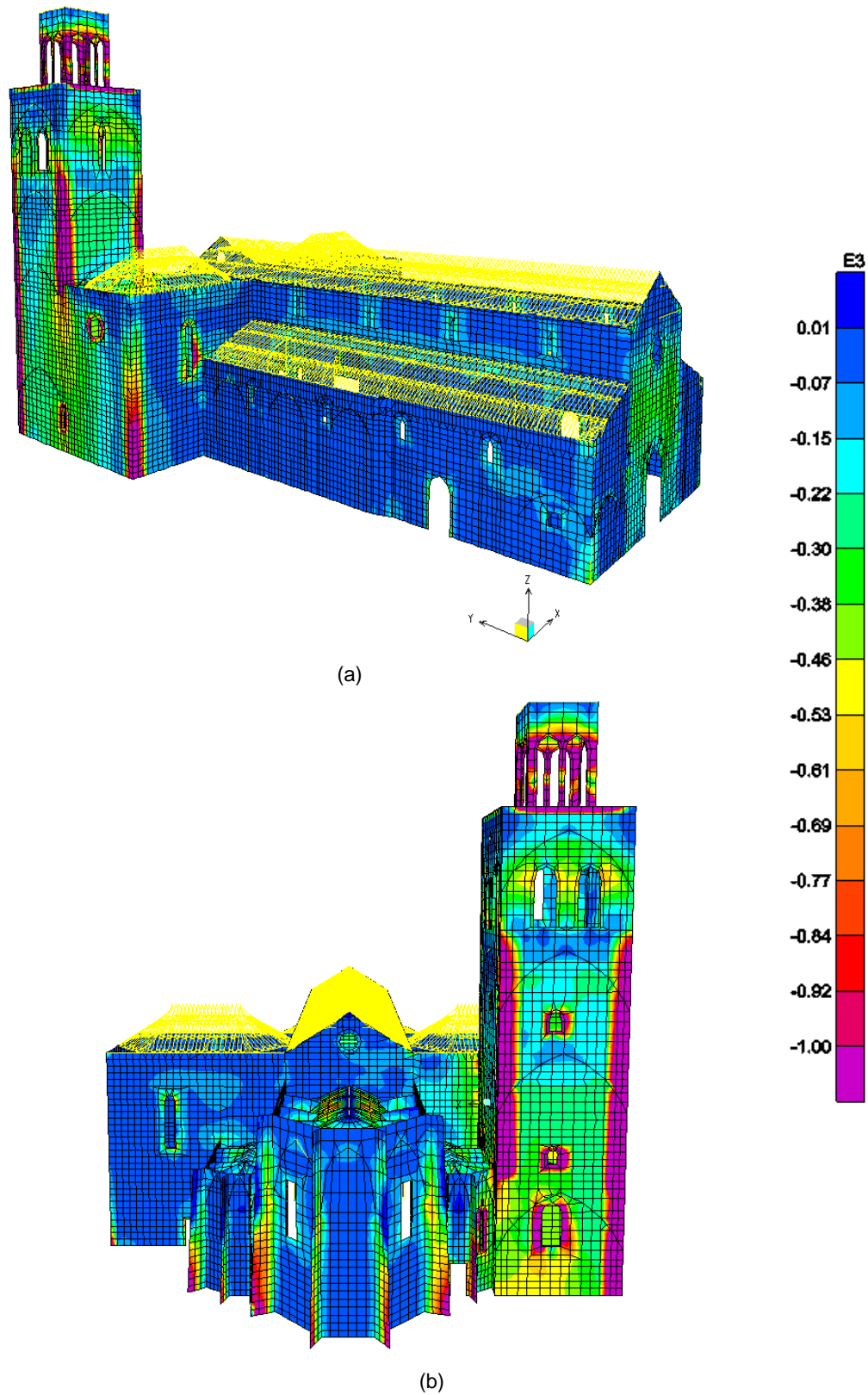
Analisando globalmente as tensões verticais, S22, verifica-se que as tensões de compressão mais condicionantes ocorrem nos cunhais da torre, no contorno das aberturas (principalmente nos elementos verticais do contorno) e na base dos contrafortes.

Em termos de compressões máximas, registam-se compressões na base do cunhal de aproximadamente 2950kPa. No contorno das aberturas, mais precisamente no canto inferior da janela existente no piso térreo da torre (antiga sacristia) verifica-se uma compressão máxima de aproximadamente 808kPa. Na base dos contrafortes regista-se uma compressão máxima de 1040kPa.

O material empregue nestas zonas é a cantaria, e uma vez que os valores obtidos são inferiores a 10000kPa (limite de resistência à compressão da cantaria) a resistência à compressão nestas zonas é garantida.

Passando para a análise da mesma ação mas agora para o sismo a atuar na direção yy (ELU\_S<sub>2Y</sub>) verificam-se esforços de compressão mais elevados comparativamente aos esforços registados para o sismo a atuar na direção xx (ELU\_S<sub>2X</sub>).

Para a combinação ELU\_S<sub>2Y</sub> na envolvente mínima, as partes mais solicitadas da estrutura são novamente os cunhais da torre, o cunhal do transepto (interseção entre a parede norte e poente), a base dos contrafortes e ainda o contorno das aberturas (elementos verticais do contorno), como se verifica nas figuras seguintes.



**Figura 55** - Tensões normais verticais ( $S_{22}$ ), para a envolvente mínima do sismo na direção  $yy$  ( $ELU\_S_{2y}$ ), [kPa] - (a) Alçado norte; (b) Alçado nascente.

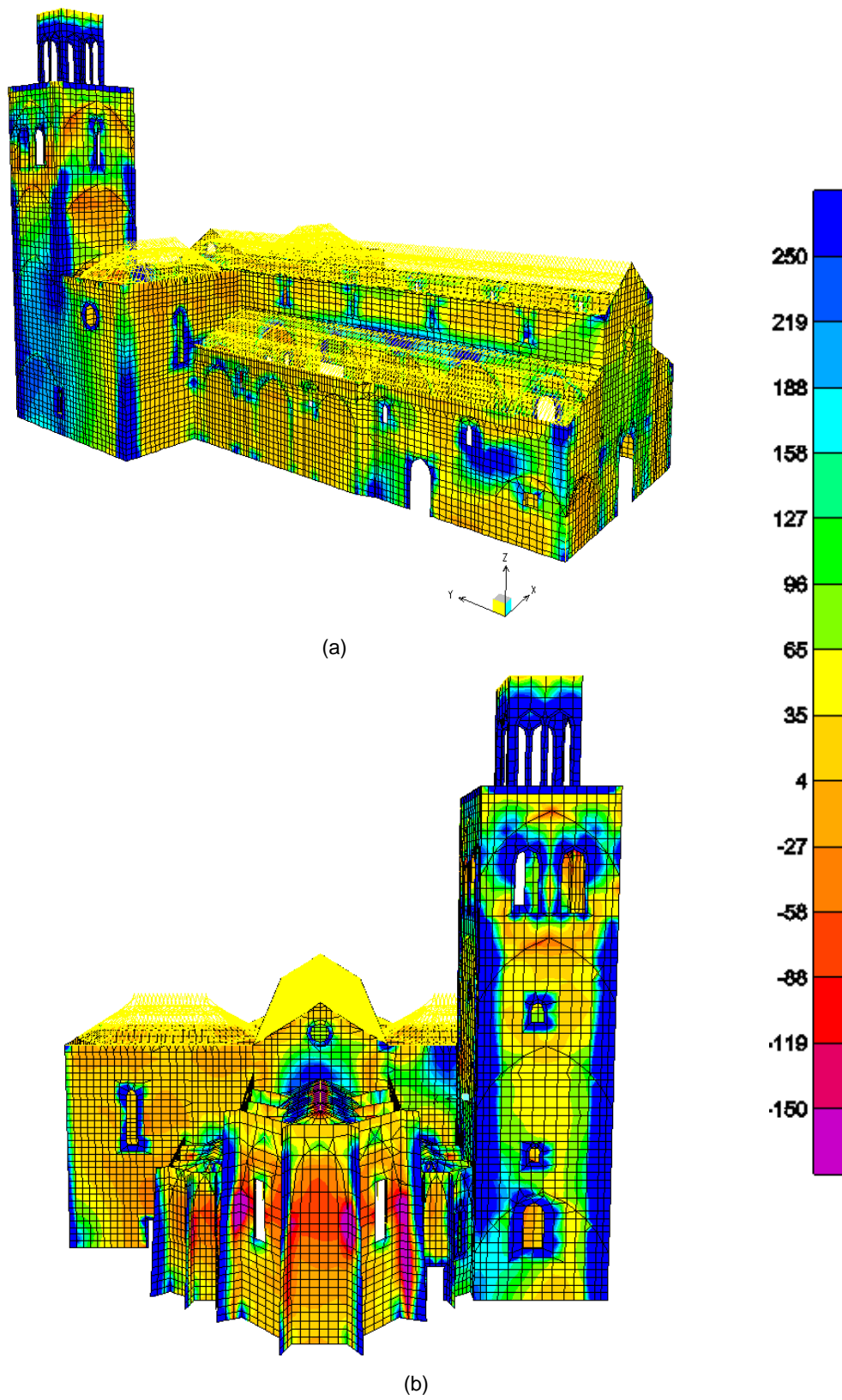
Em termos de compressões regista-se nos cunhais da torre um valor máximo de aproximadamente 3100kPa, no cunhal do transepto a compressão máxima é de 2080kPa, na base dos contrafortes verifica-se uma compressão de 900kPa e na abertura (janela) do transepto a compressão máxima atinge o valor de 1065kPa.

Como já referido anteriormente, as compressões verificadas quando o sismo atua na direção yy são mais elevadas quando comparadas com o sismo a atuar na direção xx. Sendo os elementos mais solicitados em cantaria, para esta direção o limite de resistência à compressão não é atingido.

Na análise da combinação ELU\_S<sub>2x</sub> (sismo a atuar na direção xx) mas agora para a envolvente máxima, Figura 56, constata-se nos elementos em cantaria um agravamento de esforços de tração nos cunhais da torre, nos cunhais do transepto e ainda no contorno das aberturas (de magnitudes inferiores às instaladas nos cunhais).

Nesta combinação (ELU\_S<sub>2x</sub>, envolvente máxima) verificam-se esforços de tração elevados nos elementos em alvenaria, mais precisamente nas paredes da torre e na parede de ligação desta com o transepto (alçado norte), como se verifica na Figura 56 (a).

Nos cunhais da torre e do transepto atingem-se os seguintes esforços de tração: 2135kPa e 1420kPa, respetivamente. Como se pode observar através destes valores, o limite de resistência à tração da cantaria (1000kPa) é excedido.



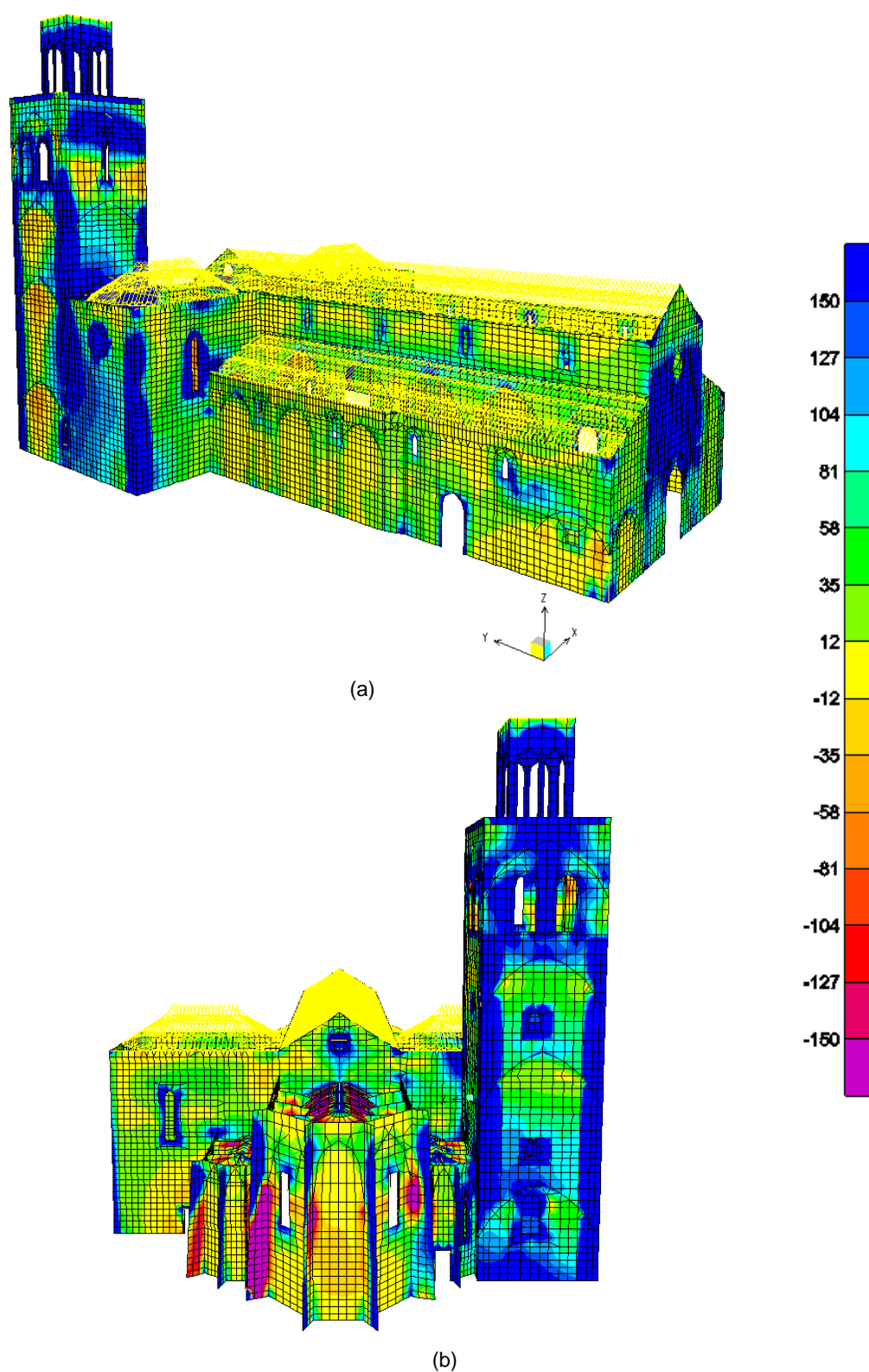
**Figura 56** - Tensões normais verticais ( $S_{22}$ ), para a envolvente máxima do sismo na direção xx ( $ELU_{S_{2x}}$ ), [kPa] - (a) Alçado norte; (b) Alçado nascente.

Para além de se verificarem esforços de tração elevados na cantaria para esta ação (ELU\_ $S_{2x}$ , envolvente máxima) também ocorrem trações elevadas na alvenaria. Estas trações acontecem nas paredes em alvenaria da torre (alçado norte) e na parede de ligação da torre com o transepto (alçado norte).

Através da análise podemos verificar que os esforços de tração mais elevados na alvenaria (nas zonas acima referidas) ultrapassam os 100kPa, portanto, ultrapassam o limite de resistência à tração deste material.

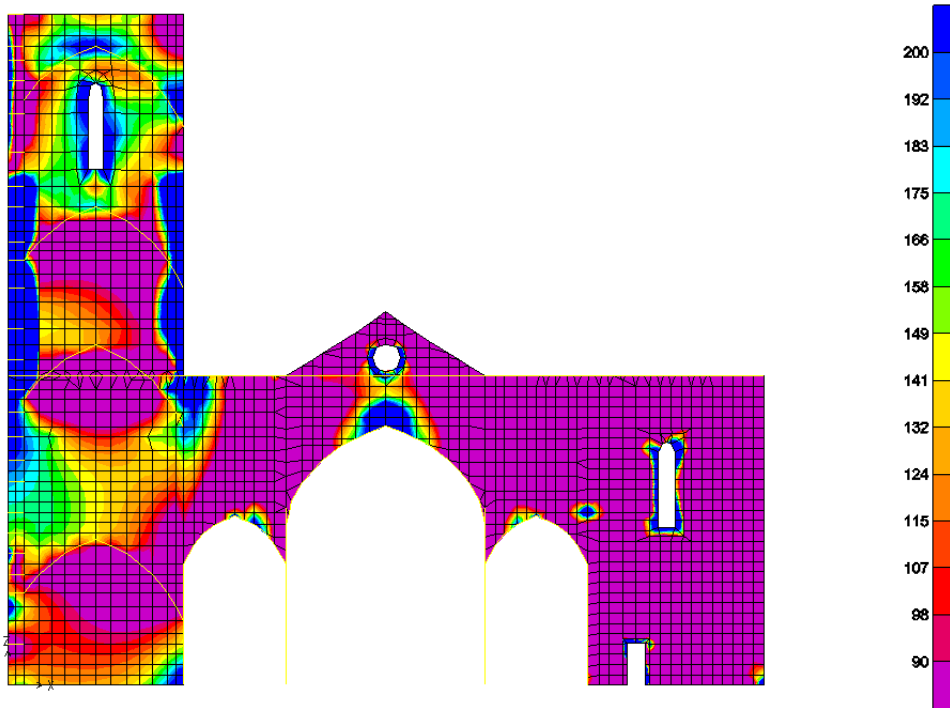
Repetindo a análise para o sismo a atuar segundo a direção yy (ELU\_ $S_{2y}$ ), na envolvente máxima, Figura 57, constata-se que os elementos em cantaria mais solicitados são os cunhais da torre, os cunhais do transepto e os contornos das aberturas (elementos verticais do contorno). O pano central da fachada principal também apresenta trações consideráveis, mas com magnitudes inferiores às registadas nos cunhais e nas aberturas.

O esforço máximo de tração registado no cunhal da torre é de 2900kPa e no cunhal do transepto é de 1880kPa. Estes valores ultrapassam o limite de resistência da cantaria à tração (1000kPa).



**Figura 57** - Tensões normais verticais (S22), para a envolvente máxima do sismo na direção yy (ELU\_S<sub>2y</sub>), [kPa] - (a) Alçado norte; (b) Alçado nascente.

Para esta ação, na envolvente máxima também se constata elevadas trações numa das paredes interiores (comum à cabeceira e à torre) da igreja, como se verifica na figura seguinte.



**Figura 58** - Tensões normais verticais (S22), para a envolvente máxima do sismo na direção yy (ELU\_S<sub>2y</sub>), [kPa]. parede interior do transepto

Através da visualização desta imagem é possível perceber as elevadas trações nas paredes da torre. É importante salientar que o último piso é todo ele em cantaria, o que não acontece nos restantes, que são em alvenaria.

Em relação ao último piso, os esforços de tração existentes não atingem o limite de resistência da cantaria (estas tensões são inferiores a 1000kPa).

No que concerne aos esforços de tração instalados nas paredes de alvenaria (do 2º piso até ao piso térreo) através da análise é possível verificar que as tensões variam aproximadamente entre 130kPa a 480kPa (valor máximo registado). Portanto, de acordo com estes valores, as paredes onde se registam estas trações ultrapassam a capacidade resistente da alvenaria à tração (100kPa).

Uma outra parede de alvenaria sujeita a elevados esforços de tração, é a parede do transepto (alçado norte) como se observa na Figura 57 (a). Estas trações variam aproximadamente entre 100kPa a 460kPa. Novamente a capacidade resistente do material é excedida.

Referente à Torre, verifica-se no último piso e no pináculo uma distribuição de tensões, da qual resulta uma possível flexão das paredes (orientadas perpendicularmente ao sentido das forças sísmicas). Note-se também que o facto de existirem grandes aberturas ao longo de todo o perímetro destas paredes, reduz a rigidez diminuindo assim a resistência a forças orientadas de forma perpendicular ao plano das paredes. É importante salientar que as paredes do pináculo assim como do último piso são em cantaria portanto absorvem mais esforços (em relação à alvenaria). Na envolvente máxima do sismo constatam-se tensões de tração elevadas Figura 57 (a), que nos resultados da envolvente mínima, correspondem a tensões de compressão.

O pano central da fachada principal está sujeita a um agravamento de esforços de tração, Figura 53 (a). Algo que já seria de esperar uma vez que a força sísmica atua perpendicularmente ao plano da parede e também porque neste pano central existem duas aberturas (a rosácea e a porta principal da igreja) o que reduz tanto a resistência como a rigidez deste pano. O material empregue neste pano é a cantaria (ao contrario dos panos laterais pertencentes ainda à fachada principal que são em alvenaria), portanto comparativamente às paredes da alvenaria, é normal que absorva mais esforços.

Ainda no pano central da fachada principal, os esforços de tração existentes no frontispício eram previsíveis, porque é uma zona onde ocorrem grandes deslocamentos para fora do plano dado que o travamento se resume a vigas de madeira (da cobertura). Os nembos são zonas da parede sujeitas a maiores esforços (comparativamente aos que existiriam se a parede fosse cega), e pode verificar-se este facto através da Figura 55 (a) e da Figura 57 (a).

Das análises realizadas para as combinações ELU<sub>S<sub>2Y</sub></sub> e ELU<sub>S<sub>2X</sub></sub> verificou-se que para além de algumas das paredes perpendiculares à atuação da força

sísmica sofrerem alguma flexão (porque a resistência a forças perpendiculares ao seu plano é muito inferior à resistência a forças no próprio plano) constata-se ainda que as paredes transversais a estas (paredes com a mesma orientação da força sísmica) sofrem trações devido à existência do efeito de corte nestas paredes.

Interessa compreender que foi realizada uma análise elástica linear pelo que os locais de tração mais elevada não são necessariamente os pontos com maior fendilhação, nem o facto de aparecerem trações excessivas sustenta de imediato a hipótese de colapso. Portanto, a partir desta análise e mediante as trações excessivas admite-se o surgimento de uma fenda o que leva à redistribuição dos esforços.

É importante referir que os resultados apresentados em todas as análises das tensões horizontais (S11) e das tensões verticais (S22) foram baseados no conceito do Círculo de Mohr, isto é, as tensões normais foram agravadas pelas tensões distorcionais (S12), através da soma entre a tensão normal (S11 ou S22) com o módulo da tensão distorcional (S12).

Para este tipo de edifícios (muito rígidos), uma análise deste tipo resulta em respostas excessivamente conservativas o que indica que na realidade a alvenaria terá um melhor comportamento do que o registado nas análises.

Entretanto, e ao contrário do que se referiu a propósito das análises realizadas para as ações verticais, aquelas que envolvem a ação sísmica já não são condicionadas pelo processo construtivo, sendo natural esperar, por exemplo, que as zonas reconhecidamente mais críticas que esta análise identifica, sejam de facto aquelas que representarão as de maior vulnerabilidade em caso de atuação de um sismo.

## **8. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **8.1. CONCLUSÃO**

O estudo comportamental da Sé Catedral do Funchal foi baseado na aplicação do método dos elementos finitos através de uma análise elástica linear, onde se admitiu que as deformações aumentam proporcionalmente com o aumento da carga, quer em tração quer em compressão, e que a eventual remoção da carga conduz à recuperação integral dos deslocamentos, ou seja, assumiu-se que os materiais possuem um comportamento linear elástico.

Para esta análise, as propriedades dos materiais mantêm-se constantes para qualquer nível de carga, quer seja para esforços de tração ou de compressão; admitir um comportamento linear para a alvenaria é um pouco limitado, porque tal como já referido anteriormente, após a abertura de fendas o material deixa de se comportar de forma linear, dada a sua fraca resistência à tração. Portanto, uma vez que se optou por uma análise elástica linear em si mesma muito complexa, apenas foram identificadas (globalmente) as zonas críticas da estrutura; deve acentuar-se que, para uma estrutura tão complexa como esta da Sé do Funchal, nem mesmo existiria viabilidade prática para uma análise de outro tipo.

É importante lembrar que o facto de as propriedades dos materiais não resultarem de ações de inspeção específicas pode alterar de alguma forma estas conclusões, porque a avaliação das propriedades mecânicas de edifícios históricos, através de técnicas não destrutivas é na sua grande maioria informação de carácter qualitativo.

As igrejas de três naves apresentam na sua maioria um enorme desequilíbrio de rigidez. No caso da Catedral do Funchal, verificamos que a nave central é praticamente transparente em relação às naves laterais e portanto, para um sismo a atuar na direção  $x$  estas paredes estão muito mais fragilizadas porque comportam-se como consolas travadas pelos tirantes de aço ao longo de toda

a nave e pelas coberturas laterais e pela cobertura da própria igreja, não esquecendo o facto dos travamentos resultantes das coberturas serem muito sumários, uma vez que se resumem a vigas de madeira. Quando o sismo atua na direção y encontra nas naves laterais robustíssimas paredes e uma colunata na nave central onde as colunas se ligam por uns bons tímpanos de alvenaria.

Esta diferença de rigidez nas diferentes direções foi possível verificar através da análise ao comportamento dinâmico da estrutura. Este comportamento foi caracterizado em termos de modos de vibração e frequências, realizando a análise aos primeiros 50 modos de vibração. A frequência fundamental da estrutura é de 1.21Hz.

A direção transversal da igreja (direção x) é a direção com menor rigidez, razão pela qual tem o dobro da participação de massa acumulada relativamente à direção longitudinal (direção y), ou seja, em x temos um total de 43,9% enquanto que em y o valor é de 24,79%.

Como seria de esperar os dois primeiros modos correspondem às duas direções fundamentais (x e y). A presença da torre e a assimetria da igreja originam movimentos de torção, tal como se verifica através da análise. No 1º modo verifica-se modos de torção com predominância em y enquanto no 2º modo a torção tem predominância em x.

Feita a análise sísmica, podemos concluir que a Sé do Funchal apresenta características razoáveis relativamente a esta ação, porque no caso de ocorrência de um sismo o nível de tensões globais na estrutura é razoável, pelo que a estrutura não sofre perigo de um colapso global, embora se registem diversas zonas onde poderão ocorrer colapsos locais.

Os valores máximos de compressão registados na estrutura são de aproximadamente 3000kPa. Estes picos, localizam-se essencialmente nos cunhais, zonas da estrutura onde se supõe que a qualidade da alvenaria é superior à da restante estrutura, razão pela qual no modelo a estas zonas considerou-se a cantaria como material estrutural. Tendo em conta este

máximo atingido, o risco de esmagamento não será elevado. Constata-se que os elementos mais críticos da estrutura no comportamento sísmico são a Torre Sineira e o pano central da fachada principal, com maior incidência de trações elevadas no frontão.

Regista-se novamente, que as análises realizadas apresentam diversos tipos de limitações, pelo que os resultados numéricos devem ser encarados com reserva; no entanto, e especialmente para a ação sísmica, esses resultados poderão constituir um elemento precioso na identificação das zonas críticas de toda a estrutura e onde deverão concentrar-se os esforços para a realização de uma operação de consolidação estrutural que a Sé do Funchal decerto justifica.

## **8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Para futuros desenvolvimentos do presente trabalho propõe-se o estudo da mesma a partir de uma análise não-linear de modo a perceber-se quando comparadas as duas análises (linear e não-linear) quais são as diferenças mais significativas, porque quando tratamos de processos de reforço da estrutura através de conclusões obtidas de análises elásticas lineares é preciso ter atenção que provavelmente resultarão em intervenções "pesadas", intrusivas e dispendiosas; o recurso a análises não-lineares de modo a tirar maior partido da resistência dos materiais e do efetivo comportamento das estruturas, conduzindo naturalmente a soluções mais económicas.

Esta análise linear é útil porque vai permitir de uma forma global identificar as zonas mais vulneráveis em relação ao comportamento da estrutura ao longo do tempo e, portanto seria interessante a partir da identificação destas zonas elaborar modelos locais, com uma malha mais refinada e recorrendo a uma análise não-linear.

Havendo dúvidas acerca do comportamento estrutural de alguns elementos e partindo de um modelo global (como é caso) é sempre possível simular o efeito da vizinhança e destacar o elemento, fazendo análises locais. As abóbadas

são elementos que suscitam algumas dúvidas em termos estruturais neste estudo, como tal, deveria ser realizado um levantamento geométrico, uma caracterização dos materiais constituintes e uma análise local mais rigorosa a estes elementos.

É essencial realizar campanhas de ensaios "in situ" e em laboratório de modo a aprofundar as características dos materiais empregues na Sé do Funchal. Não sendo possível, faria todo o sentido desenvolver um estudo de sensibilidade da resposta da estrutura em relação à variabilidade das características dos materiais estruturais considerados.

No âmbito deste trabalho foi solicitada a colaboração do LREC para a realização de ensaios de vibração com o intuito de se determinar com alguma exatidão a frequência própria da estrutura. O objetivo deste ensaio era servir de base para a calibração do modelo matemático, nomeadamente através da variação do módulo de elasticidade dos materiais estruturais principais. No entanto, a aplicação prática deste tipo de trabalho apresenta alguma complexidade, uma vez que obter valores próximos entre o modelo e a realidade nem sempre é feito da forma mais fiável. Desta forma os resultados obtidos acabaram por não ser diretamente utilizados neste trabalho e estão agora a ser utilizados na dissertação de mestrado intitulada "Avaliação do comportamento dinâmico da Torre Sineira da Sé Catedral do Funchal", realizada por Carla Jardim sob a orientação do Eng. Luís Mendes.

Foi ainda realizada uma campanha de prospeção em paredes e numa abóbada, também pelo LREC, recorrendo à boroscopia e que forneceu informação qualitativamente interessante quanto à caracterização destes elementos; é no entanto informação que carece de aprofundamento que pode ser objeto de novas campanhas que incluam a extração de "carotes" que permitirão melhorar o conhecimento sobre a constituição das estruturas de alvenaria e realizar ensaios de caracterização mecânica dos materiais utilizados na construção da Sé do Funchal.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **Appleton, João.** *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção.* 2ª Edição. s.l. : Edições Orion, 2011.
2. **Dias, Pedro.** História da Arte em Portugal. *O gótico.* Lisboa : Publicações Alfa, 1986.
3. **Morais, António.** A importância da espessura e das massa volumicas no sistema gótico. Junho de 2007.
4. **Mourão, Sara.** Estudo do Comportamento Sísmico do Conjunto Monumental dos Jerónimos. s.l. : Tese de Mestrado. Universidade do Minho, 2001.
5. **Gago, António Manuel Candeias de Sousa.** *Análise Estrutural de arcos, abóbadas e cúpulas. Contributo para o Estudo do Património Construído.* s.l. : Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, 2004.
6. **Lança, Pedro Daniel Neto.** *Análise estrutural de abóbadas poli-nervuradas: Aplicação ao Coro Alto do Mosteiro dos Jerónimos.* s.l. : Tese de Mestrado. Universidade do Minho, 2006.
7. [www.arquipelagos.pt](http://www.arquipelagos.pt). [Online] [Citação: 30 de 05 de 2013.]
8. **Martins, João.** Tectos Portugueses do séc. XV ao séc. XIX. Lisboa : Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico, 2008.
9. **Nuere, Enrique.** La carpinteria de armar española. 1ª 1989.
10. **Silva, Padre Fernando Augusto da.** Subsídios para a História da Diocese do Funchal. *Separata do periódico "O Jornal".* s.l. : O Jornal, 1946.
11. **Pereira, Pe. Eduardo C.N.** *Notáveis Achados Históricos na MAdeira.* s.l. : Edição do Autor, 1974. pp. 35-38.
12. **Pereira, Eduardo C. N.** *Ilhas de Zarco.* 4ª edição. s.l. : Câmara Municipal do Funchal, 1989. pp. 657-665. Vol. 2.
13. **Loja, António.** Revista Islenha. [ed.] DRAC Madeira. *Terramotos e Tsunamis.* Janeiro-Junho de 2006, Vol. 38, pp. 106-115.
14. **Lopes, Mário [et al.].** Sismos e Edifícios. s.l. : Edições Orion, 2008.
15. **Pomba, Filipe José Campos.** Comportamento Sísmico de Edifícios de Pequeno Porte. s.l. : Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico, 2007.
16. **Roque, João e Lourenço, Paulo.** Métodos Simplificados na Avaliação Sísmica de Edifícios Históricos. s.l., Braga : 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
17. **Brazão Farinha, J.S., et al.** Tabelas Técnicas. Lisboa : Edições Técnicas E.T.L., 2003.
18. Eurocódigo 6. *Projecto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1: regras gerais para edifícios - regras para alvenaria armada e não armada CEN (Pré Norma Europeia ENV 1996-1-1, Documento Nacional de Aplicação).* 1996.

19. **Wilson, Christopher.** *The Gothic Cathedral*. London : Thames & Hudson, 1990.
20. **Rocha, Margarida.** Comportamento sísmico de edifícios pombalinos. *Tese de Mestrado*. Lisboa : Universidade Católica Portuguesa, 2008.
21. **Pinho, Fernando F. S.** Paredes de Edifícios Antigos em Portugal. Lisboa : Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008.
22. Especificações de Madeira para Estruturas - Tabelas. Lisboa : Laboratório Nacional de Engenharia Civil , 1997.
23. **Wilhelm, Worringer.** *A Arte Gótica*. Lisboa : Edições 70, 1900.
24. **Vieira da Silva, José Custódio.** *O Tardo-Gótico em Portugal. A arquitectura no Alentejo*. Lisboa : Livros Horizonte, 1989.
25. **Simson, Otto.** *A Catedral Gótica. Origens da Arquitectura Gótica e o Conceito Medieval de Ordem*. Lisboa : Editorial Presença, 1991.
26. **Lopes, Mário, et al.** *Sismos e Edifícios*. s.l. : Edições Orion, 2008.
27. **Koch, Wilfried.** *Estilos de Arquitectura I*. Lisboa : Editorial Presença, 1982.
28. **Gozzoli, Maria Cristina.** *Como Reconhecer a Arte Gótica*. Lisboa : Edições 70, 1984.
29. **Andrade, Hugo.** Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil– Reabilitação de Edifícios. s.l. : Universidade Nova de Lisboa, Março de 2011.
30. **Rodrigues, Romana.** Construções antigas de madeira: experiência de obra e reforço estrutural. s.l. : Tese de Mestrado. Universidade do Minho, 2004.
31. **Computing, CXS.** Formação Nível Básico SAP2000. 2007.
32. **Costa, F. Pereira da.** Enciclopédia Prática da Construção Civil. 2ª edição Lisboa : Edição do autor, 1930-1939.
33. **Ferreira, Pe. Manuel Juvenal Pita.** A Sé do Funchal. s.l. : Edição da Junta Geral do Distrito Autónomo do Funchal, 1963.
34. **Madeira, DRAC, [ed.].** *Islenha*. 2006. pp. 113-115. Vol. 38.
35. **Caires, Duarte.** Revista Komplete. *O ano em que a ilha tremeu*. 15 de Dezembro de 2005.
36. **Freitas, Dr. Eugénio de Andrea da Cunha.** Revista das Artes e da História da Madeira. *O Terramoto de 1748*. 1958, pp. 30-31.
37. **da Silva, Padre Fernando Augusto e de Meneses, Carlos Azevedo.** *Elucidário Madeirense*. Fac-Símile da edição de 1940-1946. Funchal : DRAC MADEIRA, 1998. pp. 373-375. Vol. 3º.
38. **Torre Sineira - Sé do Funchal.** *Diagnóstico sobre as actuais condições de segurança*. 2008.

## ANEXOS

### ANEXO A

### DESENHOS

#### A.1. ALÇADOS<sup>14</sup>

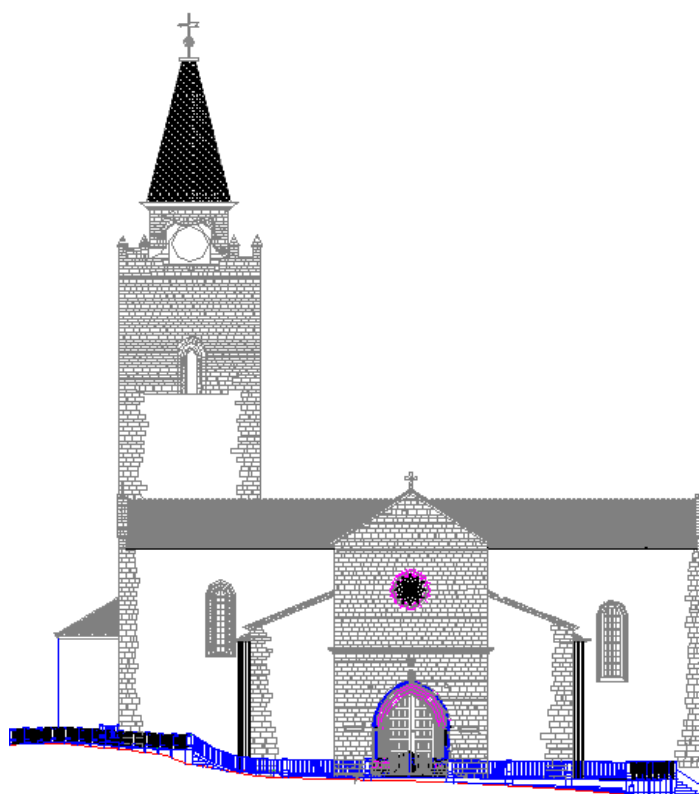


Figura 59 - Alçado poente

---

<sup>14</sup> Desenhos cedidos pela DRAC (sem escala)

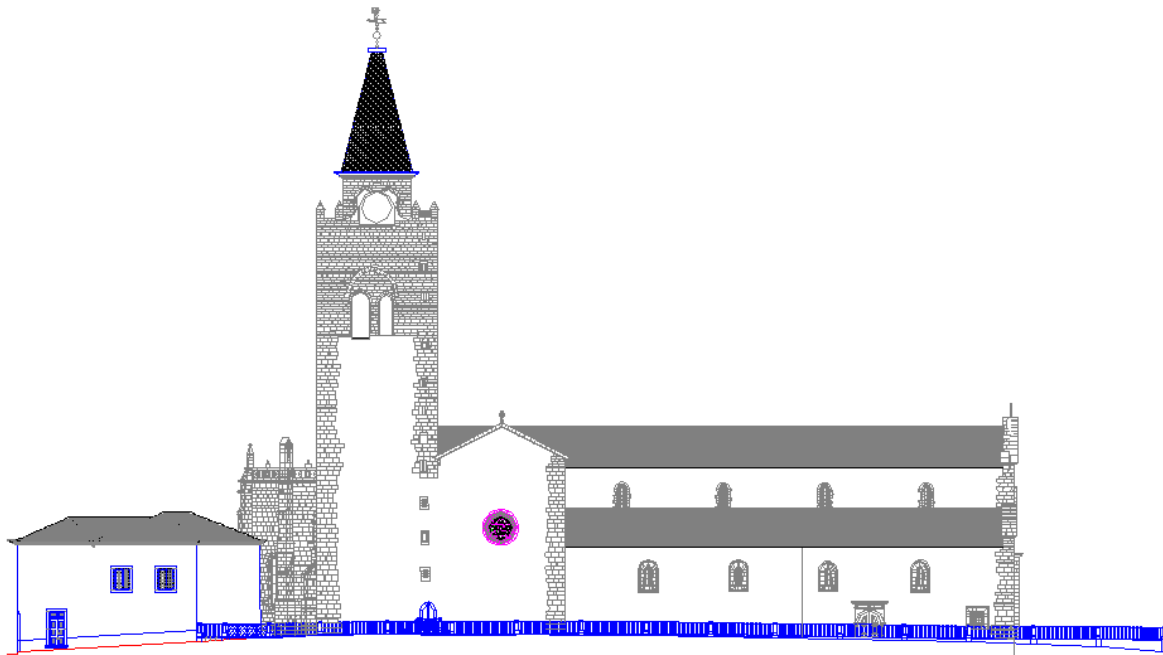


Figura 60 - Alçado norte



Figura 61 - Alçado sul

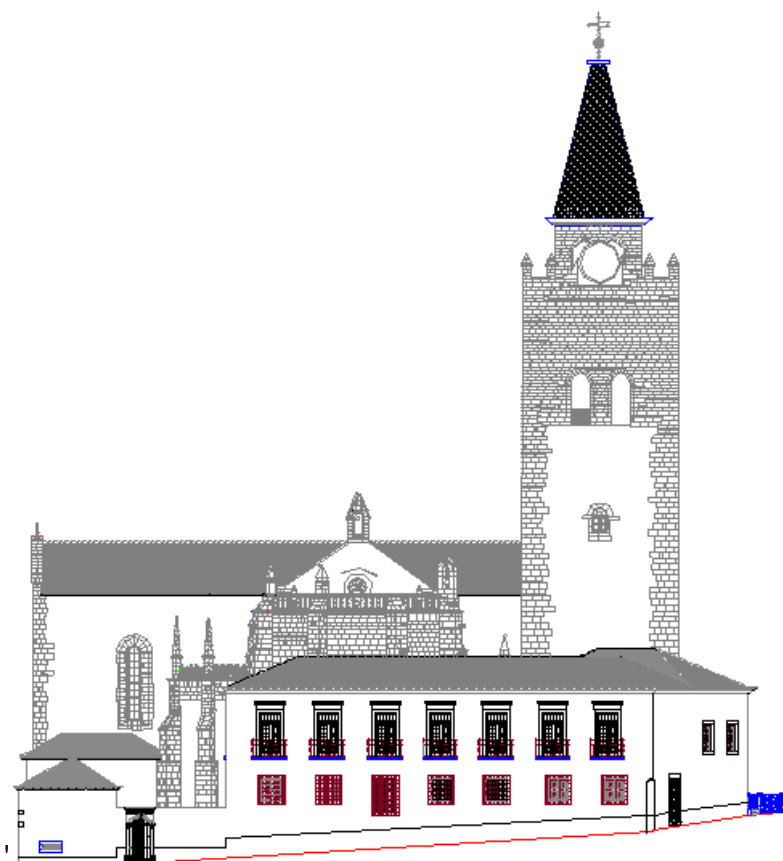


Figura 62 - Alçado nascente

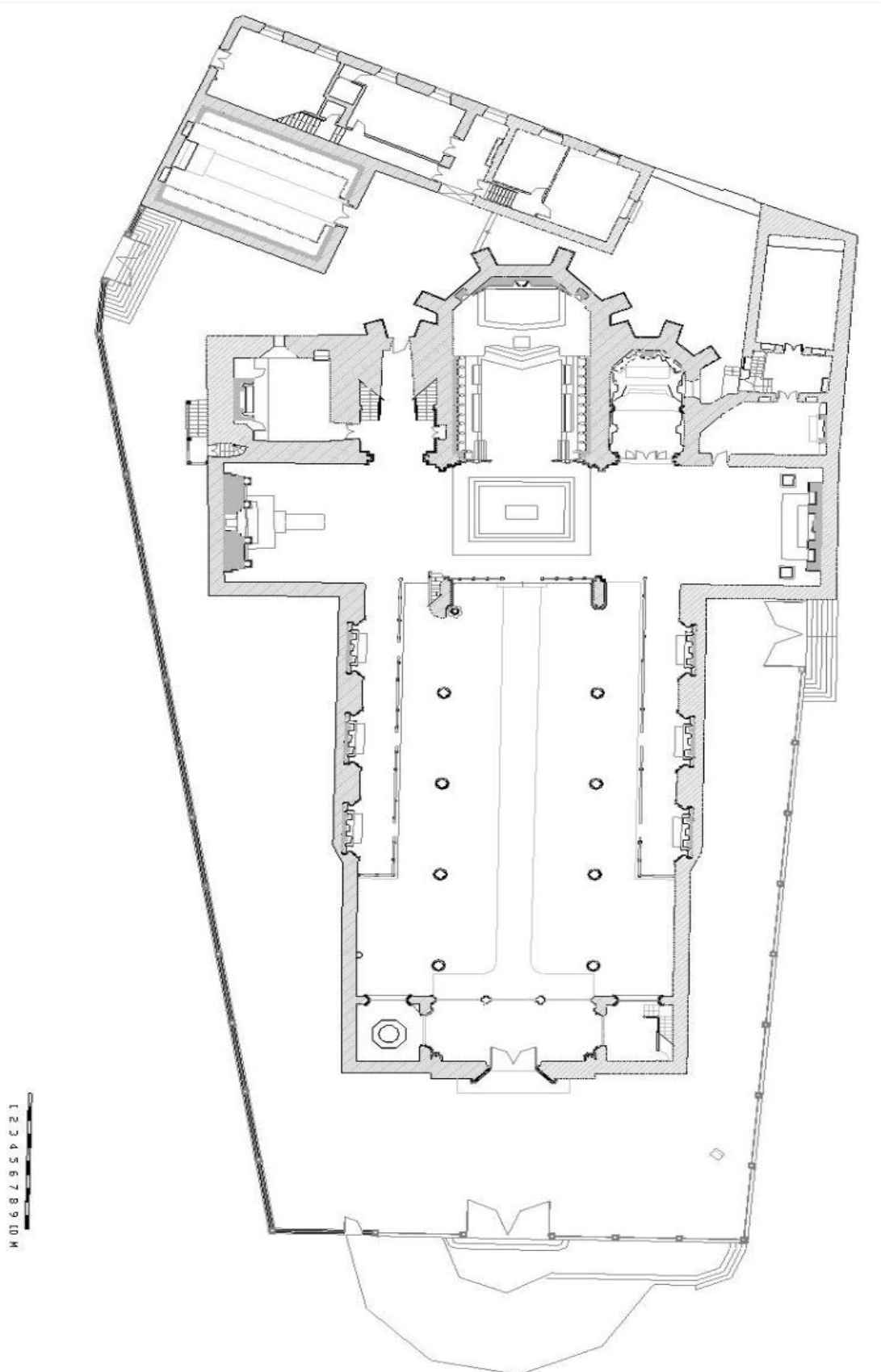
A.2. PLANTAS<sup>15</sup>

Figura 63 - Planta do piso 1

<sup>15</sup> Desenhos cedidos pela DRAC (escala gráfica)

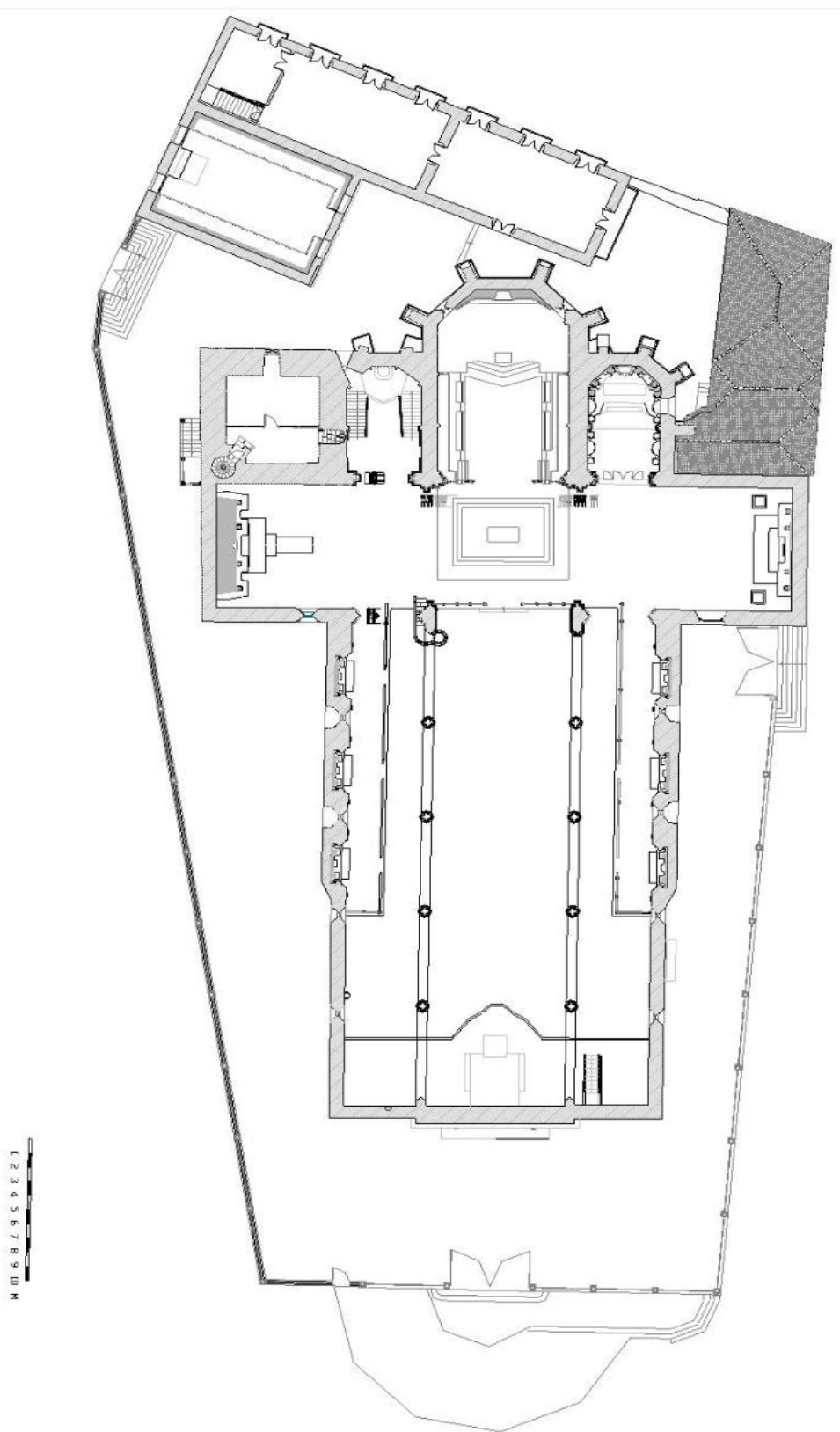


Figura 64 - Planta do piso 2

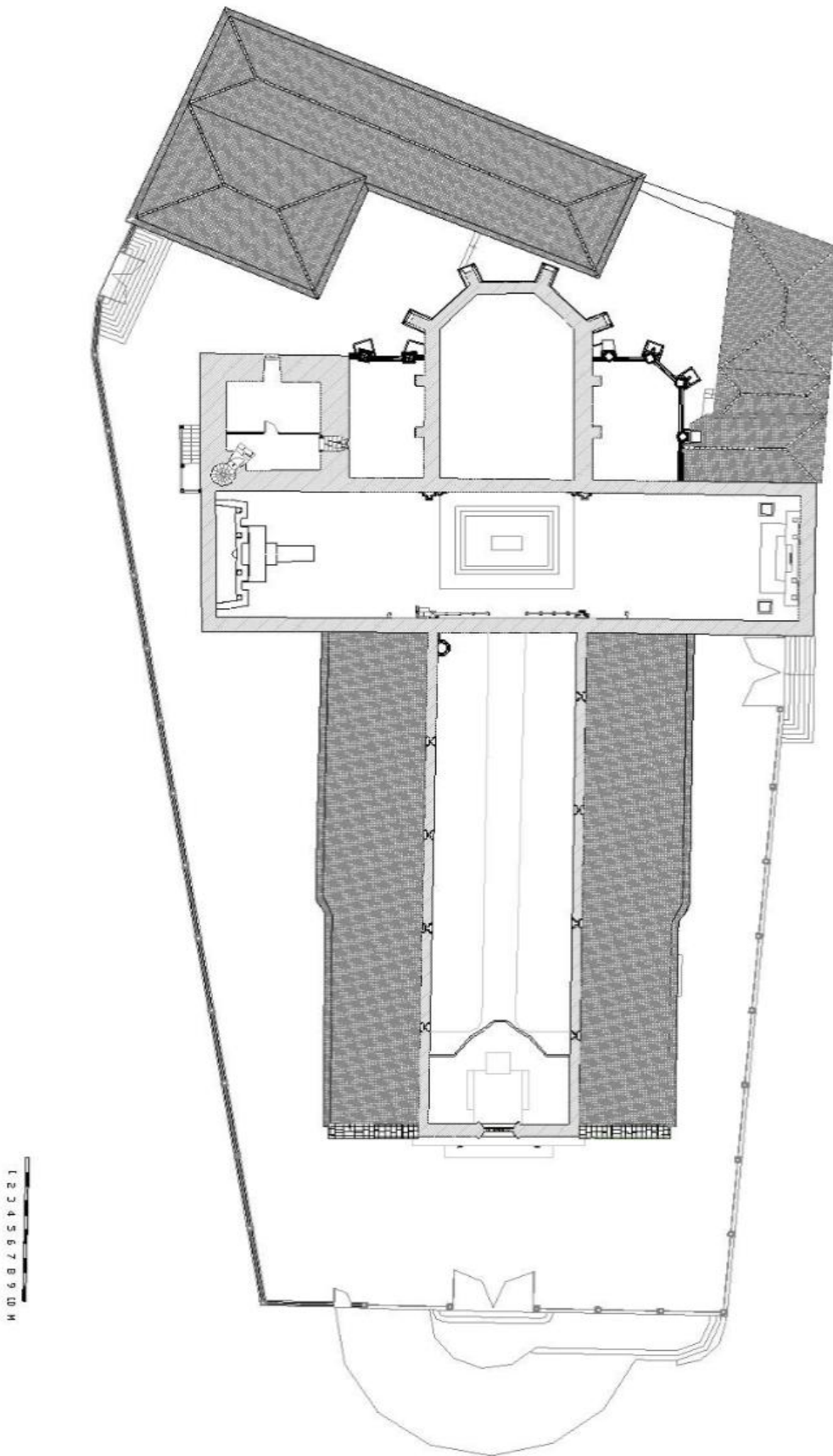


Figura 65 - Planta do piso 3

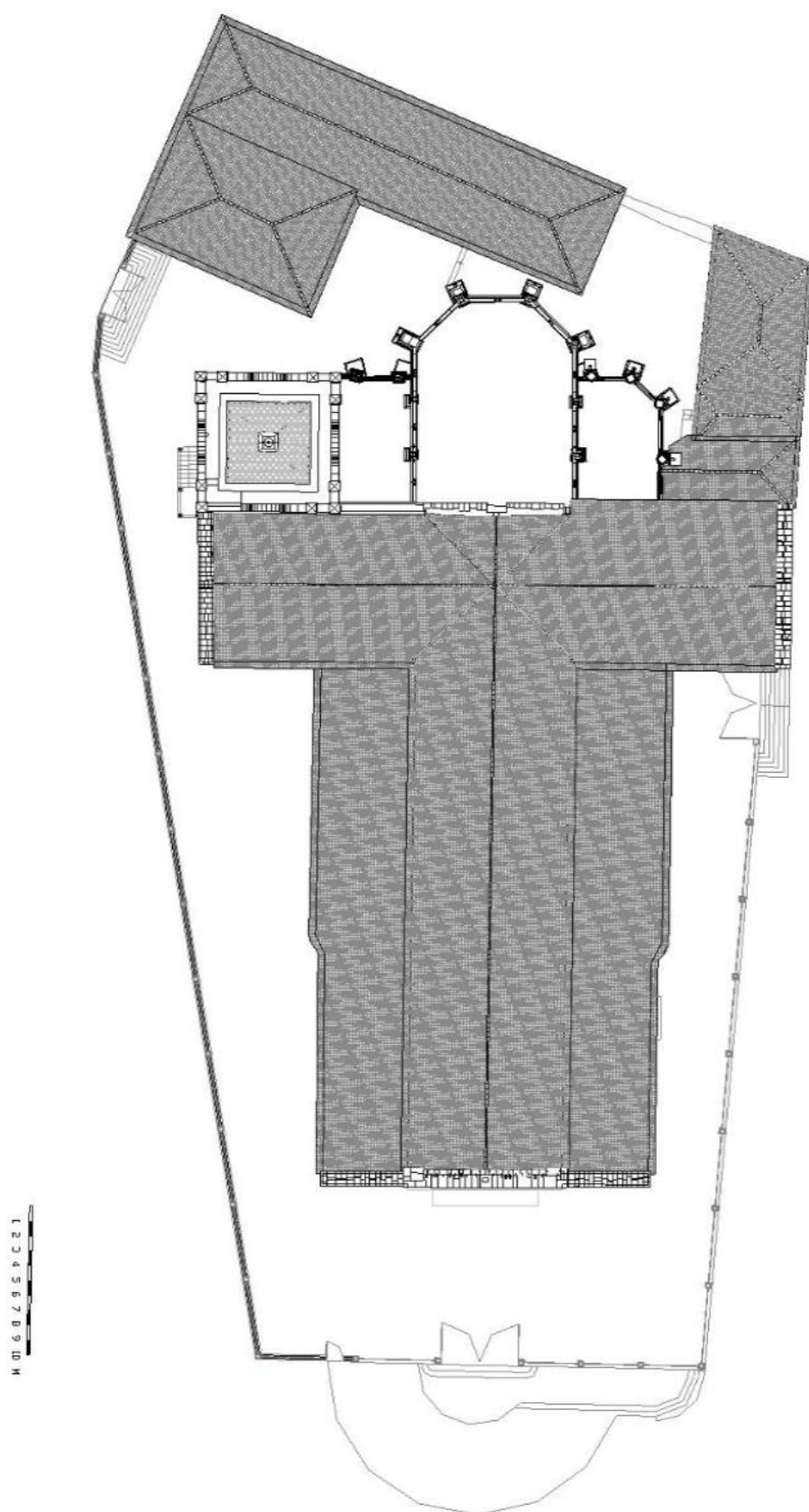


Figura 66 - Planto do piso 4

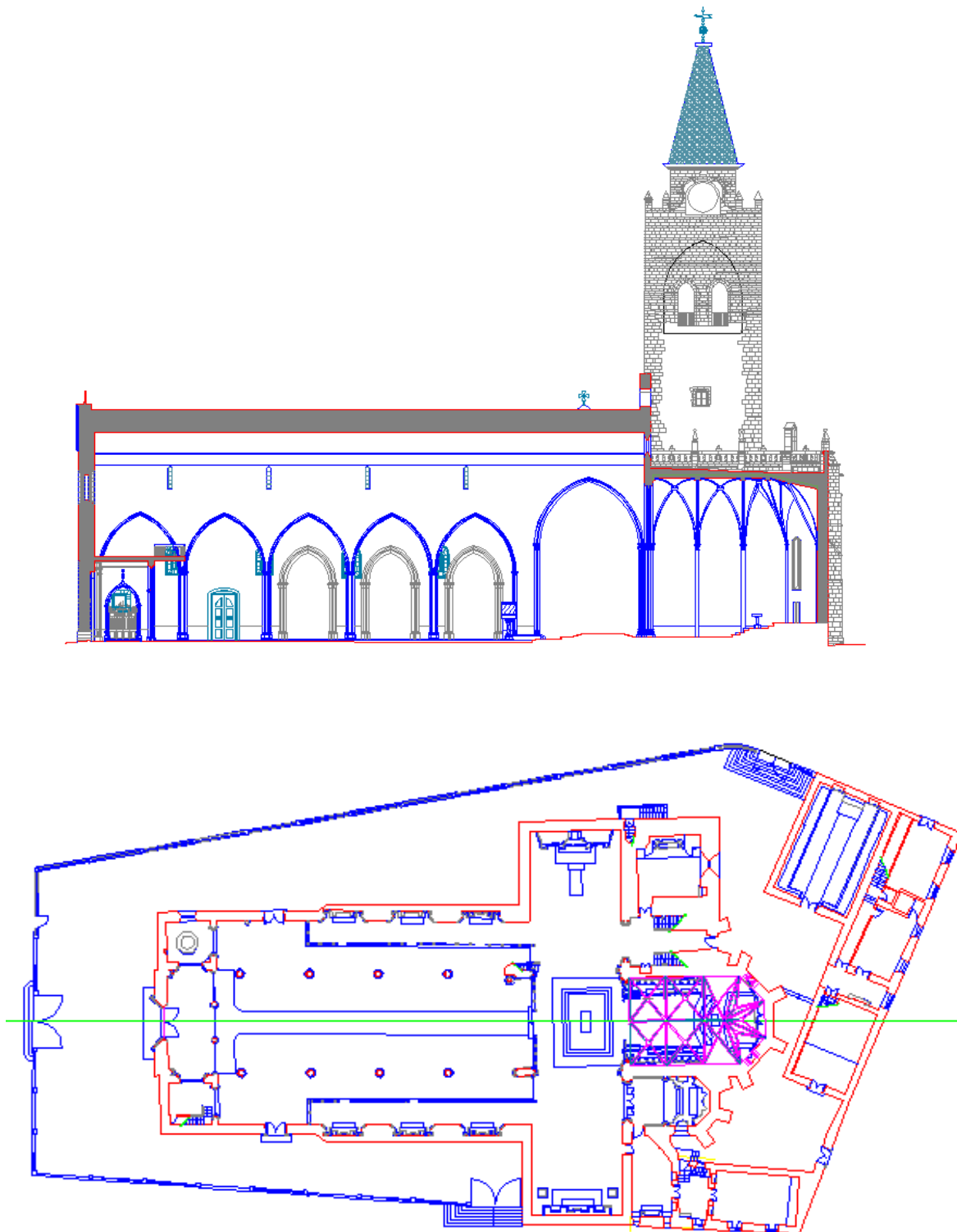
A.3. CORTE LONGITUDINAL<sup>16</sup>

Figura 67 - Corte longitudinal

<sup>16</sup> Desenhos cedidos pela DRAC (sem escala)

## ANEXO B

### LOCALIZAÇÃO DA BOROSCOPIA<sup>17</sup>

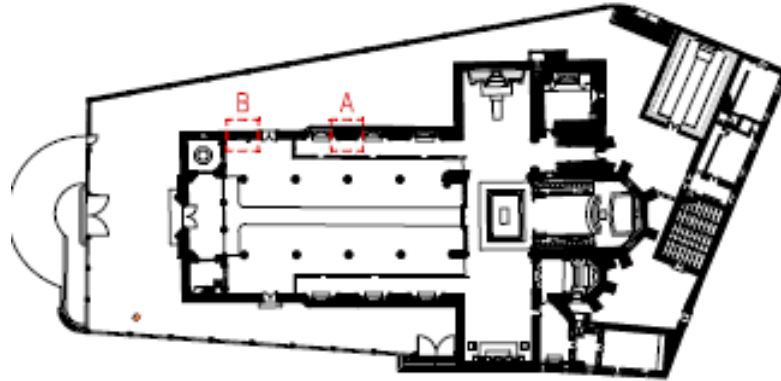
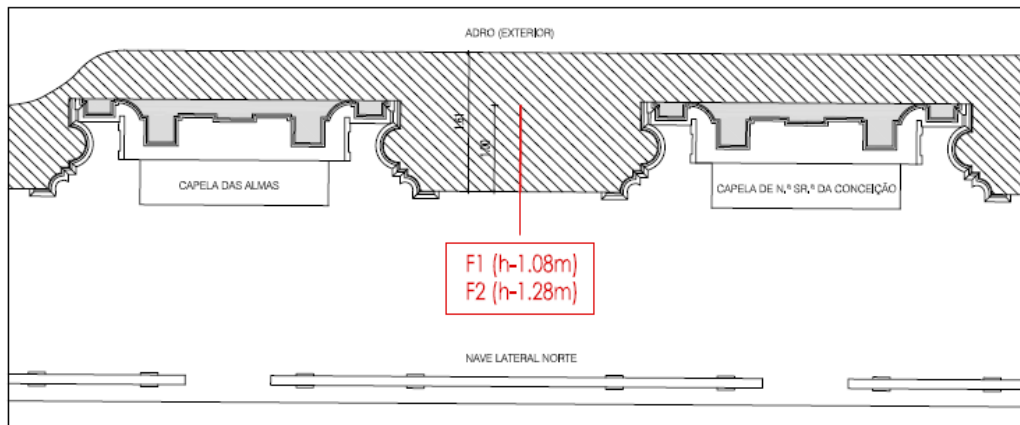


Figura 68 - Localização da boroscopia. Piso 0 (sem escala)



PORMENOR A | PLANTA PARCIAL DO PISO 0 Esc. 1:50

Figura 69 - Pormenor A

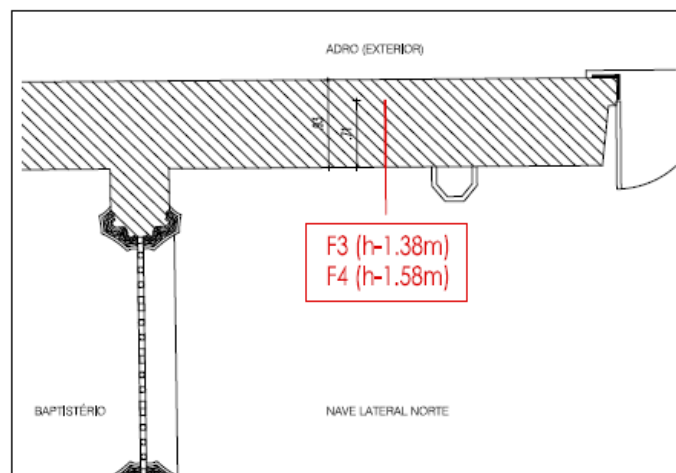


Figura 70 - Pormenor B

<sup>17</sup> Esquemas realizados pela DRAC

## ANEXO C

## JUSTIFICAÇÃO DE CÁLCULOS

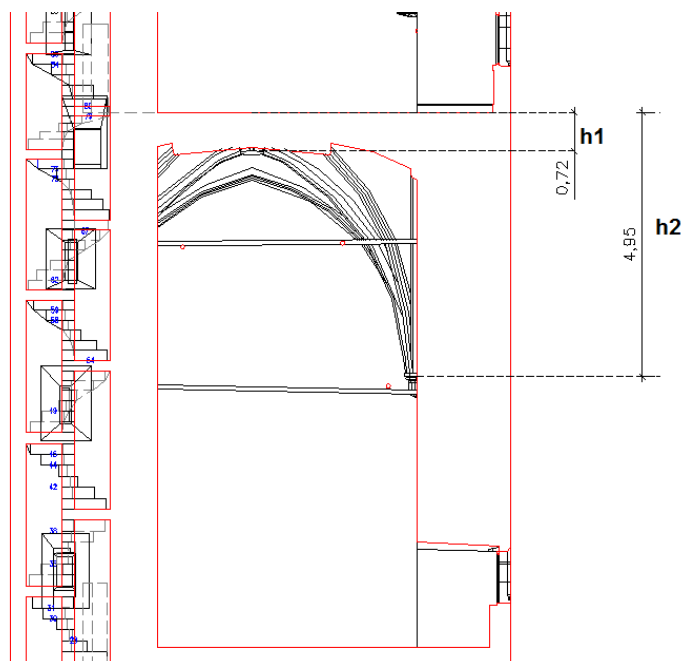
## C.1. RESTANTES CARGAS PERMANENTES (RCP)

Tabela 13 - Peso volúmico dos materiais

Material	Peso volúmico ( $\gamma$ ) kN/m <sup>3</sup>	Fonte
Terra vegetal seca	15	(17)
Mogno	7	
Cedro	5	
Cantaria	30	
Alvenaria	22	(21)

- RCP, enchimento das abóbadas:

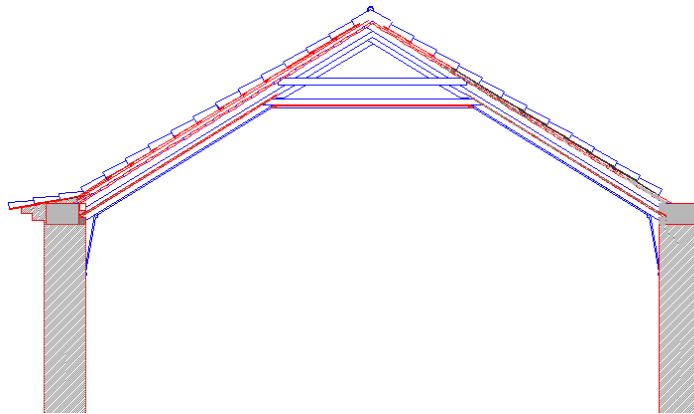
Usando como exemplo o cálculo da abóbada do piso 1 da Torre Sineira



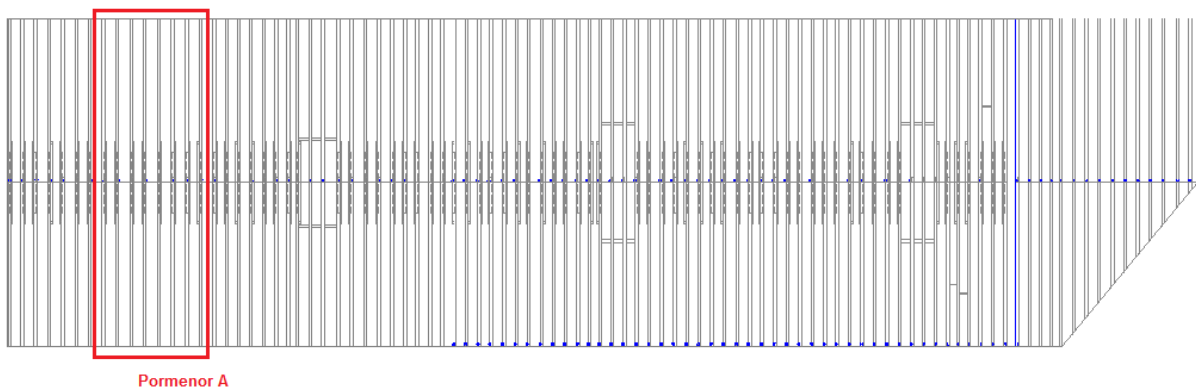
$$\text{Enchimento da abóbada (piso 1 torre)} = \gamma_{\text{terra}} \times \left( \frac{h1+h2}{2} \right)$$

Admitiu-se como material de enchimento, terra vegetal seca. Tendo em conta que as espessuras variam de abóbada para abóbada, estes valores diferem para cada caso.

- **RCP, cobertura de Mogno (nave central):**

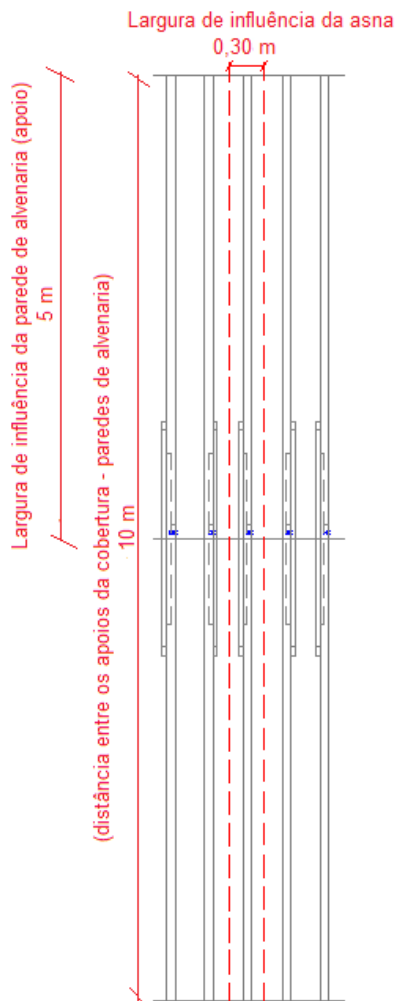


**Figura 71** - Esquema representativo de um corte da estrutura de cobertura da nave central

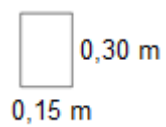


Pormenor A

**Figura 72** - Esquema da estrutura de cobertura em planta



**Figura 73** - Esquema do pormenor A



**Figura 74** - Esquema da seção transversal da asna

- Área da secção transversal da asna:

$$A_{\text{seção transversal}} = 0,15 \times 0,30 = 0,045 \text{ m}^2$$

- Peso próprio da asna:

$$pp_{\text{asna}} = \gamma_{\text{mogno}} \times A_{\text{seção transversal}} = 7 \text{ kN/m}^3 \times 0,045 \text{ m}^2 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$

O peso da cobertura que será aplicado no topo das paredes de alvenaria, será transformado numa carga de faca é dado por:

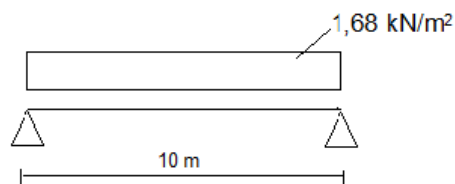
$$PP_{\text{cobertura mogno}} = \frac{PP_{\text{asna}}}{l_{\text{influência da asna}}} \times l_{\text{influência, parede alvenaria}} = \frac{0,32 \text{ kN/m}}{0,30 \text{ m}} \times 5 \text{ m} = 5,25 \text{ kN/m}$$

A este peso próprio é necessário acrescentarmos as seguintes cargas:

**Tabela 14** - Peso de coberturas inclinadas

<b>Coberturas Inclinadas</b>		
	<b>Peso kN/m<sup>2</sup></b>	<b>Fonte</b>
<b>Estruturas de madeira:</b> Asnas, até 10 m de vão	0,20	<b>(17)</b>
<b>Pesos médios de coberturas usuais:</b> Telha 1/2 cana, tipo mouriscado, incluindo forro (guarda-pó), argamassa, ripas e varas	1,45	
<b>Pesos médios de coberturas usuais:</b> Sub-telha	0,03	
	<b>Total = 1,68</b>	

Interessa passar novamente esta carga distribuída para uma carga de faca:



**Figura 75** - Modelo de cálculo (nave central)

$$\text{peso}_{\text{revestimento da cobertura}} = \frac{pl}{2} = \frac{1,68 \times 10}{2} = 8,4 \text{ kN/m}$$

Cada apoio (parede) receberá no total:

$$RCP_{\text{cobertura de Mogno}} = \text{peso próprio}_{\text{mogno}} + \text{peso}_{\text{revestimento da cobertura}} = 5,25 + 8,4 = 13,65 \text{ kN/m}$$

- **RCP, cobertura de Mogno (nave lateral):**

Para esta carga, utilizou-se o mesmo raciocínio que o ponto anterior. Alterando apenas as dimensões entre apoios.

$$\text{peso próprio}_{\text{mogno}} = 2,97 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{revestimento da cobertura} = 1,68 \text{ kN/ m}^2$$

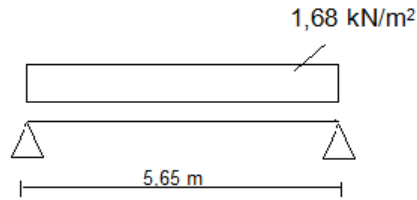


Figura 76 - Modelo de cálculo (nave central)

$$\text{peso}_{\text{revestimento da cobertura}} = \frac{pl}{2} = \frac{1,68 \times 5,65}{2} = 4,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{RCP}_{\text{cobertura de Mogno, nave lateral}} = \text{peso próprio}_{\text{mogno}} + \text{peso}_{\text{revestimento da cobertura}} = 2,97 + 4,75 = 7,72 \text{ kN/m}$$

- **RCP, escadas alvenaria:**

Esta escada localiza-se na Torre Sineira. É uma escada em caracol, mas para efeitos de simplificação no modelo, aproximou-se a uma seção quadrangular (1,60m x 1,60m).

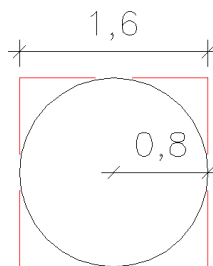


Figura 77 - Seção escada de alvenaria (real e aproximada)

$$h_{\text{degrau}} = 0,20 \text{ m}$$

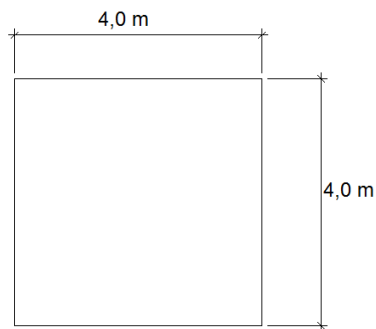
$$pp = \gamma_{\text{alvenaria}} \times h_{\text{degrau}} = 22 \text{ kN/m}^3 \times 0,20 \text{ m} = 4,4 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando pela largura de influência, obtemos o valor da carga que é transferida para a parede, tornando assim a carga distribuída numa carga de "faca":

$$RCP_{\text{escadas alvenaria}} = l_{\text{influência escadas}} \times pp_{\text{degrau}} = 0,8 \text{ m} \times 4,4 \text{ kN/m}^2 = 3,52 \text{ kN/m}$$

- **RCP, órgão:**

Não existindo informação em relação ao peso do órgão, admitiu-se por semelhança de outros órgãos, 30 kN (3 toneladas).



**Figura 78** - Dimensões em planta (aproximada) do órgão.

$$RCP_{\text{órgão}} = \frac{\text{peso}_{\text{órgão}}}{\text{perímetro do órgão}} = \frac{30 \text{ kN}}{16 \text{ m}} = 1,87 \text{ kN/m}$$

- **RCP, pináculo:**

Carga	Valor	Fonte
Pináculo	11,5 kN/m	(23)

- **RCP, pinhas:**

Estes elementos encontram-se ao longo do almizante da nave central e do transepto, como se pode observar na Figura 18. São elementos constituídos por peças de madeira, como se constata na figura seguinte:



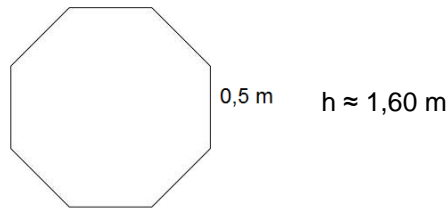
(a)



(b)

**Figura 79** - "Pinhas" vistas do interior, quando embutidas no *almizante*.

Com o intuito de simplificar os cálculos, estes elementos foram aproximados a pirâmides octogonais.



**FIGURA 80** - Base aproximada da "pinha"

$$A_{\text{octogono}} \approx 4,83 a^2 \approx 4,83 \times (0,5)^2 = 1,21 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{octogono}} = A_b \times h = 1,21 \text{ m}^2 \times 1,60 \text{ m} = 1,94 \text{ m}^3$$

Então:

$$pp = \gamma_{\text{cedro}} \times V_{\text{octogono}} = 5 \text{ kN/m}^3 \times 1,94 \text{ m}^3 = 9,7 \text{ kN}$$

Transformando numa carga de faca:

$$RCP_{\text{pinha}} = \frac{pp}{\text{perimetro octogono}} = \frac{9,7 \text{ kN}}{4 \text{ m}} = 2,43 \text{ kN/m}$$

- **RCP, terraços:**

Para a zona dos terraços assumiu-se um lajedo de cantaria com espessura de 0,20 m.

$$RCP_{\text{, terraços}} = \gamma_{\text{cantaria}} \times esp_{\text{lajedo}} = 30 \text{ kN/m}^3 \times 0,20 \text{ m} = 6 \text{ kN/m}^3$$

## C.2. SOBRECARGAS (SC)

- **SC, acesso escadas de alvenaria:**

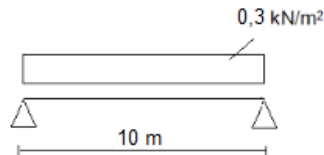
Adotou-se o mesmo raciocínio de RCP, escadas de alvenaria.

Sobrecarga	Valor	Fonte
Acessos	3 kN/m <sup>2</sup>	(25), artº 37.1

$$SC_{\text{, escadas alvenaria}} = l_{\text{influência escadas}} \times SC_{\text{acessos}} = 0,8 \text{ m} \times 3 \text{ kN/m}^2 = 2,4 \text{ kN/m}$$

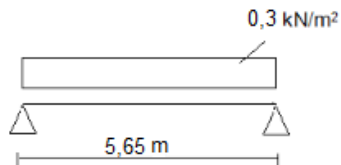
- **SC, cobertura de Mogno (nave central):**

Sobrecarga	Valor	Fonte
Coberturas (ordinárias)	0,3 kN/m <sup>2</sup>	(25), artº 34.2



$$SC_{\text{cobertura mogno, central}} = \frac{pl}{2} = \frac{0,3 \times 10}{2} = 1,5 \text{ kN/m}$$

- **SC, cobertura de Mogno (nave lateral):**



$$SC_{\text{cobertura mogno, lateral}} = \frac{pl}{2} = \frac{0,3 \times 5,65}{2} = 0,85 \text{ kN/m}$$

- **SC, pavimentos (torre) e terraço:**

Sobrecarga	Valor	Fonte
Pavimentos	2 kN/m <sup>2</sup>	(25)artº 35.1.1 a)

## ANEXO D

FREQUÊNCIAS, PERÍODOS E PARTICIPAÇÕES DE MASSA DOS 50 MODOS DE VIBRAÇÃO<sup>18</sup>

Modo de vibração	Período	Frequência fundamental	Participação de massa relativa em x	Participação de massa relativa em y	Participação de massa relativa em z	Participação de massa acumulada em x	Participação de massa acumulada em y	Participação de massa acumulada em z
	(s)	(Hz)	%	%	%	%	%	%
1	0,84	1,21	7,14	18,73	1,3	7,14	18,73	1,3
2	0,79	1,27	24,15	6,07	0,02	31,29	24,79	0,03
3	0,68	1,48	12,62	0,01	0,01	43,9	24,79	0,03
4	0,47	2,18	0,01	0,01	0,01	43,9	24,8	0,03
5	0,39	2,6	0,13	2,64	0,01	44,02	27,44	0,04
6	0,38	2,64	7,04	0,12	0,01	51,06	27,56	0,04
7	0,34	3	8,96	0,4	0,05	60,01	27,95	0,08
8	0,33	3,12	0,54	0,02	0,01	60,55	27,97	0,08
9	0,31	3,25	0,05	0,01	0,01	60,6	27,98	0,08
10	0,29	3,47	10,52	2,37	0,07	71,11	30,34	0,14
11	0,28	3,67	0,55	27,49	0,01	71,65	57,82	0,15
12	0,27	3,84	0,03	7,09	0,01	71,68	64,91	0,16
13	0,24	4,2	1,86	1,59	0,13	73,53	66,5	0,28
14	0,24	4,29	2,31	0,31	0,06	75,83	66,81	0,34
15	0,23	4,41	0,89	1,66	0,97	76,71	68,46	1,3
16	0,23	4,51	0,72	2,2	1,58	77,43	70,65	2,88
17	0,22	4,62	0,01	0,28	4,41	77,43	70,93	7,29
18	0,22	4,73	0,26	0,76	10,75	77,69	71,69	18,03
19	0,21	4,79	0,09	0,91	4,87	77,78	72,6	22,89
20	0,21	4,84	0,18	0,29	0,59	77,95	72,88	23,48
21	0,21	4,98	0,05	0,04	0,11	77,99	72,92	23,59
22	0,2	5,07	0,01	0,87	0,08	78	73,78	23,67
23	0,19	5,39	0,01	0,21	0,02	78	73,99	23,68
24	0,19	5,51	0,84	0,01	0,01	78,84	73,99	23,68
25	0,18	5,62	0,03	0,01	1,1	78,86	73,99	24,78
26	0,18	5,71	1,78	0,01	0,1	80,64	73,99	24,87
27	0,17	5,97	0,02	0,01	1,51	80,66	74	26,38
28	0,17	6,12	0,06	0,19	0,04	80,72	74,19	26,41
29	0,16	6,35	0,01	0,04	5,25	80,73	74,22	31,65
30	0,15	6,85	0,56	0,04	0,09	81,28	74,26	31,74
31	0,15	6,93	0,28	1,08	0,33	81,56	75,34	32,06
32	0,15	7,05	0,15	0,05	4,44	81,71	75,38	36,5
33	0,14	7,64	1,27	0,64	0,01	82,97	76,02	36,5
34	0,13	7,9	0,46	1,46	0,08	83,42	77,47	36,58
35	0,13	8,21	0,06	0,02	4,1	83,48	77,48	40,68
36	0,12	8,76	3,56	0,32	0,01	87,04	77,8	40,68
37	0,11	9,3	0,16	8,6	0,01	87,19	86,39	40,69
38	0,11	9,74	0,04	0,01	6,72	87,22	86,39	47,41
39	0,1	10,16	2,43	1,28	0,05	89,65	87,67	47,46
40	0,1	10,48	0,62	2,87	0,64	90,26	90,53	48,09
41	0,09	12,07	0,02	0,02	7,94	90,28	90,55	56,02
42	0,08	14,18	1,64	0,09	0,06	91,91	90,63	56,08
43	0,07	14,89	0,14	1,3	0,14	92,04	91,92	56,22
44	0,07	15,91	0,02	0,05	13,19	92,06	91,96	69,41
45	0,05	21,34	2,8	0,13	0,03	94,85	92,09	69,43
46	0,05	22,16	0,14	2,4	0,08	94,99	94,49	69,51
47	0,05	23,08	0,01	0,01	15,84	94,99	94,49	85,34
48	0,03	43,96	0,01	0,01	10,45	94,99	94,49	95,78
49	0,03	44,56	2,87	0,16	0,01	97,86	94,65	95,79
50	0,03	46,67	0,12	3,38	0,01	97,97	98,02	95,79

<sup>18</sup> Tabela extraída da modelação (SAP2000)

## ANEXO E

## RESULTADO DA DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

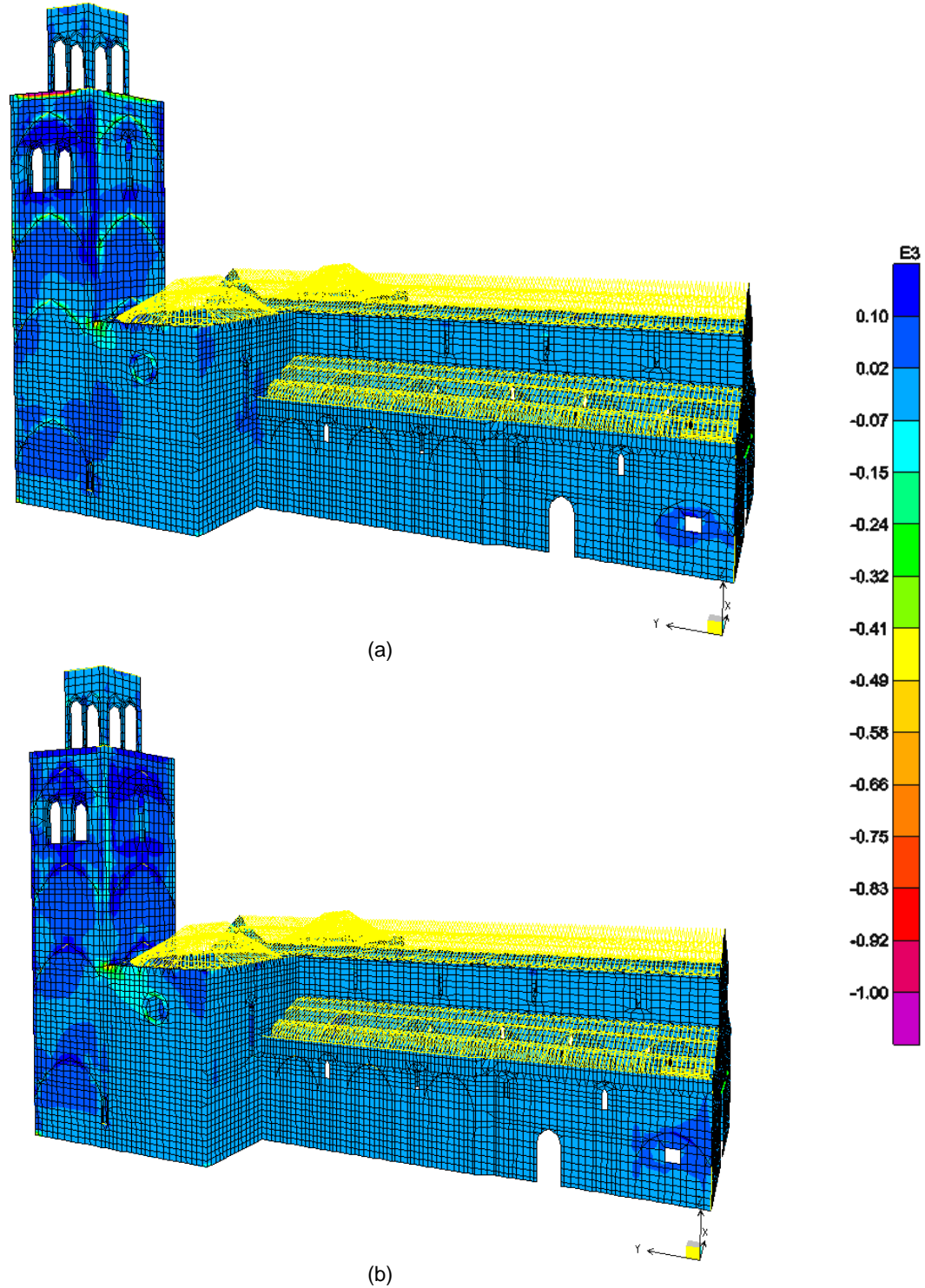
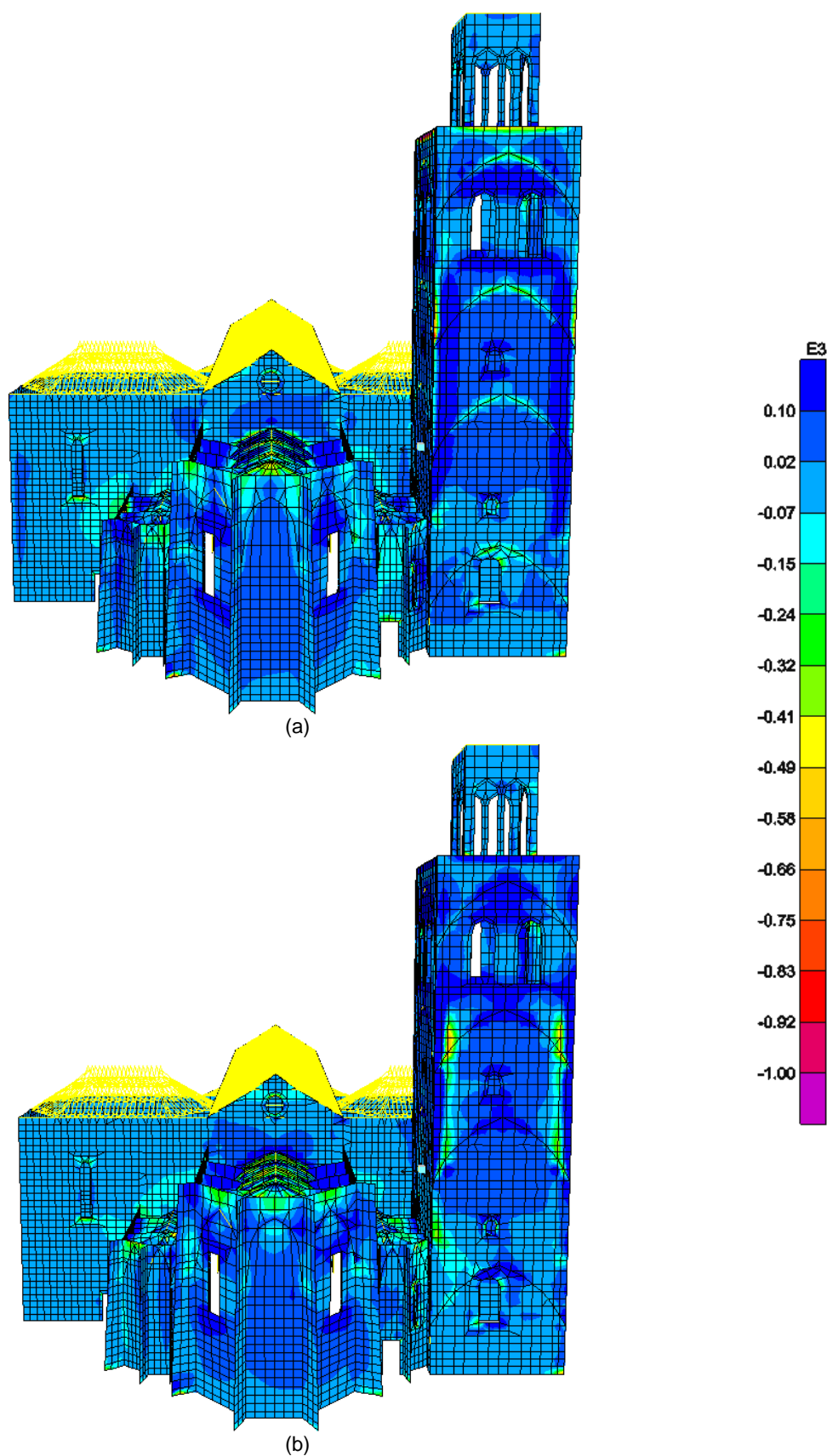
E.1. TENSÕES HORIZONTAIS, S11, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_SC  
ALÇADO NORTE

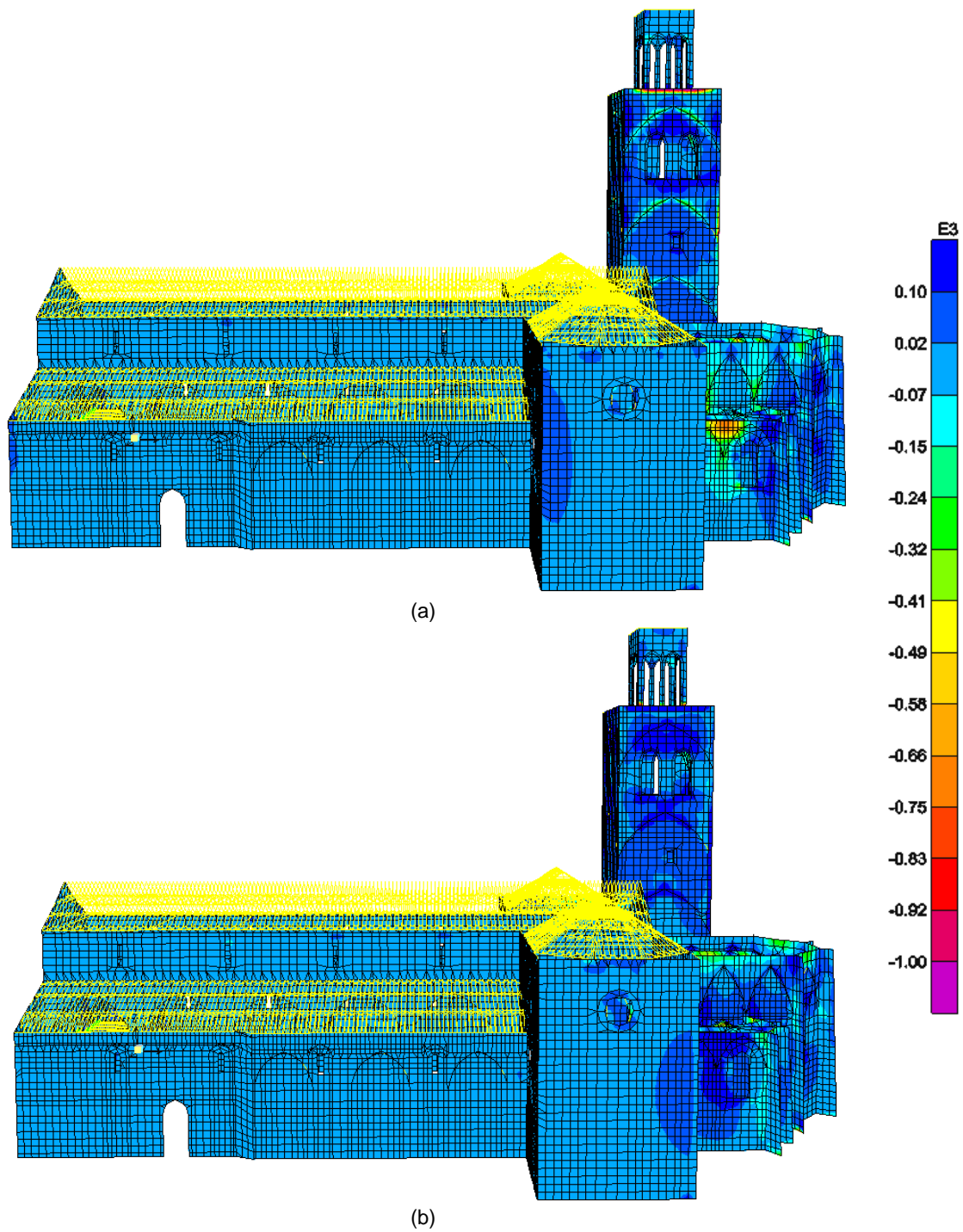
Figura 81 - Tensões horizontais (S11) Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede

## E.2. TENSÕES HORIZONTAIS, S11, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_SC ALÇADO NASCENTE



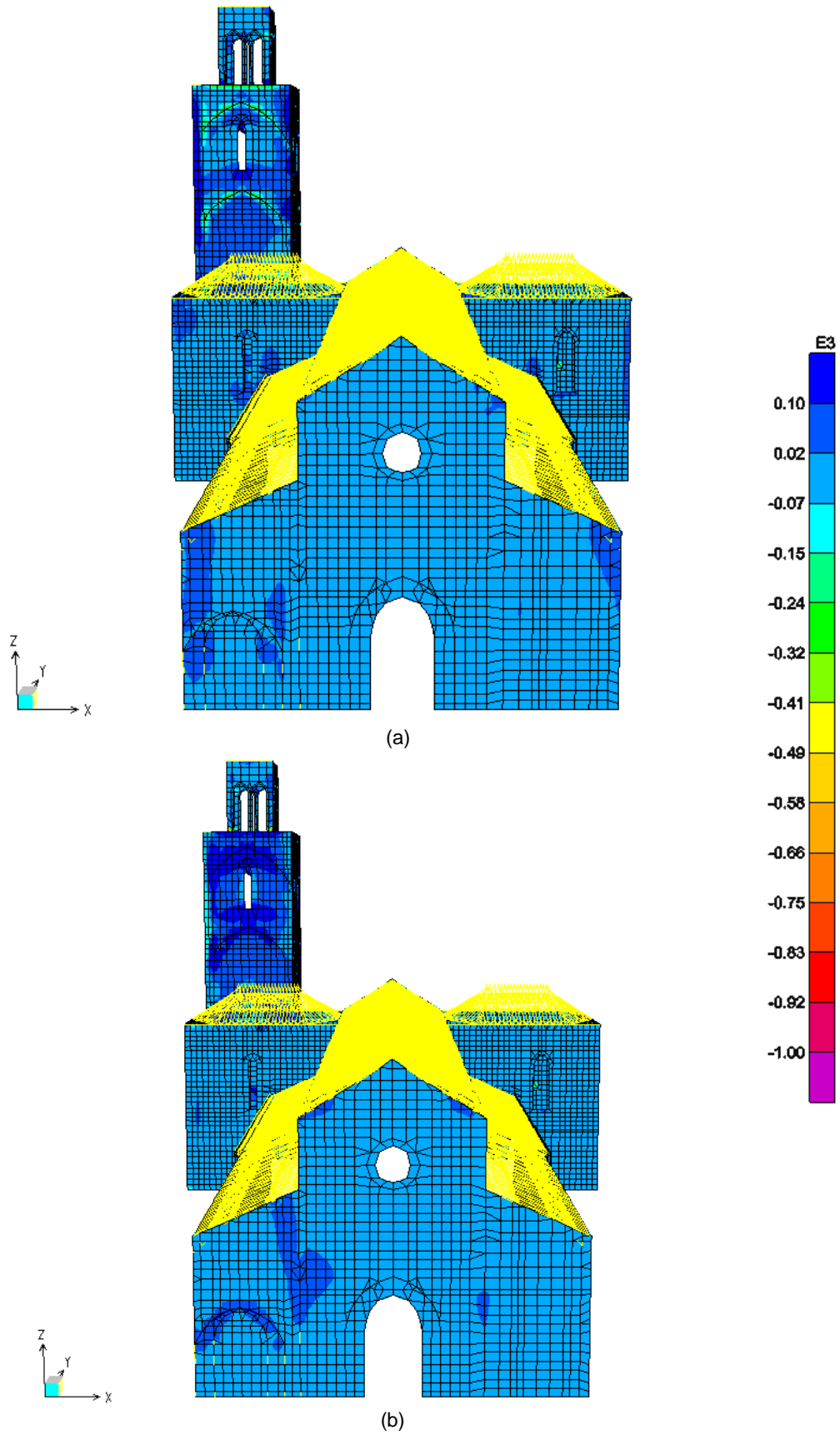
**Figura 82** - Tensões horizontais (S11) Alçado nascente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO SUL



**Figura 83** - Tensões horizontais (S11) Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede

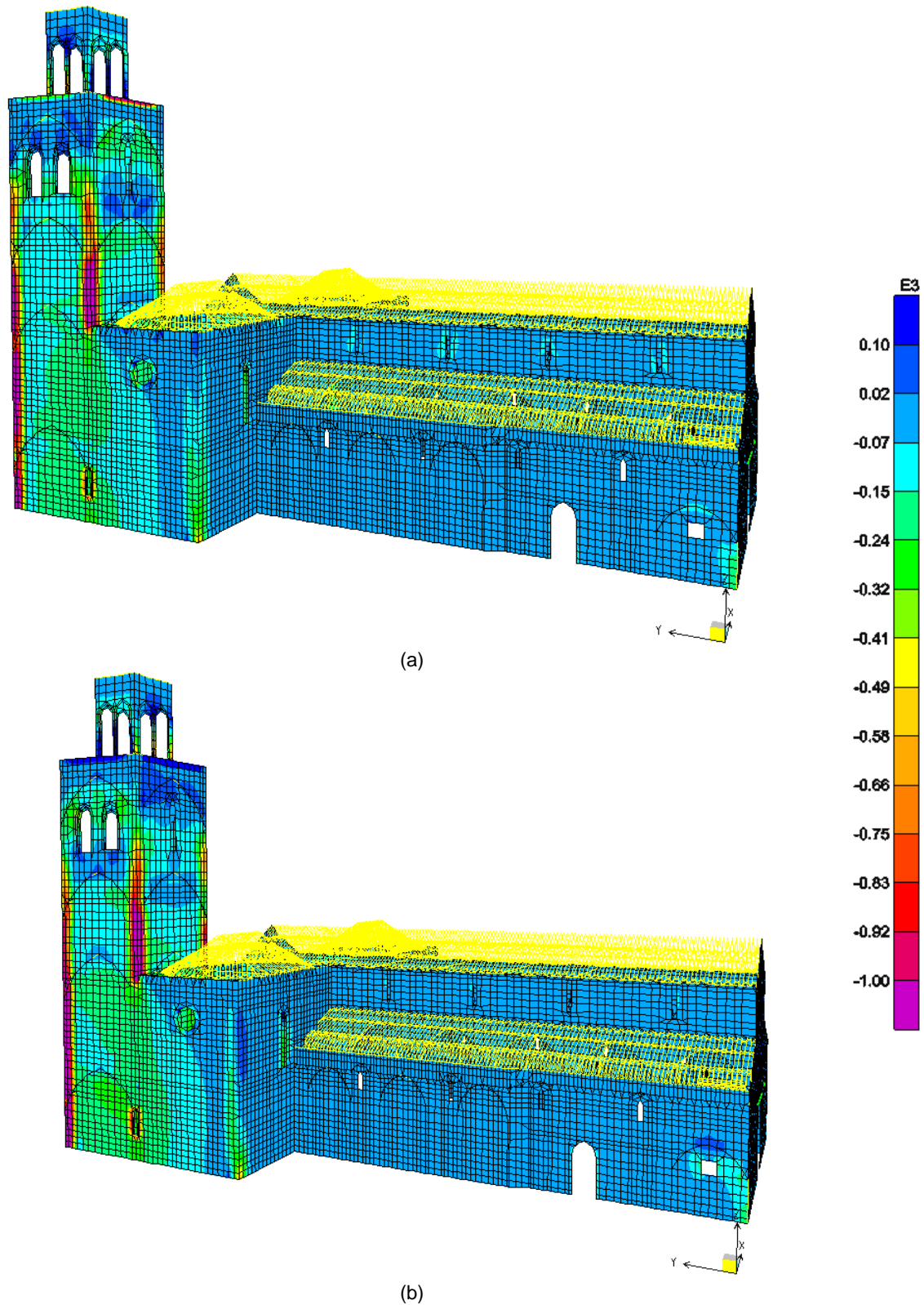
ALÇADO POENTE



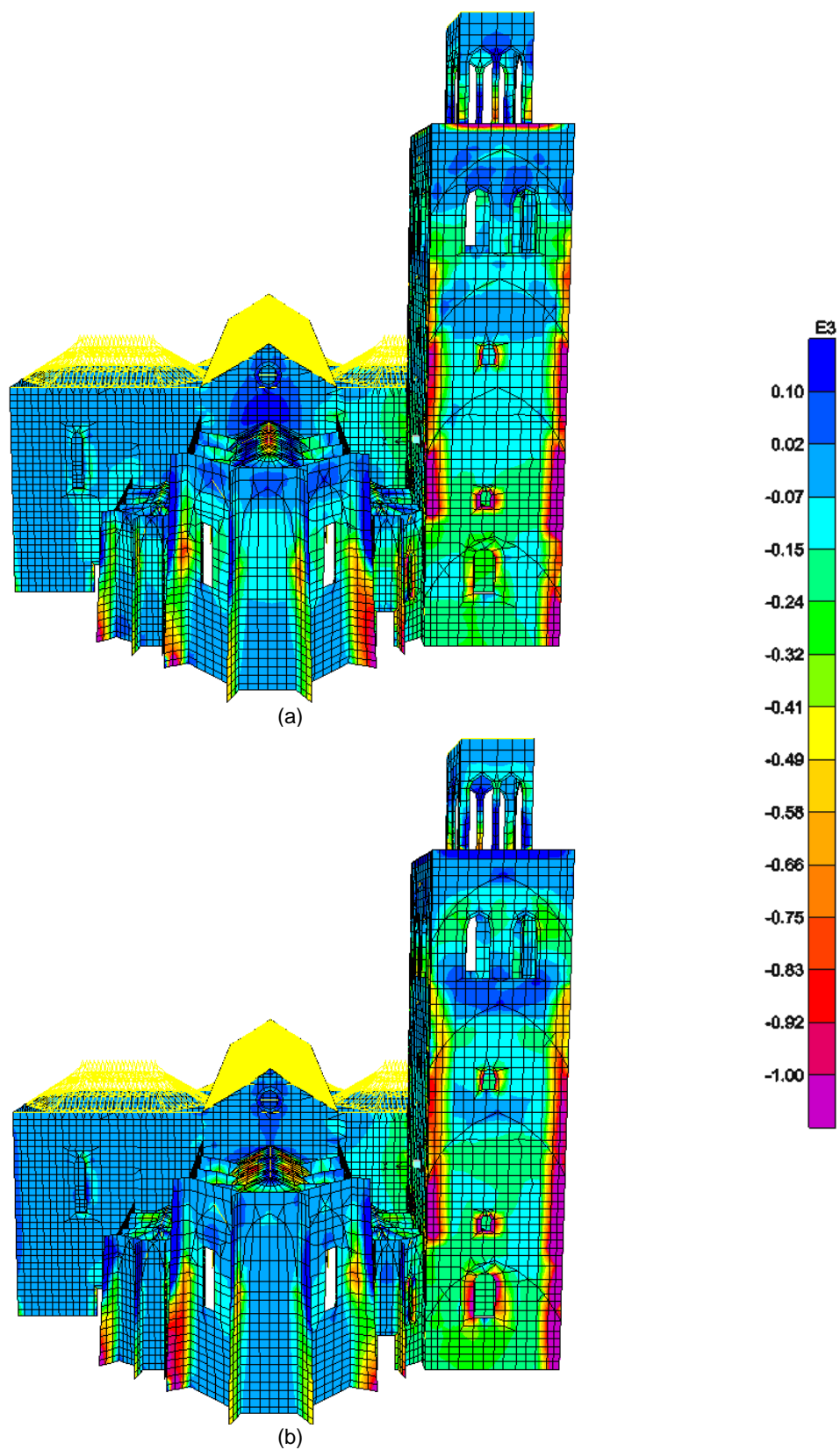
**Figura 84** - Tensões horizontais (S11) Alçado poente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

**E.2. TENSÕES VERTICAIS, S22, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_SC**

ALÇADO NORTE

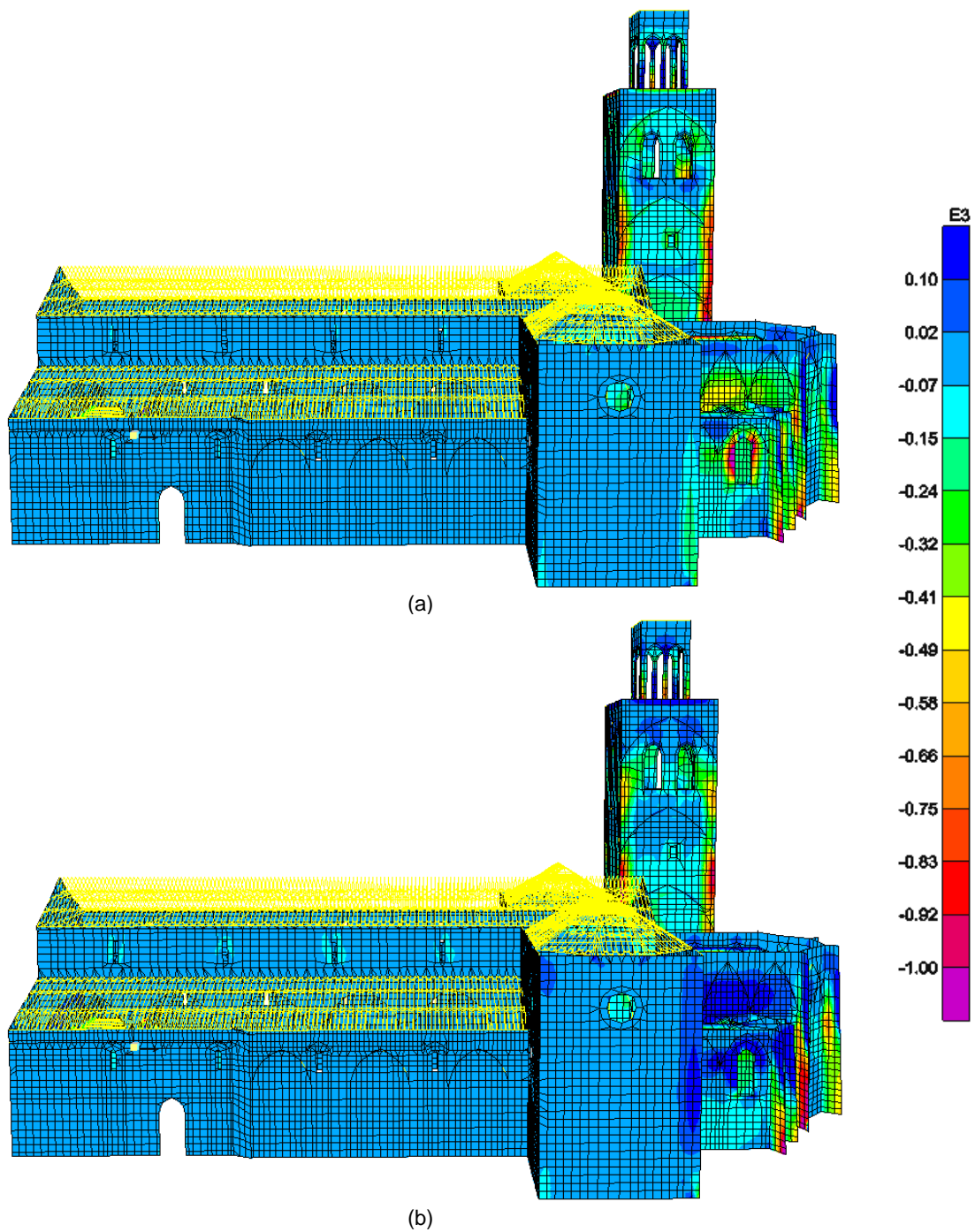
**Figura 85 - Tensões verticais (S22) Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede**

## ALÇADO NASCENTE



**Figura 86** - Tensões verticais (S22). Alçado nascente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO SUL



**Figura 87** - Tensões verticais (S22). Alçado sul - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

ALÇADO POENTE

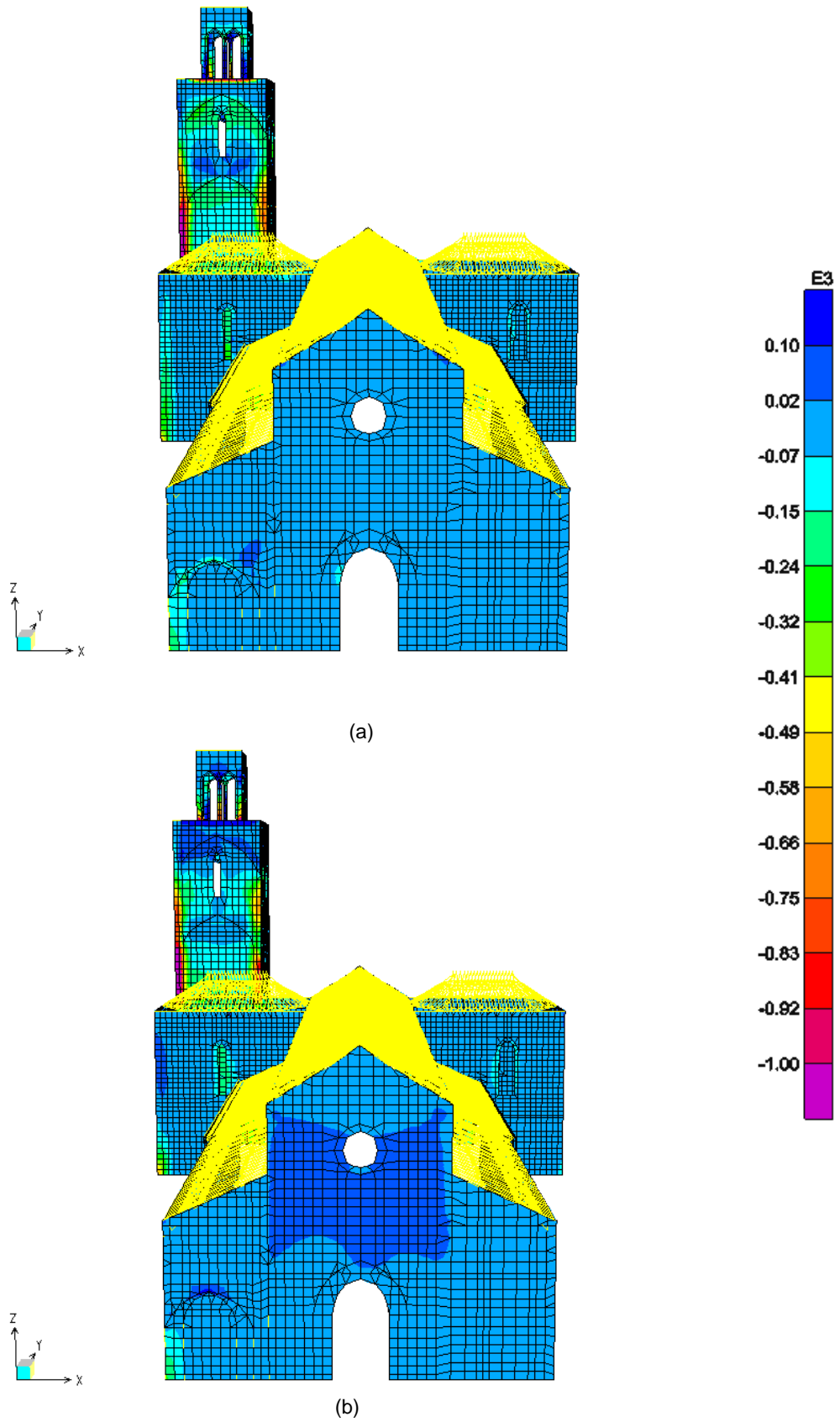


Figura 88 - Tensões verticais (S22). Alçado poente - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede

### E.3. TENSÕES DISTORCIONAIS, S12, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_SC

ALÇADO NORTE

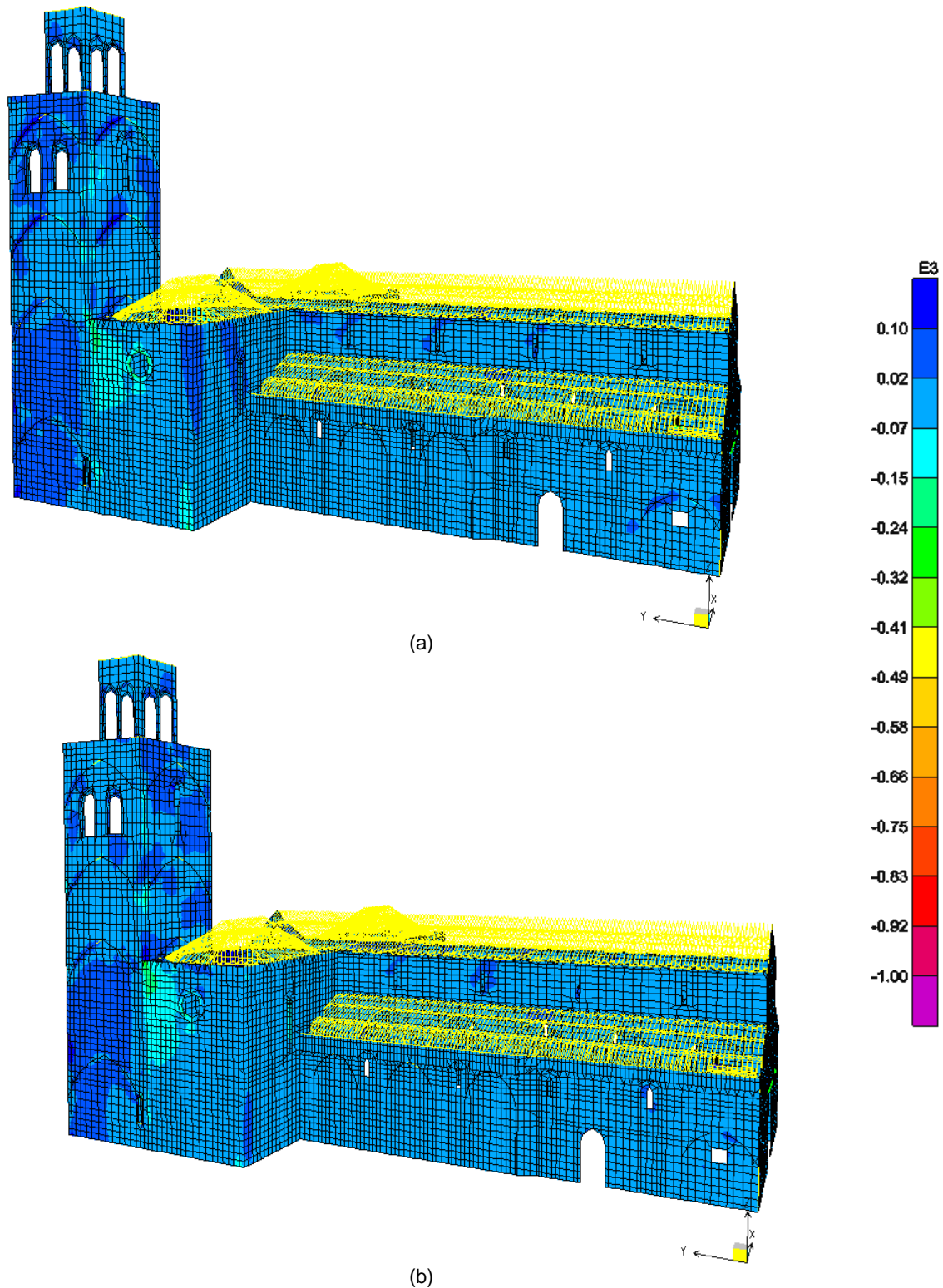
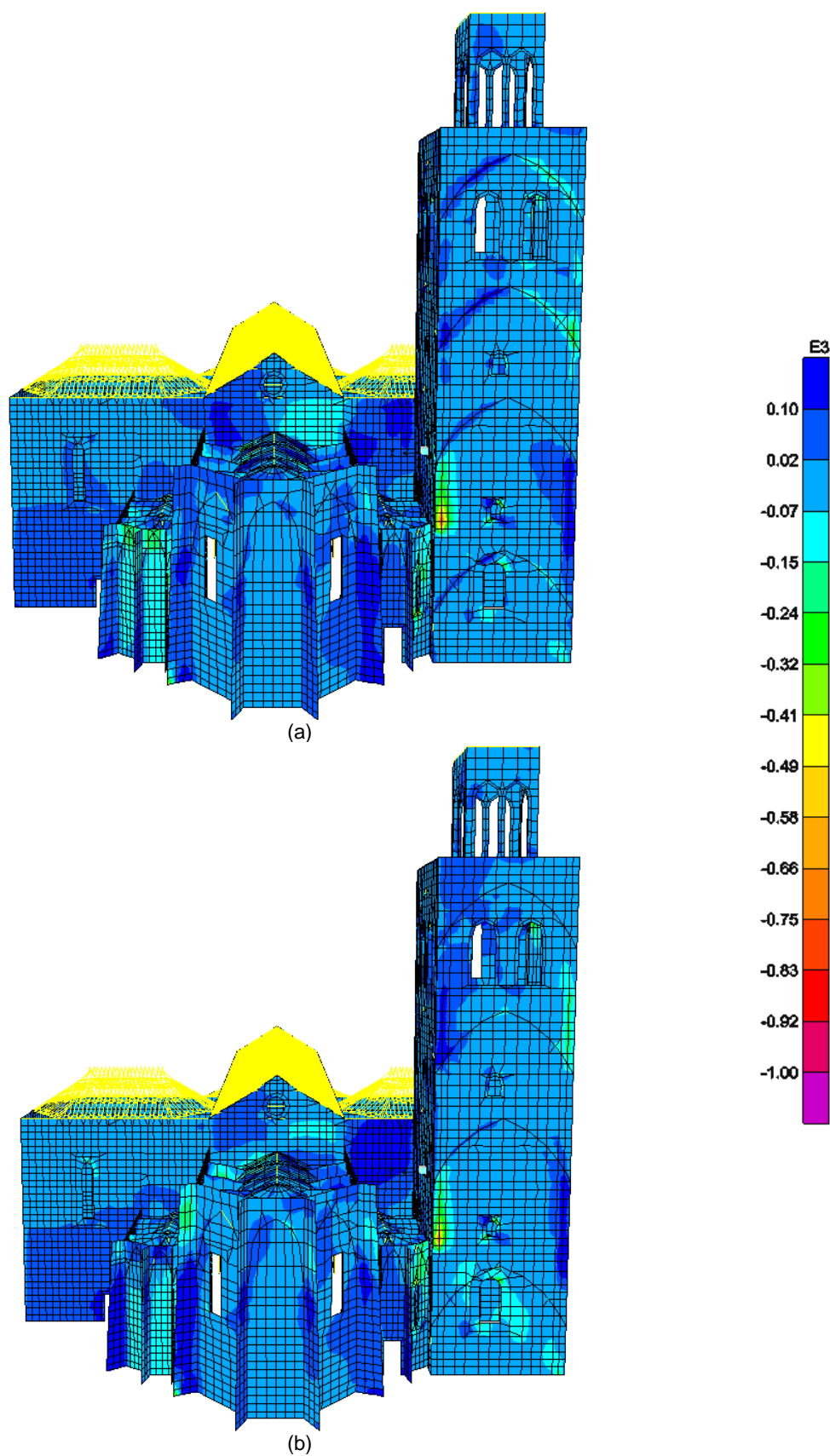


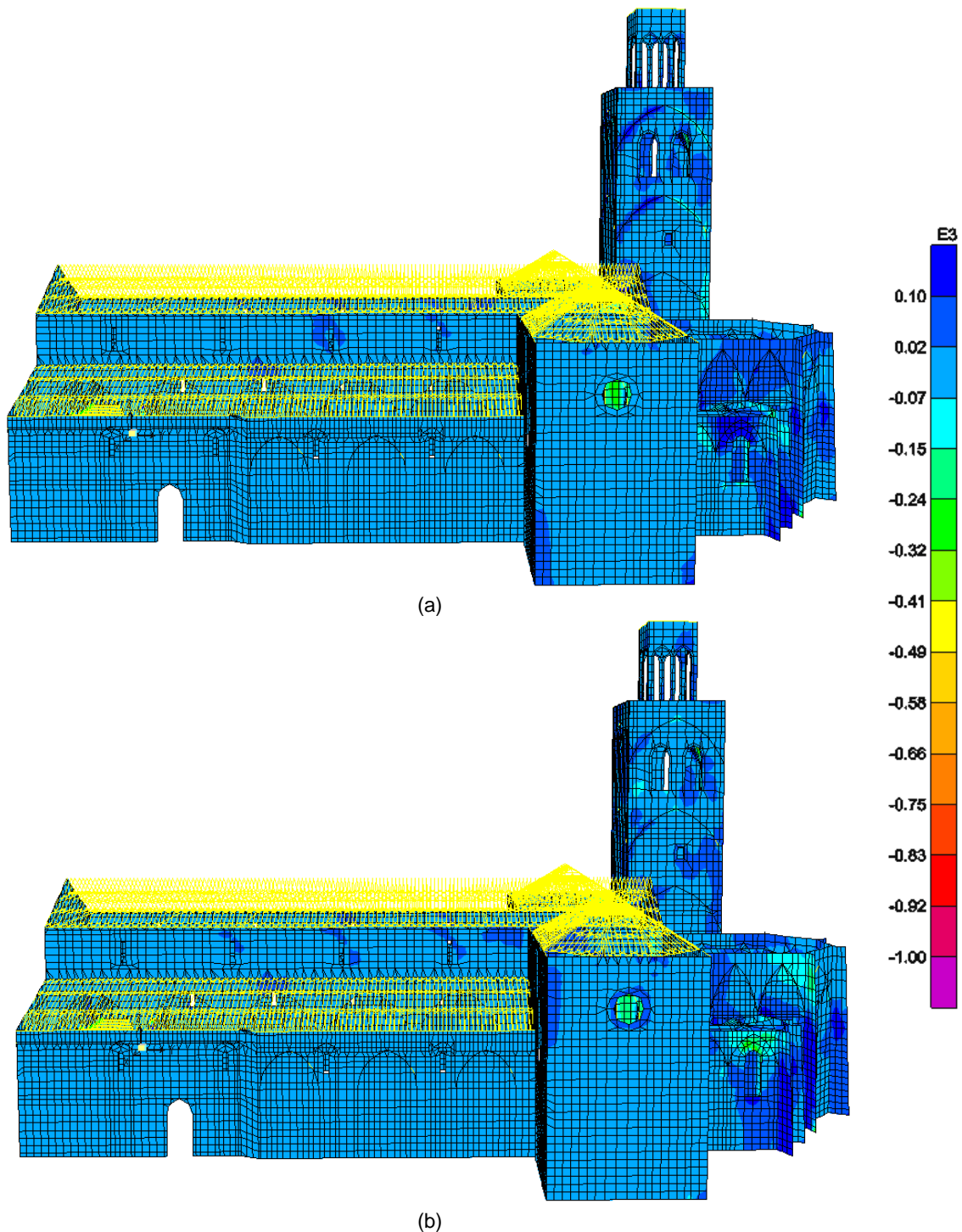
Figura 89 - Tensões distorcionais planares (S12) Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede

ALÇADO NASCENTE



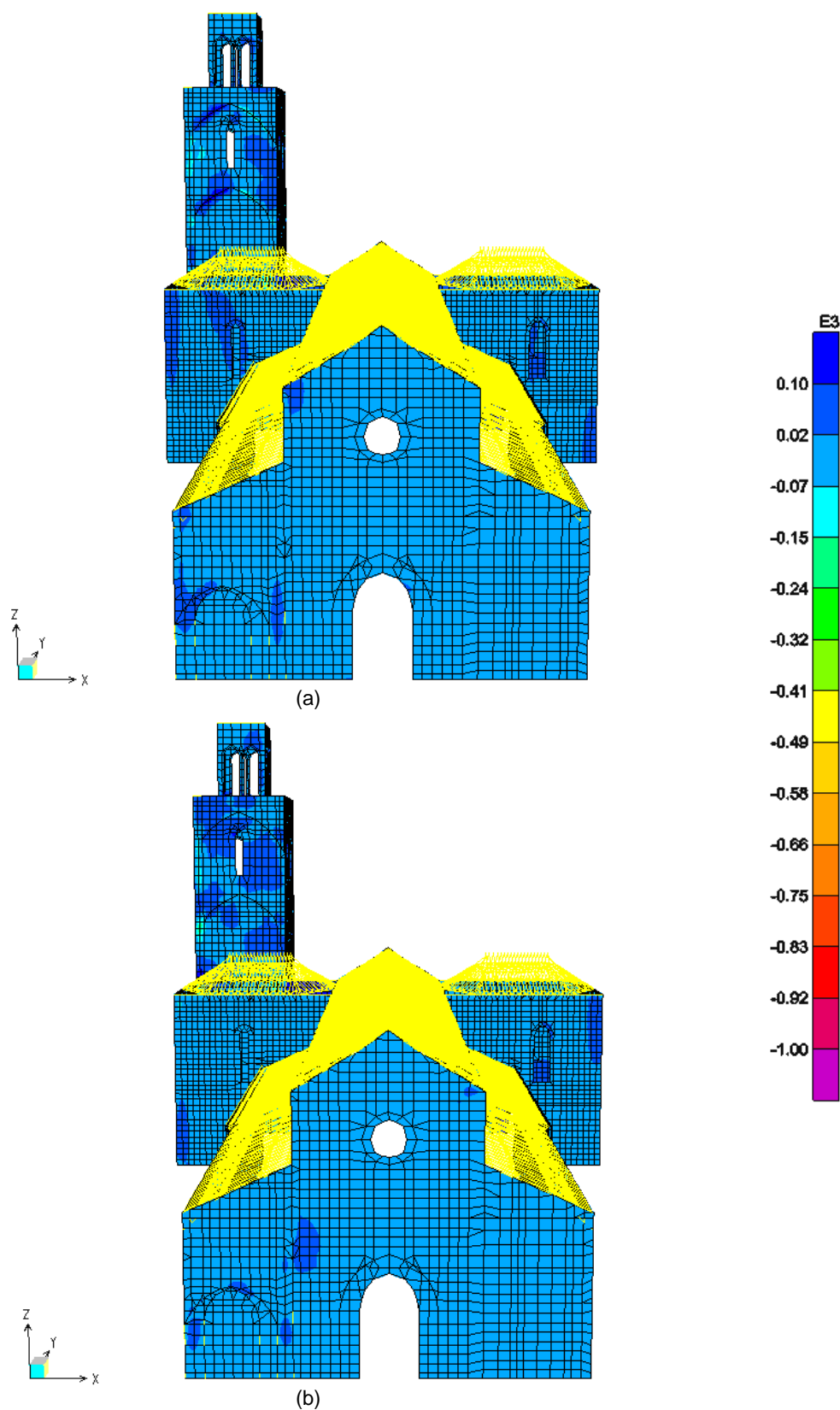
**Figura 90** - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO SUL



**Figura 91** - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede.

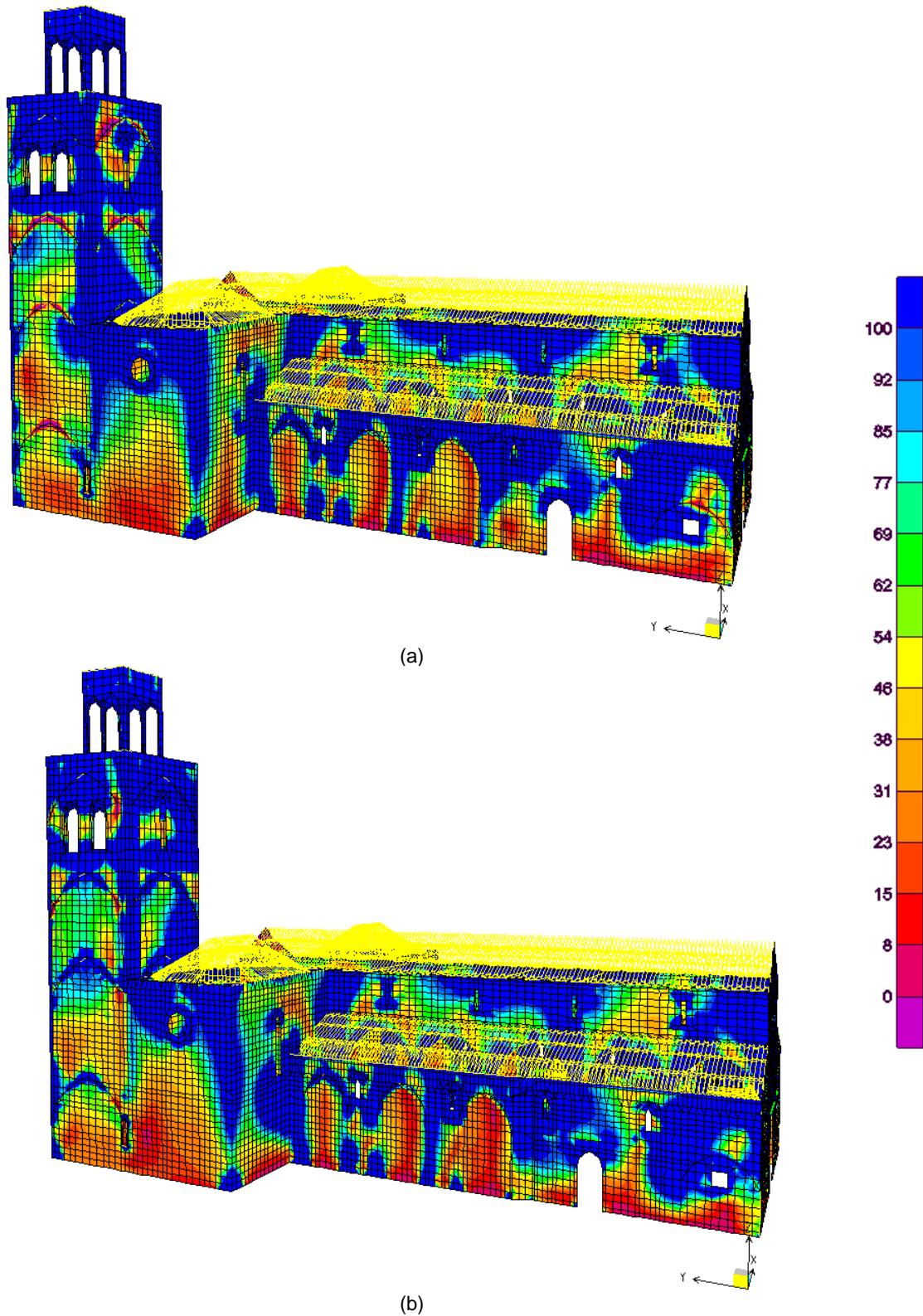
### ALÇADO POENTE



**Figura 92** - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

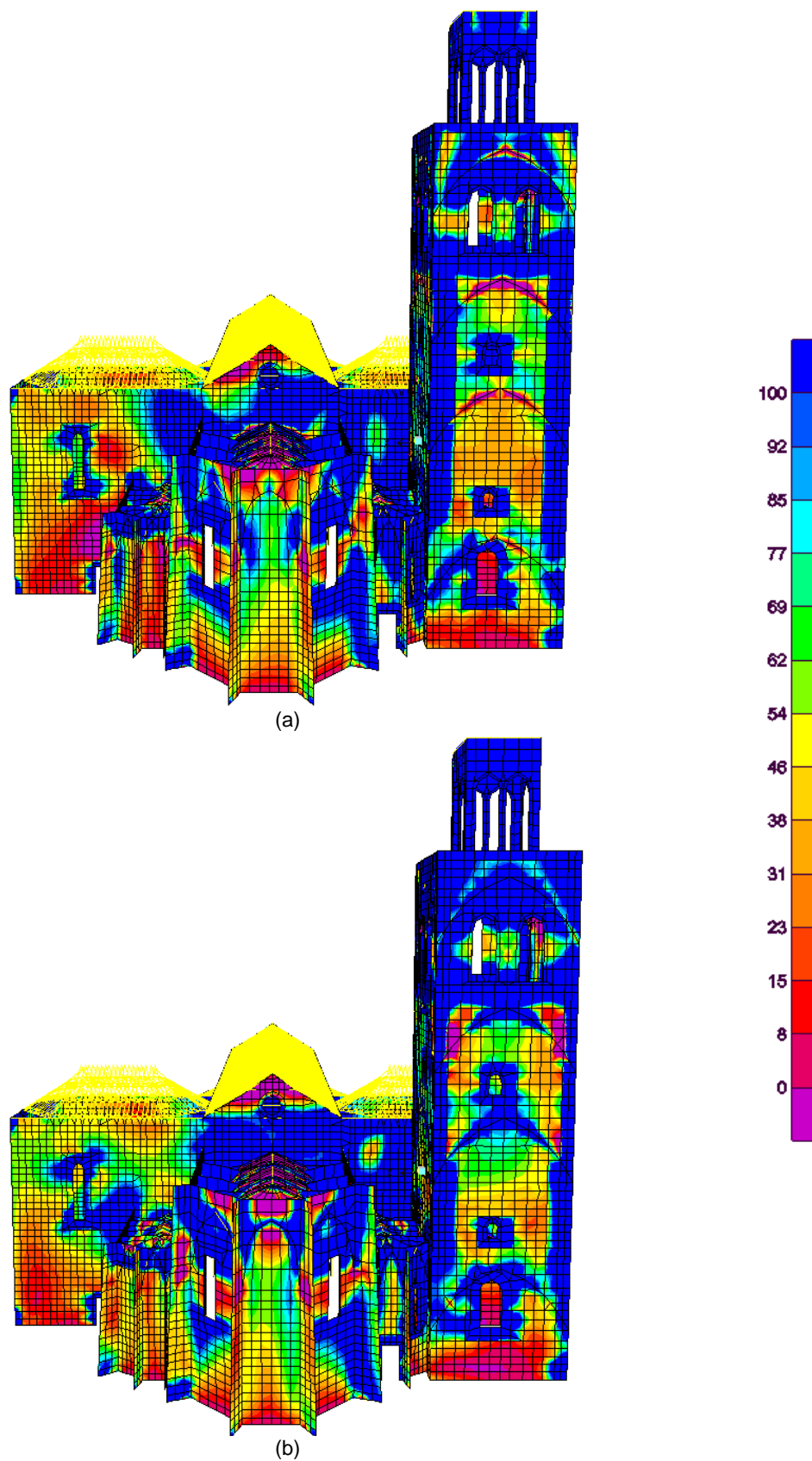
#### E.4. TENSÕES HORIZONTAIS, S11, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2X (ENVOLVENTE MÁXIMA)

ALÇADO NORTE



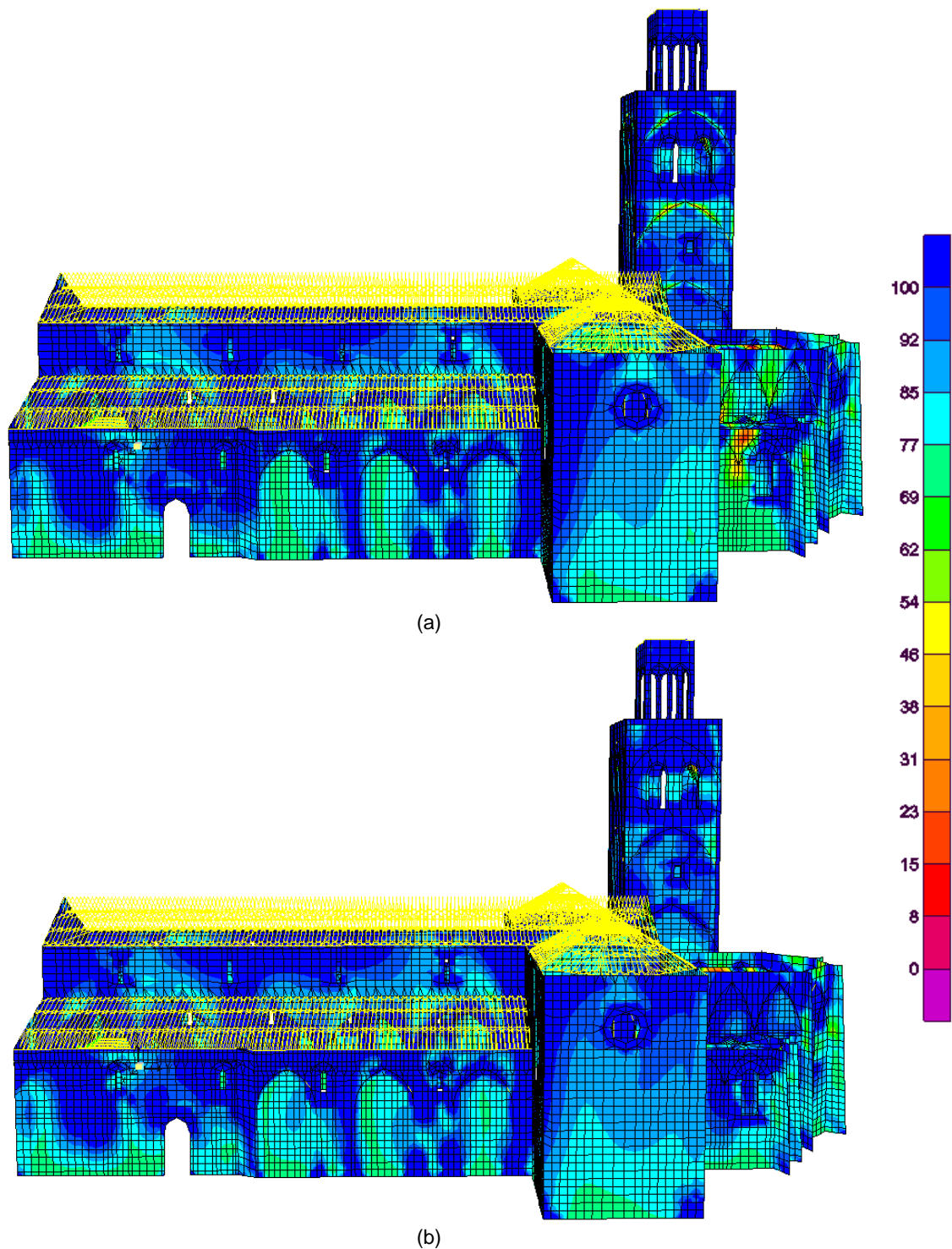
**Figura 93** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado norte - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede

ALÇADO NASCENTE



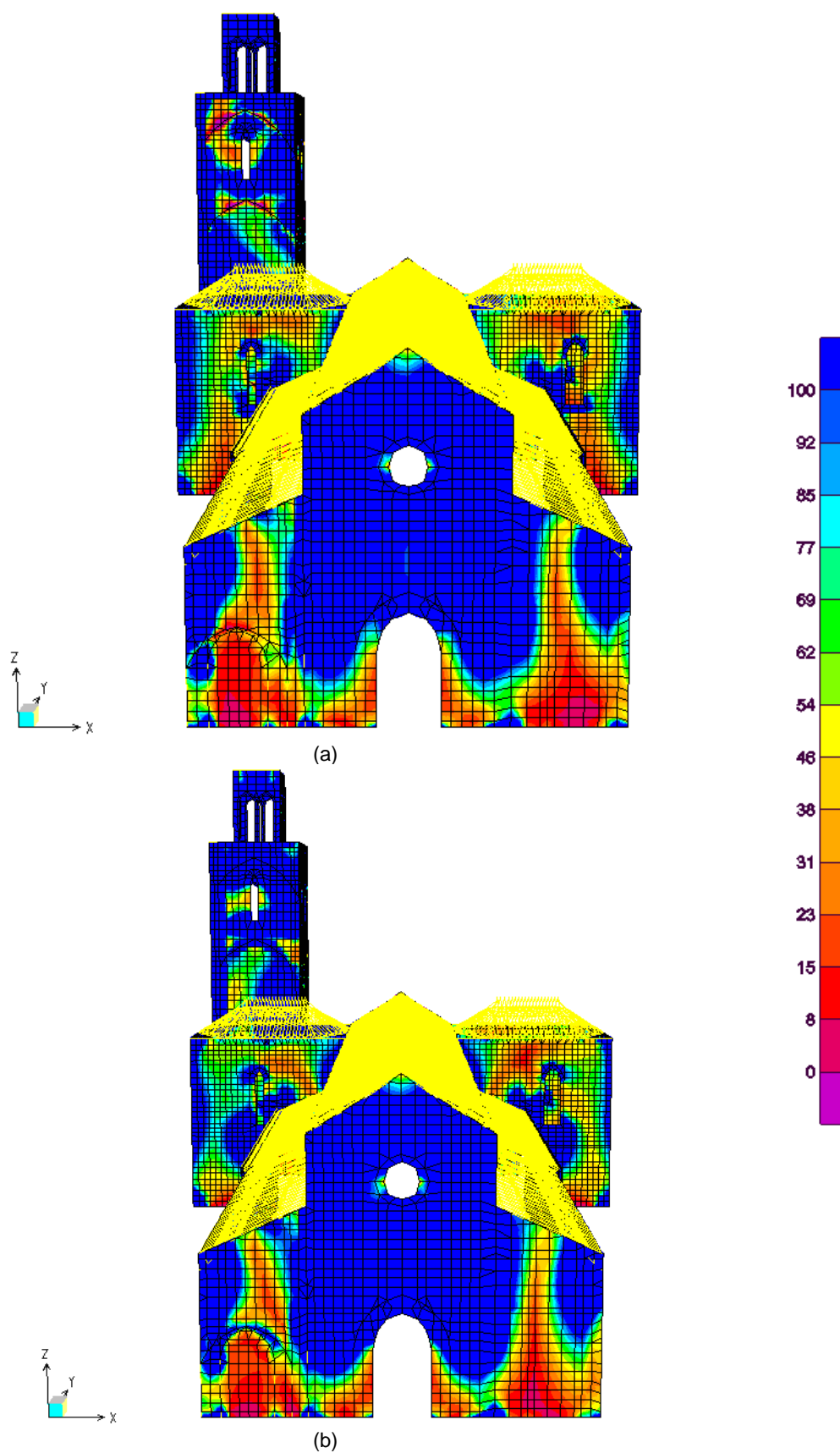
**Figura 94** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado nascente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO SUL



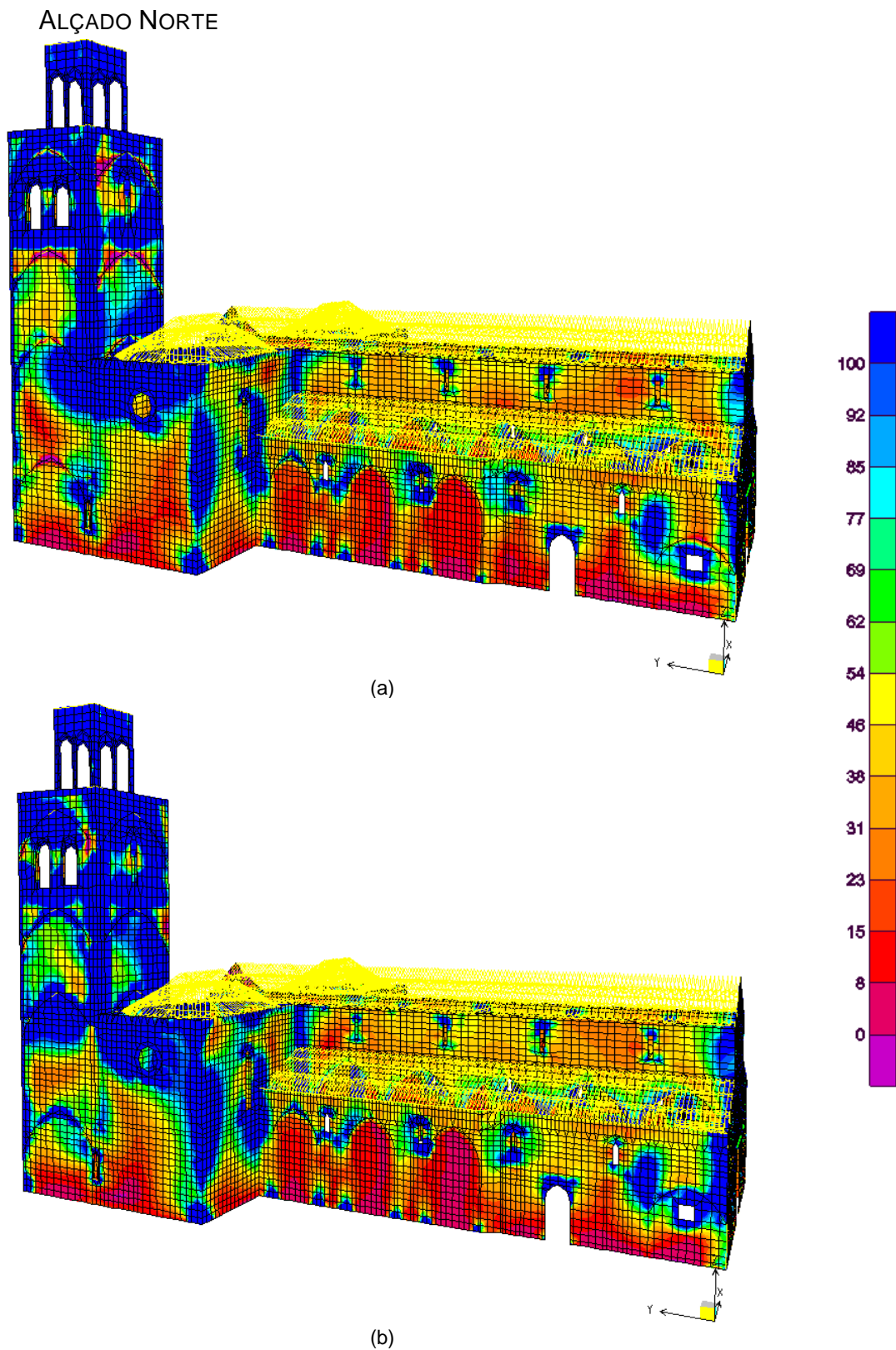
**Figura 95** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado sul - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO POENTE



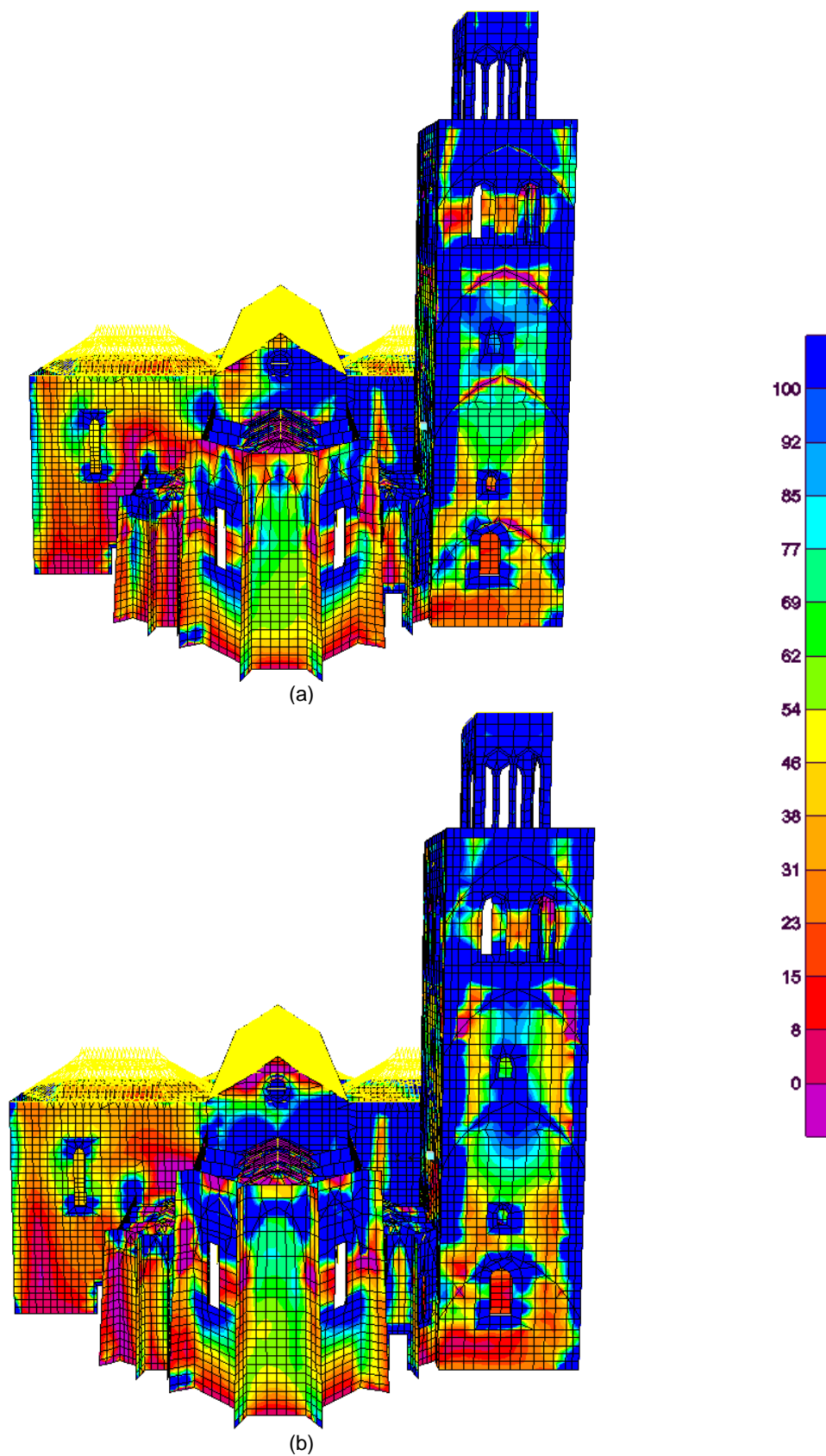
**Figura 96** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado poente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

### E.5. TENSÕES HORIZONTAIS, S11, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S<sub>2Y</sub> (ENVOLVENTE MÁXIMA)



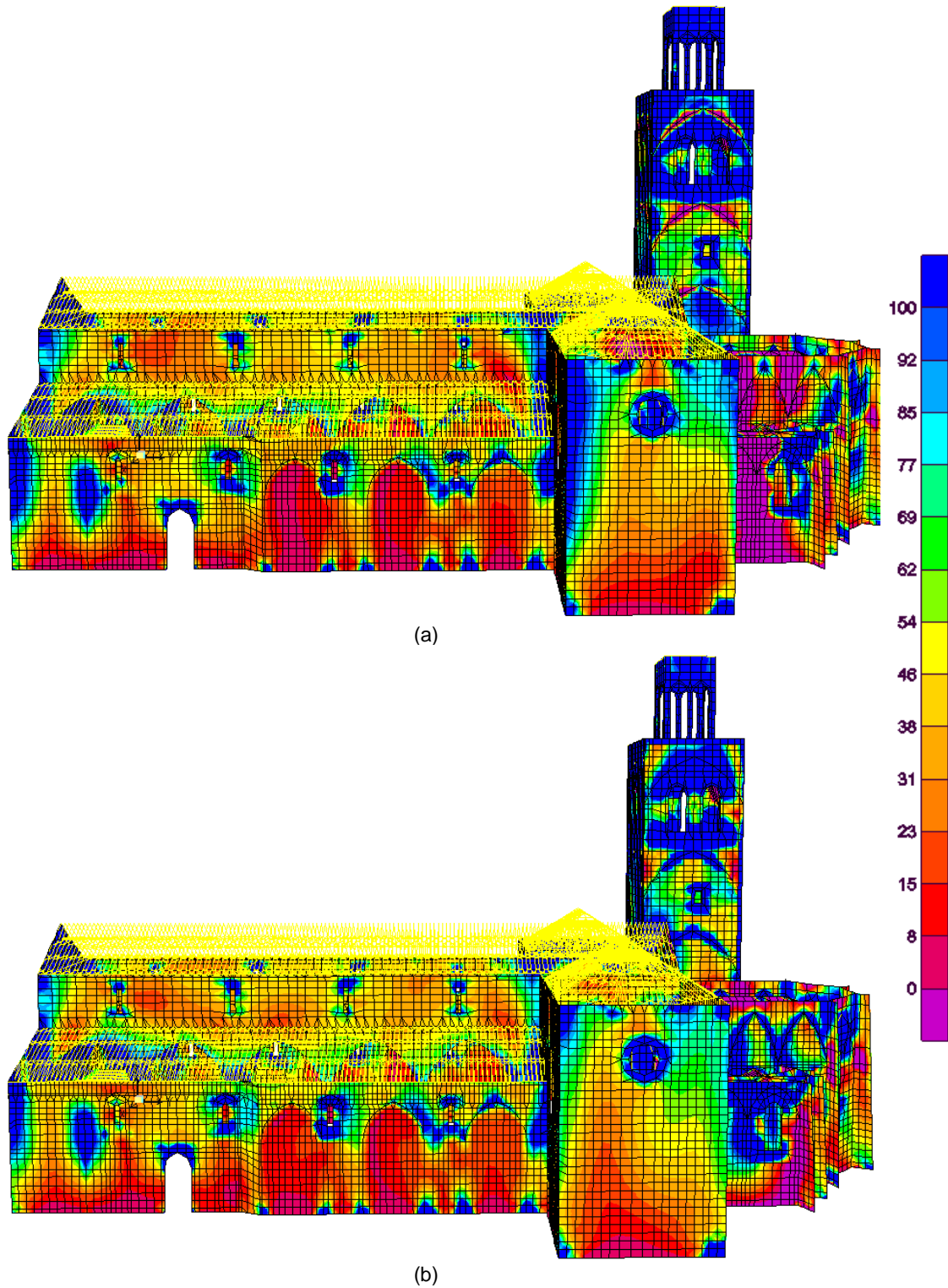
**Figura 97** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado norte - **(a)** Lado interior da parede;  
**(b)** Lado exterior da parede

ALÇADO NASCENTE



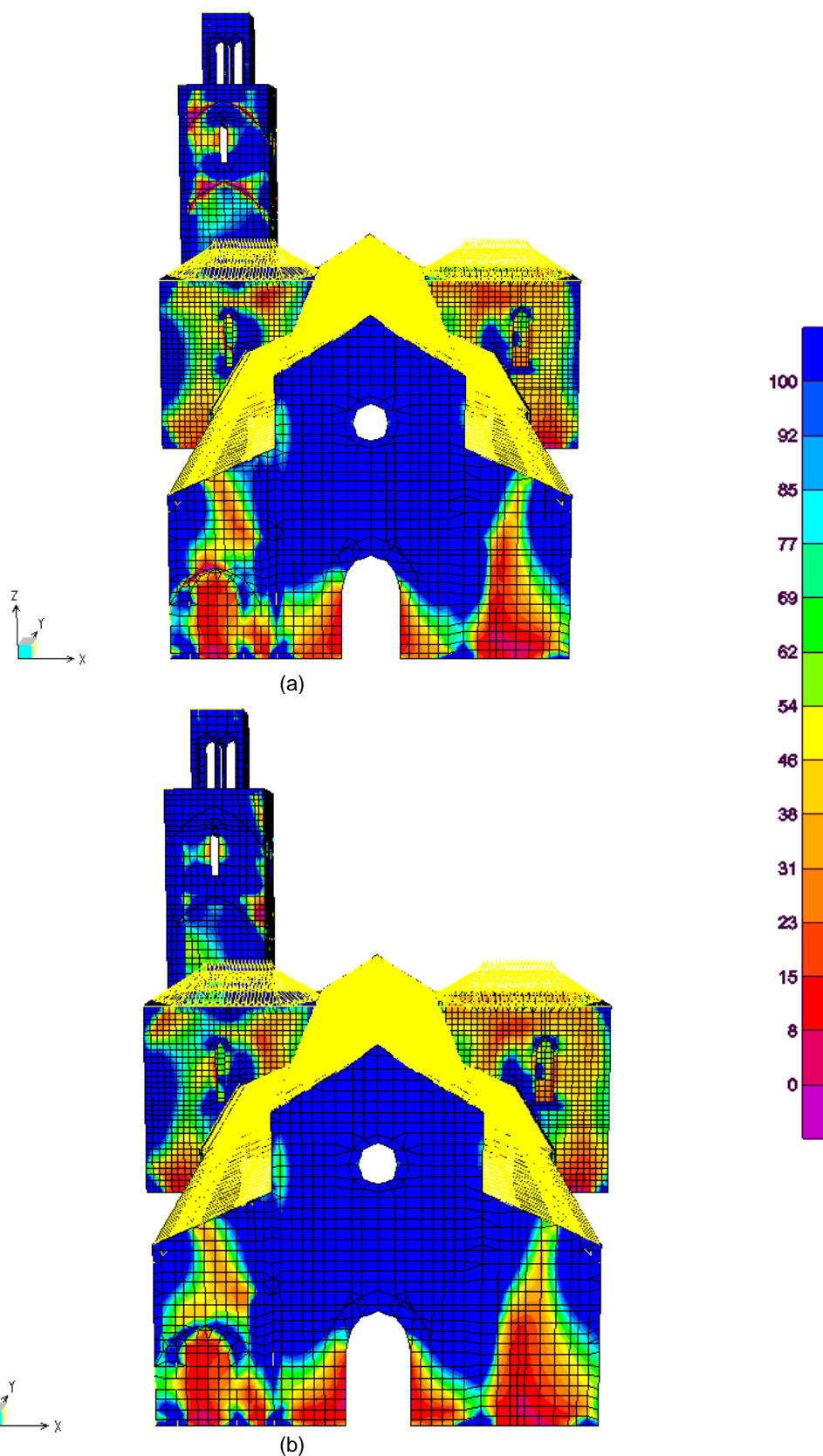
**Figura 98** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado nascente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO SUL



**Figura 99** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado sul- (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede

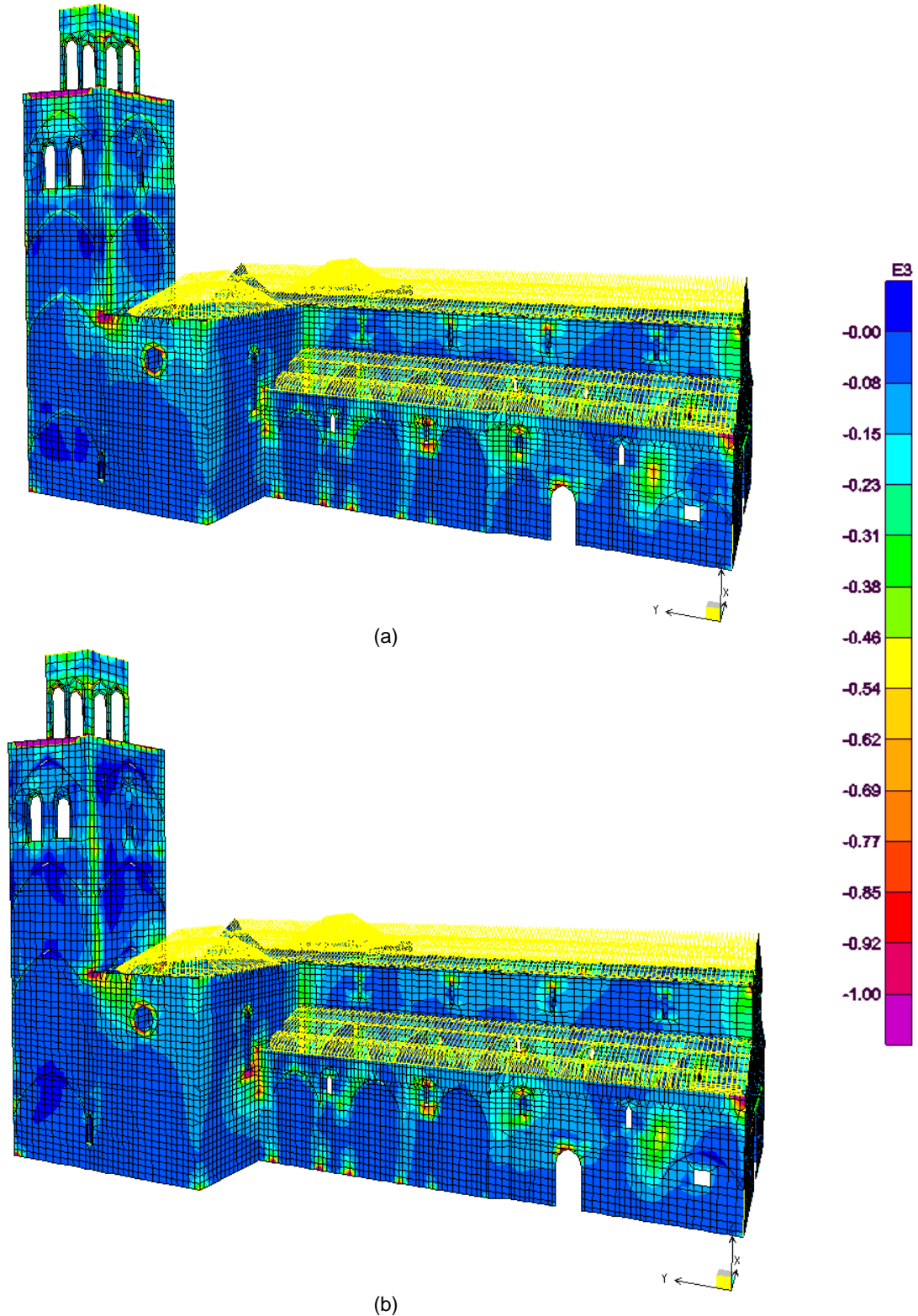
## ALÇADO POENTE



**Figura 100** - Tensões horizontais (S11) na envolvente máxima. Alçado poente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

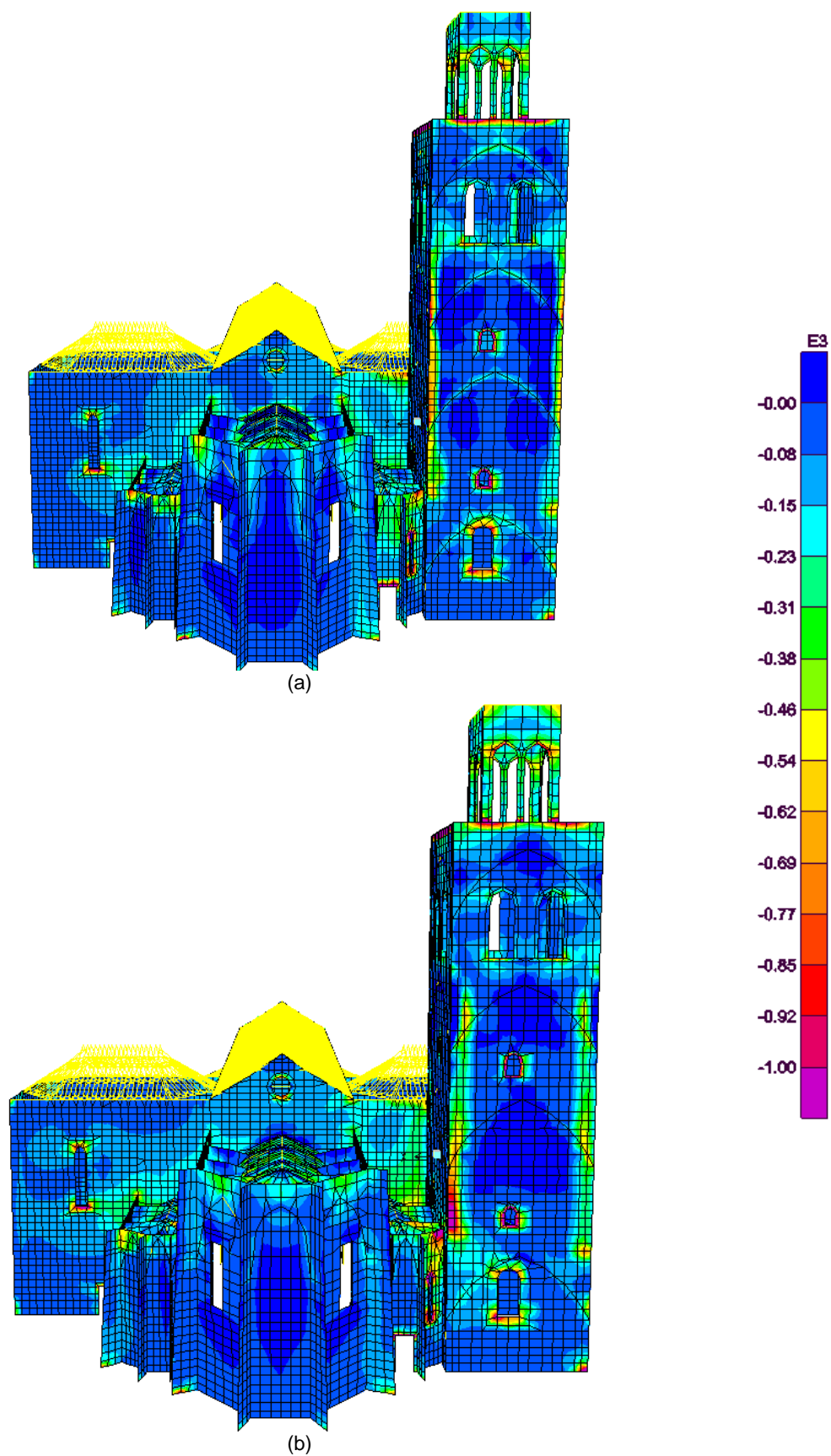
**E.6. TENSÕES HORIZONTAIS, S11, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2x  
(ENVOLVENTE MÍNIMA)**

ALÇADO NORTE



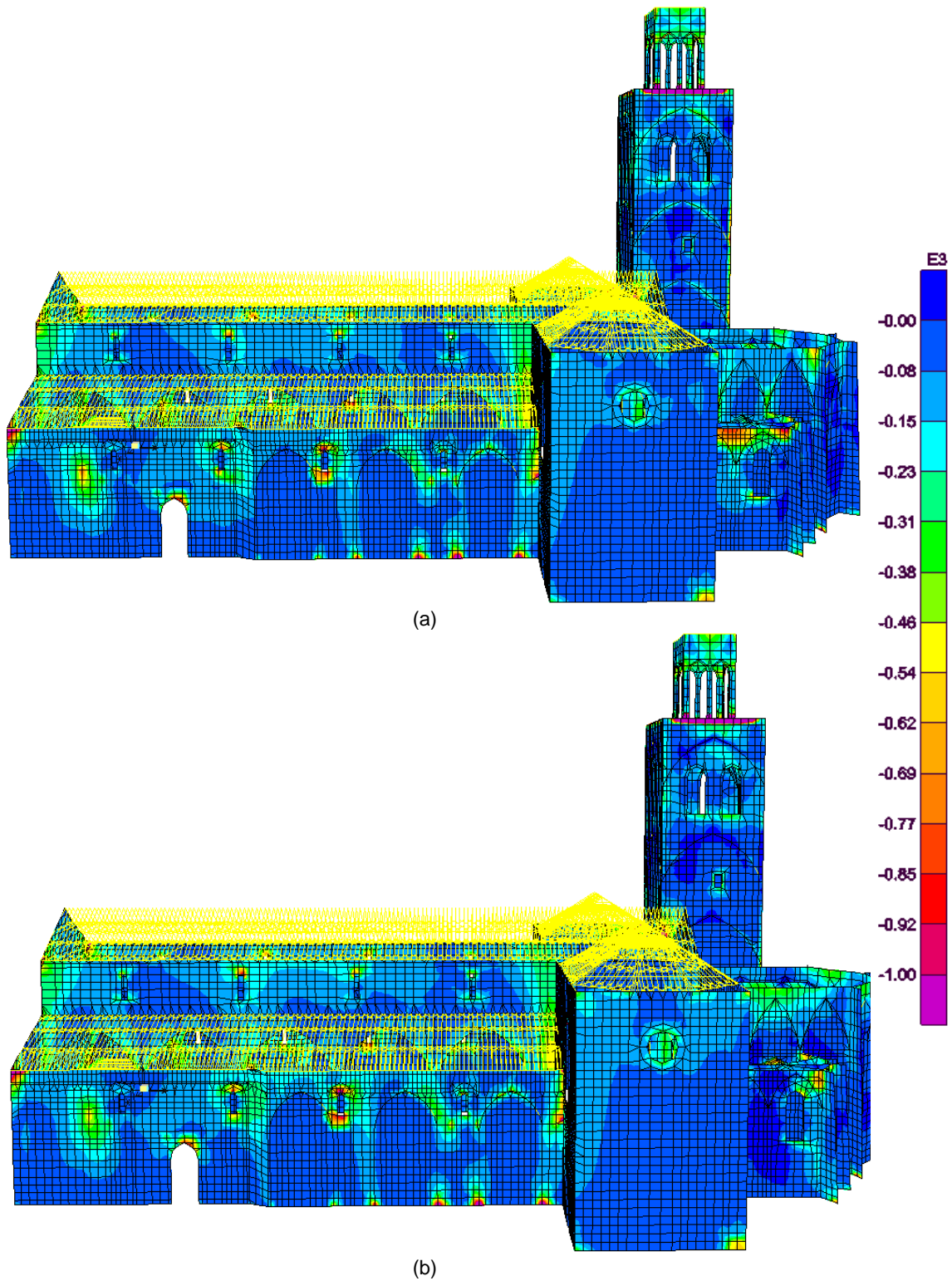
**Figura 101** - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado norte - **(a)** Lado interior da parede;  
**(b)** Lado exterior da parede

ALÇADO NASCENTE



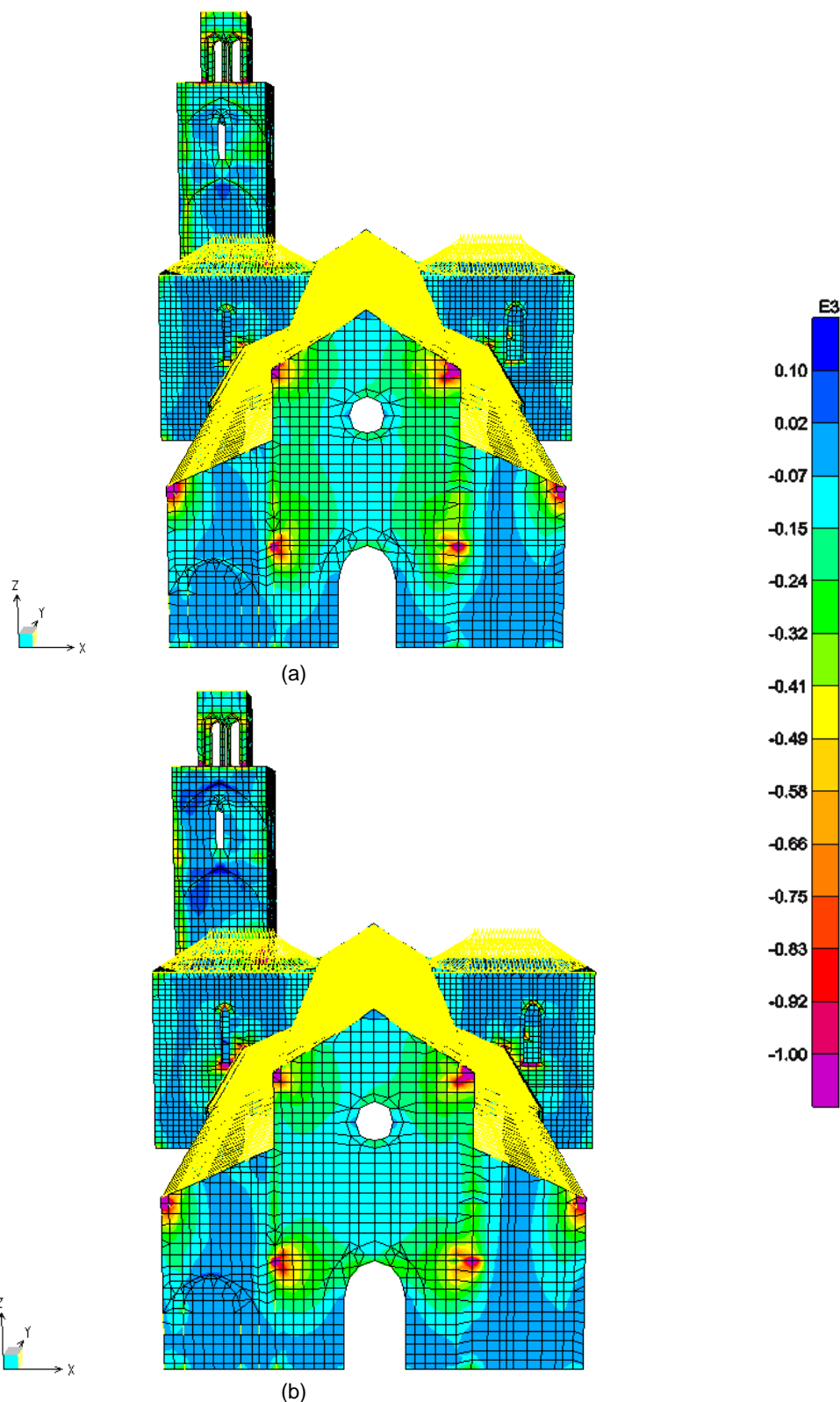
**Figura 102** - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado nascente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO SUL



(b)  
**Figura 103** - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado sul - **(a)** Lado interior da parede;  
**(b)** Lado exterior da parede

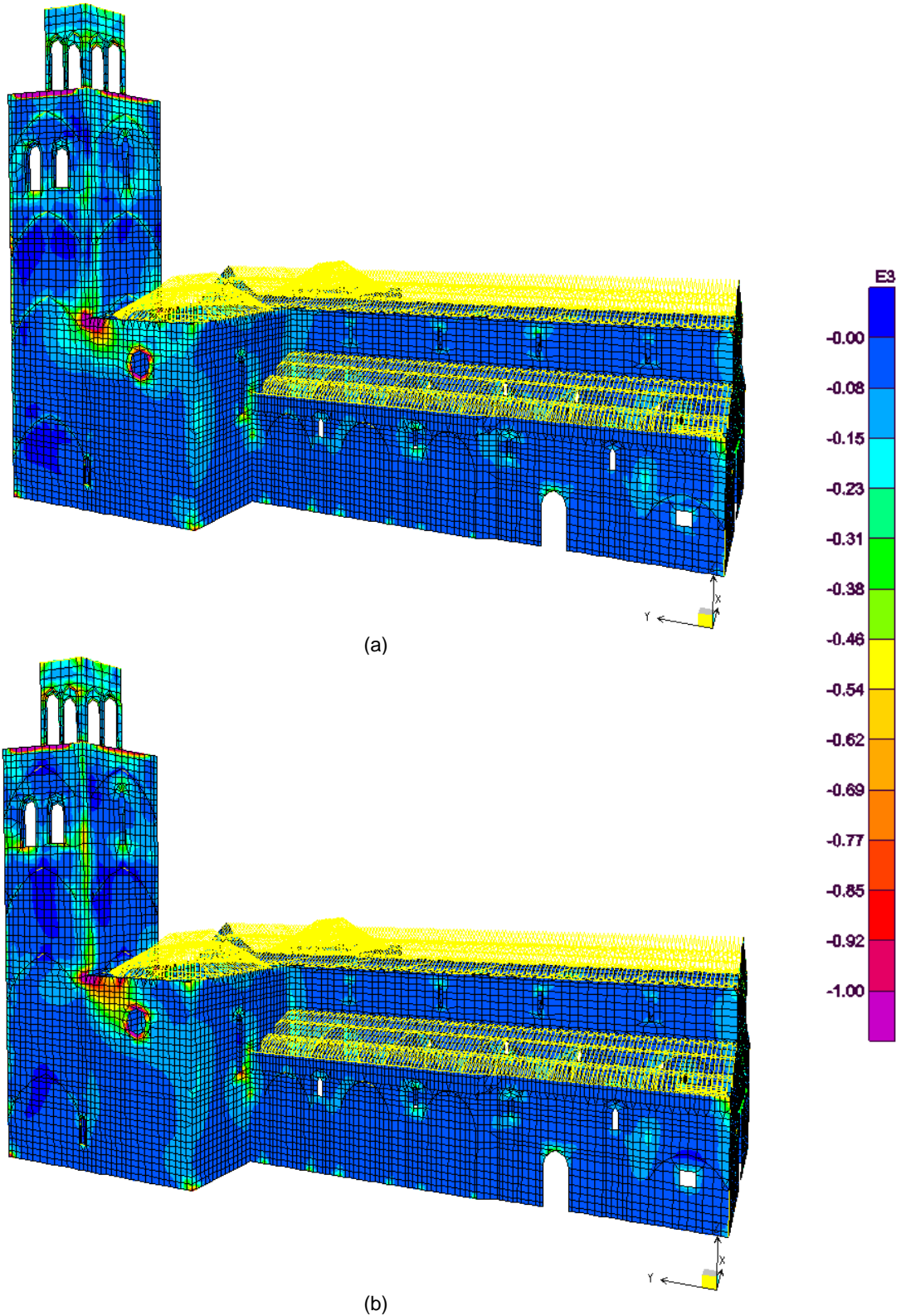
## ALÇADO POENTE



**Figura 104** - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado poente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

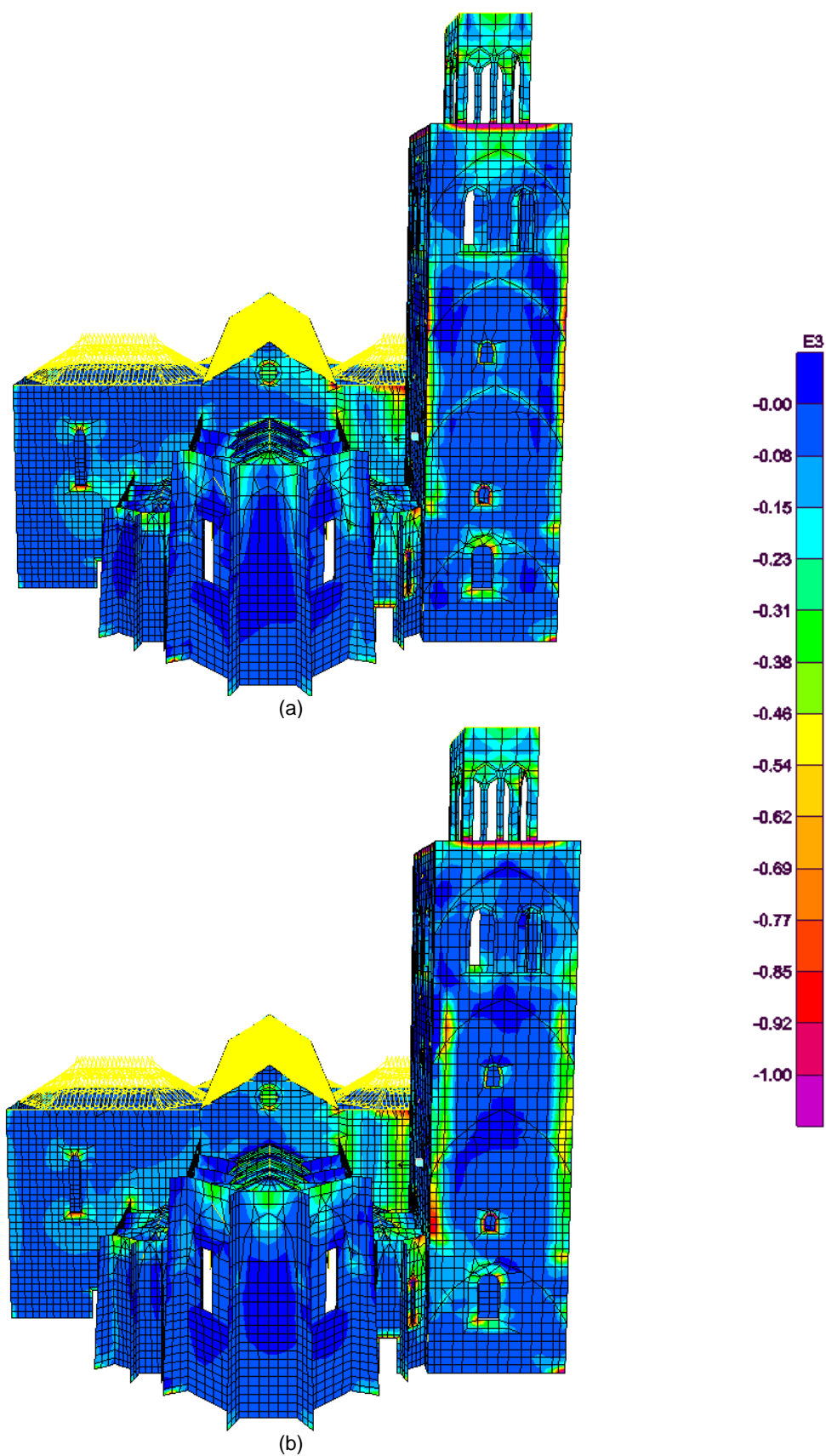
**E.7. TENSÕES HORIZONTAIS, S11, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2Y  
(ENVOLVENTE MÍNIMA)**

ALÇADO NORTE



(b)  
**Figura 105 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado norte - (a) Lado interior da parede;  
(b) Lado exterior da parede**

ALÇADO NASCENTE



**Figura 106** - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado nascente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

## ALÇADO SUL

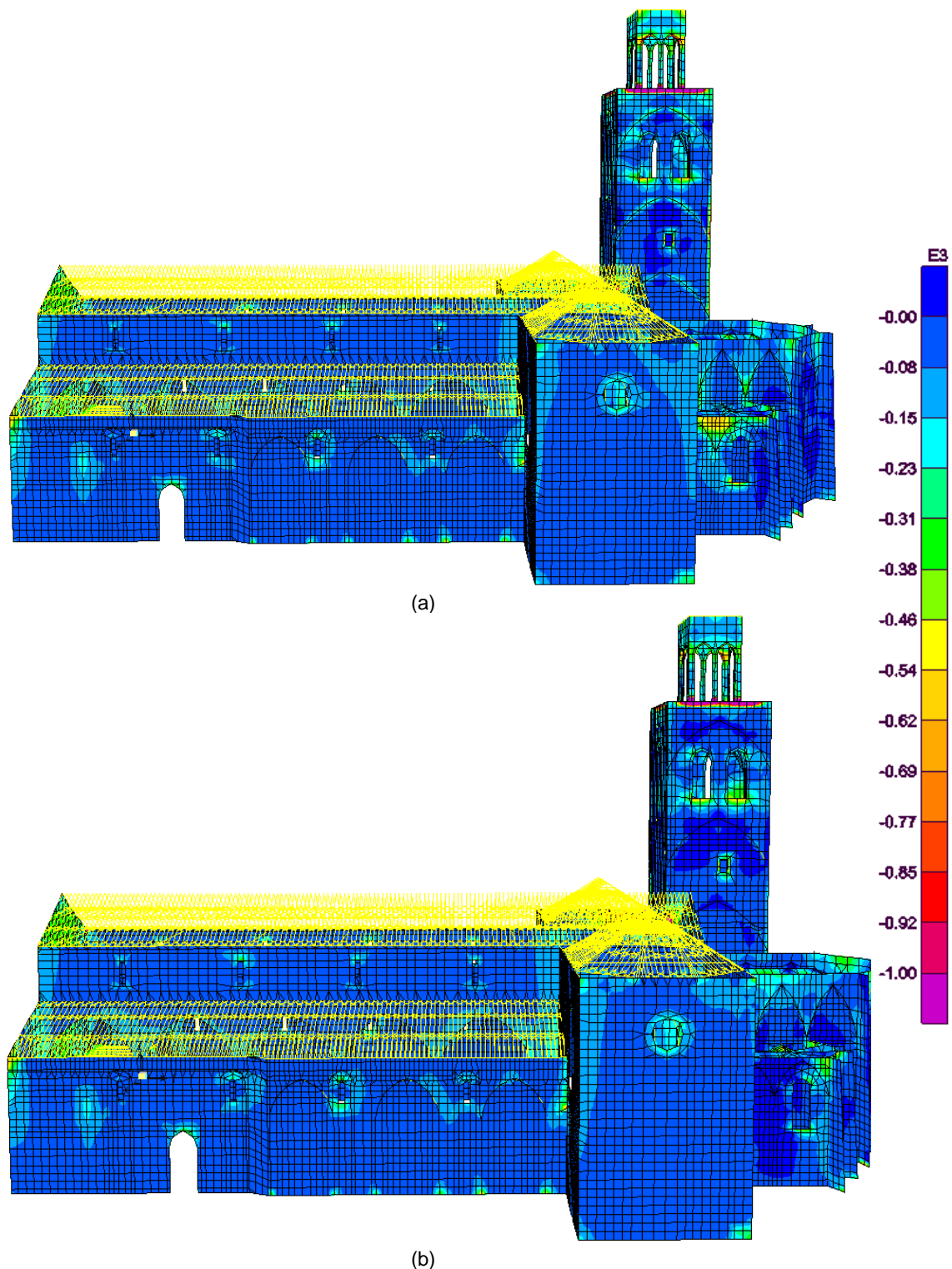
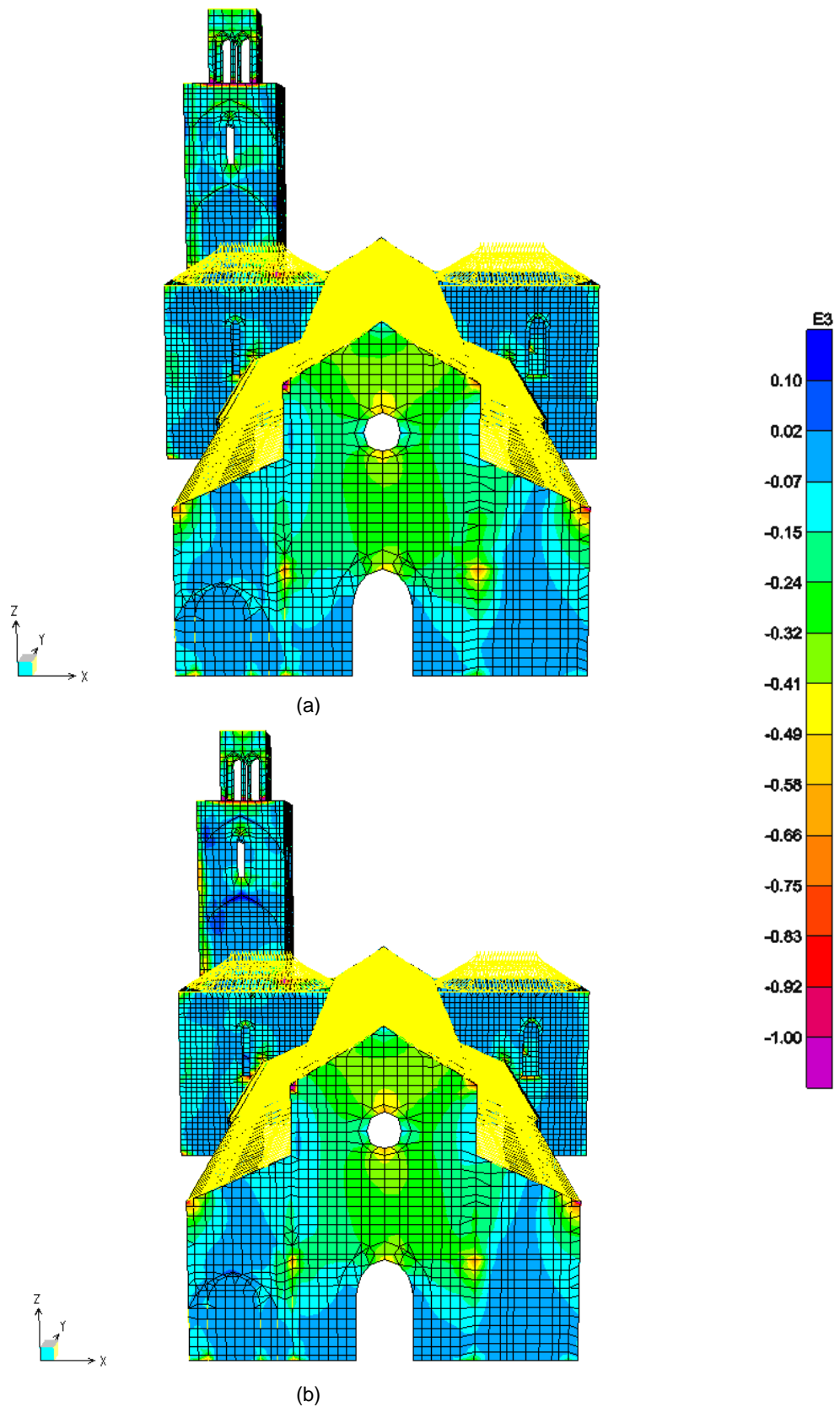


Figura 107 - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado sul - (a) Lado interior da parede; (b) Lado exterior da parede

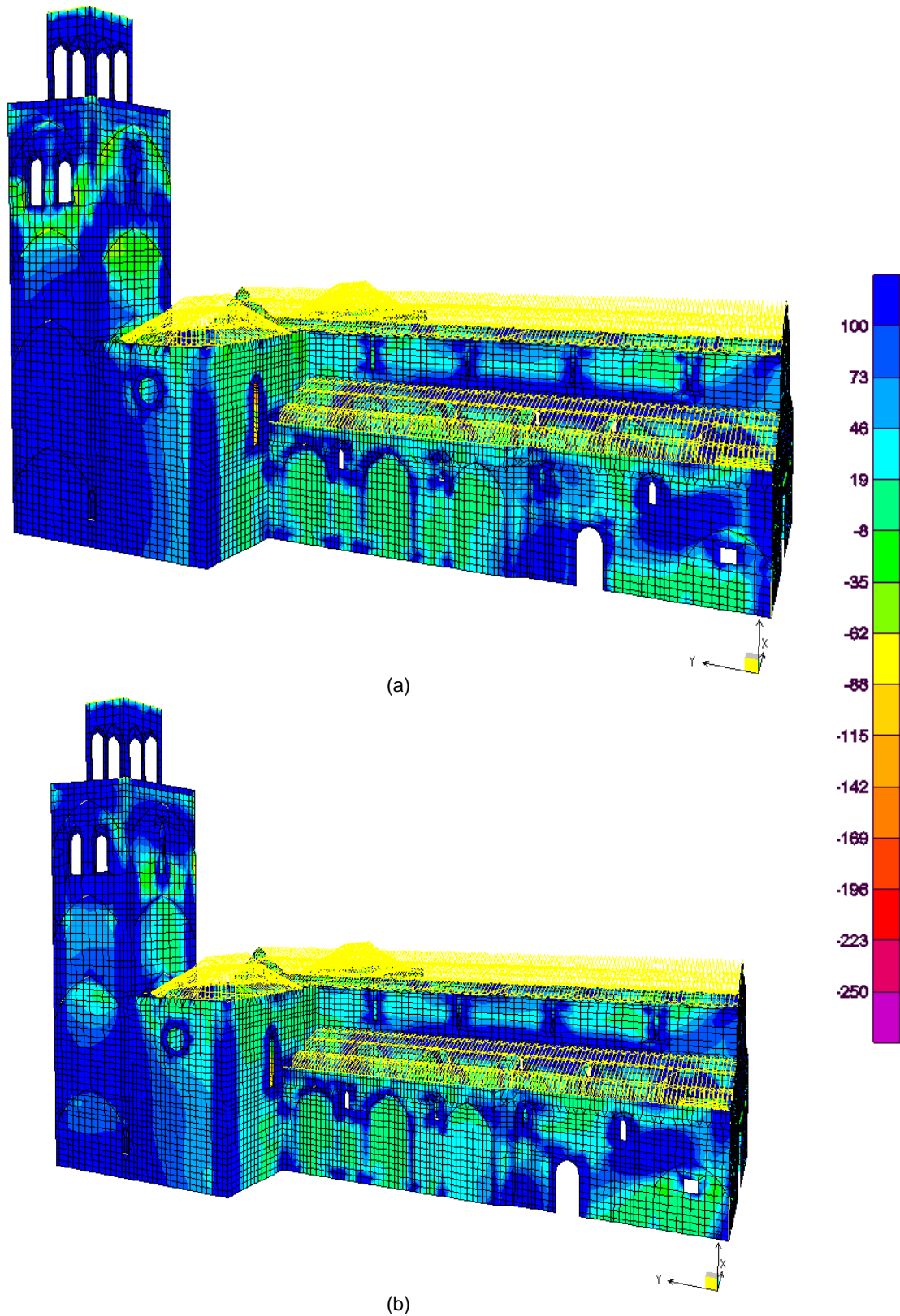
## ALÇADO POENTE



**Figura 108** - Tensões horizontais (S11) na envolvente mínima. Alçado poente - **(a)** Lado interior da parede; **(b)** Lado exterior da parede

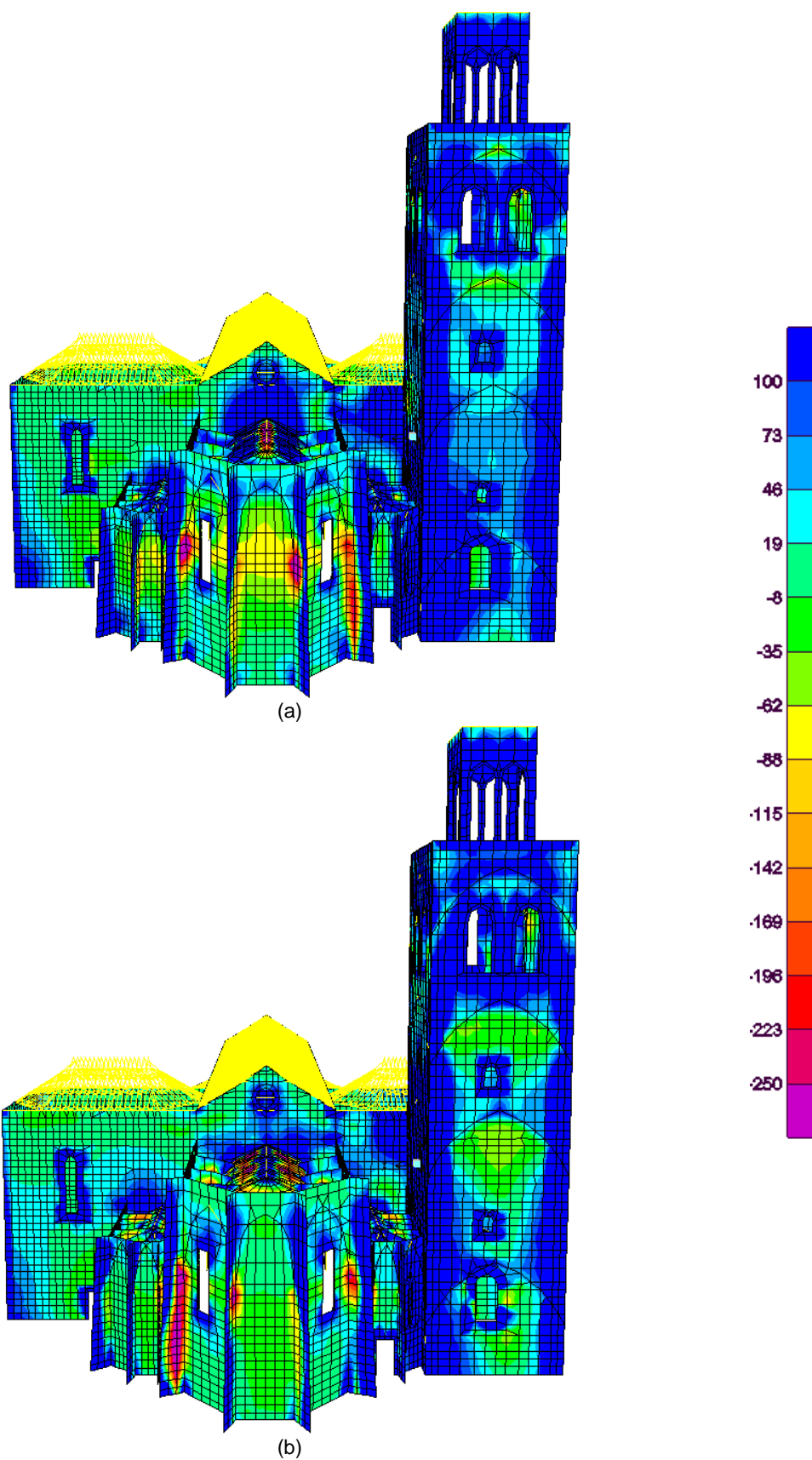
### E.8. TENSÕES VERTICAIS, S22, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2X (ENVOLVENTE MÁXIMA)

ALÇADO NORTE



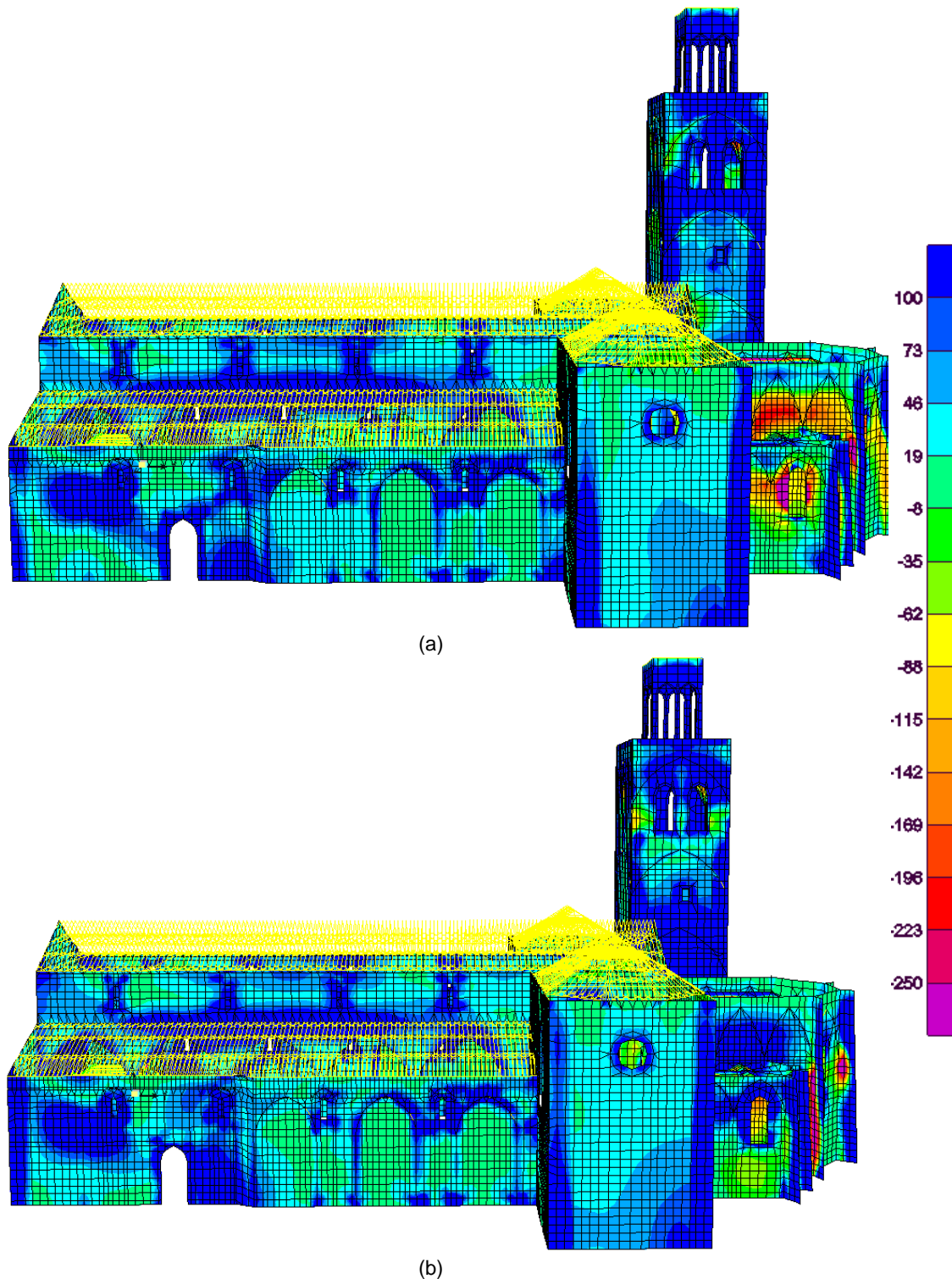
**Figura 109** - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado norte - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

ALÇADO NASCENTE



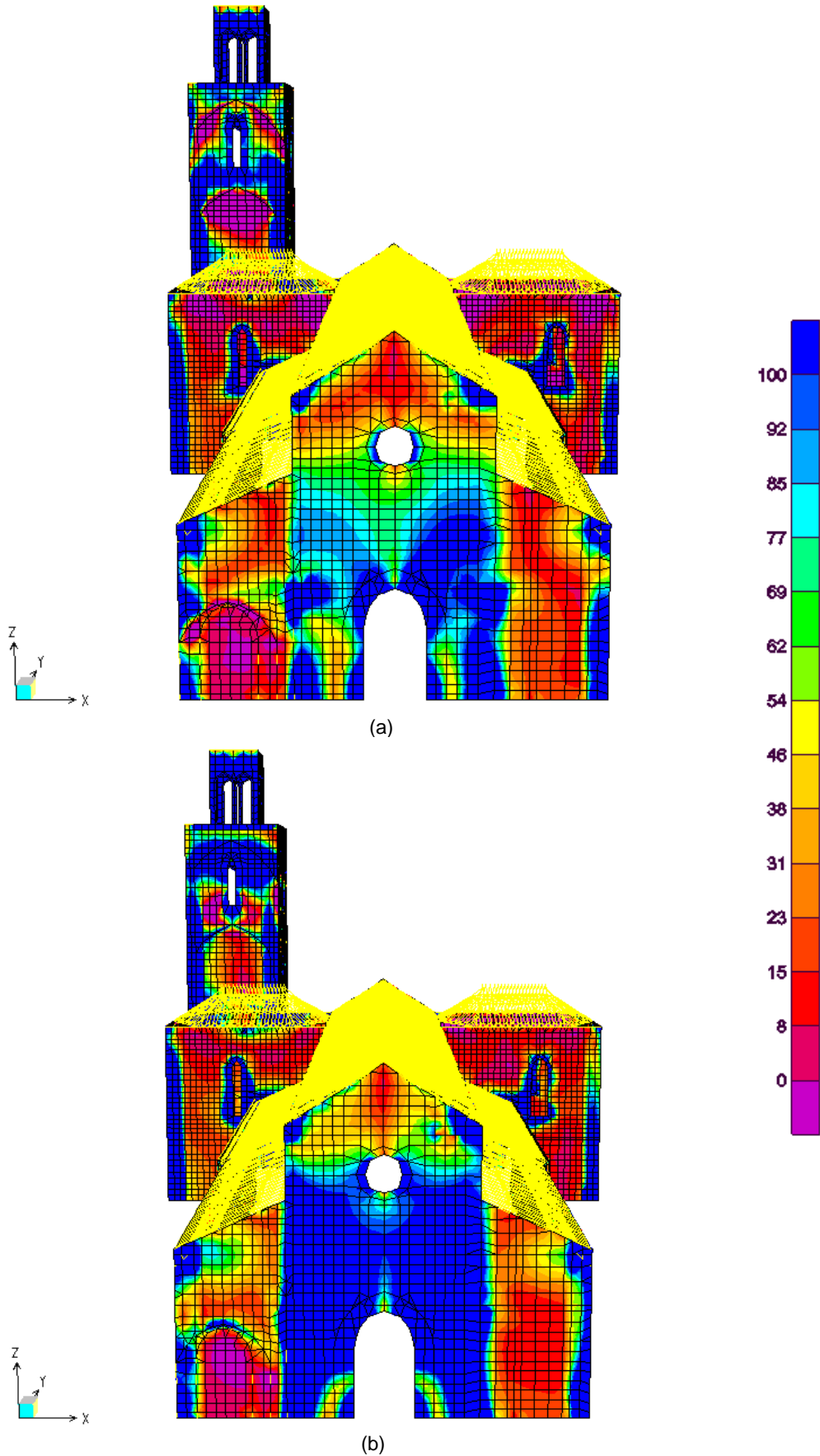
**Figura 110** - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado nascente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

## ALÇADO SUL



**Figura 111** - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado sul - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

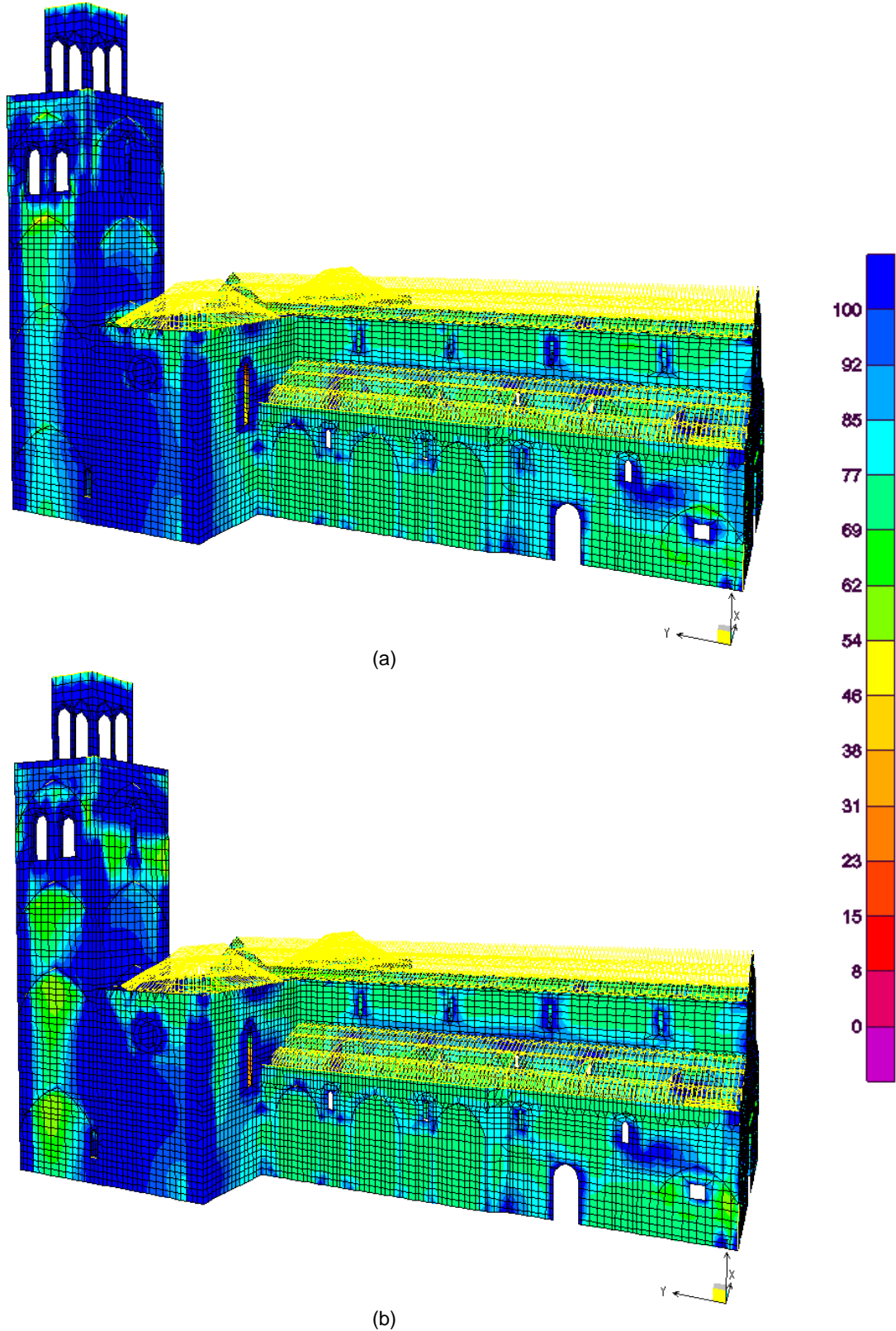
### ALÇADO POENTE



**Figura 112** - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado poente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

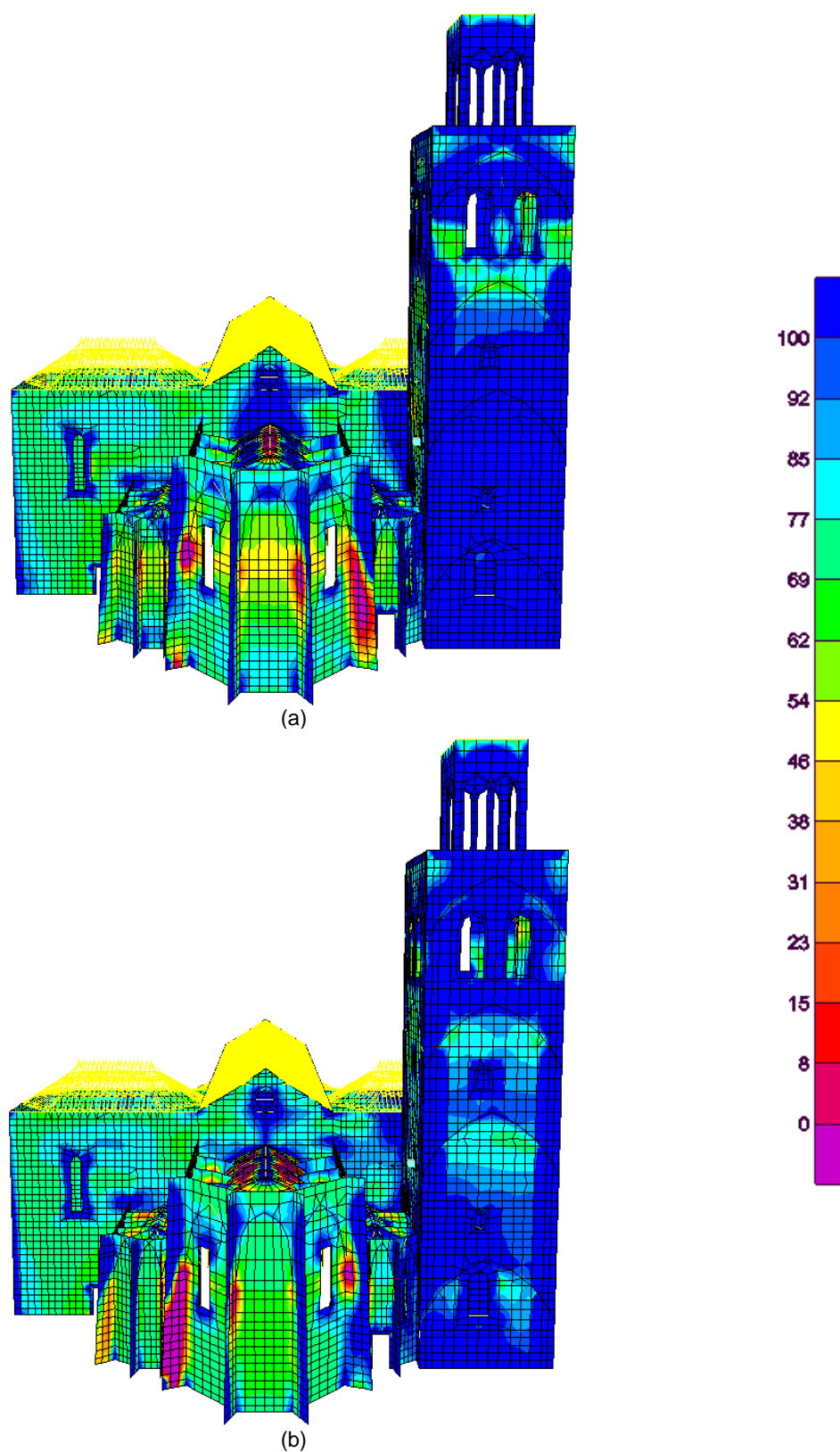
**E.9. TENSÕES VERTICAIS, S22, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2Y  
(ENVOLVENTE MÁXIMA)**

ALÇADO NORTE



**Figura 113** - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado norte - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

## ALÇADO NASCENTE



**Figura 114** - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado nascente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

## ALÇADO SUL

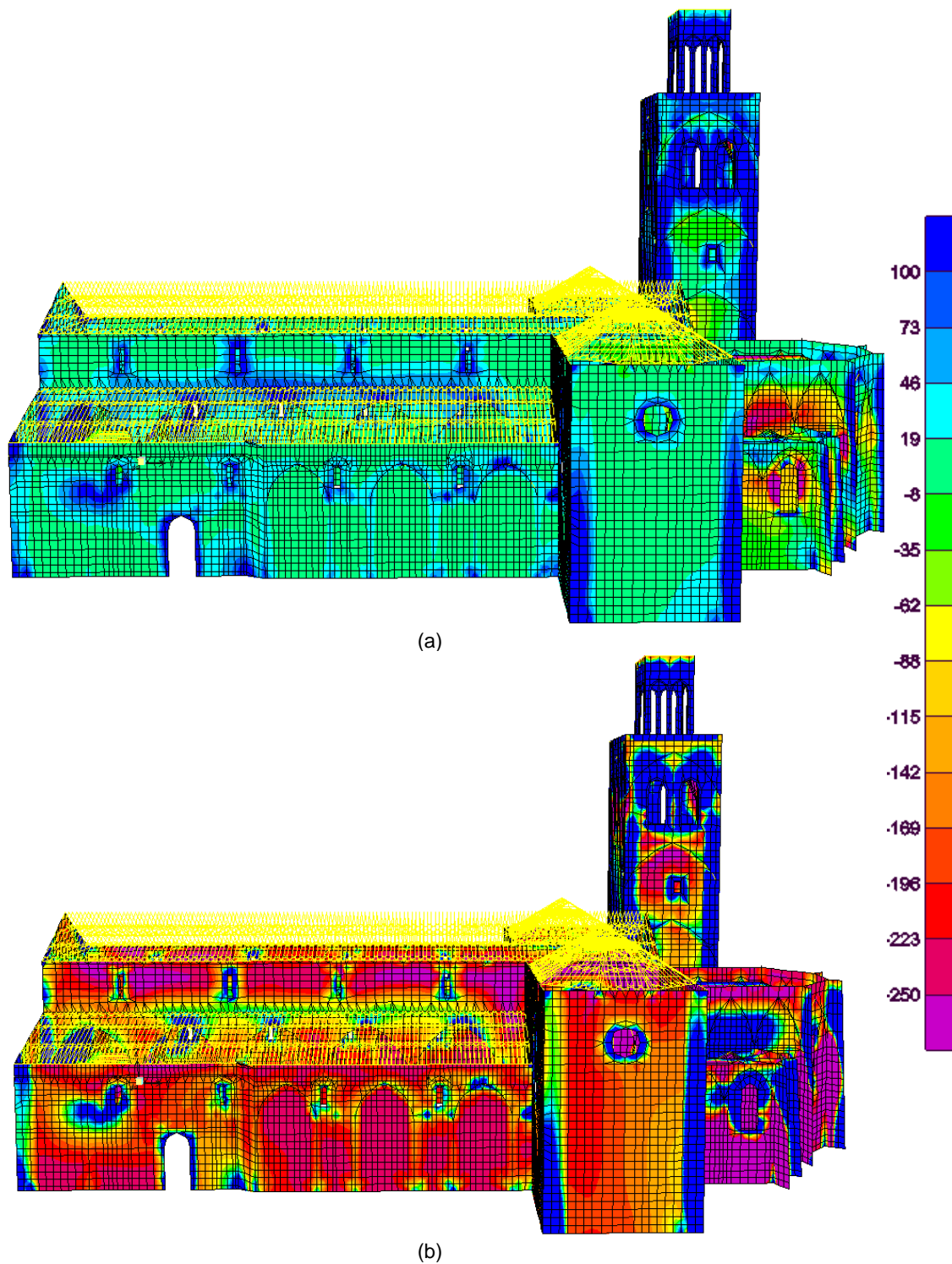
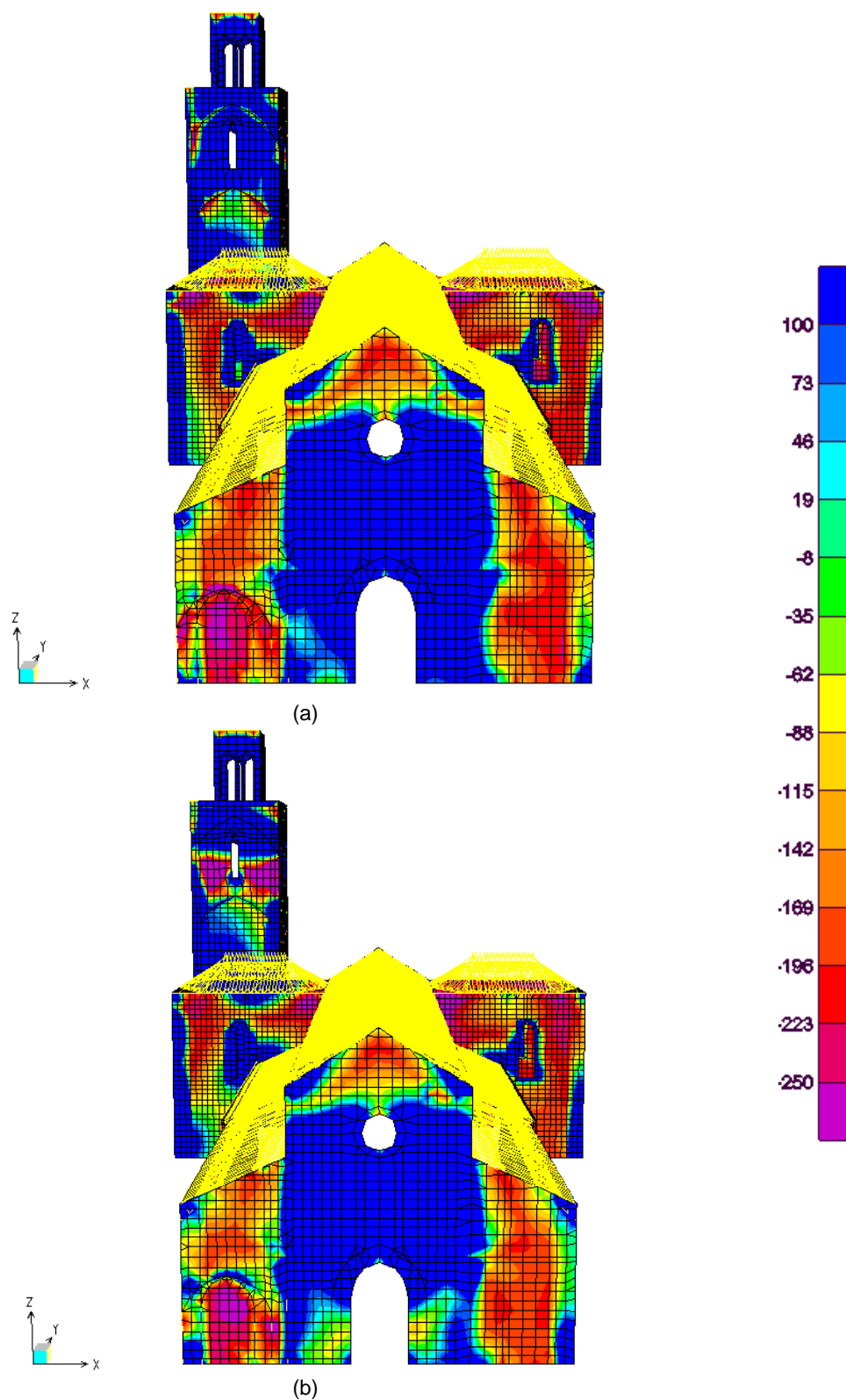


Figura 115 - Tensões verticais (S22) na envolvente máxima. Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede

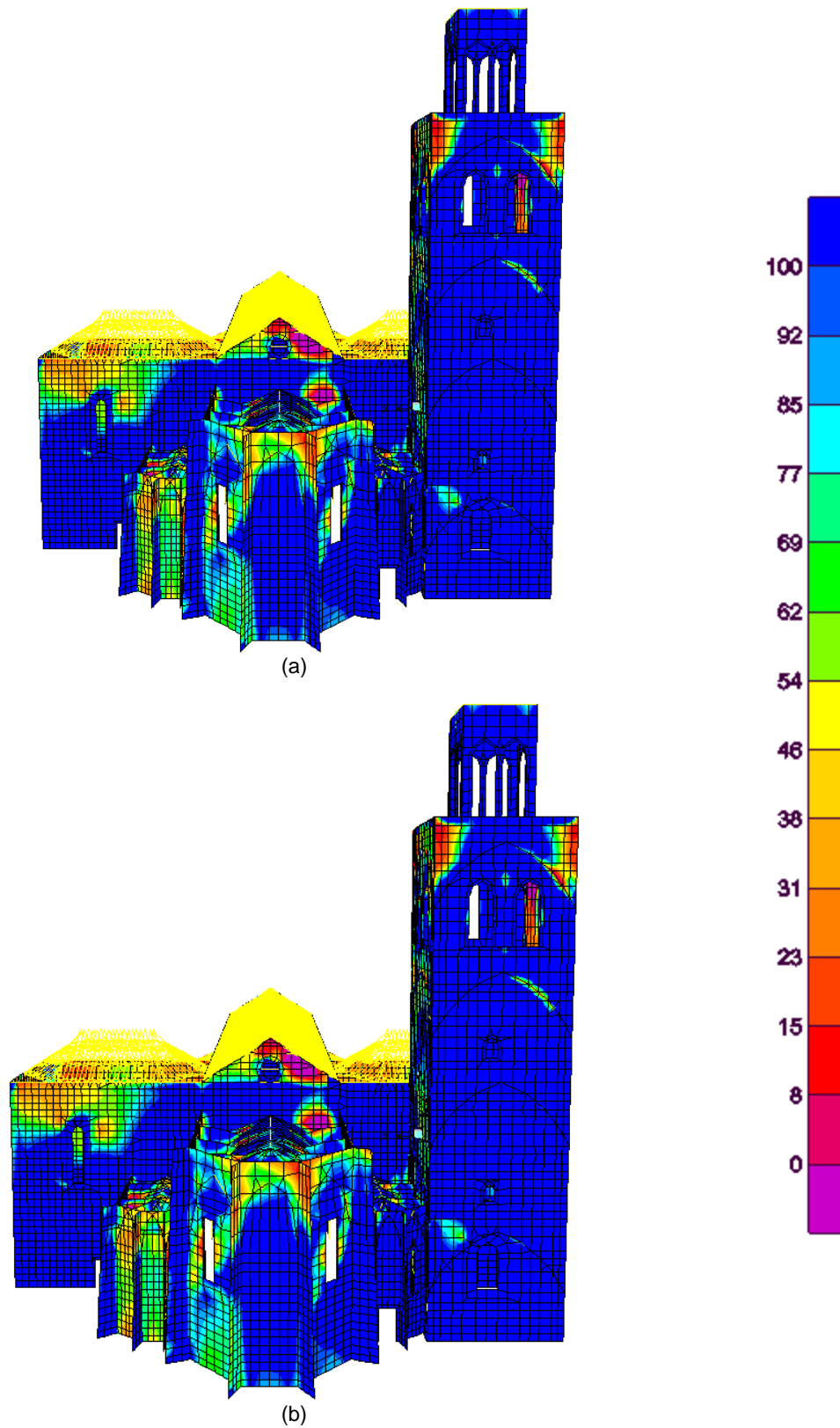
## ALÇADO POENTE



**Figura 116** - Tensões verticais ( $S_{22}$ ) na envolvente máxima. Alçado poente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

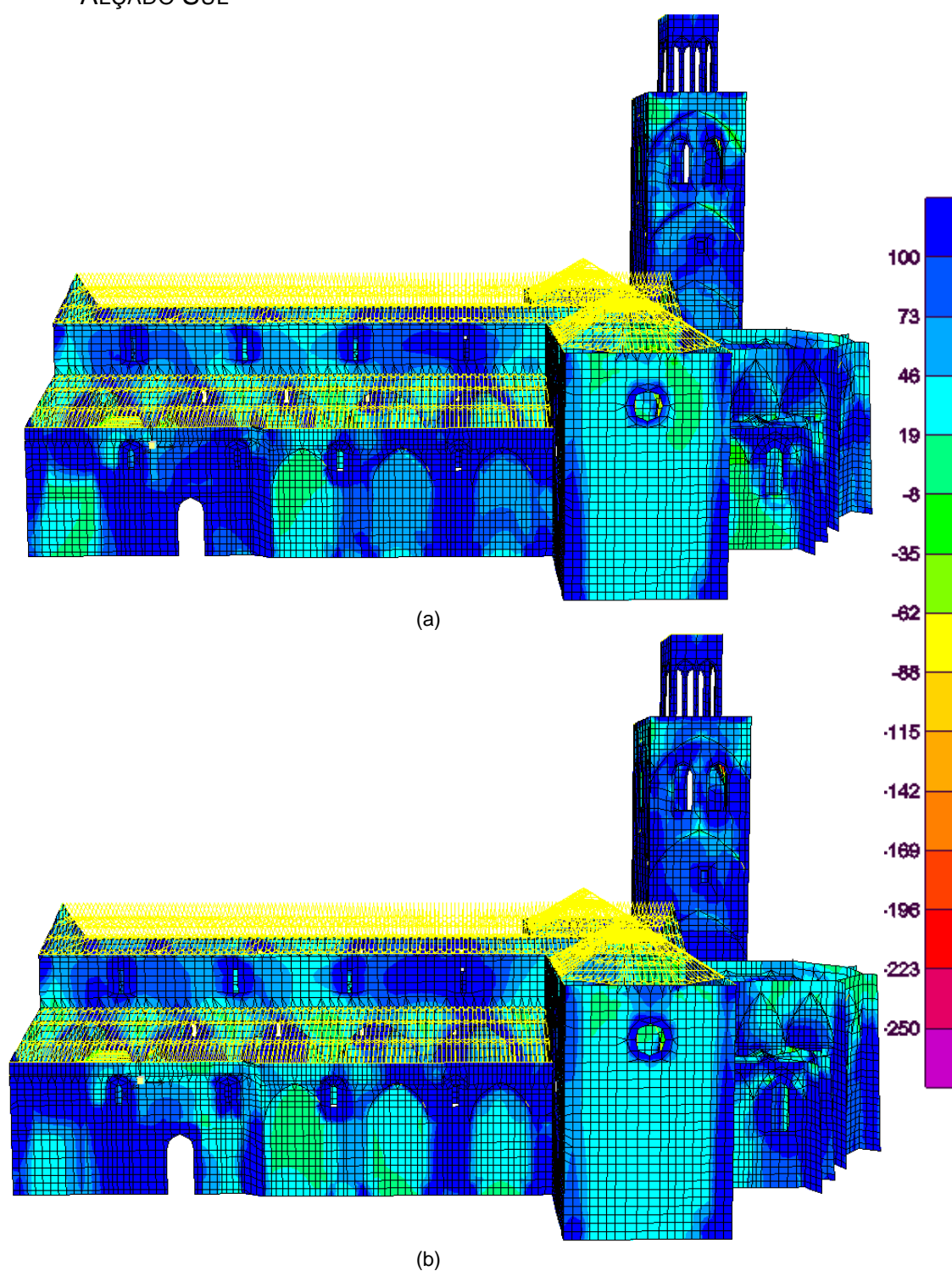
**E.10. TENSÕES DISTORCIONAIS, S12, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2x  
(ENVOLVENTE MÁXIMA)**

ALÇADO NASCENTE



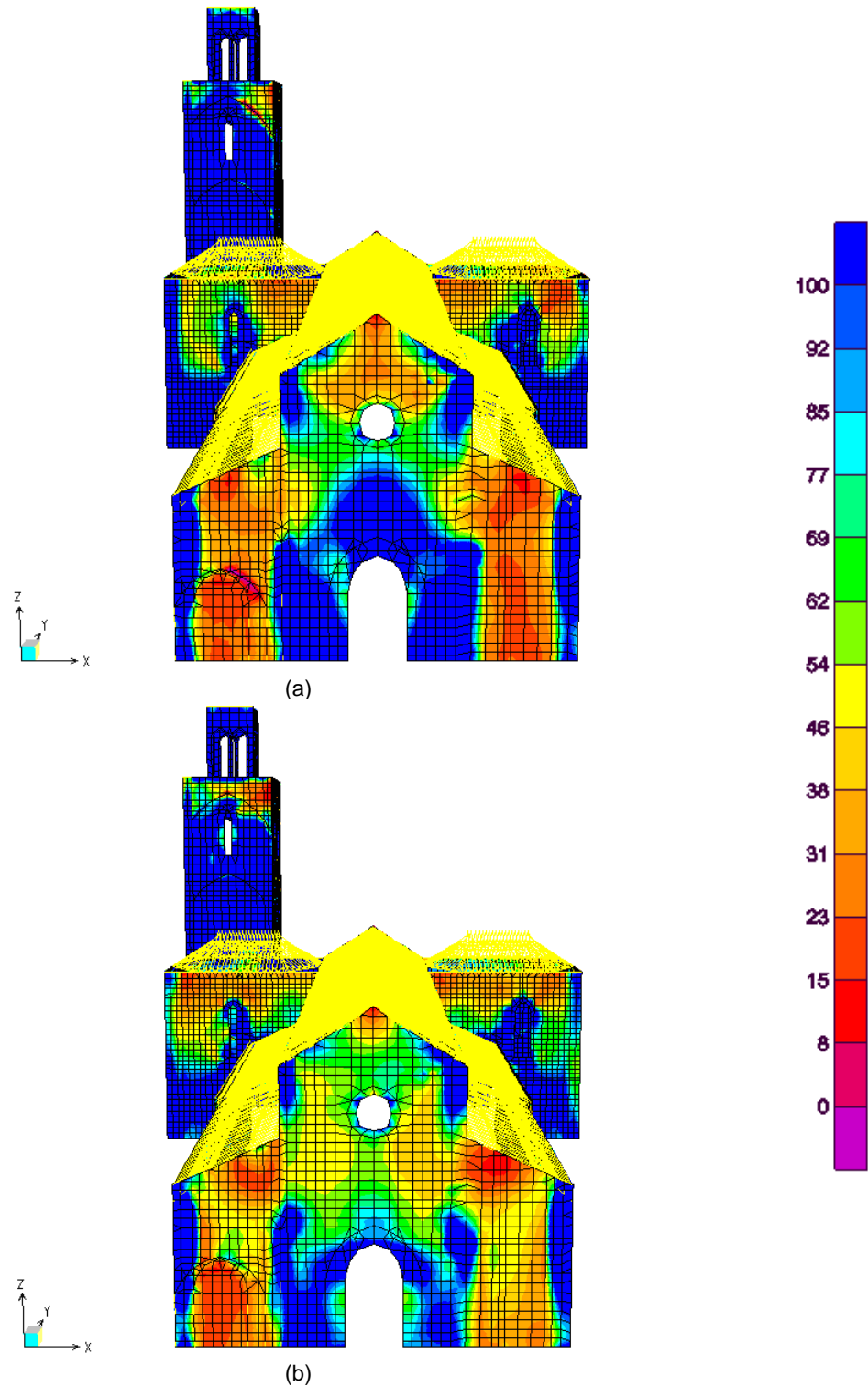
**Figura 117** - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

ALÇADO SUL



(b)  
**Figura 118** - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

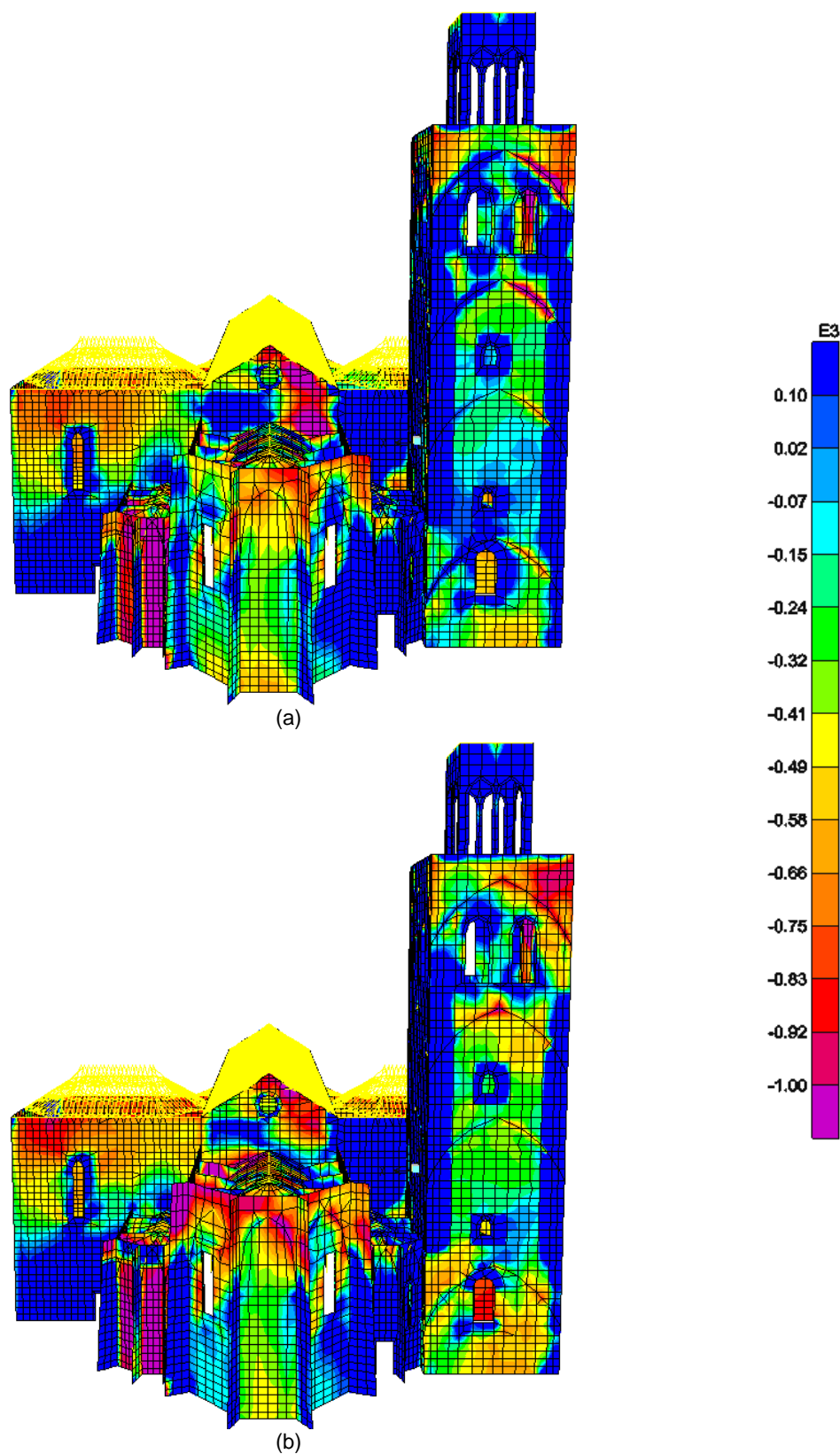
## ALÇADO POENTE



**Figura 119** - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

### E.11. TENSÕES DISTORCIONAIS, S12, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2Y (ENVOLVENTE MÁXIMA)

ALÇADO NASCENTE



**Figura 120** - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da pared

## ALÇADO SUL

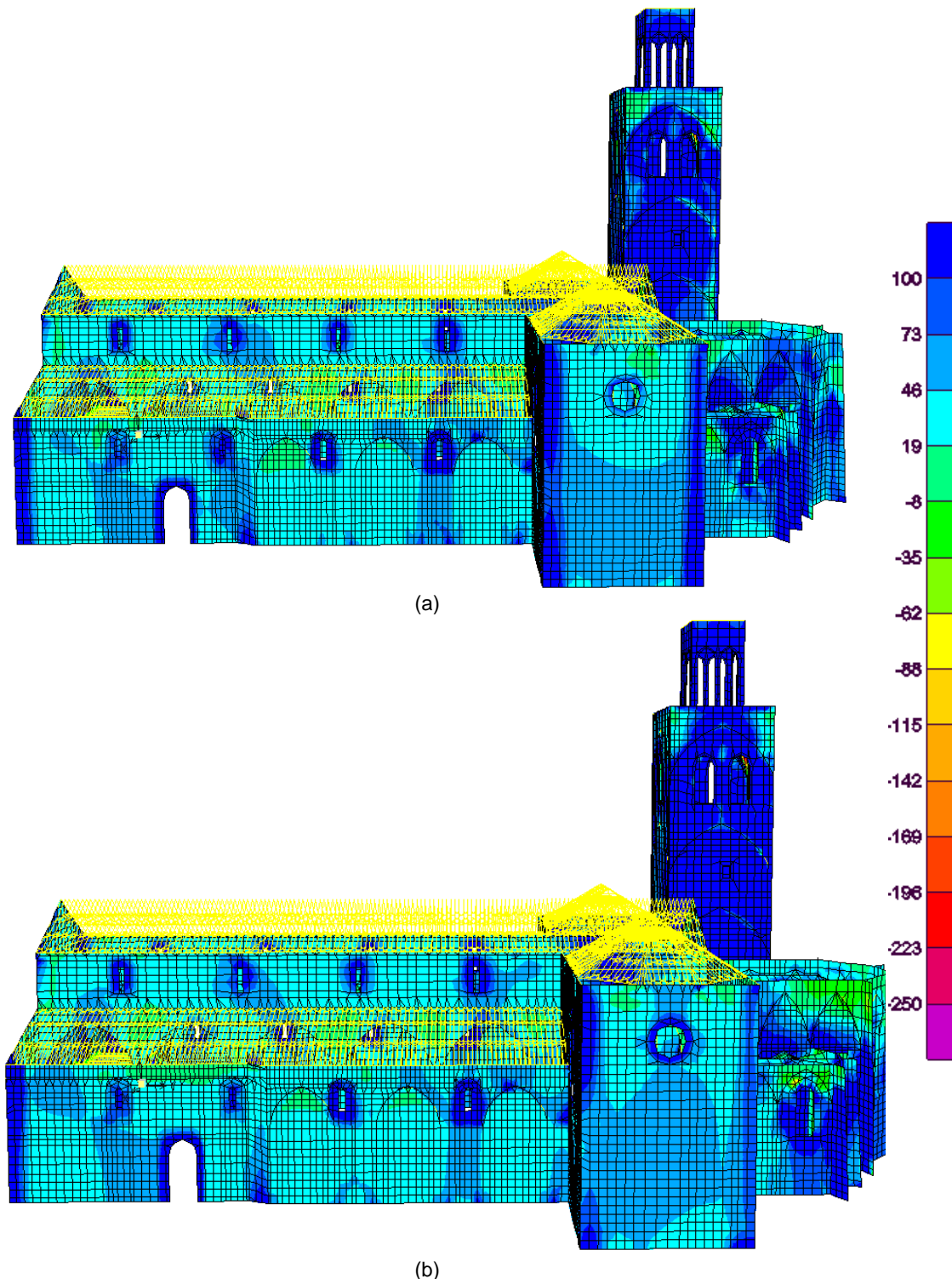
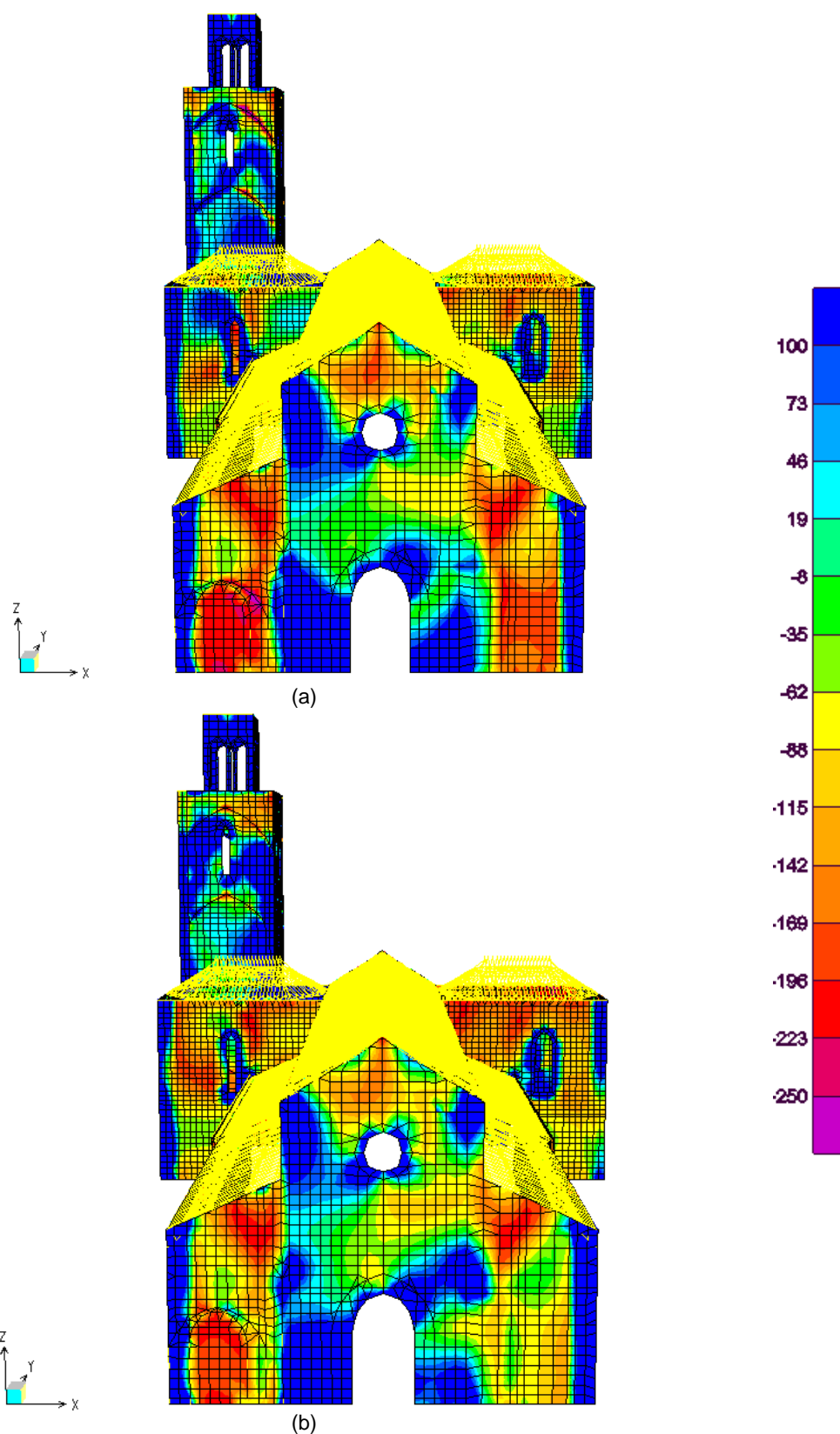


Figura 121 - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.

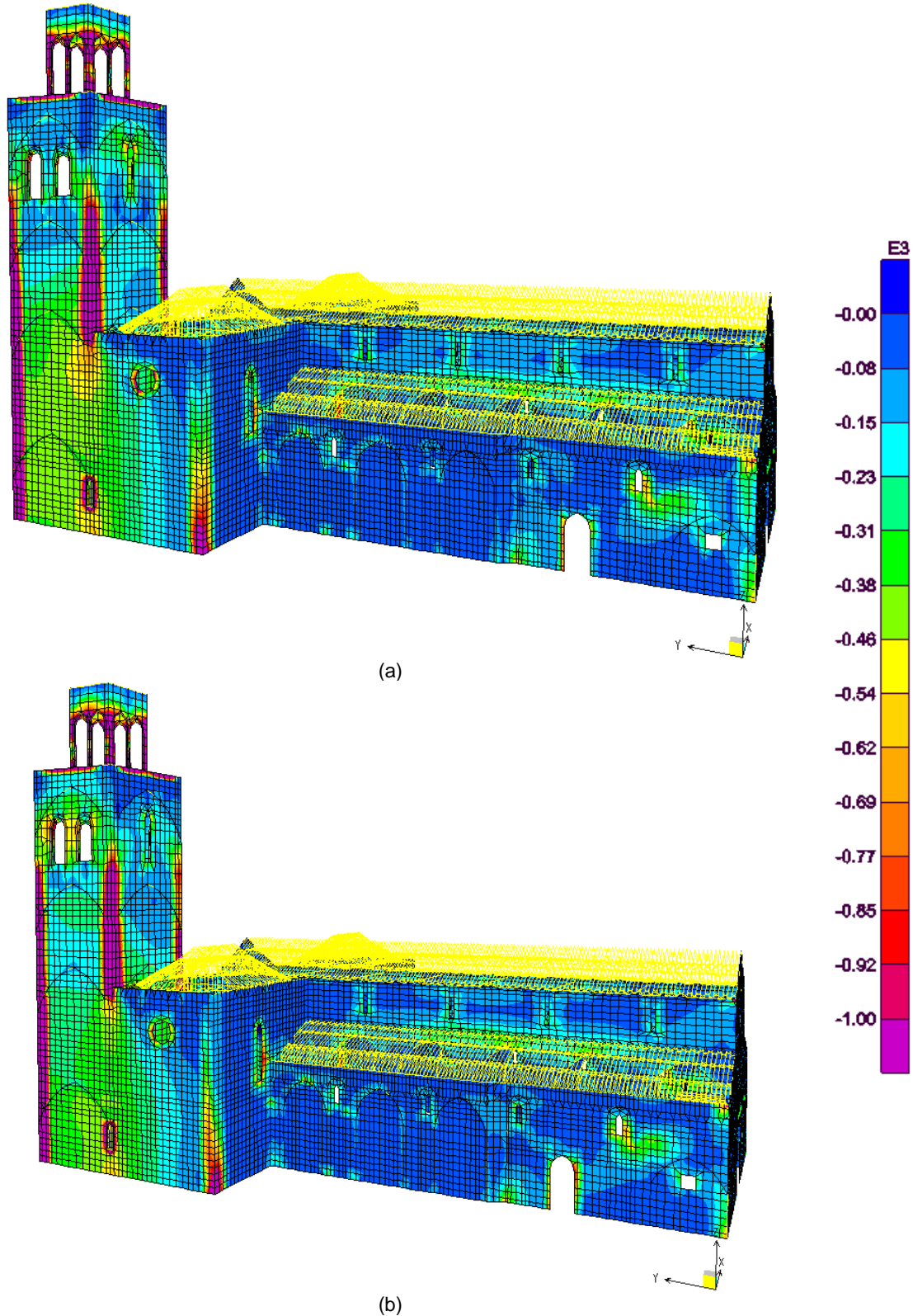
## ALÇADO POENTE



**Figura 122** - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente- **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

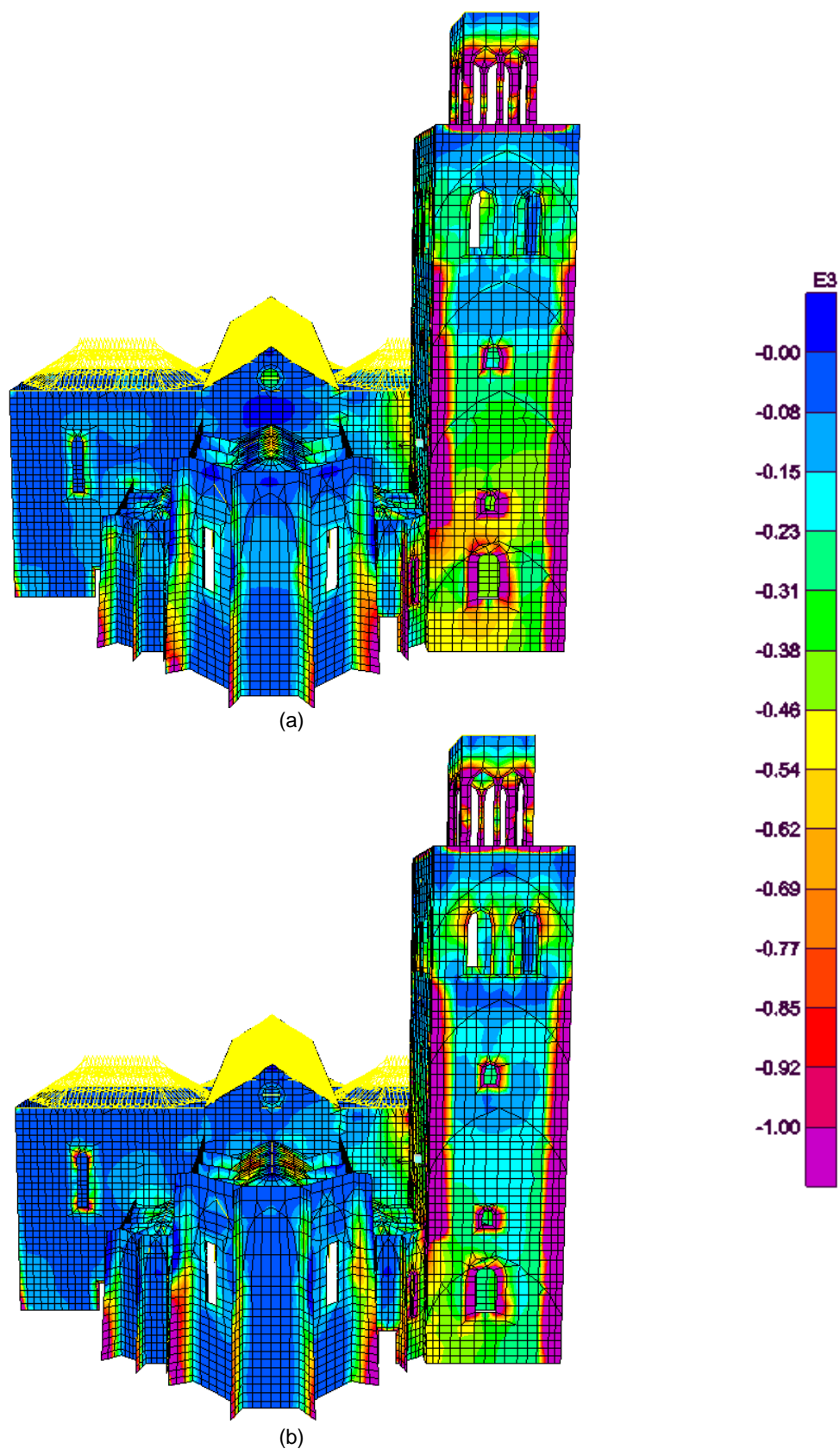
**E.12. TENSÕES VERTICAIS, S22, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2x  
(ENVOLVENTE MÍNIMA)**

ALÇADO NORTE



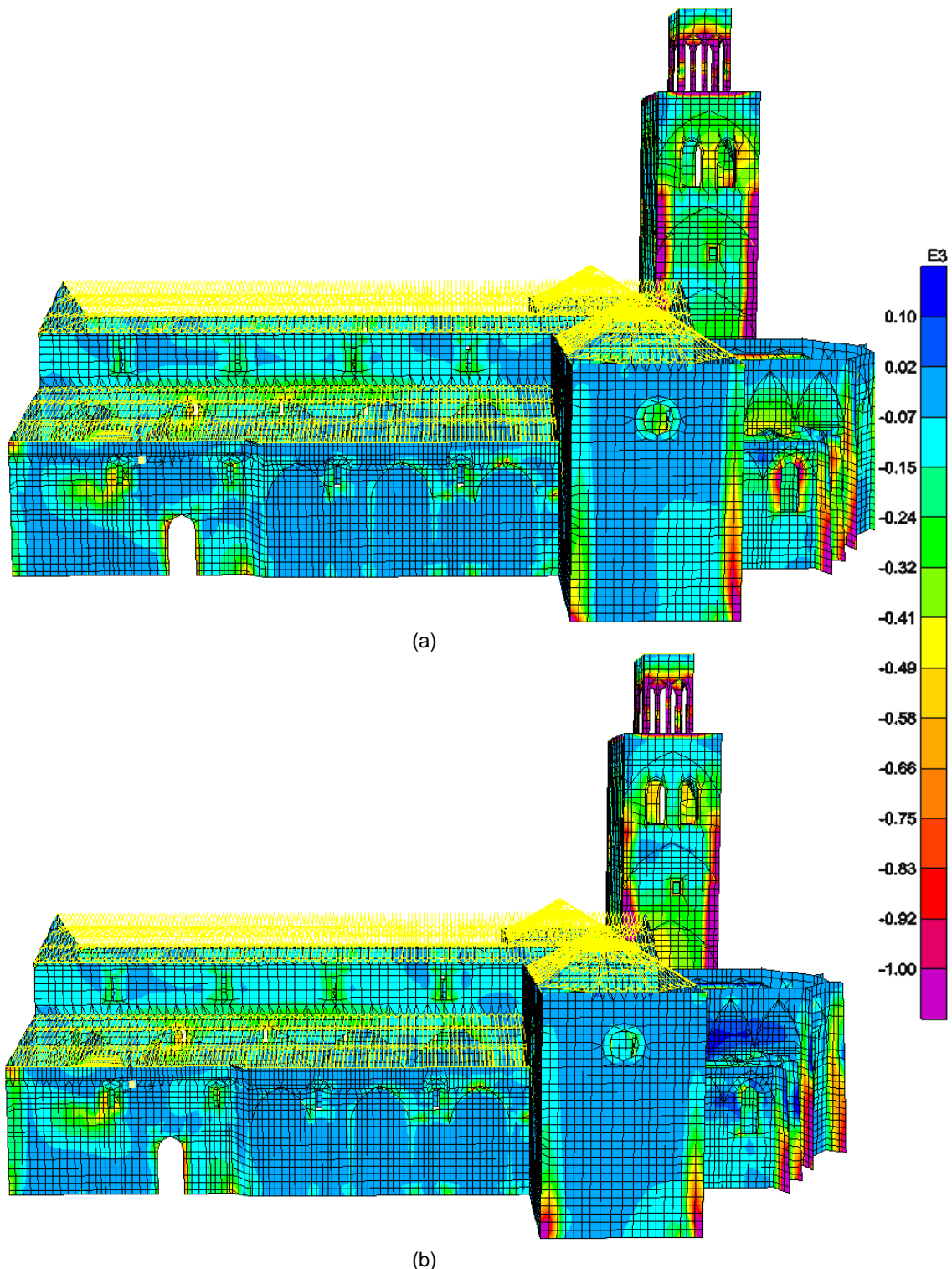
**Figura 123 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado norte - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede**

## ALÇADO NASCENTE



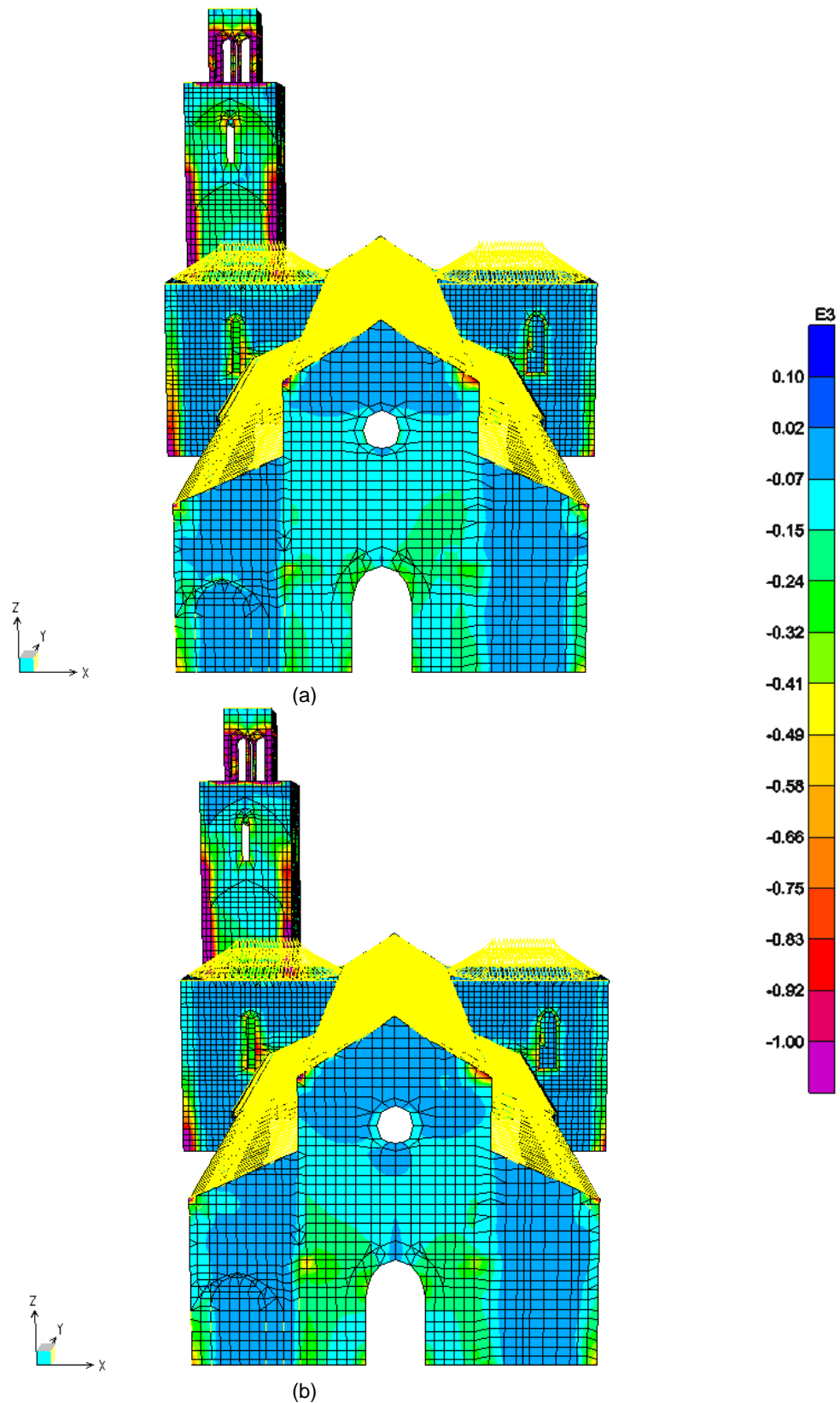
**Figura 124** - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.

## ALÇADO SUL



**Figura 125** - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado sul - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

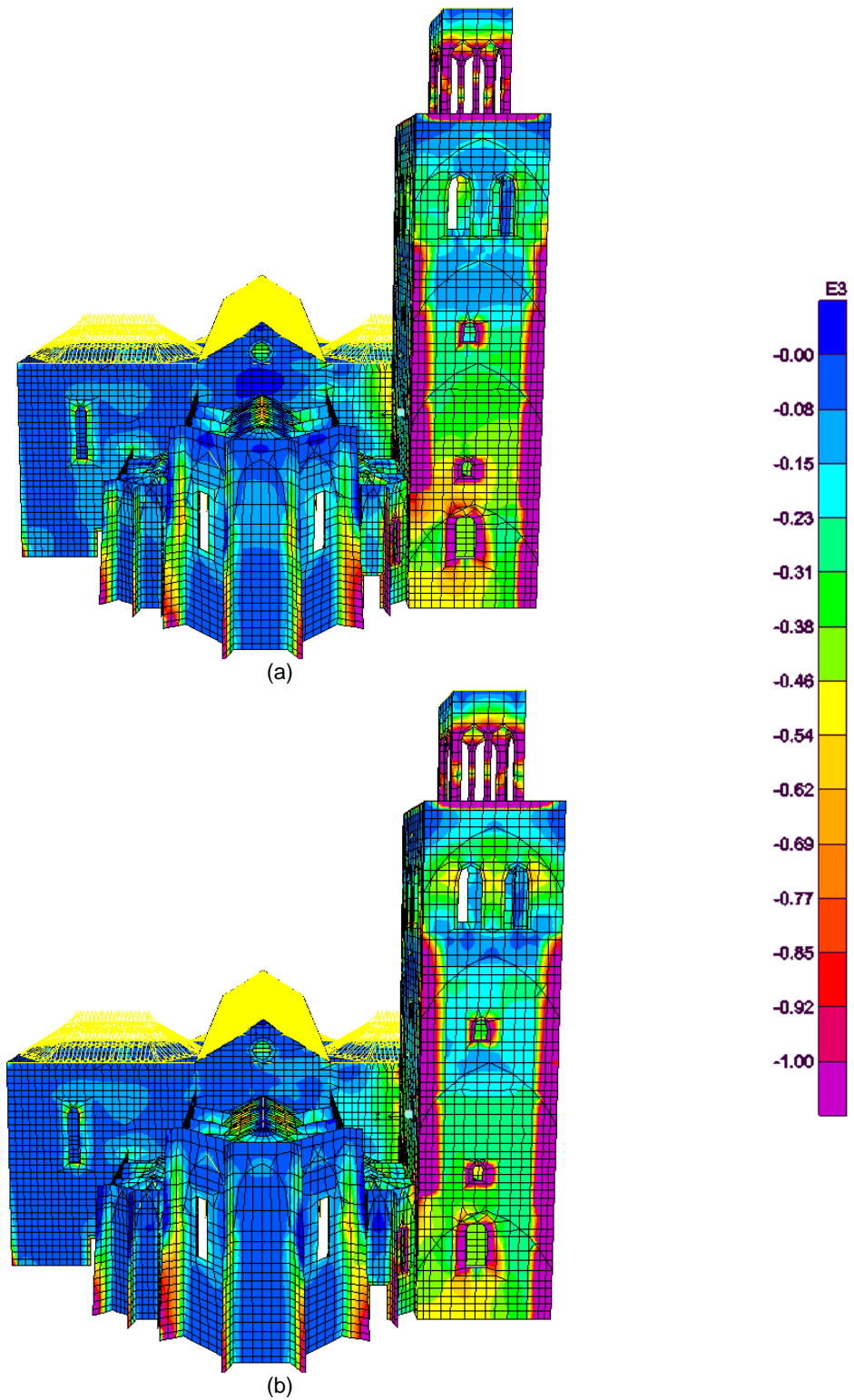
ALÇADO POENTE



**Figura 126** - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado poente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

**E.13. TENSÕES VERTICAIS, S22, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2Y  
(ENVOLVENTE MÍNIMA)**

ALÇADO NASCENTE



**Figura 127 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado nascente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede**

ALÇADO SUL

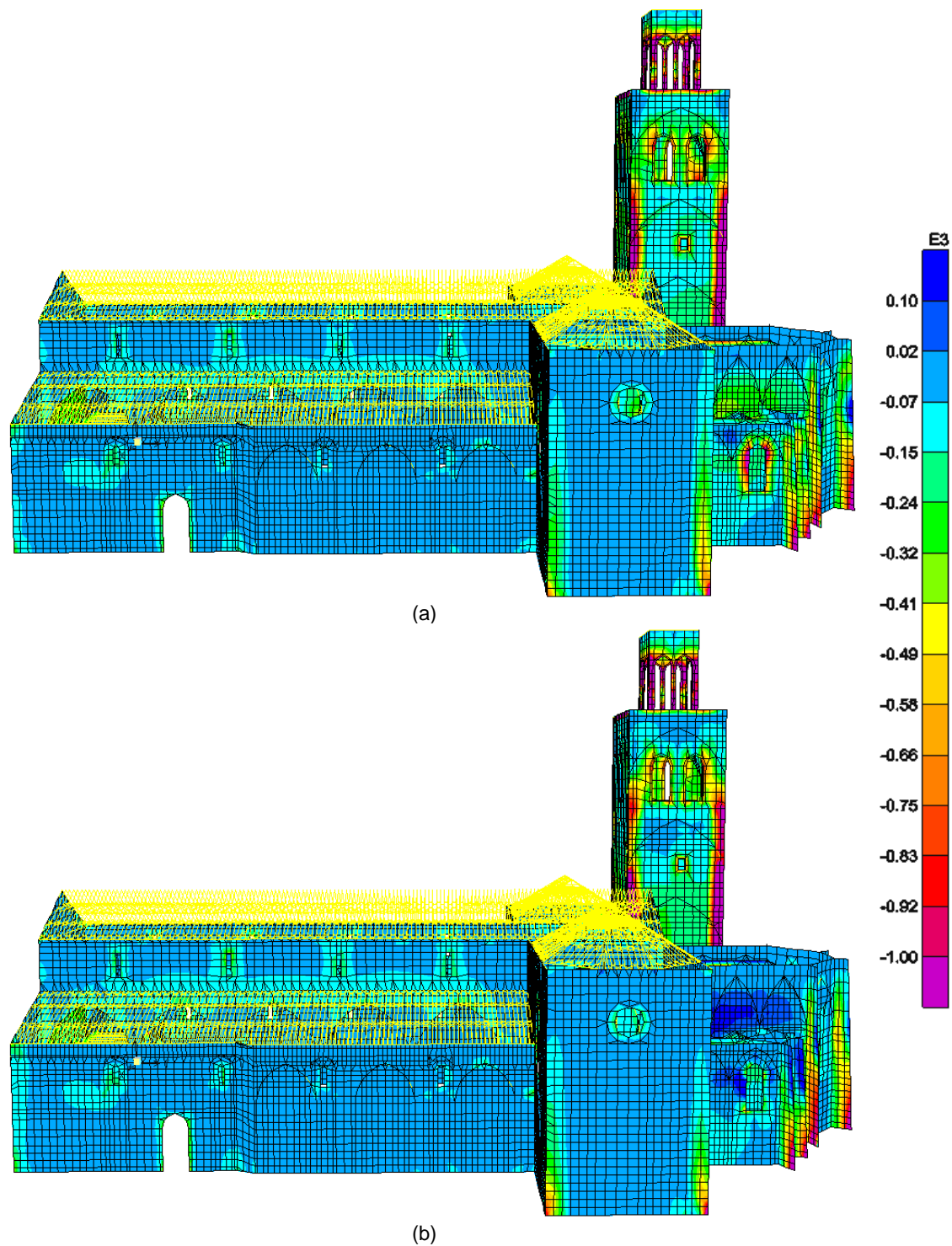
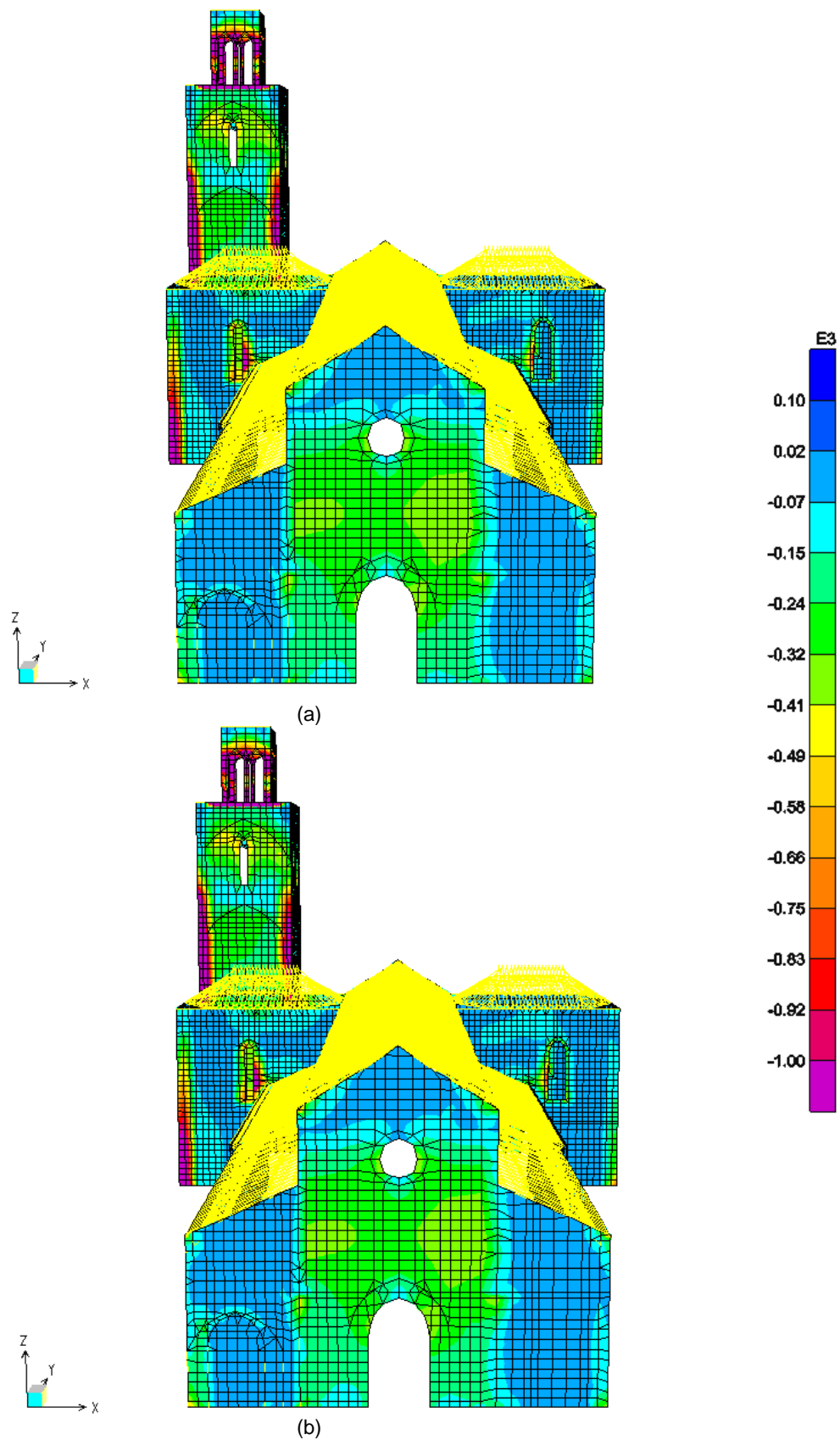


Figura 128 - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado sul - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.

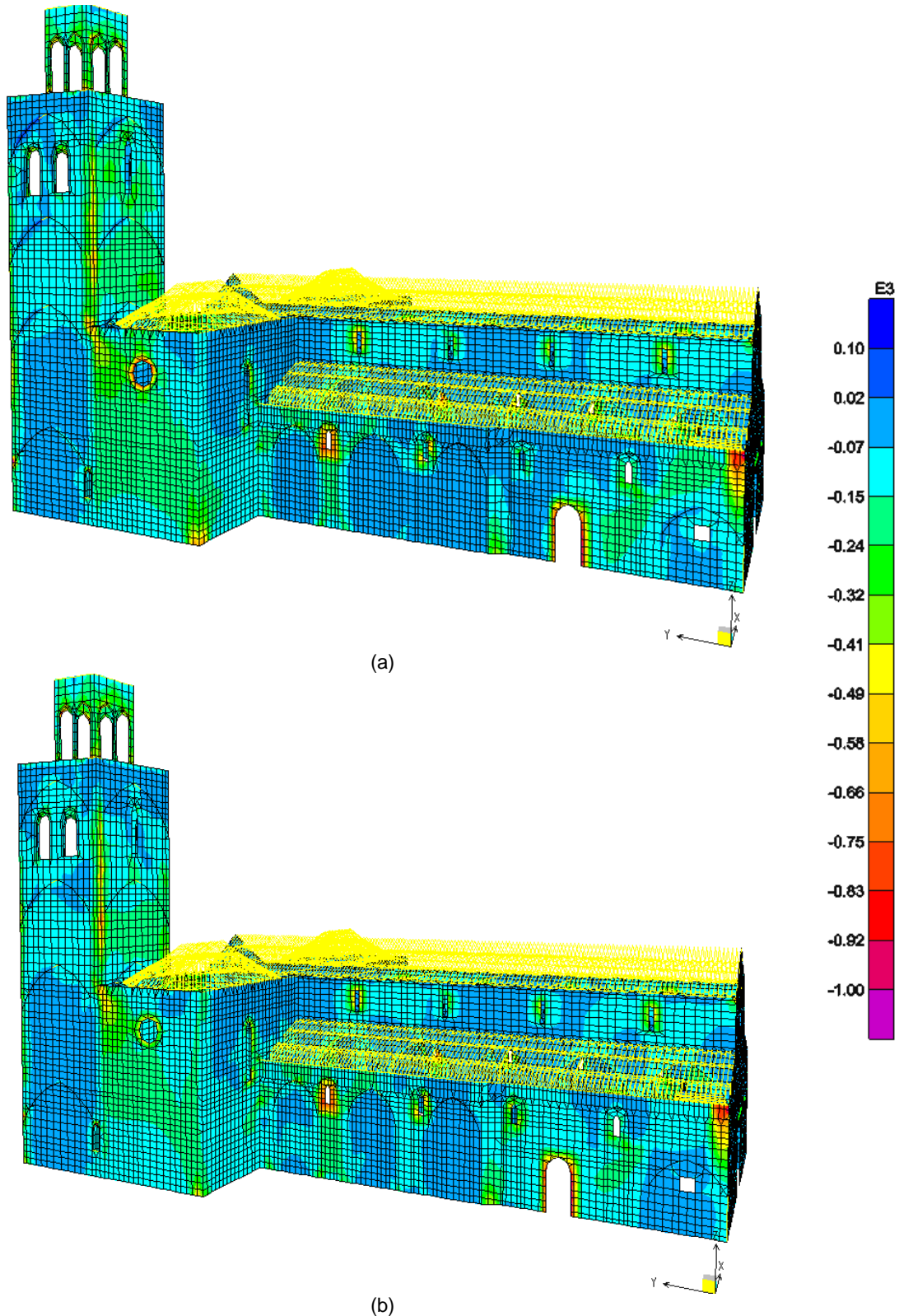
## ALÇADO POENTE



**Figura 129** - Tensões verticais (S22) na envolvente mínima. Alçado poente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

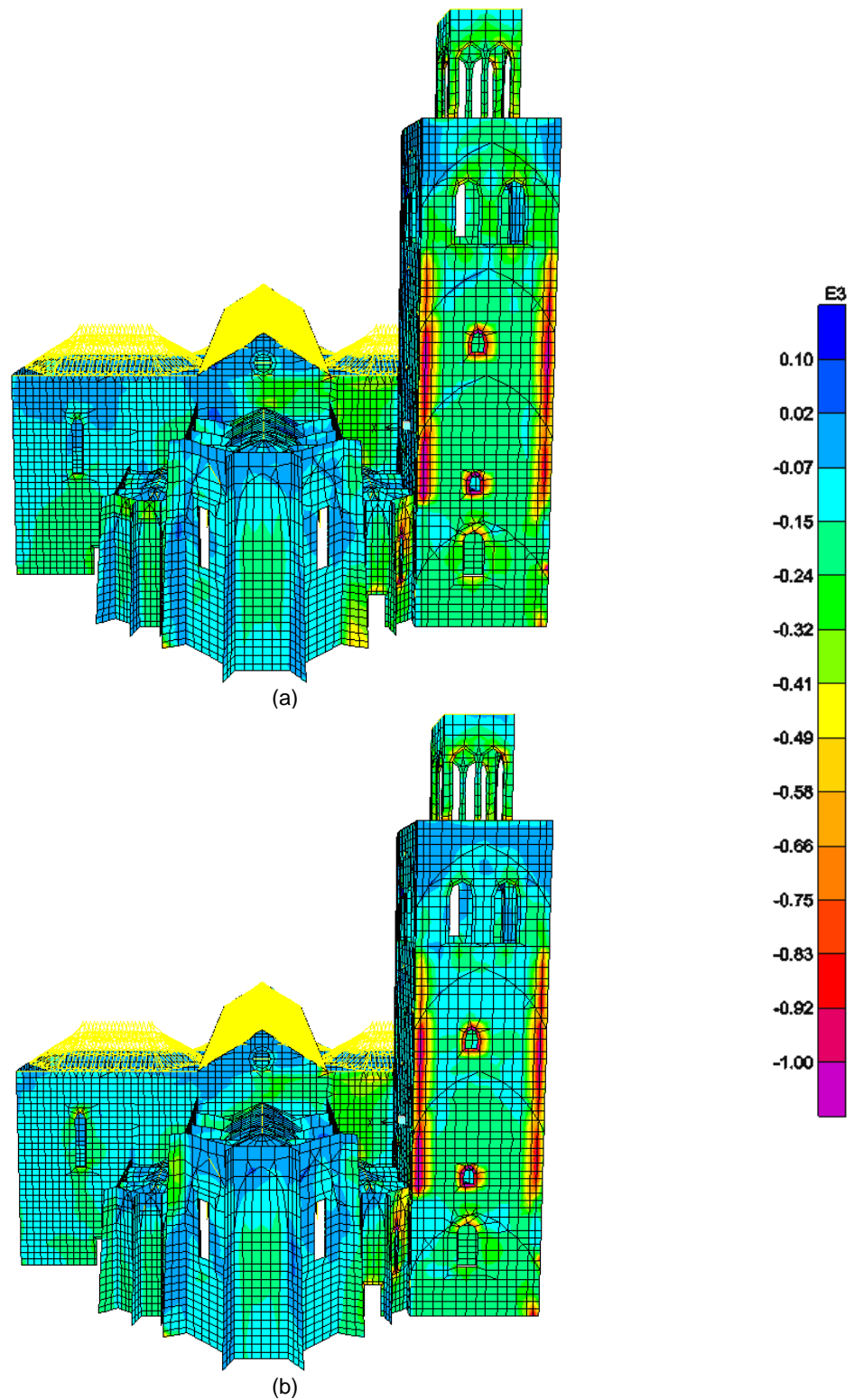
**E.14. TENSÕES DISTORCIONAIS, S12, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2x  
(ENVOLVENTE MÍNIMA)**

ALÇADO NORTE



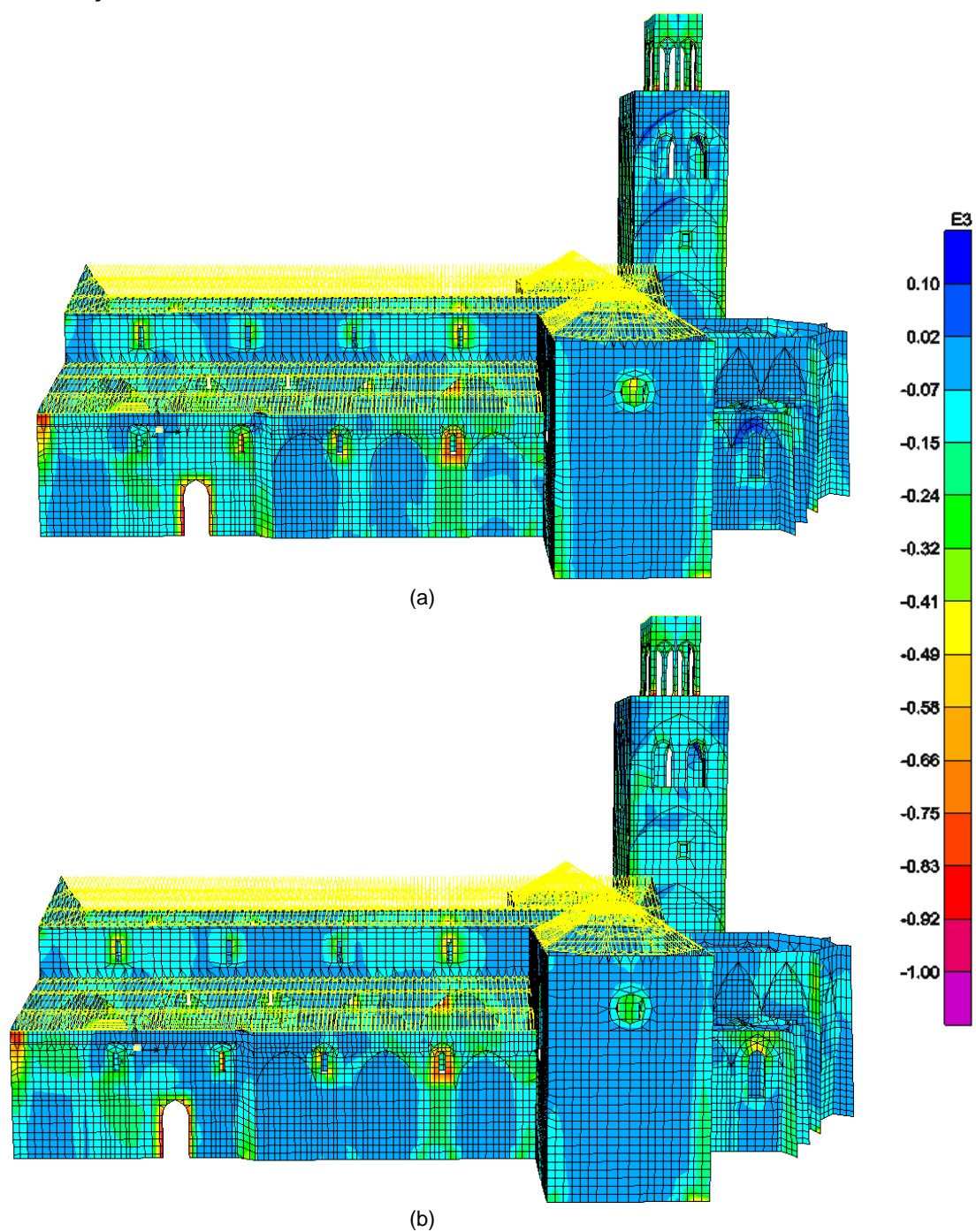
**Figura 130 - Tensões distorcionais (S12). Alçado norte - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede**

## ALÇADO NASCENTE



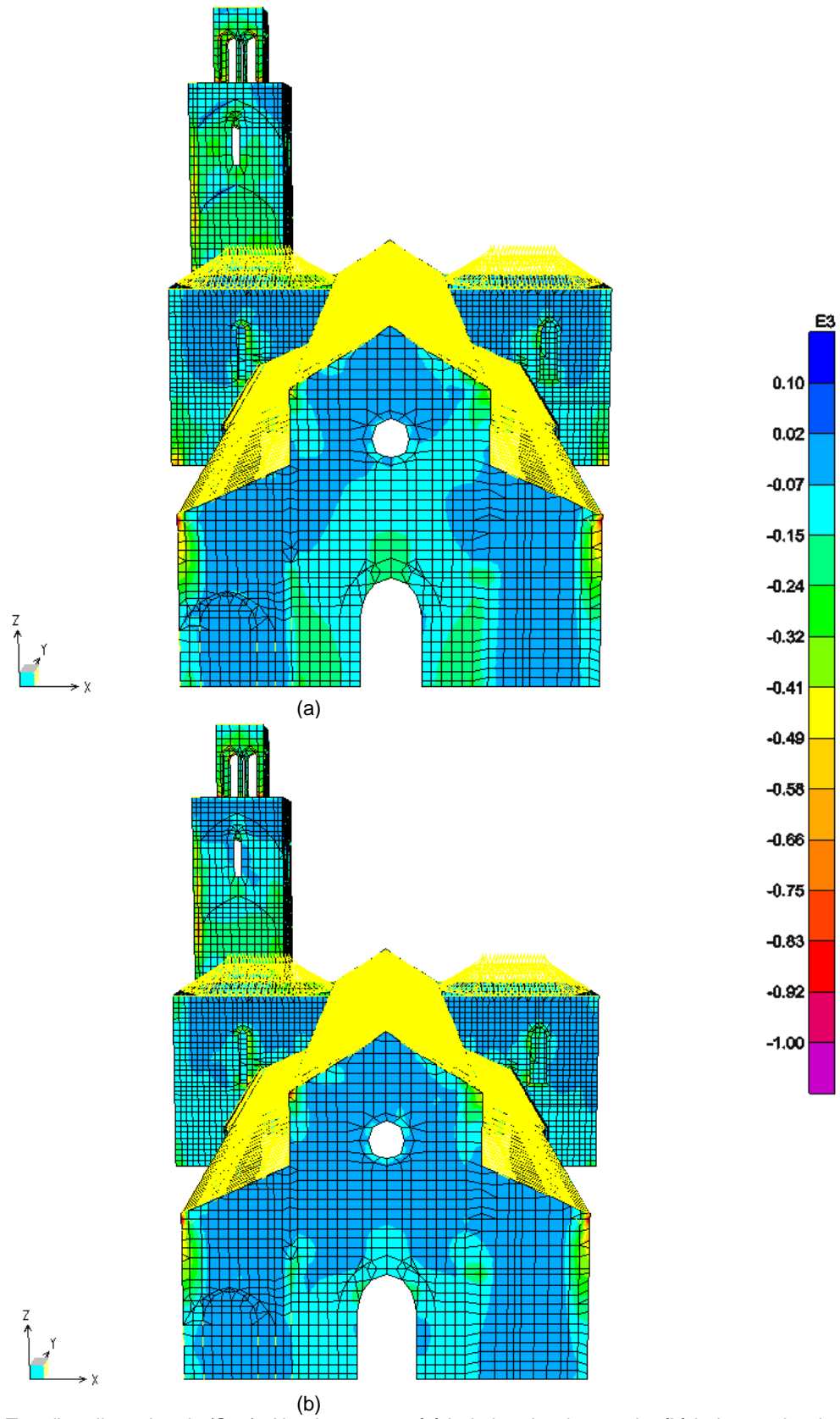
**Figura 131** - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

ALÇADO SUL



(b)  
**Figura 132** - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

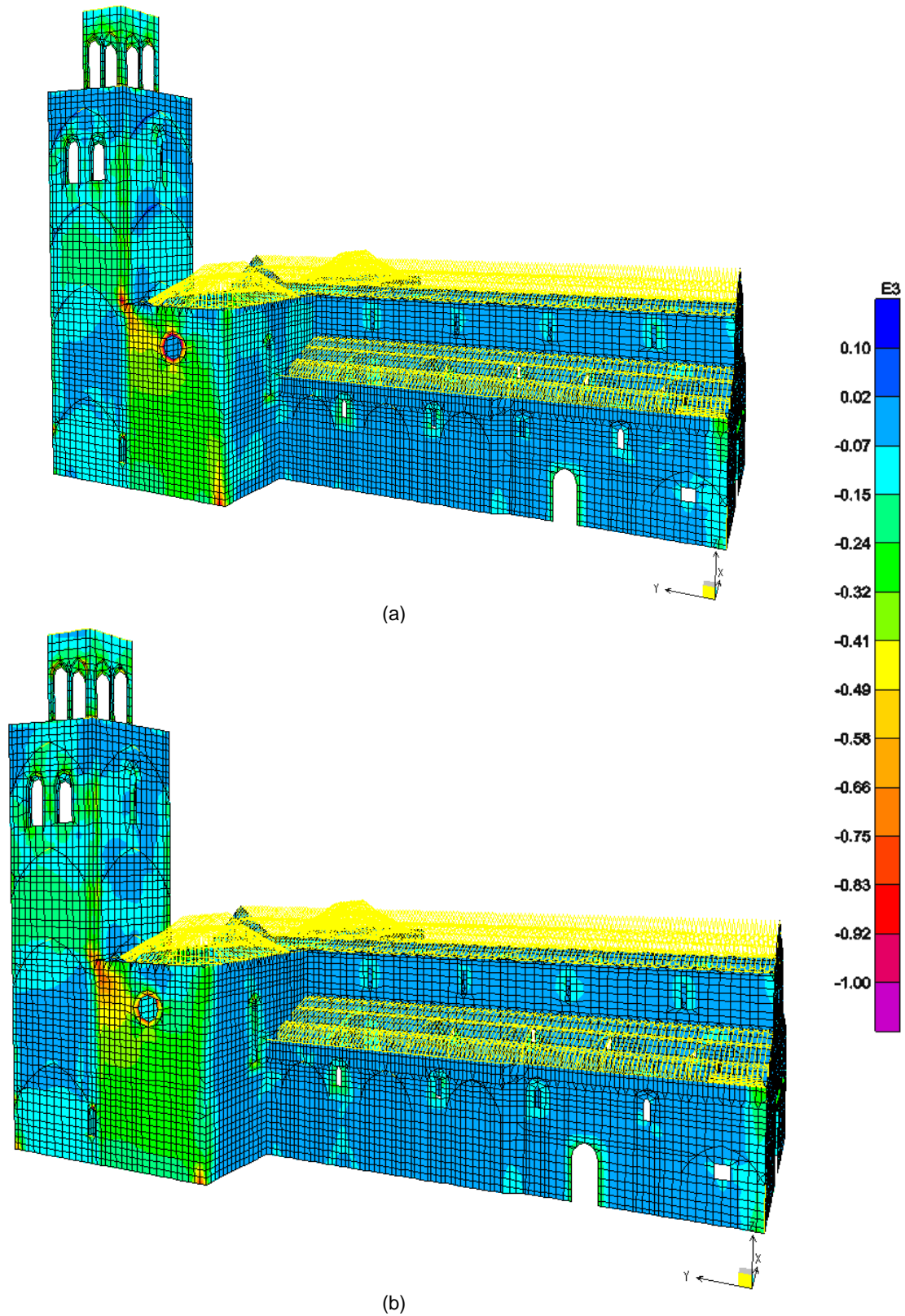
## ALÇADO POENTE



**Figura 133** - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

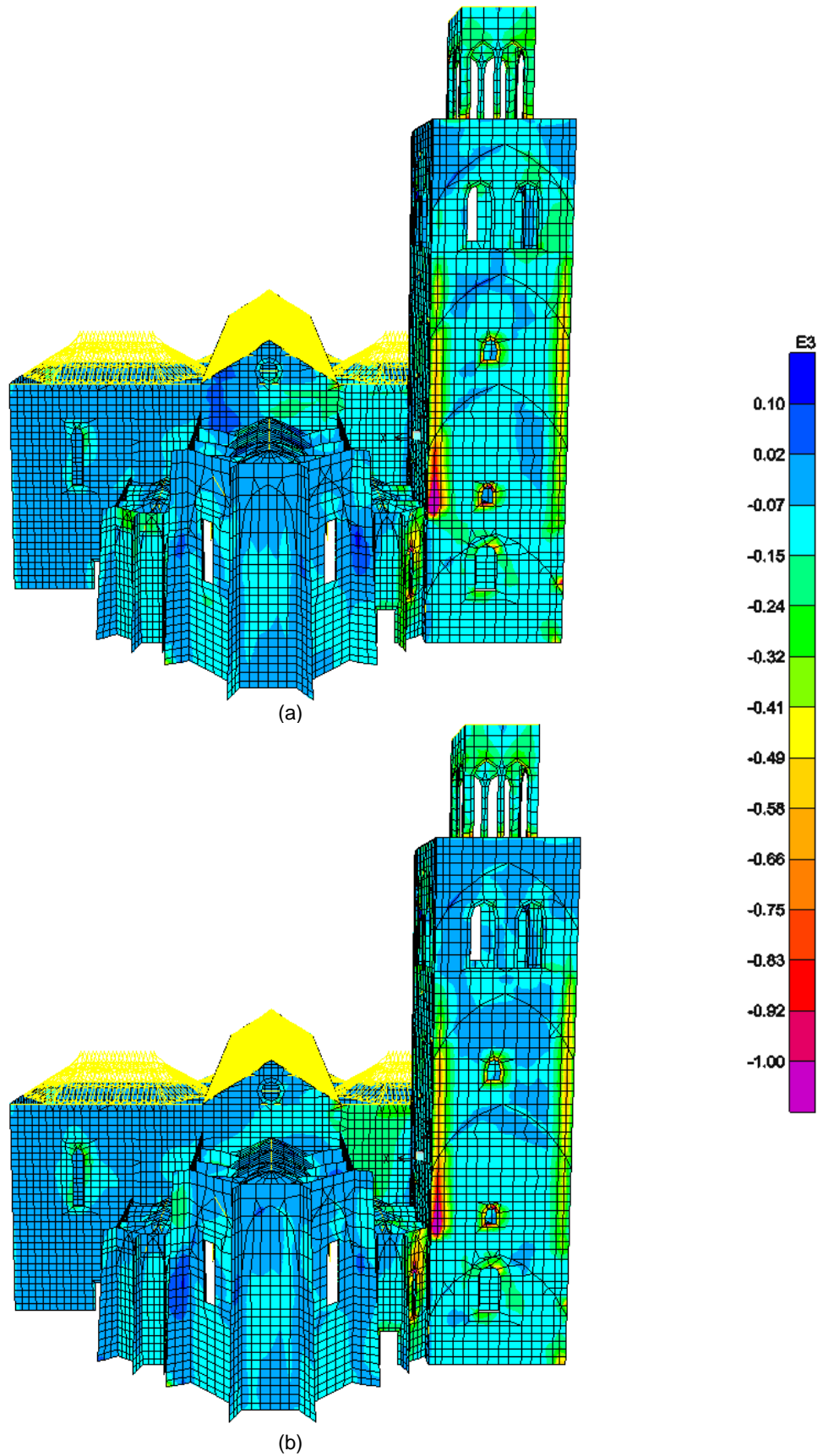
**E.15. TENSÕES DISTORCIONAIS, S12, PARA A COMBINAÇÃO ELU\_S2Y  
(ENVOLVENTE MÍNIMA)**

ALÇADO NORTE



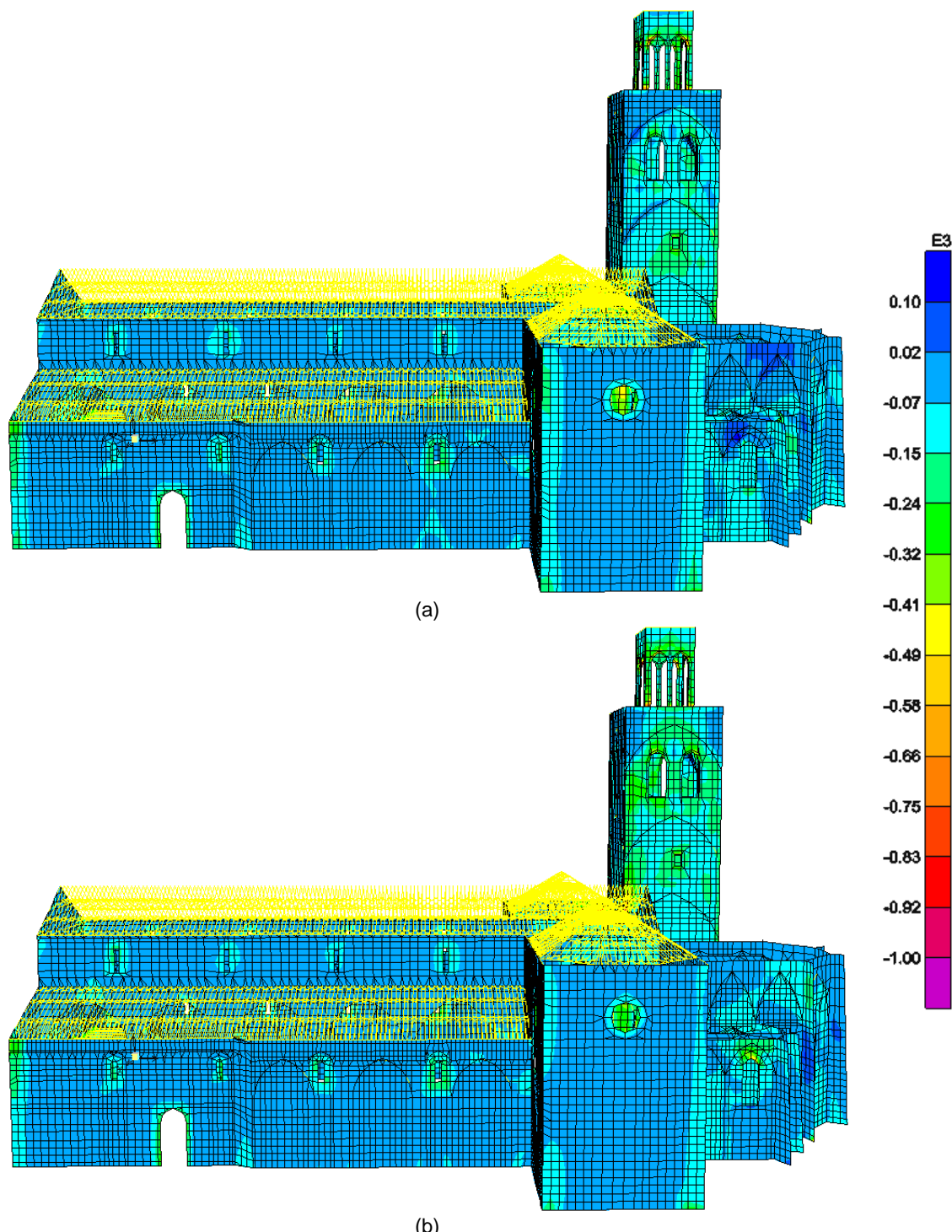
**Figura 134** - Tensões distorcionais (S12). Alçado norte - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede

## ALÇADO NASCENTE



**Figura 135** - Tensões distorcionais (S12). Alçado nascente - **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede.

ALÇADO SUL



**FIGURA 136** - Tensões distorcionais (S12). Alçado sul- **(a)** lado interior da parede; **(b)** lado exterior da parede.

## ALÇADO POENTE

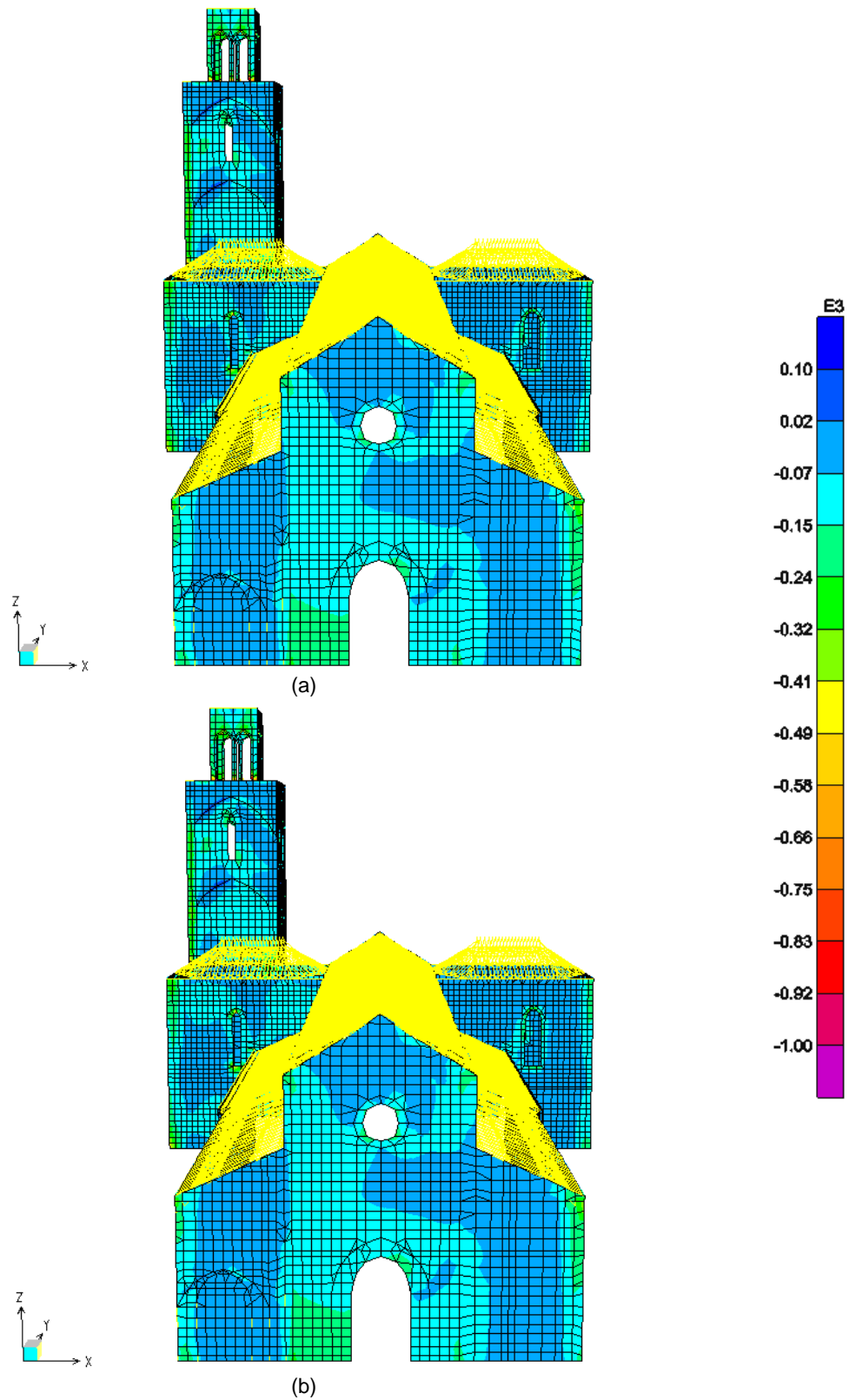


Figura 137 - Tensões distorcionais (S12). Alçado poente - (a) lado interior da parede; (b) lado exterior da parede.