



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Albino Miguel Pinheiro Silva

AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DA
IGREJA DE SÃO PAULO NA RIBEIRA QUENTE,
AÇORES

Dissertação no âmbito do Mestrado em Reabilitação de Edifícios, na área de Especialização de Reabilitação Estrutural, orientada pelo Professor Doutor Tiago Miguel Ferreira e Doutor Nuno Adriano Leite Mendes e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Setembro de 2023

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Albino Miguel Pinheiro Silva

AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DA IGREJA DE SÃO PAULO NA RIBEIRA QUENTE, AÇORES

SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF THE CHURCH OF SÃO PAULO IN RIBEIRA QUENTE, AZORES

Dissertação no âmbito do Mestrado em Reabilitação de Edifícios, na área de Especialização de Reabilitação Estrutural, orientada pelo Professor Doutor Tiago Miguel Ferreira e pelo Doutor Nuno Adriano Leite Mendes e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Setembro de 2023

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar a minha profunda gratidão ao Professor Tiago Ferreira, meu orientador, pela sua prontidão em aceitar a responsabilidade de guiar este trabalho. Agradeço pelo seu incansável esforço, dedicação e paciência ao longo deste processo, bem como pela generosa partilha de conhecimento e sua habilidade exemplar na revisão do texto.

Ao Professor Nuno Mendes, meu coorientador, também quero estender a minha sincera gratidão. Sua disponibilidade imediata e interesse em coorientar este projeto foram fundamentais. Agradeço também pela sua generosa partilha de conhecimento, comprometimento pessoal, dedicação, paciência e disposição sempre positiva. Sua contribuição para a revisão do texto foi inestimável.

Não posso deixar de mencionar a dedicação notável dos Professores Tiago e Nuno, que não mediram esforços para orientar e apoiar todas as etapas do desenvolvimento desta dissertação. Seu compromisso pessoal os levou até a Freguesia de Ribeira Quente, nos Açores, transportando o equipamento de laboratório necessário para a campanha experimental na Igreja de São Paulo. Durante três dias, hospedaram-se na Casa do Passal da Paróquia da Ribeira Quente, dedicando-se integralmente para garantir o sucesso da campanha experimental, cumprindo rigorosamente o prazo estabelecido.

Agradeço ao Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho por disponibilizar o equipamento necessário para a realização dos ensaios não destrutivos.

Agradeço ao Sr. Padre Ricardo Pimentel de Amaral pelo consentimento para a realização deste estudo na Igreja de São Paulo e pelo acolhimento caloroso da equipa técnica na Casa do Passal da Paróquia da Ribeira Quente.

À Sr.^a Genoveva Carvalho, agradeço pela atenção e disponibilidade que demonstrou desde o início deste projeto.

Ao Sr. Francisco Gaspar, expressei minha gratidão pela valiosa assistência na logística.

Ao Sr. Dinis Melo, à Sr.^a Sónia Pimentel, ao Sr. José Amorim Ferreira e ao Sr. Marco Arruda, agradeço sinceramente pela gentileza de fornecerem refeições durante a campanha experimental.

À Câmara Municipal da Povoação, agradeço pelo financiamento das passagens aéreas da equipa técnica, e à Junta de Freguesia de Ribeira Quente, por ceder um colaborador para auxiliar na execução da campanha experimental.

À minha família e amigos, expresso minha profunda gratidão pela paciência, encorajamento e apoio incondicional durante todo este trabalho.

Em especial, gostaria de dedicar um agradecimento à minha mãe, Margarida, por todo o amor incondicional, compreensão, generosidade e orações. Ela tem sido o meu pilar mais forte em meu desenvolvimento pessoal e académico, fornecendo motivação e sendo um exemplo constante. Suas palavras de confiança foram fundamentais para trilhar este caminho com determinação.

RESUMO

Esta dissertação centra-se no estudo da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo, um edifício histórico de significativa importância cultural e social na comunidade local da Ribeira Quente, ilha de São Miguel, Açores. Uma das principais motivações para este estudo foi a falta de conhecimento sobre o nível de vulnerabilidade sísmica da igreja, situação que gera incertezas persistentes e preocupa a comunidade local.

A recolha de dados relacionados com o sismo de 1998 nas ilhas do Pico e Faial desempenha um papel essencial neste estudo. Estes dados fornecem informações valiosas sobre o comportamento sísmico de edifícios de alvenaria, especialmente os históricos, enriquecendo a compreensão da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo.

A caracterização detalhada da área de estudo e da própria igreja foi uma componente crucial desta investigação. Para além da análise do contexto geográfico, geomorfológico, geológico e geotécnico da área, procurou-se descrever os perigos naturais, eventos sísmicos e vulcânicos passados, o que permitiu traçar uma linha temporal desde a erupção vulcânica de 1630 até à construção da igreja atual. Foram ainda documentados todos os abalos sísmicos relevantes que afetaram a igreja e a freguesia ao longo dos anos, proporcionando uma visão abrangente do contexto histórico.

A campanha experimental foi outro ponto essencial deste trabalho. De forma a obter informação detalhada e fiável acerca das características materiais e do comportamento estrutural da igreja, foram realizados ensaios de inspeção visual, sónicos e de identificação dinâmica para caracterização das propriedades das alvenarias de pedra e as propriedades modais da estrutura. Os objetivos estabelecidos foram alcançados com sucesso, culminando numa avaliação do desempenho sísmico através de análise estática não linear. Isso envolveu o desenvolvimento de um modelo numérico com recurso ao software de análise estrutural avançada DIANA FEA, e a análise da resposta sísmica do edifício, incluindo a capacidade da estrutura, deslocamentos e danos. Além disso, foi realizada uma verificação da estabilidade de acordo com o Eurocódigo 8. Em resumo, esta dissertação oferece uma compreensão aprofundada da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo, destacando a sua importância cultural e histórica, e fornecendo dados essenciais para a preservação de edifícios históricos semelhantes.

Palavras-chave: Igreja de São Paulo, Ribeira Quente, Vulnerabilidade sísmica, Modelação Estrutural, DIANA

ABSTRACT

This dissertation focuses on the study of the seismic vulnerability of the Church of São Paulo, a historical building of significant cultural and social importance in the local community of Ribeira Quente, São Miguel Island, Azores. One of the main motivations for this study was the lack of knowledge about the level of seismic vulnerability of the church, a situation that generates persistent uncertainties and concerns the local community s.

The collection of data related to the 1998 earthquake on the islands of Pico and Faial in the Azores plays an essential role in this study. These data provide valuable information about the seismic behavior of masonry buildings, especially historical ones, enriching the understanding of the seismic vulnerability of São Paulo Church.

Detailed characterization of the study area and the church itself was a crucial component of the research. In addition to the analysis of the geographic, geomorphological, geological and geotechnical context of the area, efforts were made to describe natural hazards, past seismic and volcanic events, allowing the tracing of a timeline from the volcanic eruption of 1630 to the construction of the current church. All relevant seismic events that affected the church and parish over the years were also documented, providing a comprehensive view of the historical context.

The experimental campaign was another essential point of this work. In order to obtain detailed and reliable information about the material characteristics and structural behavior of the church, visual, sound, sonic tests, and dynamic identification tests were carried out to characterize the properties of the stone masonry and the modal properties of the structure.

The established objectives were successfully achieved, culminating in an assessment of seismic performance through non-linear static analysis. This involved the development of a numerical model using the advanced structural analysis software DIANA FEA and the analysis of the seismic response of the building, including structure capacity, displacements and damage. Furthermore, a stability check was carried out in accordance with Eurocode 8.

In summary, this dissertation offers an in-depth understanding of the seismic vulnerability of the Church of São Paul, highlighting its cultural and historical significance, and providing essential data for the preservation of similar historic buildings.

Keywords: Church of São Paulo, Ribeira Quente, Seismic Vulnerability, Structural Modeling, DIANA

Conteúdo

CONTEÚDO	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
ÍNDICE DE TABELAS	XVIII
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Âmbito e objetivos da dissertação.....	2
1.2 Organização do documento	2
2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS IGREJAS E METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA	5
2.1 Características das construções de alvenaria.....	6
2.2 Comportamento global	7
2.3 Mecanismos típicos de dano e colapso.....	8
2.4 Colunas.....	11
2.5 Paredes.....	13
2.6 Arcos e abóbadas	16
2.7 Frontões e elementos decorativos	18
2.8 Torres, campanários e cúpulas de torres.....	20
2.9 Coro alto	24
2.10 Referência a danos observados em sismos.....	25
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E DO OBJETO DE ESTUDO, A IGREJA DE SÃO PAULO, RIBEIRA QUENTE.....	27
3.1 Enquadramento da área de estudo: localização, geomorfologia e geologia local	27
3.1.1 Enquadramento da área de estudo	27
3.1.2 Zonamento geológico e geotécnico.....	31

3.2	Perigos naturais e histórico de eventos de atividade sísmica e vulcânica	33
3.2.1	Perigos naturais.....	33
3.2.2	Histórico dos principais eventos naturais perigosos na Freguesia de Ribeira Quente	35
3.3	Caracterização histórica, geométrica e material da Igreja de São Paulo	41
3.3.1	Breve história da igreja de São Paulo	41
3.3.2	Caracterização geométrica	44
3.3.3	Caracterização material.....	49
3.3.4	Histórico de intervenções realizadas na igreja.....	50
4.	CAMPANHA EXPERIMENTAL	53
4.1	Inspeção visual.....	53
4.2	Ensaio sónicos.....	54
4.3	Ensaio de identificação dinâmica	58
5.	ANÁLISE SÍSMICA.....	63
5.1	Preparação e calibração do modelo	63
5.1.1	Preparação do modelo.....	63
5.1.2	Propriedades dos materiais	65
5.1.3	Propriedades geométricas	67
5.1.4	Calibração do modelo	69
5.1.5	Análise linear estática.....	73
5.2	Avaliação do desempenho sísmico por análise estática não linear	74
5.2.1	Metodologia.....	74
5.2.2	Propriedades não lineares dos materiais.....	76
5.2.3	Resposta sísmica	77
5.2.4	Verificação da estabilidade	93
6.	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	119
6.1	Principais conclusões	120
6.2	Trabalhos futuros	121
	BIBLIOGRAFIA	124

ANEXO 1 - PLANTAS DA ESTRUTURA EXISTENTE.....	1
--	----------

Índice de Figuras

Figura 2.1. Potenciais mecanismos de colapso (Lagomarsino, 1998).	9
Figura 2.2. Igreja da Ribeirinha na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	12
Figura 2.3. Cunha de rotura por compressão presente numa das colunas na igreja de Feteira na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	13
Figura 2.4. Colapso da nave lateral, da igreja da Ribeirinha, devido ao movimento da parede exterior para fora do seu plano (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	14
Figura 2.5. Danos em paredes e colapso total em igrejas da ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Figura lado esquerdo: Quase colapso por rotura das paredes por corte (mecanismo 13) da igreja de Pedro Miguel; Figura lado direito: Colapso total da igreja de Salão.	15
Figura 2.6. Danos em paredes por rotura por choque (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem do lado esquerdo: Igreja de Flamengos no Faial; Imagem do lado direito: Igreja de São João no Pico.	15
Figura 2.7. Fendas em paredes da igreja de Bandeiras na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	15
Figura 2.8. Colapso de um arco na igreja de Ribeirinha na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	16
Figura 2.9. Danos em arcos na ilha do Faial (mecanismo 5 e 17) (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem da esquerda: Quase colapso dos arcos entre a nave principal e a nave lateral da igreja da Ribeirinha. Imagem da direita: Dano em arco que separa a nave principal da cabeceira na igreja de Ribeira Funda.	17
Figura 2.10. Danos em arcos (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem da esquerda: Dano em arco da porta de acesso ao batistério na igreja de Candelária (Pico); Imagem da direita: Dano em arco que separa a nave central da cabeceira na igreja da Sr ^a da Graça em Praia de Almoxarife (Faial).	17
Figura 2.11. Danos no frontão da Igreja da Feteira na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	18
Figura 2.12. Danos em Frontões (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem lado esquerdo: Império do Espírito Santo na Ribeirinha (Faial); Imagem do lado direito: Igreja de Sto. António do Monte (Pico).	19
Figura 2.13 - Danos no frontão da igreja de Bandeiras na ilha do Pico (adaptado de (Arêde, et al., 2008)).	19
Figura 2.14. Danos em frontispícios (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Lado esquerdo: Igreja de Flamengos na ilha do Faial; Lado direito: Pináculo da igreja Matriz na Horta (Faial).	20
Figura 2.15. Fendilhação na torre da Igreja de Bandeiras na ilha do Pico: Imagem esquerda adaptado de (Arêde, et al., 2008); imagem da direita adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	21
Figura 2.16. Igreja de Bandeiras na ilha do Faial: Fendas em torno das torres e deslizamento de pedra. (adaptado de (Arêde, et al., 2008)).	22
Figura 2.17. Torre da igreja dos Cedros na ilha do Faial. Diferentes vistas (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	22
Figura 2.18 - Igreja de São João no Pico (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	23
Figura 2.19. Torre da igreja de Pedro Miguel na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	24
Figura 2.20. Danos na cúpula da torre da igreja de Castelo Branco na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).	24
Figura 2.21. Danos resultantes da interação entre coro alto e paredes laterais (adaptado de (Magalhães, et al., 2010)).	25
Figura 3.1. Ilha de São Miguel. Localização da Ribeira Quente (<i>Google Earth</i>).	28

Figura 3.2. Imagem de satélite da Ribeira Quente (<i>Google Earth</i>).....	28
Figura 3.3. Enquadramento geográfico da área de estudo (Caetano & Ponte, 2020).	28
Figura 3.4. Enquadramento do local de estudo no contexto geomorfológico da Ilha de São Miguel (Caetano & Ponte, 2020). ..	29
Figura 3.5. Contexto geodinâmico dos Açores (Caetano & Ponte, 2020).....	30
Figura 3.6. Enquadramento do local de estudo no contexto vulcanoestratigráfico da ilha de São Miguel (Caetano & Ponte, 2020).	31
Figura 3.7. Representação esquemática de perfis topográficos da área de estudo e envolvente (Caetano & Ponte, 2020).	31
Figura 3.8. Cartografia geológica da área de estudo e envolvente (Caetano & Ponte, 2020).	32
Figura 3.9. Carta da sismicidade registada na ilha de São Miguel entre 1997 e 2009 (Caetano & Ponte, 2020).	34
Figura 3.10. Carta de Isossistas de intensidades máxima (EMS-98) para a ilha de São Miguel.	34
Figura 3.11. Localização do Pico do Gaspar nas Furnas e das Freguesias de Ponta Garça, Ribeira Quente e Vila da Povoação (<i>Google Earth</i>).	36
Figura 3.12. Ribeira Quente em uma perspetiva 3D (<i>Google Earth</i>).....	37
Figura 3.13. Foto de satélite da Ribeira Quente (<i>Google Earth</i>).	38
Figura 3.14. Imagem do abalo sísmico de 1932: população sob abrigo temporário (adaptado de (Jerónimo, 1998)).	39
Figura 3.15. Imagem do abalo sísmico de 1932: edifício colapsado pelo sismo (adaptado de (Jerónimo, 1998)).	39
Figura 3.16. Imagem do abalo sísmico de 1932: danos provocados pelo sismo (adaptado de (Jerónimo, 1998)).	39
Figura 3.17. Imagem do abalo sísmico de 1932: edifício colapsado pelo sismo (adaptado de (Jerónimo, 1998)).	40
Figura 3.18. Localização da 1ª Ermida de São Paulo. Desenho elaborado a partir do exposto em (Jerónimo, 1998) e dos dizeres na sabedoria popular do povo Ribeira Quente.	42
Figura 3.19. Localização da 2ª Ermida de São Paulo. Desenho elaborado a partir do exposto em (Jerónimo, 1998) e dos dizeres na sabedoria popular do povo Ribeira Quente.	42
Figura 3.20. Ruína da 2ª ermida de São Paulo em 1909. Desenho elaborado a partir do exposto em (Jerónimo, 1998) e dos dizeres na sabedoria popular do povo Ribeira Quente.	43
Figura 3.21. Planta do Piso Térreo.....	44
Figura 3.22. Planta da Cobertura.....	45
Figura 3.23. Alçados Sul e Este.....	45
Figura 3.24. Alçados Oeste e Norte.	46
Figura 3.25. Piso do “coro” e teto.	47
Figura 3.26. À esquerda: altar-mor; à direita: vista total do altar-mor e nave.....	48
Figura 3.27. Tirantes na torre sineira.	48
Figura 3.28. Foto da parede norte da torre sineira no desvão da cobertura.	49
Figura 3.29. Estrutura da cobertura e desvão.....	50
Figura 3.30. Cobertura em telha fibrocimento.....	50

Figura 4.1. Realização de ensaio sónico direto na fachada principal: (a) Martelo não instrumentado e sensor colocado na superfície interior da parede; (b) Sensor colocado na superfície externa da parede.	55
Figura 4.2. Realização de ensaio indireto no batistério.	56
Figura 4.3. Localização dos ensaios sónicos ao nível do piso da nave.	57
Figura 4.4. Localização dos ensaios sónicos ao nível do piso do coro alto.	57
Figura 4.5. Configurações dos ensaios de identificação dinâmica: acelerómetros localizados no topo das paredes e na torre (ver Tabela 4.2).	59
Figura 4.6. Espectro de valores singulares do método EFDD.	60
Figura 4.7. Primeiros quatro modos de vibração estimados com recurso aos ensaios de identificação dinâmica.	61
Figura 5.1. Vista geral do modelo 3D da Igreja de São Paulo em AutoCAD.	64
Figura 5.2. Exemplo dos macroblocos da parede longitudinal nascente: a) alçado; b) perspetiva 3D.	65
Figura 5.3. Malha de elementos finitos do modelo numérico.	65
Figura 5.4. Elementos de alvenaria do edifício com a cor correspondente aos materiais indicados na Tabela 5.1.	67
Figura 5.5. Identificação das paredes.	68
Figura 5.6. Asna da cobertura.	69
Figura 5.7. Primeiros quatro modos de vibração experimentais e numéricos considerados na calibração.	71
Figura 5.8. Resultante dos deslocamentos para a ação do peso próprio (estrutura com a cobertura oculta).	74
Figura 5.9. <i>Snap-through</i> e <i>snap-back</i> do método do comprimento do arco (adaptado de (Crisfield, 1981)).	76
Figura 5.10. Localização dos nós de controlo da resposta.	76
Figura 5.11. Representação em planta das direções principais da análise.	78
Figura 5.12. Curva de capacidade para o Sismo +X: deslocamento horizontal na direção +X (perpendicular às paredes longitudinais da nave).	79
Figura 5.13. Resultante dos deslocamentos para o Sismo +X: (a) fator de carga igual 0,09 g; (b) fator de carga igual 0,14 g.	80
Figura 5.14. Extensões principais nas paredes para o Sismo +X e FC = 0,09 g.	81
Figura 5.15. Extensões principais nas paredes para o Sismo +X e FC = 0,14 g.	81
Figura 5.16. Extensões principais nas paredes para o Sismo +X no final da análise.	81
Figura 5.17. Curva de capacidade para o Sismo -X: deslocamento horizontal na direção -X (perpendicular às paredes longitudinais da nave).	82
Figura 5.18. Resultante dos deslocamentos para o Sismo -X: (a) fator de carga igual 0,09 g; (b) fator de carga igual 0,13 g.	83
Figura 5.19. Extensões principais nas paredes para o Sismo -X e FC = 0,085 g.	84
Figura 5.20. Extensões principais nas paredes para o Sismo -X e FC = 0,13 g.	84
Figura 5.21. Extensões principais nas paredes para o Sismo -X no fim da análise.	85
Figura 5.22. Curva de capacidade: deslocamento horizontal na direção +Y (perpendicular à fachada principal).	86
Figura 5.23. Resultante dos deslocamentos para o Sismo +Y: (a) fator de carga igual 0,08 g; (b) fator de carga igual 0,15 g.	86
Figura 5.24. Extensões principais nas paredes para o Sismo +Y e FC = 0,08 g.	88

Figura 5.25. Extensões principais nas paredes para o Sismo +Y e FC = 0,15 g.....	88
Figura 5.26. Extensões principais nas paredes para o Sismo +Y no fim da análise.....	89
Figura 5.27. Curva de capacidade: deslocamento horizontal na direção -Y (perpendicular à fachada principal).....	90
Figura 5.28. Resultante dos deslocamentos para o Sismo -Y: (a) fator de carga igual 0,13 g; (b) fator de carga igual 0,19 g.....	90
Figura 5.29. Extensões principais nas paredes para o Sismo -Y e FC = 0,13 g.....	92
Figura 5.30. Extensões principais nas paredes para o Sismo -Y e FC = 0,19 g.....	92
Figura 5.31. Extensões principais nas paredes para o Sismo -Y no fim da análise.....	92
Figura 5.32. Espectro de resposta elástico de acelerações para a ação sísmica do tipo 2.....	96
Figura 5.33. Determinação da curva bilinear idealizada força/deslocamento.....	98
Figura 5.34. Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade.....	99
Figura 5.35. Curva de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção +X.....	101
Figura 5.36. Deslocamento-alvo para a direção +X para os diferentes estados limites.....	102
Figura 5.37. Extensões principais nas paredes para a direção +X, para o estado limite de colapso iminente (NC).....	104
Figura 5.38. Vista interior do dano na parede norte da torre para a direção +X, para o estado limite de colapso iminente (NC).	104
Figura 5.39. Extensões principais nas paredes para a direção +X, para o estado limite de danos severos (SD).....	105
Figura 5.40. Extensões principais nas paredes para a direção +X, para o estado limite de limitação de dano (DL).....	105
Figura 5.41. Curva de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção -X.....	106
Figura 5.42. Deslocamento-alvo para a direção -X para os diferentes estados limites.....	107
Figura 5.43. Extensões principais nas paredes para a direção -X, para o estado limite de colapso iminente (NC).....	108
Figura 5.44. Vista interior do dano na parede norte da torre para a direção -X, para o para o estado limite de colapso iminente (NC).....	108
Figura 5.45. Extensões principais nas paredes para a direção -X, para o estado limite de danos severos (SD).....	109
Figura 5.46. Extensões principais nas paredes para a direção -X, para o estado limite de limitação de dano (DL).....	109
Figura 5.47. Curvas de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção +Y.....	110
Figura 5.48. Deslocamento-alvo para a direção +Y para os diferentes estados limites no ponto de controlo no topo da torre e na parede do arco.....	111
Figura 5.49. Extensões principais nas paredes para a direção +Y, para o estado limite de colapso iminente (NC).....	113
Figura 5.50. Extensões principais nas paredes para a direção +Y, para o estado limite de danos severos (SD).....	114
Figura 5.51. Extensões principais nas paredes para a direção +Y, para o estado limite de limitação de dano (DL).....	114
Figura 5.52. Curvas de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção -Y.....	115
Figura 5.53. Deslocamento-alvo para a direção -Y para os diferentes estados limites no ponto de controlo no topo da torre e na parede do arco.....	116
Figura 5.54. Extensões principais nas paredes para a direção -Y, para o estado limite de colapso iminente (NC).....	117
Figura 5.55. Extensões principais nas paredes para a direção -Y, para o estado limite de danos severos (SD).....	117

Figura 5.56. Extensões principais nas paredes para a direção -Y, para o estado limite de limitação de dano (DL). 118

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Igrejas analisadas por (Azevedo, et al., 2008) nas ilhas do Faial e Pico (adaptado de (Azevedo, et al., 2008)).	6
Tabela 2.2 - Outros tipos de mecanismos de colapso a adicionar aos definidos por Lagomarsino (Azevedo, et al., 2008).	9
Tabela 2.3 - Caracterização dos níveis de danos e respetiva possibilidade de utilização (Quadro III adaptado de (Azevedo, et al., 2008)).	10
Tabela 2.4 - Classificação dos mecanismos de colapso identificados (adaptado de (Azevedo, et al., 2008)).	11
Tabela 3.1 - Lista dos perigos vulcânicos a que a área de estudo se encontra (LABGEO - Engenharia e Geotecnologia, 2020).	35
Tabela 4.1 - Módulos de elasticidade das paredes de alvenaria de pedra	57
Tabela 4.2 - Identificação e cotas dos acelerómetros por configuração.	59
Tabela 5.1 – Propriedades lineares iniciais dos materiais.	66
Tabela 5.2 - Espessura das paredes (ver Figura 5.5).	68
Tabela 5.3 - Dimensões dos elementos da asna e tirante.	69
Tabela 5.4 - Valores assumidos e calibrados dos módulos de elasticidade.	70
Tabela 5.5 - Comparação entre as frequências experimentais e numéricas.	71
Tabela 5.6 - Erros das frequências e valores do MAC da calibração final do modelo.	73
Tabela 5.7 - Módulos de elasticidade das variáveis a calibrar (alvenaria) após a calibração final do modelo.	73
Tabela 5.8 - Propriedades mecânicas para macro-modelação da alvenaria como material isotrópico (Lourenço, et al., 2022).	77
Tabela 5.9 - Propriedades não lineares das alvenarias.	77
Tabela 5.10 - Estados limites para o mecanismo fora do plano proposto por (Doherty, et al., 2002).	94
Tabela 5.11 - Deslocamentos últimos e capacidades das paredes em análise para os estados limites.	94
Tabela 5.12 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a ação sísmica, segundo o Anexo Nacional da (NP EN 1998-1:2010, 2010).	95
Tabela 5.13 - Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da (NP EN 1998-3:2017, 2017) (a'_{gR}).	96
Tabela 5.14 - Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 1.	100
Tabela 5.15 – Valores dos parâmetros da curva bilinear na direção +X.	100
Tabela 5.16 - Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção +X).	101
Tabela 5.17 - Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção +X.	102
Tabela 5.18 - Extensões principais no início do dano.	103
Tabela 5.19 - Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 1.	105
Tabela 5.20 – Valores dos parâmetros da curva bilinear na direção -X.	106

Tabela 5.21 - Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção -X).....	107
Tabela 5.22 - Avaliação sísmica na direção -X.....	107
Tabela 5.23 - Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 2.....	109
Tabela 5.24 – Valores dos parâmetros das curvas bilineares na direção +Y.....	110
Tabela 5.25- Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção +Y).....	111
Tabela 5.26 - Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção +Y.....	111
Tabela 5.27 - Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 2.....	115
Tabela 5.28 – Valores dos parâmetros das curvas bilineares na direção -Y.....	115
Tabela 5.29- Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção -Y).....	116
Tabela 5.30 - Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção -Y.....	116

1. Introdução

Desde a sua colonização, em meados do Séc. XV, que têm sido documentados no Arquipélagos dos Açores vários eventos sísmicos e vulcânicos destrutivos. A 22 de setembro de 1522, por exemplo, um sismo atingiu Vila Franca do Campo com intensidade estimada X na escala Macrossísmica Europeia de 1998, tendo ficado conhecido como Subversão de Vila Franca do Campo. Em resultado deste sismo estima-se que tenham morrido entre 3,000 e 5,000 pessoas – a quase totalidade dos habitantes de então –, devido, sobretudo, a um deslizamento de terras que soterrou toda a vila. Também, a 9 de julho de 1757, um dos mais violentos terremotos da história dos Açores sacudiu violentamente a ilhas de São Jorge e Pico, causando, pelo menos, 1,053 mortos na ilha de São Jorge, e outros 11 na ilha do Pico.

Mais recentemente, o sismo de 9 de julho de 1998, de magnitude 5,8 na escala de Richter, atingiu as ilhas do Faial, Pico e S. Jorge, dando origem a uma vasta destruição, provocando nove vítimas mortais, mais de uma centena de feridos, e alguns milhares de desalojados. Também o sismo de 1 de janeiro de 1980, com magnitude de 7,2 na escala de Richter, causou danos consideráveis nas ilhas de Terceira, São Jorge e Graciosa, com a demolição de cerca de 70% das casas da ilha da Terceira, incluindo o centro histórico da cidade de Angra do Heroísmo.

Muitos outros sismos, com maior ou menor intensidade, têm vindo a atingir o Arquipélago dos Açores. Só na freguesia da Ribeira Quente, ilha de São Miguel, e apenas no século passado, há registo de três sismos de elevada intensidade (1932, 1935 e 1952), que causaram um nível de destruição considerável.

Direta ou indiretamente, estes eventos têm moldado o processo evolutivo da freguesia, seja através de alterações na sua orografia – a Ribeira Quente deve a sua atual orografia à erupção vulcânica de 1630 –, seja pelo seu impacto na demografia e na evolução dos processos construtivos. Construída na zona do fogo (lado poente da freguesia), uma área de aterro resultante, precisamente, de uma dessas derrocadas, a atual Igreja de São Paulo, caso de estudo deste trabalho, é um excelente exemplo da forma como estes processos naturais têm vindo a moldar a imagem da freguesia e dos seus edifícios.

1.1 Âmbito e objetivos da dissertação

O principal objetivo da presente dissertação passa pelo estudo da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo, localizada na freguesia da Ribeira Quente. Para o efeito, construiu-se com recurso ao software de análise estrutural DIANA FEA um modelo estrutural representativo da igreja, o qual foi posteriormente validado com o recurso a resultados experimentais obtidos em ensaios não-destrutivos. Este modelo foi posteriormente utilizado para efetuar um conjunto de análises à resposta sísmica, nomeadamente à capacidade da estrutura, a deformação e o dano. Por fim, na verificação da estabilidade, analisou-se o desempenho estrutural aos diferentes estados limites, com a definição sísmica em conformidade com a (NP EN 1998-1, 2010) e a (NP EN 1998-3, 2017).

Para além dos referidos resultados experimentais, todas as premissas assumidas no desenvolvimento do modelo numérico aqui utilizado, foram baseadas em informação recolhida com base num vasto enquadramento histórico do edifício. Primeiramente, fez-se uma contextualização geográfica, geomorfológica e geológica do edifício. De seguida, foram revistos os principais eventos sísmicos que afetaram o arquipélago e analisado o seu impacto nos edifícios de alvenaria de pedra. A recolha de informação sobre o sismo de 1998 nas ilhas do Pico e Faial, trouxe aspetos de elevada relevância para entendimento do comportamento estrutural que os edifícios de alvenaria revelam em situação de sismo nos Açores, principalmente, os edifícios históricos. Esta informação aqui registada é um complemento ao entendimento do estudo da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo e uma base para os próximos estudos que daqui advirão.

1.2 Organização do documento

A dissertação está organizada em seis capítulos:

- No Capítulo 1 faz-se uma introdução ao tema da dissertação, o seu âmbito, e objetivos principais.
- No Capítulo 2 faz-se uma revisão do comportamento estrutural de edifícios de alvenaria de pedra, com ênfase na vulnerabilidade sísmica de igrejas.
- No Capítulo 3 apresenta-se uma caracterização da área de estudo através da localização, geomorfologia e geologia local. Seguidamente, faz-se com uma síntese da envolvente de perigos naturais resultantes da atividade sísmica, e um enquadramento histórico dos

principais eventos ocorridos no passado na Freguesia de Ribeira Quente. Finalmente, apresenta-se uma síntese da história da igreja de São Paulo, seguida do levantamento geométrico e material do edifício.

- No Capítulo 4 faz-se uma descrição da campanha experimental levada a cabo no âmbito desta dissertação, com a descrição dos ensaios não-destrutivos realizados.
- No Capítulo 5 faz-se a preparação e calibração do modelo a partir dos resultados obtidos na campanha experimental. Seguidamente, efetua-se a avaliação do desempenho sísmico por uma análise estática não linear, através da definição das propriedades não lineares dos materiais, por uma análise à resposta sísmica e pela verificação da estabilidade.
- O Capítulo 6 sumariza o trabalho realizado e discute as principais conclusões obtidas no âmbito da presente dissertação. Ainda em jeito de conclusão, apresenta uma proposta de desenvolvimento de trabalhos futuros.

2. Comportamento sísmico das igrejas e metodologia de avaliação da segurança

A maioria das construções de alvenaria existentes em Portugal foram construídas em épocas em que não existia legislação que obrigasse ao cálculo sísmico. Deste modo, a maioria das construções antigas estão vulneráveis a eventos sísmicos por falta de resistência sísmica.

Neste capítulo, será referido o comportamento sísmico típico das igrejas e mecanismos de dano e colapso. Será abordado o comportamento sísmico dos elementos estruturais de alvenaria de colunas, paredes, arcos e abóbadas, frontispícios, torres e coro alto. Estes elementos estruturais são os que interessam para a presente dissertação, por serem aqueles que se encontram tipicamente presentes nas igrejas existentes no arquipélago dos açores.

O estudo do comportamento sísmico da Igreja de São Paulo na Ribeira Quente enquadra-se no contexto dos estudos realizados aquando da ocorrência do sismo de 9 de julho de 1998, nas ilhas do Faial e do Pico. Nesse sentido, parte da revisão apresentada neste capítulo é baseada nos resultados apresentados por (Azevedo & Guerreiro, 2008), na sequência da inspeção e avaliação de um conjunto alargado de estruturas danificadas pelo referido sismo, em particular de escolas e igrejas. Na Tabela 2.1 encontram-se identificadas as igrejas analisadas por (Azevedo & Guerreiro, 2008), sendo que, no presente trabalho, o foco será apenas nas igrejas com estrutura de alvenaria.

As igrejas de alvenaria observadas apresentavam na sua maioria uma configuração constituída por um corpo principal com uma nave central e duas naves laterais de menores dimensões, com a zona do altar situada no prolongamento da nave central. No topo da fachada principal, a maioria das igrejas apresentava um frontão de dimensões significativas. Algumas das igrejas observadas eram de menor dimensão, sendo constituídas apenas por uma nave e as coberturas eram em madeira (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Quase a totalidade das igrejas de alvenaria analisadas apresentavam pelo menos uma torre que se encontrava ligada (ou ligadas, nos casos em que existiam mais do que uma) ao corpo principal com diversas combinações de localização. Apresentavam ainda paredes exteriores constituídas por blocos de alvenaria irregulares e, na maioria dos casos, estruturas adjacentes ligadas à parte posterior do corpo principal da igreja (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Tabela 2.1. Igrejas analisadas por (Azevedo & Guerreiro, 2008) nas ilhas do Faial e Pico (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

Ilha do Faial			Ilha do Pico		
Nº	Igreja	Material	Nº	Igreja	Material
1	Flamengos	Alvenaria	18	S. Roque	Alvenaria
2	Pedro Miguel	Alvenaria	19	S. Luzia	Alvenaria
3	Praia de Almocharife	Alvenaria	20	Bandeiras	Alvenaria
4	Ribeirinha	Alvenaria	21	S. Madalena	Alvenaria
5	Espalhafatos	Betão Armado	22	S. António Monte	Betão Armado
6	Salão	Alvenaria	23	Candelária	Alvenaria
7	Cedros	Alvenaria	24	S. Mateus	Alvenaria
8	Ribeira Funda	Alvenaria	25	S. Caetano	Betão Armado
9	Praia do Norte	Betão Armado	26	S. Margarida	Alvenaria
10	Norte Pequeno	Betão Armado	27	S. Bartolomeu	Alvenaria
11	Capelo	Alvenaria	28	S. João	Alvenaria
12	Castelo Branco	Alvenaria	29	Lajes	Alvenaria
13	Feteiras	Alvenaria	30	Criação Velha	Alvenaria
14	Ermida do Pilar	Alvenaria			
15	Angústias	Alvenaria			
16	Conceição (Horta)	Alvenaria			
17	Matriz (Horta)	Alvenaria			

2.1 Características das construções de alvenaria

O comportamento global de uma construção depende muito dos sistemas construtivos, dos materiais constituintes utilizados na sua execução, e da sua conceção estrutural. Nas construções em alvenaria os mecanismos e padrões de dano sísmico encontram-se fortemente relacionados com o tipo de alvenaria empregue nessa construção (Costa, 2008). Nesse sentido, importa no âmbito da presente dissertação distinguir os diferentes tipos de alvenaria e os seus respetivos padrões preferenciais de dano.

- **Alvenarias de tijolo**, construídas com tijolos regulares e argamassa. As fendas seguem tipicamente as juntas de argamassa. Este tipo de alvenaria tem geralmente um comportamento estrutural satisfatório até ao momento em que são excedidos certos níveis de deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de cada painel de alvenaria;
- **Alvenaria de pedra**, construída com pedras de vários tipos e várias formas, executadas de diferentes maneiras e usando nas ligações argamassas com várias características. Nos casos em que a argamassa é incapaz de garantir a eficiente ligação entre os

diferentes elementos que compõem a alvenaria, cada unidade (elemento de pedra) é mobilizada individualmente durante o sismo, levando a rearranjos na estrutura interna da parede, podendo dar origem a desaprumos das paredes ou até, em situações limite, a colapso da parede;

- **Alvenaria de duas folhas.** Realizadas com recurso a dois panos de parede, um pano interior e um pano exterior, e um núcleo interno entre panos composto por material de pior qualidade. Neste tipo de alvenaria, largamente heterogénea, o risco principal é que os dois panos de parede apresentem um comportamento diferencial, levando à sua potencial separação, com consequência do ponto de vista da estabilidade global da parede;
- **Alvenaria de pedra seca:** normalmente bastante regular, frequentemente retilínea ou de faces paralelas. A resistência sísmica deste tipo de paredes é tipicamente boa, porquanto que a fricção entre os blocos não seja excedida.

Os revestimentos empregues nas paredes de alvenaria, quando de boa qualidade, têm também um papel relevante na sua integridade e desempenho estrutural das alvenarias, contribuindo para manutenção da sua integridade (Costa, 2008).

2.2 Comportamento global

Nas construções mais antigas, e considerando apenas a tipologia de edifícios de alvenaria, as conexões entre paredes, pisos, cobertura e telhado são fundamentais para formar os constrangimentos que limitam as deformações e tensões nos diversos elementos estruturais (Costa, 2008). No entanto, estas ligações são maioritariamente limitadas ao ponto de não haver uma satisfatória transmissão de esforços prejudicando o comportamento global dos edifícios.

A função das coberturas e dos pavimentos é, para além da função arquitetónica, também a de distribuir as forças entre as várias paredes. Quando a rigidez destes elementos é diminuta, como é a generalidade das coberturas e pavimentos das edificações mais antigas, e eficiência em restringir a deformação dessas paredes é reduzida (Costa, 2008).

O arranjo estrutural das paredes e massas influencia muito o comportamento global das edificações. As excentricidades entre massa e a rigidez introduzem torções adicionais que podem provocar danos na estrutura (Costa, 2008).

Em construções antigas de alvenaria, o movimento da estrutura e das fendas por vibrações e/ou por assentamentos, podem debilitar a capacidade resistente das ligações entre os vários elementos estruturais, conduzindo ao seu desligamento. Nesses casos, na eventualidade de não haver um bom contraventamento, pode ocorrer um colapso parcial ou total (Costa, 2008).

As construções de alvenaria de pedra são muito sensíveis aos efeitos das acelerações verticais. Esta componente do movimento sísmico gera forças de inércia verticais que são relevantes para o comportamento sísmico destas estruturas, devido à sua resistência à tração ser fraca ou nula. Dependendo do sentido da aceleração do solo estas forças de inércia somam ou subtraem das forças verticais nas paredes e pilares em virtude do peso próprio da construção, surgindo compressão e descompressão na alvenaria. Este material não apresenta uma resistência adequada à tração pelo que as forças de compressão são muito relevantes, sendo mesmo, fundamentais para a integridade da estrutura, pois criam atrito entre as diferentes componentes dos elementos estruturais que impedem que estes se separem uns dos outros. Se as forças de inércia verticais de baixo para cima atingirem valores significativos, as forças verticais de cima para baixo diminuem fortemente reduzindo também as forças de atrito horizontais. Nesta situação a resistência a forças horizontais reduz-se consideravelmente podendo levar ao colapso (Costa, 2008).

2.3 Mecanismos típicos de dano e colapso

Na sequência do sismo de 9 de julho de 1998, foi realizado um estudo com vista à identificação e compreensão dos possíveis mecanismos de colapso em igrejas antigas de alvenaria de pedra afetadas pelo referido sismo (Azevedo & Guerreiro, 2008). Para a identificação dos mecanismos de colapso foi utilizada a metodologia apresentada por Lagomarsino (Lagomarsino, 1998).

A Figura 2.1 apresenta 16 mecanismos de colapso propostos por Lagomarsino (Lagomarsino, 1998). No entanto, de acordo com (Azevedo & Guerreiro, 2008), alguns dos mecanismos de colapso presentes nos danos registados do sismo de 1998 na ilha do Faial e do Pico não se enquadravam na lista apresentada na Figura 2.1. Entre estes, encontram-se os mecanismos envolvendo o movimento longitudinal ou transversal dos arcos nas igrejas com mais de uma nave, os movimentos das paredes exteriores para fora do seu plano, e a queda de elementos decorativos da fachada (pináculos). Embora este último mecanismo não seja um mecanismo

global, é importante referi-lo pois pode causar danos importantes em outros elementos estruturais, em particular à cobertura, ou colocar em risco a segurança das pessoas nas imediações do edifício. Estes mecanismos de colapso adicionais são apresentados na Tabela 2.2 (Azevedo & Guerreiro, 2008).

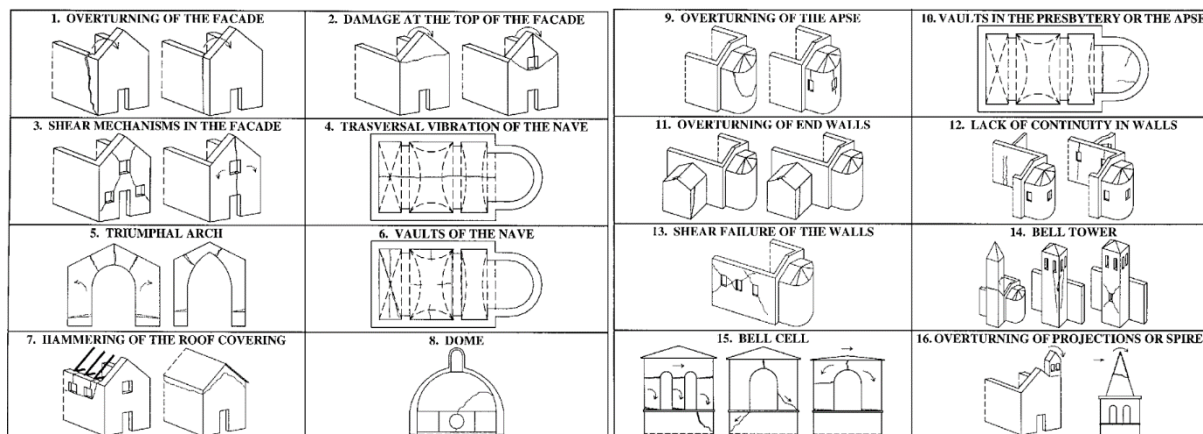


Figura 2.1. Potenciais mecanismos de colapso (Lagomarsino, 1998).

Tabela 2.2. Outros tipos de mecanismos de colapso a adicionar aos definidos por Lagomarsino (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Mecanismo	Descrição
17	Movimento dos arcos transversais
18	Movimento das paredes fora do seu plano
19	Movimento dos arcos longitudinais
20	Queda de elementos decorativos

A partir do estudo realizado nas ilhas do Faial e do Pico, cada um dos tipos de mecanismo de colapso identificados em cada igreja, foram classificados segundo o seu grau de severidade, sendo este definido de acordo com a seguinte escala (Azevedo & Guerreiro, 2008):

- Mecanismo identificado, mas apresentando apenas ligeiros danos;
- Mecanismo evidente, mas com possibilidade de reparação;
- Danos muito importantes, situação de pré-colapso ou colapso.

Fundamentado a partir dos dados recolhidos na visita técnica, foi posteriormente necessário decidir acerca da viabilidade do uso normal das igrejas, pelo que, cada uma das igrejas recebeu

uma classificação de acordo com o seu estado de dano e foi atribuído um dos quatro níveis de danos apresentados no quadro da Tabela 2.3 (Azevedo & Guerreiro, 2008).

O resultado da identificação dos diferentes mecanismos de colapso presentes nas 25 igrejas de alvenaria estudadas, está apresentado na Tabela 2.4, onde se encontra indicado o grau de severidade de cada mecanismo de colapso de acordo com (Azevedo & Guerreiro, 2008). A última coluna da Tabela refere-se à avaliação da possibilidade de uso das igrejas de acordo com a escala apresentada na Tabela 2.3 (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Tabela 2.3. Caracterização dos níveis de danos e respetiva possibilidade de utilização (Quadro III adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

Nível	Descrição
A	Sem danos – Utilização imediata
B	Danos ligeiros – Utilização imediata
C	Danos importantes – Utilização após reparação
D	Colapso iminente – Utilização impossível

Analisando a Tabela 2.4, é perceptível que o padrão de danos com maior incidência corresponde ao mecanismo de que envolve a rotura das paredes por corte. No entanto, o mecanismo que representa danos mais graves são aqueles que correspondem ao derrube das paredes periféricas ou a rotura das cúpulas na zona do altar. Também, são frequentes os danos na base dos frontões de fachada, a fendilhação por corte na fachada ou a rotura das torres, em especial ao nível dos sinos (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Tabela 2.4. Classificação dos mecanismos de colapso identificados (adaptado de (Azevedo, et al., 2008)).

Igreja	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		U	
Flamengos		2					7				11			14							20	2	
Pedro Miguel									9	10	11		13	14			17					2	
Prais de Almojarife		2									10					15						2	
Ribeirinha										10							17	18				2	
Salão (*)																						2	
Cedros														14	15							2	
Ribeira Funda			3							10			13		15							2	
Capelo																						2	
Castelo Branco		2				6	7						13								20	2	
Feteira		2	3				7		9				13	14								2	
Ermida do Pilar										10			13	14								2	
Angústias		2	3								10		13	14								2	
Conceição (Horta)													13									2	
Matriz (Horta)						6																2	
S. Roque										10			13									2	
S. Luzia													13	14								2	
Bandeiras		2								10			13	14	15							2	
S. Madalena			3														17					2	
S. António Monte		2								10			13									2	
Candelária			3			6							13									2	
S. Mateus	1												13						17		19	2	
S. Caetano											10		13									2	
S. Margarida													13									2	
S. Bartolomeu										10			13									2	
S. João	2		3				7						13	14								2	
Lajes																						2	
Criação Velha																						2	
*Estrutura totalmente colapsada																							
U - utilização																							
	2	Mecanismo observado										2	Sem danos										
	3	Ligeiros danos										3	Utilização imediata										
	7	Mecanismo evidente										7	Danos ligeiros										
	8	Com reparação										8	Utilização imediata										
	11	Danos importantes										11	Danos importantes										
	20	Pré-colapso										20	Utilização após reparação										
													Colapso iminente										
													Utilização impossível										

2.4 Colunas

As colunas, normalmente, apresentam em edifícios de alvenaria pouca resistência sísmica global devido à sua baixa rigidez horizontal em comparação com as paredes. Portanto, compete às paredes resistir às solicitações dinâmicas de modo a construção permanecer estável. Contudo, as colunas desempenham um papel fundamental no bom desempenho estrutural dos edifícios, sendo que o seu colapso poderá conduzir ao colapso do edifício (Costa, 2008).

Em situação de sismo, as colunas, podem sofrer grandes deslocamentos em virtude dos deslocamentos dos elementos estruturais que estes elementos estruturais suportam. Após um

violento sismo, as colunas podem apresentar inclinações, rotações, fendilhação, deslocamentos relativos entre faces de juntas dos blocos de pedra, cunha de rotura por compressão excessiva e, em situações extremas, colapso (Azevedo & Guerreiro, 2008).

A Figura 2.2 apresenta duas fotos da igreja de Ribeirinha na ilha do Faial onde, segundo (Azevedo & Guerreiro, 2008), se observaram grandes inclinações em todas as colunas interiores, com indícios de rotação na base, bem como uma situação de quase colapso de arcos entre a nave principal e as naves laterais.

Na igreja de Feteira na ilha do Faial, observaram-se danos severos em muitas colunas das arcarias que separam as naves laterais da nave central, especialmente nas colunas junto aos púlpitos onde foi possível verificar o efeito pernicioso da inserção destes elementos. Em quase todas as colunas era visível a abertura de juntas, cunhas de rotura por compressão na base e deslocamentos relativos entre blocos de pedra (Azevedo & Guerreiro, 2008).

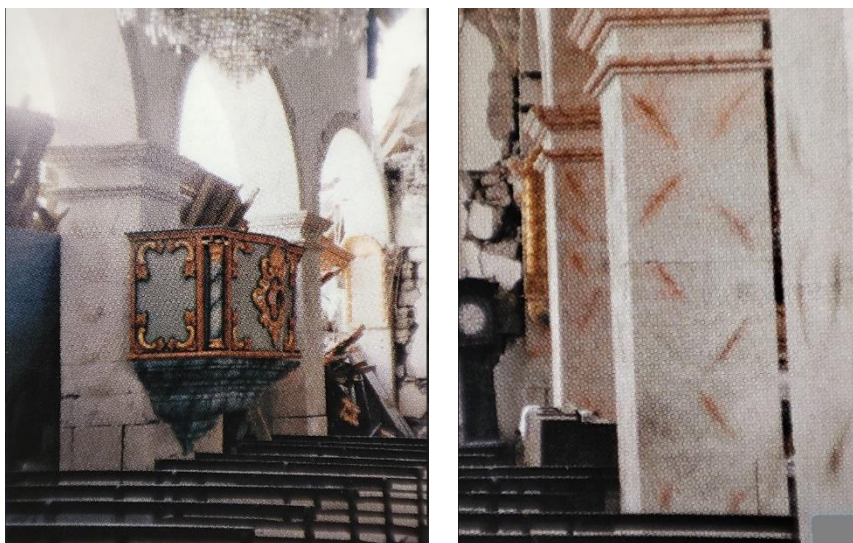


Figura 2.2. Igreja da Ribeirinha na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

A igreja de St^a Maria Madalena, na ilha do Pico, também apresentou danos nas colunas dos púlpitos, na forma de fendilhação diagonal que se desenvolveram ao longo das juntas entre os blocos de pedra atingindo a totalidade da secção transversal das colunas. Outras colunas desta igreja também sofreram fendilhação diagonal (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.3. Cunha de rotura por compressão presente numa das colunas na igreja de Feteira na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

2.5 Paredes

As paredes de alvenaria estão sujeitas a um conjunto de fenómenos de corte, de flexão vertical e horizontal. Uma vez que as paredes têm, normalmente, aberturas, os painéis de paredes são definidos como a porção entre duas fiadas verticais de abertura (nembos de parede), sendo elementos fundamentais para resistir às solicitações sísmicas. No seu comportamento estrutural, as forças horizontais paralelas ao seu plano produzem fendilhação diagonal pelo facto do sismo produzir tensões de corte, alternadamente em ambas as direções (Costa, 2008).

As forças perpendiculares ao plano das paredes, desde que os lados do painel estejam travados e, por essa via, um certo grau de reação possa ser desenvolvido, produzem um efeito de arco mobilizando faixas horizontais e verticais de parede. Nestes casos, podem ser produzidos pequenas fendas nas faces opostas da parte central e nas extremidades do painel. Portanto, se os contornos não estiverem travados ao nível dos pisos e/ou das coberturas, como frequentemente ocorre, podem ocorrer danos mais significativos. É fundamental que esta situação seja devidamente acautelada em obras de reabilitação ou de reforço (Costa, 2008).

Na Figura 2.4 é possível observar uma vista lateral da igreja de Ribeirinha na ilha do Faial onde é visível o colapso da nave lateral devido ao movimento da parede exterior para fora do seu plano (mecanismo 18) (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.4. Colapso da nave lateral, da igreja da Ribeirinha, devido ao movimento da parede exterior para fora do seu plano (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

No lado esquerdo da Figura 2.5, pode-se observar diversas fendas por rotura de corte (mecanismo 13). No lado direito da Figura 2.5, mostra o colapso total da igreja de Salão na ilha do Faial, não sendo possível perceber ao certo qual foi o mecanismo indutor deste colapso, que muito provavelmente envolveu as paredes e os arcos (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Na Figura 2.6, do lado esquerdo, apresenta-se um exemplo de rotura por choque/ martelamento (“*hammering*”) entre a cobertura e o topo das paredes (mecanismo 7), que ocorreu na igreja de Flamengos no Faial. No lado direito, na igreja de São João no Pico, a fenda horizontal de grande dimensão, também revela uma rotura por choque (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Na Figura 2.7 apresenta-se um conjunto de imagens com algumas fendas verticais em paredes na igreja de Bandeiras na ilha do Faial. As duas imagens da esquerda apresentam a mesma fenda vista por fora e por dentro da igreja. Na imagem de direita tem-se outra fenda por cima de uma janela vista por dentro (mecanismo 2) (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.5. Danos em paredes e colapso total em igrejas da ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Figura lado esquerdo: Quase colapso por rotura das paredes por corte (mecanismo 13) da igreja de Pedro Miguel; Figura lado direito: Colapso total da igreja de Salão.



Figura 2.6. Danos em paredes por rotura por choque (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem do lado esquerdo: Igreja de Flamengos no Faial; Imagem do lado direito: Igreja de São João no Pico.



Figura 2.7. Fendas em paredes da igreja de Bandeiras na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

2.6 Arcos e abóbadas

Quando os arcos e abóbadas são a estrutura principal da construção, o movimento dos apoios é quase sempre o fator que cria os maiores danos ou é a causa de colapso. Estes movimentos podem ser amplificados devido à componente sísmica vertical. Esta componente da ação sísmica, particularmente em arcos, tem outro efeito que é o de reduzir a carga nos apoios, já que compensa o peso próprio, ajudando, assim, ao escorregamento das pedras nas juntas. No entanto, os danos em arcos devem-se, predominantemente, a movimentos na direção transversal ao corpo principal, ou seja, na direção do próprio plano do arco.

Um exemplo de colapso de arcos pode ser observado na Figura 2.8 (mecanismo 17). Nesta figura, o arco que colapsou, separava a nave principal da cabeceira (Azevedo & Guerreiro, 2008).

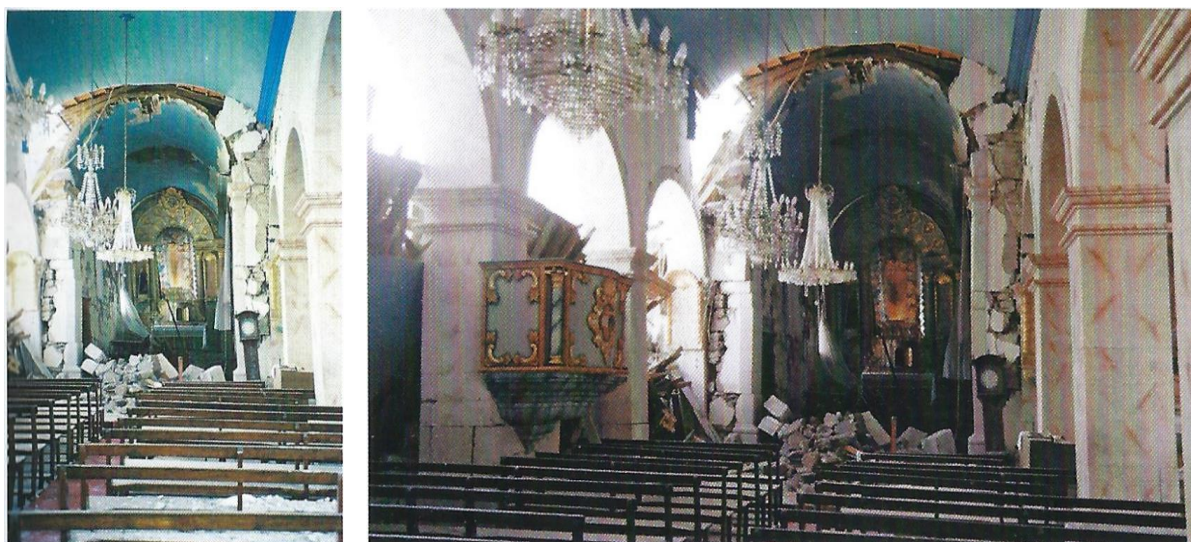


Figura 2.8. Colapso de um arco na igreja de Ribeirinha na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

Nas imagens da Figura 2.9, apresentam-se exemplos de danos em arcos. No caso da imagem do lado direito, na igreja de Ribeirinha, este arco apresenta uma situação de quase colapso motivada pela deformação da parede de apoio.



Figura 2.9. Danos em arcos na ilha do Faial (mecanismo 5 e 17) (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem da esquerda: Quase colapso dos arcos entre a nave principal e a nave lateral da igreja da Ribeirinha. Imagem da direita: Dano em arco que separa a nave principal da cabeceira na igreja de Ribeira Funda.

Outro exemplo de danos em arcos pode ser observado nas imagens da Figura 2.10. Neste caso, os arcos apresentam sinais evidentes de movimento, com uma notória deformação vertical, na zona das pedras de fecho. Em qualquer uma das igrejas da figura, houve mais do que um arco que apresentava este tipo de danos, colocando em evidência a sensibilidade dos arcos a ações dinâmicas (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.10. Danos em arcos (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem da esquerda: Dano em arco da porta de acesso ao batistério na igreja de Candelária (Pico); Imagem da direita: Dano em arco que separa a nave central da cabeceira na igreja da Srª da Graça em Praia de Almoxarife (Faial).

2.7 Frontões e elementos decorativos

Os frontões, na sua maioria, são elementos decorativos das fachadas principais, os frontispícios. Normalmente, estão ligados à restante estrutura apenas pela base, funcionando como uma consola vertical (mecanismo 2) quando sujeito a movimentos na direção perpendicular ao seu plano sendo marcadamente vulneráveis a movimentos nesta direção (Azevedo & Guerreiro, 2008).

A Figura 2.11, apresenta os danos no frontão da igreja da Feteira no Faial com fendilhação horizontal e diagonal com grande risco de queda. A foto do lado direito mostra os danos pelo tardoz do frontão, junto à cobertura, onde foi registado uma importante fenda horizontal na base com vários centímetros (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.11. Danos no frontão da Igreja da Feteira na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

A Figura 2.12 do lado esquerdo mostra os danos no Império do Espírito Santo na Ribeirinha (Faial), os quais se concentraram maioritariamente nos cunhais, na forma de fendas inclinadas que evoluíram para a fachada principal (Azevedo & Guerreiro, 2008). O frontão apresentava sinais de destacamento da fachada, estando em risco de colapso (Azevedo & Guerreiro, 2008). Na Figura 2.12 do lado direito mostra a igreja de Santo António do Monte, em que o frontão se encontrava fortemente danificado, apresentando um risco iminente de queda (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.12. Danos em Frontões (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Imagem lado esquerdo: Império do Espírito Santo na Ribeirinha (Faial); Imagem do lado direito: Igreja de Sto. António do Monte (Pico).

A igreja de Bandeiras na ilha do Pico, Figura 2.13, apresentou alguns danos estruturais importantes, essencialmente ao nível da fachada e das torres. Na fachada, desenvolveu-se uma fenda horizontal na base do frontão com potencial risco de queda deste elemento (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.13 - Danos no frontão da igreja de Bandeiras na ilha do Pico (adaptado de (Arêde, et al., 2008)).

Em fachadas principais e sobre as torres, habitualmente existem outros elementos decorativos: os pináculos e cruzes. Estes elementos, apresentam perigo de queda em caso de sismo quando não se encontram adequadamente fixos na sua base. A Figura 2.14 mostra exemplos deste tipo de situações (mecanismo 20). Na imagem do lado esquerdo mostra-se a igreja de Flamengos na

ilha do Faial, onde se verificou a queda de alguns pináculos situados sobre a fachada principal, e o perigo de queda de outros. A fachada principal apresentava fendilhação, especialmente na parte superior, com uma grande fenda na base do frontão com separação pronunciada da restante fachada. Na igreja Matriz da Horta, na imagem do lado direito, não foram observados danos estruturais importantes. No entanto, no topo do frontão da fachada e no topo das torres, alguns dos pináculos apresentaram superfícies horizontais de deslizamento com potencial risco de queda na via pública.



Figura 2.14. Danos em frontispícios (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)). Lado esquerdo: Igreja de Flamengos na ilha do Faial; Lado direito: Pináculo da igreja Matriz na Horta (Faial).

2.8 Torres, campanários e cúpulas de torres

Após o levantamento efetuado ao dano nas igrejas afetadas pelo sismo de 9 de julho de 1998, nas ilhas do Pico e Faial, constatou-se que os campanários das torres sineiras são dos elementos mais vulneráveis aos sismos, em consequência da sua geometria característica, com grandes aberturas em relação ao comprimento das paredes, resultando em elementos verticais muito esbeltos. Também, a elevada concentração de massa no topo das torres, contribui para a sua elevada vulnerabilidade sísmica (Pereira, 2017).

O comportamento sísmico de estruturas como as torres e outras estruturas altas e esbeltas, dependem de alguns fatores específicos tais como a esbelteza da estrutura, a presença de

estruturas adjacentes mais baixas ou a presença de elementos arquitetónicos esbeltos no topo (Pereira, 2017).

Em praticamente todas as igrejas das Ilhas do Faial e Pico (com uma exceção apenas), as torres sineiras encontram-se em contacto com a estrutura principal da igreja. Esta ligação pode gerar limitações horizontais nas torres que alteram a sua resposta à ação sísmica. Pois, por um lado, limita a esbelteza do elemento, e por outro, constitui uma rigidez localizada ao ponto de provocar a concentração de esforços, causando danos significativos (mecanismo 14), tal como pode-se observar na Figura 2.15 (Pereira, 2017).



Figura 2.15. Fendilhação na torre da Igreja de Bandeiras na ilha do Pico: Imagem esquerda adaptado de (Arêde, et al., 2008); imagem da direita adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008).

A alteração do comportamento e da resposta da estrutura à ação sísmica, torna também o campanário um elemento particularmente vulnerável à rotura ao corte por escorregamento, devido à existência de grandes aberturas, geralmente constituídas por colunas bastante esbeltas e pouco carregadas axialmente (mecanismo 15). A Figura 2.16 apresenta exemplos de dano envolvendo o mecanismo 15.

As torres estão sujeitas a mecanismos de colapso que dependem de fatores como a geometria e características construtivas. Através de um modelo estrutural simplificado, verifica-se que um mecanismo de flexão se torna evidente, pois estas trabalham como uma consola solicitada por um conjunto de forças horizontais combinadas com o peso próprio, o que conduz a fenómenos

de esmagamento nas zonas de compressão e de fendilhação nas zonas tracionadas devido à ausência de resistência à tração da alvenaria (mecanismo 14) (Pereira, 2017).



Figura 2.16. Igreja de Bandeiras na ilha do Faial: Fendas em torno das torres e deslizamento de pedra. (adaptado de (Arêde, et al., 2008)).

A igreja de Cedros no Faial, ilustrada na Figura 2.17, apresentava danos na torre sineira, consistindo essencialmente na abertura de fendas verticais e diagonais, especialmente ao nível da laje do piso dos sinos, e acima desta, e no deslocamento dos cunhais para o exterior, acima da laje do piso dos sinos. Os arcos na zona do sino mostravam sinais de abertura com deslocamento das pedras de fecho (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.17. Torre da igreja dos Cedros na ilha do Faial. Diferentes vistas (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

A igreja de S. João no Pico, na Figura 2.18, apresentava danos importantes e relativamente extensos, entre os quais: fendas inclinadas e verticais a atravessar toda a torre, com deslocação

para o exterior dos cunhais que não confinavam com o corpo principal da igreja, com consequente abertura dos arcos dos sinos e deslocamento das respetivas pedras de fecho (Azevedo & Guerreiro, 2008).



Figura 2.18 - Igreja de São João no Pico (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

A Figura 2.17 e a Figura 2.18, apresentam bons exemplos da atuação em simultâneo dos mecanismos 14 e 15. Nestas figuras é possível verificar fendilhação vertical, oblíqua e horizontal, indicando rotura por compressão e por corte, característica destes mecanismos.

A igreja de Pedro Miguel na ilha do Faial, ilustrada na Figura 2.19, encontrava-se com danos muito graves apresentando risco de colapso iminente. Estes danos estavam presentes nas colunas, que apresentavam grandes deslocamentos no topo e nas paredes e arcos que apresentavam muita fendilhação e deslocamentos significativos para fora do seu plano. A base da torre apresentava ainda um conjunto de fendas oblíquas que indicavam a formação de uma superfície de corte (Azevedo & Guerreiro, 2008).

Muitas coberturas em torres apresentam uma geometria tipo cúpula em pirâmide ou em abóbada. Estes elementos podem sofrer dano grave ou mesmo colapso (mecanismo 16), tal como se observa na Figura 2.20.



Figura 2.19. Torre da igreja de Pedro Miguel na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).



Figura 2.20. Danos na cúpula da torre da igreja de Castelo Branco na ilha do Faial (adaptado de (Azevedo & Guerreiro, 2008)).

2.9 Coro alto

A metodologia apresentada por Lagomarsino, na Figura 2.1, e os mecanismos adicionados à metodologia de Lagomarsino, na Tabela 2.2, não contemplam nenhum mecanismo de colapso que contenha os elementos de coro alto, uma vez que estes elementos são pouco frequentes nas tipologias de igrejas Italianas. No entanto, os elementos de coro alto são de grande relevância

no contexto português, devido aos danos que resultam da sua interação com a restante estrutura, nomeadamente com as paredes, arcadas das naves laterais, e com a fachada.

Os elementos de coro alto podem funcionar como diafragmas horizontais com uma determinada rigidez, dependente dos materiais que o constituem, poderão apresentar um efeito positivo para o comportamento global da estrutura. No entanto, nas situações em que essa rigidez é insuficiente, poderão apresentar uma ação danificadora nas paredes laterais (Magalhães, et al., 2010). Normalmente o coro alto está localizado junto à fachada principal, pelo lado interior, constituindo um piso mais elevado e onde, por vezes, dá acesso às torres sineiras (Pereira, 2017).

A Figura 2.21 apresenta exemplos de danos provocados por coros altos em paredes após um evento sísmico.



Figura 2.21. Danos resultantes da interação entre coro alto e paredes laterais (adaptado de (Magalhães, et al., 2010)).

2.10 Referência a danos observados em sismos

O sismo de 9 de julho de 1998 nos Açores, afetando as ilhas do Faial, Pico e São Jorge, afetou muitas construções de alvenaria de pedra, expondo a vulnerabilidade deste tipo de construções aos sismos.

Segundo (Costa, 2008), pode-se concluir a partir da observação dos danos que os problemas neste tipo de construções (edifícios religiosos em alvenaria de pedra) são os seguintes:

- Falta de rigidez e de resistência das paredes devido ao processo construtivo usado;
- Falta de travamento das paredes;
- Falta de apoios ao longo da altura;

- Falta de rigidez dos pisos de madeira;
- Má solução construtiva das coberturas, que não travam as paredes e dão origem à presença de forças horizontais no topo das paredes;
- Existência de descontinuidades verticais e horizontais que dão origem a concentrações de tensões nas zonas de interface.

No arquipélago dos Açores, a maioria das estruturas dos edifícios históricos, e mais ainda os edifícios religiosos, são constituídos por estruturas de alvenaria de pedra, pelo que este tipo de edifícios são muito vulneráveis à atividade sísmica. O sismo de 9 de julho de 1998, mostrou a importância das intervenções de reabilitação e da análise da vulnerabilidade sísmica destes edifícios enquanto veículo para definir intervenções de reforço adequadas, reduzindo dessa forma os custos que poderão resultar um evento sísmico futuro.

3. Caracterização da área e do objeto de estudo, a Igreja de São Paulo, Ribeira Quente

Este capítulo apresenta o enquadramento da área onde está implantada a Igreja de São Paulo, objeto de estudo desta dissertação, e uma revisão histórica de alguns dos eventos de atividade sísmica e vulcânica que ocorreram na Freguesia de Ribeira Quente. Apresenta ainda uma breve descrição histórica da igreja, incluindo uma resenha de intervenções efetuadas no passado, assim como o seu levantamento geométrico e material.

3.1 Enquadramento da área de estudo: localização, geomorfologia e geologia local

Nesta secção, faz-se um enquadramento da área de estudo no contexto geográfico, geomorfológico e geológico. Faz-se ainda uma caracterização do zonamento geológico e geotécnico.

3.1.1 Enquadramento da área de estudo

A Ribeira Quente está localizada em uma zona de elevada atividade sísmica de origem tectónica e vulcânica. De modo a efetuar o enquadramento da área de estudo, resume-se a sua localização geográfica e realiza-se um estudo no contexto geomorfológico e geológico.

3.1.1.1 Localização geográfica da Ribeira Quente e da Igreja de São Paulo

A freguesia de Ribeira Quente está situada na extremidade sudeste da Ilha de São Miguel, no arquipélago dos Açores, encontrando-se quase ao nível do mar (ver Figura 3.1).

No seu aspeto físico, dois grupos habitacionais são bem visíveis: o lugar da Ribeira e o do Fogo, Figura 3.2. Quanto ao primeiro, e como o próprio nome indica, situa-se na convergência da Ribeira dos Tambores com o mar e caracteriza-se pela existência do porto de pesca e seus complexos adjacentes. Quanto ao local do Fogo, situa-se nos arredores da atual igreja paroquial de São Paulo. No lugar do Fogo, existe uma pequena baía na qual se situa um areal: a Praia do Fogo. Na Praia do Fogo, a existência de nascentes hidrotermais submarinas, resultado de vulcanismo secundário, tornam a água do mar tépida.

3.1.1.2 Geomorfologia

A ilha de São Miguel é a maior do arquipélago dos Açores, apresentando uma área de 747 km² e largura e comprimentos máximos de 16 e 66 km, respetivamente.

Segundo (Caetano & Ponte, 2020), individualizam-se oito unidades geomorfológicas na ilha de São Miguel: Maciço Vulcânico das Sete Cidades, Região dos Picos, Complexo Vulcânico da Serra de Água de Pau, Planalto da Achada das Furnas, Vulcão das Furnas, Vulcão da Povoação, Região da Tronqueira e do Nordeste e Plataforma Litoral do Norte (ver Figura 3.4).

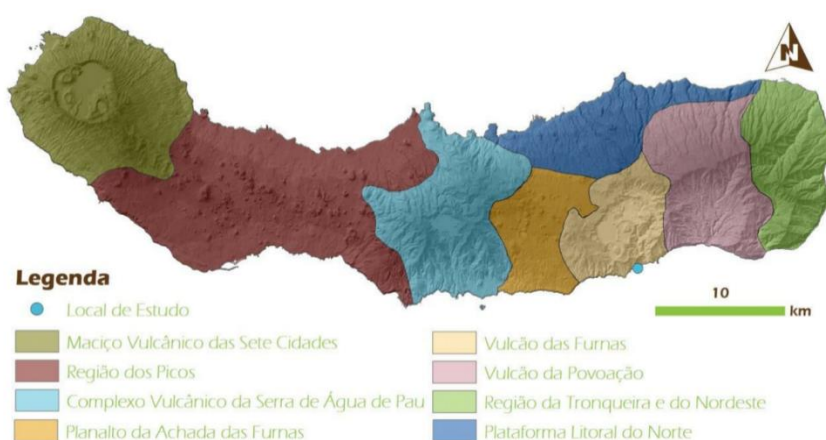


Figura 3.4. Enquadramento do local de estudo no contexto geomorfológico da Ilha de São Miguel (Caetano & Ponte, 2020).

A Ribeira Quente enquadra-se na unidade geomorfológica do Vulcão das Furnas, sobre o flanco sul do edifício vulcânico que corresponde a um vulcão central poligenético encimado por um complexo de caldeiras (Figura 3.4): duas principais, de maiores dimensões, e no seu interior outras de menores dimensões, formadas em várias fases, com fenómenos de colapso e de explosão (Caetano & Ponte, 2020). O interior do sistema de caldeiras encontra-se parcialmente ocupado pela Lagoa das Furnas e por domos e cones de pedra pomes.

3.1.1.3 Geologia

Os Açores encontram-se numa zona de convergência de três placas litosféricas – Euroasiática, Africana (Núbia) e Norte Americana – e outras estruturas tectónicas menores, cuja dinâmica é responsável pela sismicidade e vulcanismo atuantes nestas ilhas, bem como, pelas características petrológicas e geoquímicas das lavas emitidas (Caetano & Ponte, 2020).

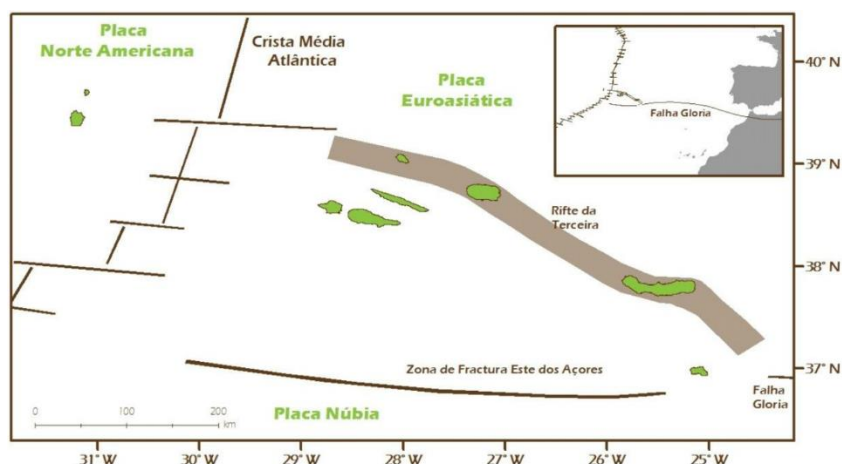


Figura 3.5. Contexto geodinâmico dos Açores (Caetano & Ponte, 2020).

As principais estruturas tectônicas da ilha de São Miguel têm, sensivelmente, uma direção NW-SE, coincidente com a do Rifte da Terceira, uma estrutura transformante que limita, na plataforma dos Açores, as placas Africana (Núbia) e Euroasiática.

Segundo (Caetano & Ponte, 2020), a ilha de São Miguel individualiza-se nas seguintes unidades vulcanoestratigráficas: Vulcão das Sete Cidades, Complexo Vulcânico dos Picos, Vulcão do Fogo, Vulcão das Furnas, Vulcão da Povoação e Complexo Vulcânico do Nordeste. Considerando as unidades referidas, a área de estudo enquadra-se no Vulcão das Furnas, Figura 3.6.

O Vulcão das Furnas, com cerca de 100.000 anos (Caetano & Ponte, 2020), é o vulcão poligenético mais jovem da ilha de São Miguel. Durante a sua atividade extraiu maioritariamente produtos de composição traquítica. Os produtos emitidos correspondem a alternâncias de depósitos pomíticos de fluxo (*surges*, ignimbritos, *debris-flow*) e de queda (*lapilli* e cinzas) e a escoadas lávicas de natureza traquítica. Desde o povoamento da ilha de São Miguel ocorreram neste vulcão duas erupções: em 1439-43 e 1630.

De acordo com (Caetano & Ponte, 2020), a área em estudo situa-se num local dominado por materiais de projeção, sendo cartografado naquela zona um domo traquítico coberto por depósitos pomíticos.

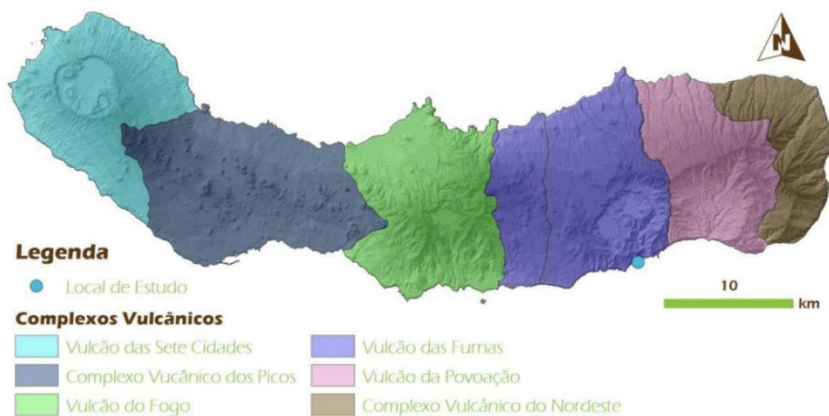


Figura 3.6. Enquadramento do local de estudo no contexto vulcanoestratigráfico da ilha de São Miguel (Caetano & Ponte, 2020).

3.1.2 Zonamento geológico e geotécnico

De modo a interpretar a morfologia da área de estudo e sua envolvente apresentam-se, na figura seguinte, dois perfis perpendiculares que se intersectam na área de estudo, bem como carta de declives da zona, Figura 3.7.

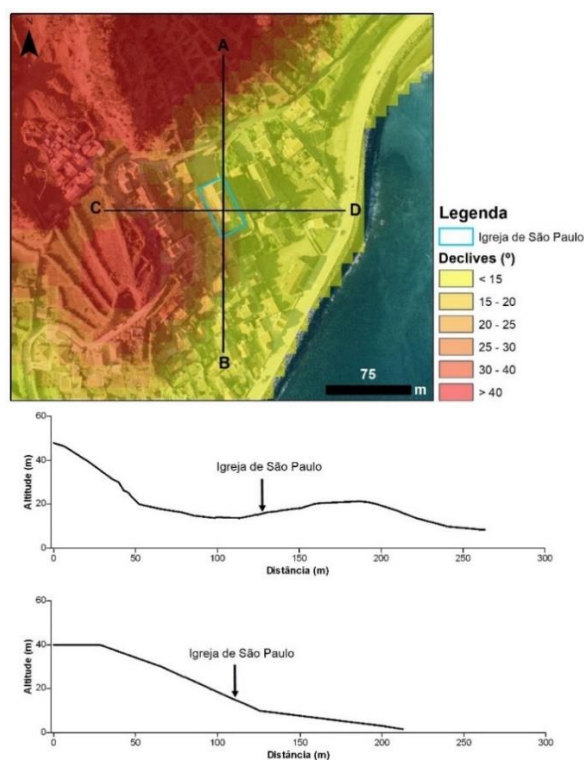


Figura 3.7. Representação esquemática de perfis topográficos da área de estudo e envolvente (Caetano & Ponte, 2020).

3.1.2.1 Caraterização geológica

Segundo a cartografia geológica, a área em estudo enquadra-se em local cartografado como de depósitos pomíticos (Caetano & Ponte, 2020). No entanto, nas imediações do local de implantação da igreja, pode-se encontrar, superficialmente, afloramentos de rochas traquíticas, blocos traquíticos, materiais de aterro e depósitos pomíticos, Figura 3.8.

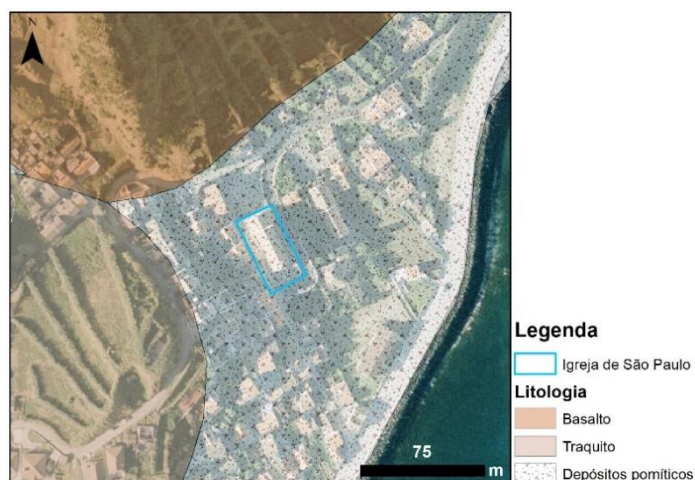


Figura 3.8. Cartografia geológica da área de estudo e envolvente (Caetano & Ponte, 2020).

3.1.2.2 Caraterização geotécnica

As formações geológicas do arquipélago dos Açores podem ser classificadas em função da natureza dos materiais vulcânicos e das suas características geotécnicas, considerando o seu comportamento sísmico, em três grupos – duro, intermédio e brando (Caetano & Ponte, 2020).

De acordo com a caraterização geológica apresentada, as formações predominantes na área de estudo correspondem genericamente a pedra-pomes e materiais pomíticos indiferenciados e escoadas lávicas traquíticas. Segundo (Jerónimo, 1998), o solo da atual Igreja de São Paulo é um solo aluvionar.

A pedra-pomes e materiais pomíticos indiferenciados constituem formações de características brandas (Illa) com as seguintes características gerais: velocidade de ondas de corte inferior a 200 m/s; ensaios de penetração dinâmica (SPT) com valores entre 5 e 50 bl/30 cm; resistência ao corte que varia entre 0 e 10 kPa e ângulo de atrito interno que se situa entre 5 e 15° (Caetano & Ponte, 2020).

As escoadas lávicas traquíticas constituem formações de características duras (la) com as seguintes características gerais: velocidade de ondas de corte superior a 400 m/s; ensaios de penetração dinâmica (SPT) com nega e resistência ao corte superior a 200 kPa (Caetano & Ponte, 2020).

3.2 Perigos naturais e histórico de eventos de atividade sísmica e vulcânica

Aqui nesta secção faz-se uma síntese da envolvente de perigos naturais resultantes da atividade sísmica, e um enquadramento histórico dos principais eventos ocorridos no passado na Freguesia de Ribeira Quente.

3.2.1 Perigos naturais

Para o contexto deste trabalho, apenas importa considerar a sismicidade do local e a atividade vulcânica, por serem os dois perigos diretamente relacionados com a atividade sísmica.

3.2.1.1 Sismicidade

As regiões com maior densidade epicentral na ilha de São Miguel estão associadas ao Vulcão das Sete Cidades, ao Vulcão das Furnas (onde se enquadra a área de estudo), e ao sector compreendido pelo Vulcão do Fogo e pela denominada zona sismogénica do Fogo-Congro. No Sistema Vulcânico dos Picos, e no sector nordeste da ilha, o índice de sismicidade tem sido significativamente mais baixo (Caetano & Ponte, 2020).

Segundo a carta de intensidades máximas históricas da ilha de São Miguel, a área de estudo registou, na Escala Macrossísmica Europeia - 1998 (EMS-98), uma intensidade máxima de IX – Destrutivo (Caetano & Ponte, 2020).

Nos últimos 30 anos foram três os sismos de maior intensidade sentidos na ilha de São Miguel. Dois ocorreram em 1988 e foram sentidos com intensidade VI/VII na Escala de Mercalli Modificada, o primeiro a 16 de outubro, com magnitude 5 e epicentro a cerca de 23 km a SSW da Povoação, e o segundo a 21 de novembro, com magnitude 5,3 e epicentro a NW dos Mosteiros. O mais recente ocorreu no dia 30 de abril de 2013, com magnitude 5,9 e epicentro a cerca de 34 km a SE da ilha de São Miguel, e foi sentido com intensidade máxima V/VI na Escala de Mercalli Modificada.

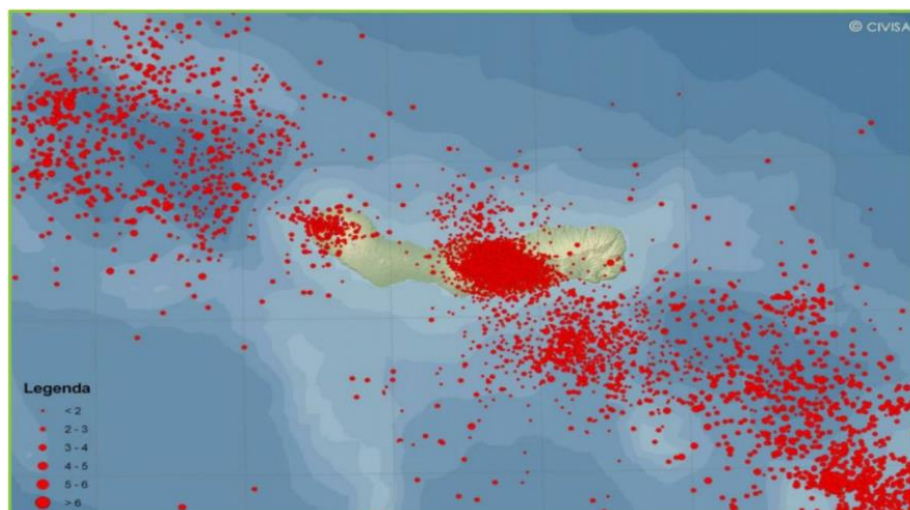


Figura 3.9. Carta da sismicidade registada na ilha de São Miguel entre 1997 e 2009 (Caetano & Ponte, 2020).

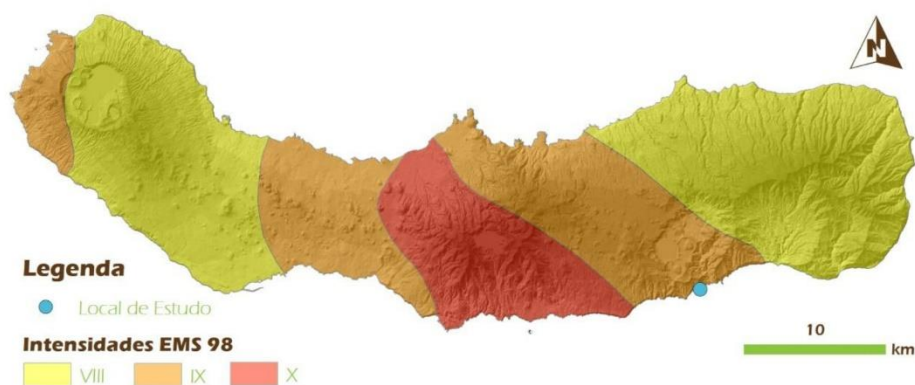


Figura 3.10. Carta de Isossistas de intensidades máxima (EMS-98) para a ilha de São Miguel.

A freguesia da Ribeira Quente situa-se numa das zonas mais sismogénicas da ilha de São Miguel, podendo os eventos sísmicos ser considerados como fatores desencadeantes de perigos geológicos como os movimentos de vertentes.

3.2.1.2 Atividade vulcânica

Do ponto de vista vulcânico, a área de estudo encontra-se em zona vulcânica ativa – Vulcão das Furnas – e, como tal, exposta a perigos resultantes de erupções, como são as escoadas lávicas, escoadas piroclásticas, escoadas de lama e piroclastos de queda (Caetano & Ponte, 2020).

No vulcão das Furnas ocorrem manifestações de vulcanismo secundário, materializadas por campos fumarólicos, nascentes de águas termais e fenómenos de desgaseificação (Caetano & Ponte, 2020). Para a elaboração deste trabalho, não será necessário considerar este tipo de manifestação de vulcanismo secundário.

A tabela seguinte apresenta uma síntese dos perigos vulcânicos a que a área de estudo se encontra exposta (Caetano & Ponte, 2020).

Tabela 3.1. Lista dos perigos vulcânicos a que a área de estudo se encontra (Caetano & Ponte, 2020).

Perigos Vulcânicos	Suscetibilidade	Consequências Prováveis
Escoadas lávicas	Moderada	Destruição de edifícios e outras infraestruturas; Incêndios
Piroclastos de queda - trajetória balística	Moderada	Incêndios Perfuração de telhados
Piroclastos de queda - cinzas e lapilli de queda	Moderada	Colapso de estruturas por acumulação de depósitos
Escoadas piroclásticas e surges	Moderada	Danos graves em infraestruturas
Escoadas de lama (<i>mudflow</i>)	Moderada	Destruição de infraestruturas
Gases vulcânicos	Alta	Envenenamento e asfixia; Contaminação do ar e da água

3.2.2 Histórico dos principais eventos naturais perigosos na Freguesia de Ribeira Quente

Embora não caiba no âmbito deste trabalho aprofundar os acontecimentos que deram origem à atual orografia da Ribeira Quente, importa descrever, de forma sumária, alguns eventos perigosos mais relevantes, nomeadamente a erupção vulcânica de 1630, os sucessivos avanços do mar sobre os “*terrenos postiços*”, e alguns eventos sísmicos mais destrutivos. Esta descrição destes eventos pretende enquadrar a localização e a perigosidade sísmica que deverá ser considerado na atual igreja, assim como, descrever os eventos geológicos que originaram a orografia atual da Ribeira Quente.

3.2.2.1 Erupção vulcânica de 1630

Segundo o Vol. II do Arquivo dos Açores e (Jerónimo, 1998), no dia 2 de setembro de 1630, teve início uma crise sísmica que antecedeu a erupção vulcânica de 3 de setembro, no Pico do Gaspar, nas imediações do Vale das Furnas, que deu origem à atual orografia da Ribeira Quente. Conforme os mesmos autores, foi a mais violenta e espetacular de todas as crises sísmico-

eruptivas dos Açores tendo sido considerada uma erupção do tipo explosiva. A este evento vulcânico, foi dado o nome de Erupção do Cinzeiro, dado as enormes quantidades de cinzas e pedra-pomes expelidas.

Sobre o mesmo acontecimento, está documentado que (Jerónimo, 1998):

*"Nos lugares da Povoação e Ponta Garça não ficou casa em pé,
e na Povoação a terra noventa braças entrou pelo mar".*

*"Três dias inteiros choveu cinza em tanta quantidade, que em
muitas partes de trinta palmos ficou a altura".*

A partir destes e de outros excertos dos mesmos autores, pode-se entender que devido à erupção vulcânica de setembro de 1630, no Vale das Furnas, houve um enorme depósito de matéria piroclástica, dando origem a uma “*extensão de pedra pomes lançada sobre o mar*”, no lado sul, entre a Ponta Garça e Povoação onde na Ribeira Quente teve maior expressão, ver Figura 3.11.



Figura 3.11. Localização do Pico do Gaspar nas Furnas e das Freguesias de Ponta Garça, Ribeira Quente e Vila da Povoação (*Google Earth*).

Este depósito de matéria piroclástica, junto com uma enorme derrocada na zona do Castelo (lugar do Fogo), deu origem à protuberância onde está implantada a atual Igreja de São Paulo, ver Figura 3.12.



Figura 3.12. Ribeira Quente em uma perspectiva 3D (*Google Earth*).

3.2.2.2 Descrição dos sucessivos avanços do mar e a construção das diferentes igrejas

A pós a erupção vulcânica de 3 setembro de 1630, a Ribeira Quente ficou com uma orografia completamente diferente daquilo que era a primitiva fajã. De acordo com (Jerónimo, 1998), houve um corrimento de terras para o lado do mar que deu origem a uma extensa fajã. No entanto, no decorrer do tempo, a maior parte da área desta fajã foi erodida pela ação do mar dando origem à atual fajã. Na Figura 3.13, apresenta-se uma imagem de satélite onde se pode observar a linha da orla marítima atual. A linha a cinza faz uma delimitação aproximada do que era a orla marítima a seguir a erupção de 1630, segundo as informações disponíveis em (Jerónimo, 1998) e dos dizeres da sabedoria popular do povo da Ribeira Quente.

Segundo (Jerónimo, 1998), ocorreram dois eventos mais marcantes em todo o processo do avanço do mar por terra: o primeiro evento faz referência ao colapso da primitiva ermida de São Paulo por volta de 1795 (pin verde na Figura 3.13) e o segundo evento faz referência ao colapso da segunda igreja de São Paulo em 1909 (pin laranja na Figura 3.13). Estes eventos serão descritos em maior detalhe na secção 3.3.

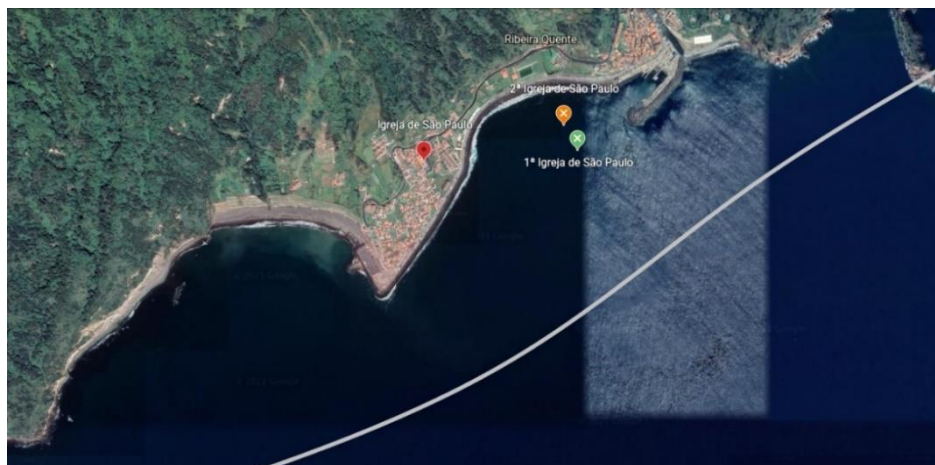


Figura 3.13. Foto de satélite da Ribeira Quente (Google Earth).

3.2.2.3 Descrição dos eventos sísmicos que afetaram a igreja

3.2.2.3.1 Sismo de 5 de agosto de 1932

O sismo de 5 de agosto de 1932, de origem tectónica e com uma duração aproximada de 6 segundos, atingiu especialmente o concelho da Povoação. De acordo com os registos históricos (Medeiros, 2010), as freguesias de Água Retorta e o lugar da Lomba do Cavaleiro foram os mais afetados, com intensidade VIII na Escala de Mercalli Modificada. Na sequência deste abalo, foram sentidas várias réplicas até dia 8 de agosto.

Registaram-se na Ribeira Quente “...apenas alguns prejuízos, vendo-se fendidas muitas casas” e um movimento de massa no lugar do Agrião que “... arrastou para o mar alguns alqueires de terra, ficando muito arruinada uma casa, ameaçando desabamento. Os caminhos ali apresentam grandes fendas.” (Medeiros, 2010).

Na Figura 3.14, Figura 3.15, Figura 3.16 e Figura 3.17 apresenta-se a digitalização de umas fotos a que o autor de (Jerónimo, 1998) refere ser do sismo de 1932.



Figura 3.14. Imagem do abalo sísmico de 1932: população sob abrigo temporário (adaptado de (Jerónimo, 1998)).



Figura 3.15. Imagem do abalo sísmico de 1932: edifício colapsado pelo sismo (adaptado de (Jerónimo, 1998)).



Figura 3.16. Imagem do abalo sísmico de 1932: danos provocados pelo sismo (adaptado de (Jerónimo, 1998)).



Figura 3.17. Imagem do abalo sísmico de 1932: edifício colapsado pelo sismo (adaptado de (Jerónimo, 1998)).

3.2.2.3.2 Sismo de 27 de abril de 1935

Segundo (Medeiros, 2010), o sismo de 27 de abril de 1935 teve a duração de 17 segundos provocando destruição em quase toda a ilha de São Miguel, sendo o concelho da Povoação o mais afetado. Após o primeiro abalo, houve várias réplicas a registar. No seguimento deste evento, a Ribeira Quente foi a localidade que mais foi afetada e onde se registou uma vítima mortal na sequência de uma derrocada que desabou sobre uma pessoa.

“...o sismo atingiu com grande violência, derrubando algumas e arruinado outras casas...”
(Diário dos Açores, n.º 12.833).

3.2.2.3.3 Sismo de 26 de junho de 1952

A 26 de junho de 1952, ocorreu um sismo que atingiu intensidade VII na Escala de Mercalli Modificada, com maior incidência a freguesia da Ribeira Quente. Neste dia ocorreram vários abalos, dos quais resultaram elevados danos materiais, com o colapso e abertura de fendas num número muito significativo de edifícios. Segundo (Medeiros, 2010), *“no lugar do Fogo na Ribeira Quente, ruíram a maior parte das casas e na freguesia cem habitações ficaram impraticáveis”*. (Jerónimo, 1998) faz ainda referência a danos significativos na igreja de São Paulo, tal como se descreve à frente nas Secção 3.3.2 e 3.3.4).

O autor deste trabalho consultou alguns habitantes ribeiraquentenses a quem a memória ainda recordava este evento, e que confirmaram as informações acima descritas. Várias famílias ficaram, de facto, desalojadas. E, segundo (Medeiros, 2010), seiscentas pessoas ficaram

desalojadas. Deixa-se a nota que nas estatísticas do ano de 1952, havia na Ribeira Quente 2.342 habitantes (Paróquia de São Paulo, 2017).

3.3 Caracterização histórica, geométrica e material da Igreja de São Paulo

Nesta secção, faz-se uma síntese da história da igreja de São Paulo, seguido do levantamento geométrico e material do edifício.

3.3.1 Breve história da igreja de São Paulo

A Ribeira Quente, desde os seus primórdios, era frequentada por veraneantes de Vila Franca do Campo que, devido à riqueza dos terrenos, cultivavam e faziam vinho nos terrenos daquele lugar. Foram estes veraneantes que, pela necessidade de ter um templo para celebrar atos religiosos, elevaram a primeira ermida de São Paulo no ano de 1665. Para a elevação da 1ª ermida, foi doado 3 alqueires de terra plantada com vinha, por um proprietário de Vila Franca do Campo, numa zona de planície sobre os terrenos depositados da erupção vulcânica de 1630, compostos na sua maioria por depósitos pomíticos. Conforme descrito em (Jerónimo, 1998), a ermida era de pequenas dimensões, sem torre e de apenas um sino.

Com os sucessivos avanços do mar, esta primeira ermida colapsou e foi construída uma nova ermida mais a norte, provavelmente entre 1796 e 1798, (Figura 3.18 e Figura 3.19), mas pouco distante da primeira (Jerónimo, 1998), conforme se depreende do seguinte excerto:

"...faz-se porem preciso que a Igreja antiga, que fica um pouco separada e de que se conservam ainda as paredes, ou se fechem estas de modo, ponde-se uma Cruz no meio do plano para a conservação do respeito daquele lugar, ou ex-cause, se possam demolir, fazendo-se então profanação real, cavando-se a terra, e conduzindo-se os ossos dos cadáveres que ali foram sepultados, a serem enterrados no adro da nova Igreja, com as cerimónias e preces competentes".



Figura 3.18. Localização da 1ª Ermida de São Paulo. Desenho elaborado a partir do exposto em (Jerónimo, 1998) e dos dizeres na sabedoria popular do povo Ribeira Quente.



Figura 3.19. Localização da 2ª Ermida de São Paulo. Desenho elaborado a partir do exposto em (Jerónimo, 1998) e dos dizeres na sabedoria popular do povo Ribeira Quente.

A partir de 1900, o Padre Jacinto Moniz Borges e os seus paroquianos, anteviram o dia final da segunda igreja desta localidade. Num dia de mar elevado, no ano de 1909, o mar varreu a segunda igreja e tudo aquilo o que lhe era adjacente, inclusive o seu primeiro cemitério e as casas que naquela zona se estendiam para poente e nascente ficando apenas alguns modestos casebres que se situavam ao cimo da “Canada da Igreja Velha” (Jerónimo, 1998).



Figura 3.20. Ruína da 2ª ermida de São Paulo em 1909. Desenho elaborado a partir do exposto em (Jerónimo, 1998) e dos dizeres na sabedoria popular do povo Ribeira Quente.

Após este trágico acontecimento para o povo da Ribeira Quente, foi constituída uma Comissão Fabriqueira para a construção da nova igreja, cuja orientação do Padre Jacinto Moniz Borges foi fundamental. Para erguer o novo templo, foram feitos pedidos de cooperação por toda a ilha de São Miguel e Estados Unidos da América, pois à época, já haviam emigrado muitos Ribeiraquentenses para o estrangeiro. Destes pedidos resultou pouca ajuda porque tanto os emigrantes como os micaelenses viviam uma vida financeira não muito lauta (Jerónimo, 1998).

“Já sem veraneantes que os ajudasse em tamanho empreendimento da construção de uma nova igreja, visto que as propriedades do litoral foram desaparecendo à maneira que o mar as engolia, foram os pescadores desta localidade quem, por

unanimidade, decidiram que dali avante cada barco de pesca passaria a ter mais um companheiro, mais um quinhoeiro chamado Senhor São Paulo”.

A partir deste excerto entende-se que foram os próprios ribeiraquentenses que contribuíram para a construção da atual Igreja de São Paulo, com a doação de um quinhão de todas as pescarias o qual era entregue ao tesoureiro da Comissão Fabriqueira, Sr. António da Costa Fravica. Contudo, existe pouca informação sobre a construção da igreja de São Paulo.

3.3.2 Caracterização geométrica

As figuras seguintes ilustram a geometria da igreja. Neste documento, apresentam-se somente as plantas dos diferentes níveis (Cave, Piso 0, Coro, Nível do relógio, Nível dos sinos e Cobertura) e os alçados com as dimensões relevantes para o desenvolvimento do trabalho.

Na Figura 3.21, verifica-se que a igreja apresenta uma planta retangular e tem a sua fachada principal virada a sul. Em termos dimensionais, a igreja de São Paulo mede em planta de fora a fora, 34,94 m de comprimento e 12,75 m de largura, na Figura 3.21, respetivamente. As plantas abaixo encontram-se em anexo, com maior detalhe.

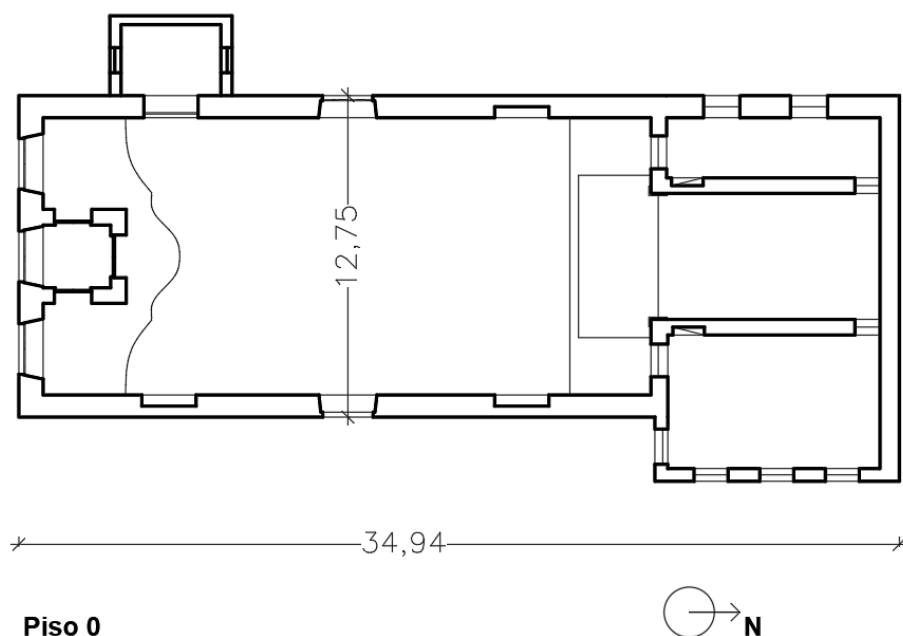


Figura 3.21. Planta do Piso Térreo.

A cobertura da igreja apresenta duas águas, conforme se ilustra na Figura 3.22.

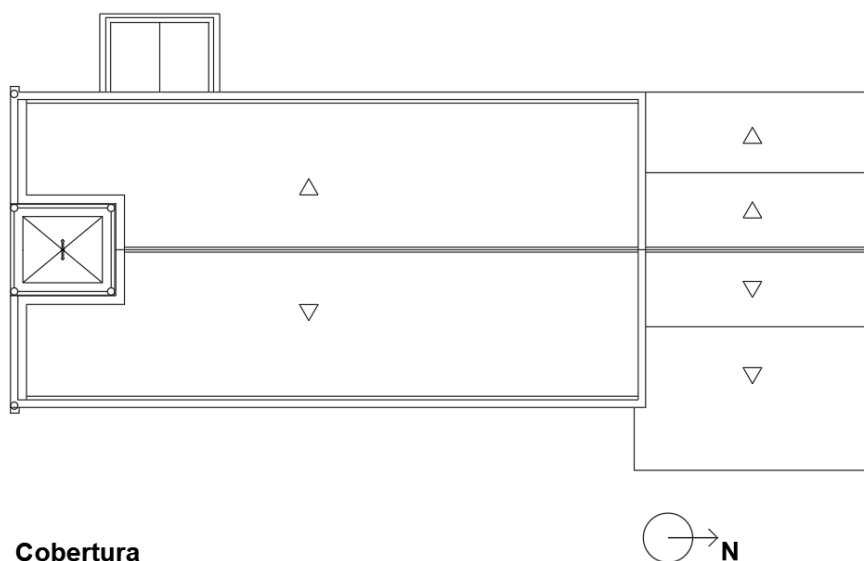


Figura 3.22. Planta da Cobertura.

A altura das paredes dos alçados laterais (“a”) é de 12,50 m, ver Figura 3.23. A altura da fachada principal até à base da torre sineira (“b”) e até ao coroamento da torre (“c”) é de 15,00 m e 19,15 m, respetivamente. A altura total (“d”) é 24,00 m – ver Figura 3.23 e Figura 3.24.

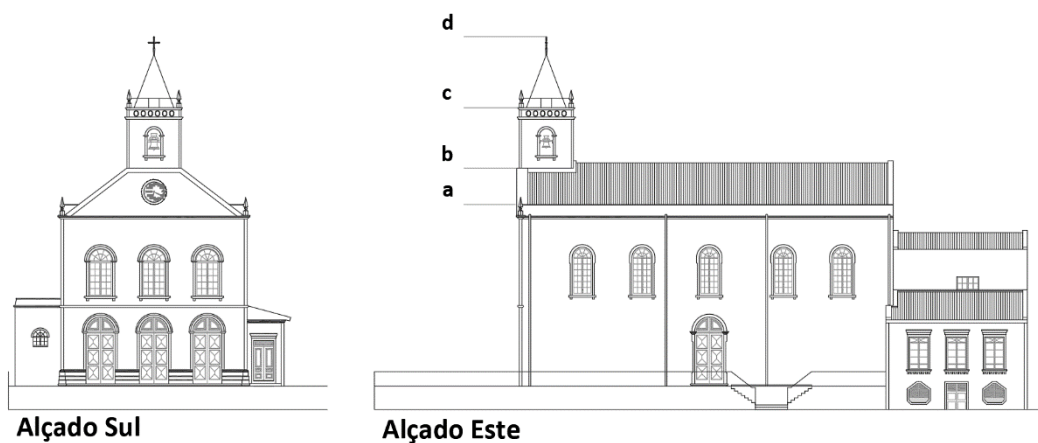


Figura 3.23. Alçados Sul e Este.



Figura 3.24. Alçados Oeste e Norte.

O coro alto da igreja encontra-se a uma altura de 5,5 m (ver Figura 3.25).

A espessura da parede da fachada principal é de 0,96 m, as fachadas laterais de 0,88 m, a fachada norte de 0,75 m (tardoz) e as restantes paredes de 0,62 m.

Ao nível do teto, a igreja apresenta dois níveis de tirantes metálicos: o primeiro nível a uma cota de 10,15 m, com quatro tirantes de 32 mm de diâmetro a ligar as paredes laterais da nave; o segundo nível, composto por sete tirantes de 16 mm de diâmetro, a uma cota de 11,5 m a servir de linha das asnas de madeira (ver Figura 3.25).

O arquivo da Igreja de São Paulo não tem nenhum documento com informação sobre a sua construção e os trabalhos de reforço estrutural e manutenção que foram realizados ao longo dos anos. No entanto, com base em informações recolhidas junto do antigo pároco da freguesia, o Sr. Padre Silvino Amaral, e no “Livro do Tombo da Paróquia da Ribeira Quente”, ficou-se a saber que no ano de 1948 a estrutura da igreja foi reforçada através da “*aplicação de uns esticadores nas paredes e armação para segurá-la em virtude de haver um desvio de 18 cm na parte superior da parede do lado nascente*”.

Novamente em (Paróquia de São Paulo, 2017), está referido na descrição do evento sísmico de 1952:

“A Igreja paroquial ficou muito danificada, especialmente a capela-mor e sacristia do lado nascente e algumas fendas nas paredes e torre – todas as igrejas deste concelho foram atingidas pelos abalos sísmicos”.

“(…) Meteram-se esticadores à vista e outro na torre e muitos mais dentro das paredes, principalmente na sacristia. Foi retelhada, caiada e feita de novo uma grande parte da varanda do adro que veio abaixo”.

Permanece a dúvida em que ano foram colocados os referidos tirantes metálicos uma vez que a colocação de esticadores é referida por duas vezes, em 1948 e em 1952.

Esta informação, apesar de grande importância para a presente dissertação, carece de pormenorização, o que levanta dúvidas sobre a forma como estes reforços foram executados, principalmente, no que consta à aplicação de “esticadores por dentro das paredes”.

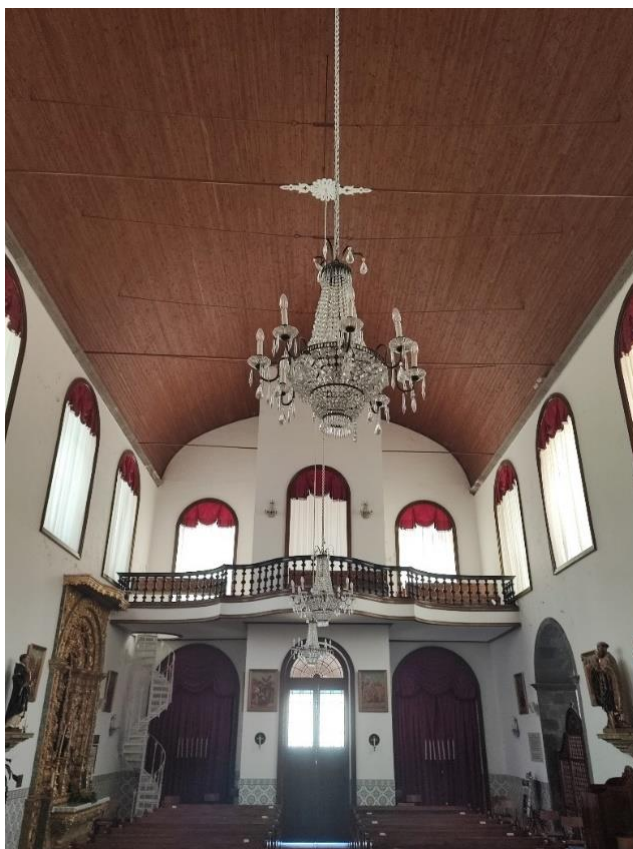


Figura 3.25. Piso do “coro” e teto.

Também, o altar-mor apresenta dois tirantes metálicos, com cerca de 32 mm de diâmetro, a que ligam as paredes laterais a uma cota de 7,70 m, ver Figura 3.26.



Figura 3.26. À esquerda: altar-mor; à direita: vista total do altar-mor e nave.

A torre sineira, à cota de 11,30 m, tem dois tirantes cruzados de 32 mm de diâmetro (ver Figura 3.27).



Figura 3.27. Tirantes na torre sineira.

3.3.3 Caracterização material

A estrutura resistente vertical da igreja é construída por paredes alvenaria de pedra de basalto e traquito (ver Figura 3.28). Estas paredes foram construídas com recurso a ferramentas manuais de aparelhar pedra, tendo a mão-de-obra sido constituída por pedreiros provenientes de várias localidades da ilha de São Miguel.

Segundo (Jerónimo, 1998), foram as mulheres da Ribeira Quente que transportaram à cabeça a água e a argila necessária para assentar as pedras. Os homens da Ribeira Quente, principalmente ao domingo, forneciam apoio com a mão de obra pouco especializada.



Figura 3.28. Foto da parede norte da torre sineira no desvão da cobertura.

A estrutura da cobertura é composta por asnas, madres, caibros e forro. As asnas são de madeira de acácia. As madres e os caibros são de madeira de acácia e castanho, e o forro em criptoméria dos Açores (ver Figura 3.29). A telha da cobertura é em placas de fibrocimento (ver Figura 3.30).



Figura 3.29. Estrutura da cobertura e desvão.



Figura 3.30. Cobertura em telha fibrocimento.

3.3.4 Histórico de intervenções realizadas na igreja

Através da consulta do Livro do Tombo da Paróquia da Ribeira Quente, e de conversas informais com o Sr. Padre Silvino Amaral, antigo pároco da freguesia, e com o Sr. Manuel Barbosa de Braga, antigo empreiteiro da Freguesia de Ribeira Quente, foi possível montar o histórico de intervenções efetuadas na igreja. É esse histórico que, organizado por ordem cronológica, se apresenta nos pontos seguintes:

- 1948

Neste ano, foram colocados “esticadores” nas paredes. Foi ainda construído o batistério e realizada uma intervenção na cobertura: *“Nos meses de outubro, novembro e dezembro, a igreja paroquial esteve em obras, metendo-se esticadores nas paredes e armação para segurá-la, em virtude de haver um desvio de dezoito (0,18 m) centímetros na parte superior da parede do lado nascente. Construção do batistério (...) Substituição de todo o forro podre, da telha partida, e foi feito um beiral em toda a volta da igreja com telha (...)”* (Paróquia de São Paulo, 2017).

- 1952

“Meteram-se esticadores à vista e outro na torre e muitos mais dentro das paredes, principalmente na sacristia” (Paróquia de São Paulo, 2017).

- 1968

Foi construído o corpo localizado no lado poente da igreja (Paróquia de São Paulo, 2017).

- 1975

Remoção da antiga telha de barro, substituição do forro da cobertura, e aplicação de telha de fibrocimento (Paróquia de São Paulo, 2017).

- 1987

Aquando da construção da igreja, os pavimentos da nave, altar-mor e sacristia velha foram executados em soalho de madeira com caixa de ar. Posteriormente, em 1987, devido a problemas de salubridade no interior da igreja (odor desagradável) e problemas de integridade estrutural do pavimento (sensação de insegurança devido à deformação excessiva), o soalho foi retirado e o vazio existente da caixa de ar foi entulhado com os materiais provenientes das reparações que ocorriam à data, (entulho proveniente do reboco de barro e cal existente antes do reboco cimentício atual) e com uma camada de betão sobre o entulho. Foi guarnecido em cimento e areia o interior de toda a igreja, e foi executada uma cintura de azulejos nas paredes laterais e batistério (Paróquia de São Paulo, 2017). Também o pavimento da sacristia foi executado com recurso a uma laje aligeirada de vigotas e abobadilhas.

4. Campanha experimental

Os modelos numéricos representam, de forma aproximada, o comportamento estrutural de determinada estrutura num programa computacional. Este processo implica a consideração de vários parâmetros, simplificações e aproximações dos parâmetros numéricos em relação à realidade, de modo a modelar a estrutura computacionalmente. Neste sentido, recorre-se a várias estratégias para a validação do modelo numérico sendo, no caso de edifícios históricos, preferível optar por ensaios não destrutivos. Assim, de acordo com os objetivos desta dissertação, efetuou-se uma campanha experimental no local que incluiu a inspeção visual, ensaios sónicos e ensaios de identificação dinâmica (vibração ambiental).

A campanha experimental envolveu várias fases desde o planeamento à sua execução. De modo a economizar tempo e recursos, houve a necessidade de analisar todo o procedimento a efetuar para organizar toda a logística inerente aos ensaios, principalmente o transporte do equipamento de ensaio e o método de execução, incluindo a segurança da equipa técnica.

O objetivo principal da campanha experimental envolveu a análise de toda a estrutura, no que respeita às características físicas e geométricas do edifício, de modo a investigar o estado geral da estrutura, materiais constituintes, propriedades modais e possíveis patologias existentes.

Os ensaios não destrutivos são fundamentais para a calibração do modelo numérico da igreja. Os ensaios sónicos permitem estimar as propriedades materiais (módulo de elasticidade) dos diferentes tipos de alvenaria que, em geral, são utilizadas como valores iniciais no processo de calibração do modelo numérico. Por sua vez, os ensaios de identificação dinâmica permitem estimar as propriedades modais, nomeadamente frequências naturais e modos de vibração, e calibrar o modelo numérico relativamente a estas propriedades, que dependem da distribuição de rigidez e massa da estrutura (propriedades materiais, propriedades geométricas, e condições de fronteira).

4.1 Inspeção visual

Na inspeção visual verificou-se que a estrutura não apresenta anomalias estruturais e encontra-se, em geral, em bom estado de conservação.

A cobertura de madeira não apresenta sinais de deterioração, não evidenciando danos associados a podridão e fendilhação relevantes, sendo que todas as asnas exibem uma boa aparência (Figura 3.29). As paredes de alvenaria não apresentam desaprumos e estão revestidas por um reboco à base de cimento, não evidenciando anomalias. Não foram identificadas fendas significativas. Verificou-se apenas a existência de fendas nos rebocos dos paramentos das paredes de alvenaria associadas a causas não estruturais, tais como retração das argamassas e/ou ações térmicas. Em geral, os pavimentos apresentam-se em bom estado de conservação.

4.2 Ensaios sónicos

A medição da velocidade de atravessamento de impulsos sónicos num dado meio material é vulgarmente designada por ensaio sónico. Nestes ensaios é induzida uma onda no elemento através do impacto com um martelo instrumentado e registada a sua receção através de um transdutor recetor (acelerómetro).

Conhecendo a distância percorrida pela onda (medida no local) e o tempo de viagem da onda (diferença entre o instante de impacto e o instante de receção), determina-se o valor da velocidade de propagação da onda sónica. Esta velocidade está relacionada com as propriedades materiais do elemento atravessado pela onda.

Estes ensaios permitem, por exemplo, estimar de uma forma não destrutiva o módulo de elasticidade da alvenaria, através da velocidade das ondas P, coeficiente de Poisson e da densidade do material. Assim, é possível obter uma estimativa do módulo de elasticidade através da seguinte equação:

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \times \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 + 2\nu)}} \quad (1)$$

em que:

- V_p é a velocidade de propagação das ondas P no material;
- E é o módulo de elasticidade;
- ρ é a densidade do material.

Os ensaios sónicos efetuados na Igreja de São Paulo na Ribeira Quente foram executados com recurso a dois sensores (acelerómetros) colocados em contacto com a superfície da parede em estudo e ligados a um sistema de aquisição de dados (Figura 4.1). No caso em estudo, utilizou-se um martelo não instrumentado junto a um dos sensores para causar o impacto e identificar o

início da propagação da onda (Figura 4.1 (a)), e um sensor para determinar a receção da onda (Figura 4.1 (b)).



Figura 4.1. Realização de ensaio sónico direto na fachada principal: (a) Martelo não instrumentado e sensor colocado na superfície interior da parede; (b) Sensor colocado na superfície externa da parede.

Durante a campanha experimental, foram realizados ensaios sónicos diretos e indiretos. Os ensaios sónicos diretos são executados quando as paredes permitem a aplicação dos sensores em cada um dos lados opostos das paredes de alvenaria permitindo a propagação das ondas ao longo da espessura da parede (na direção horizontal).

Os ensaios diretos abrangeram diferentes tipos de alvenaria e, em geral, foram realizados dois ensaios na mesma localização em planta, tipicamente um a 1,50 m e outro a 2,00 m do pavimento térreo. Na Figura 4.1 é possível observar a posição dos dois ensaios diretos na fachada principal através da marcação efetuada com adesivo de papel.

Por sua vez, os ensaios indiretos são realizados no mesmo lado da parede com afastamento aproximado de 1,50 m entre pontos de aplicação dos sensores (Figura 4.2).

Para a efetivação dos ensaios sónicos, foram executados 10 ensaios diretos e 2 indiretos, sendo os diretos na fachada principal, parede longitudinal leste, parede leste do altar-mor e ao nível

do coro alto na parede oeste da torre. Os ensaios indiretos foram realizados numa parede do batistério e na fachada principal ao nível do coro alto.

As Figura 4.3 e Figura 4.4, apresentam a localização dos ensaios sísmicos realizados ao nível do piso da nave e ao nível do piso do coro alto, respetivamente. A vermelho está representada a localização dos ensaios sísmicos diretos e a verde os ensaios indiretos.



Figura 4.2. Realização de ensaio indireto no batistério.

Após análise dos valores obtidos nos ensaios sísmicos, realizou-se o respetivo processamento dos resultados, por forma a obter os valores estimados dos módulos de elasticidade. A Tabela 4.1 apresenta os resultados, incluindo a espessura da parede, a densidade estimada e os módulos de elasticidades das alvenarias dos locais em que se realizou ensaios sísmicos (2,5 - 6,3 GPa).

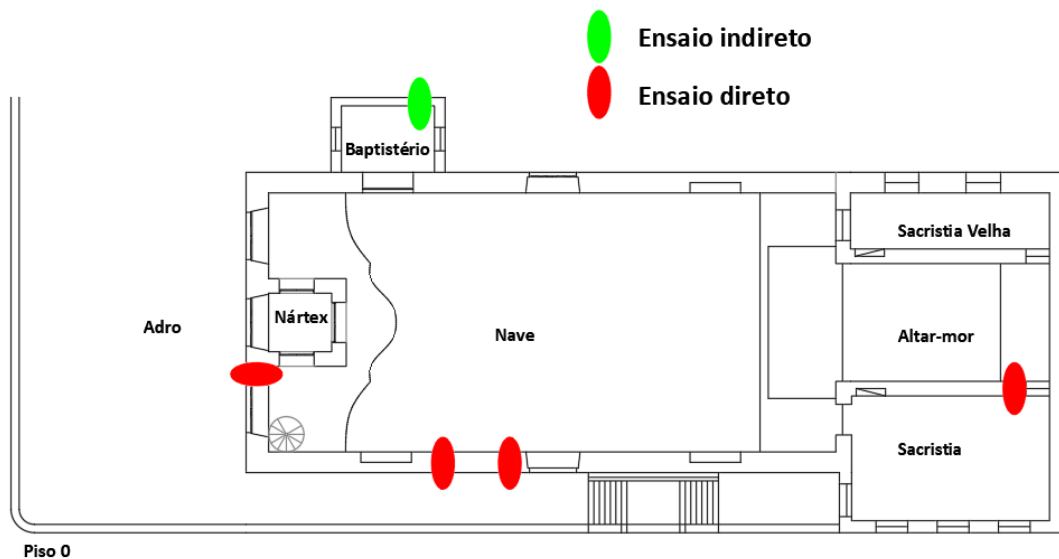


Figura 4.3. Localização dos ensaios sónicos ao nível do piso da nave.

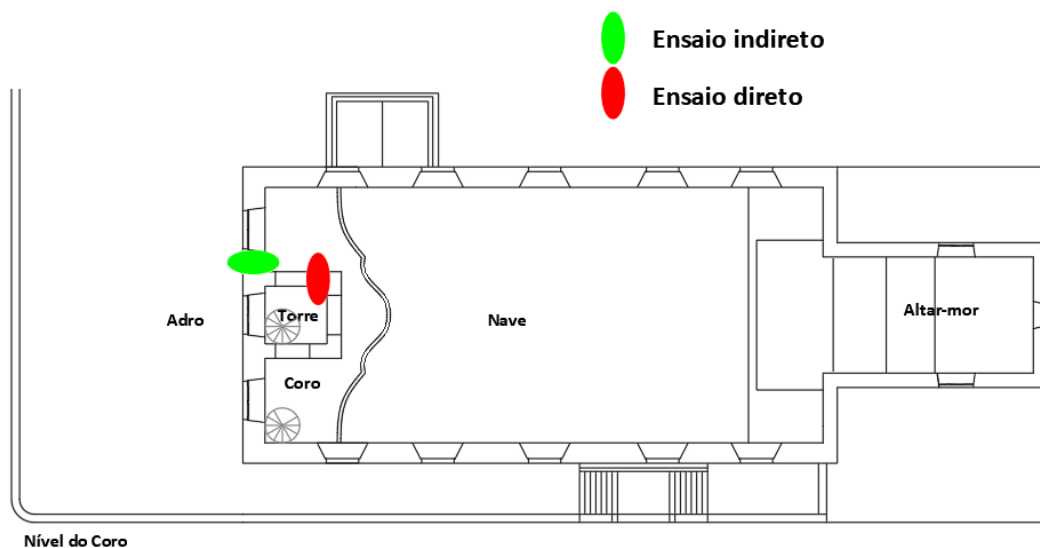


Figura 4.4. Localização dos ensaios sónicos ao nível do piso do coro alto.

Tabela 4.1. Módulos de elasticidade das paredes de alvenaria de pedra.

Paredes	Espessura [m]	Densidade [kg/m ³]	V [m/s]	E [GPa]
Fachada	0,96	2.000	1.145,8	2,49
Paredes laterais da nave	0,90	2.000	1.849,5	6,35
Altar-Mor	0,62	2.000	1.220,2	2,74
Batistério	0,30	2.000	1.141,8	2,37
Torre	0,62	2.000	1.684,9	5,26

4.3 Ensaios de identificação dinâmica

Os ensaios de identificação dinâmicos foram realizados de forma totalmente não destrutiva, com recurso à vibração ambiental. Embora envolva uma complexidade elevada no tratamento dos resultados, esta técnica é uma ferramenta muito útil para a caracterização das propriedades modais de estruturas, bem como para a calibração de modelos numéricos.

Os ensaios de identificação dinâmica foram efetuados com recurso a oito acelerómetros piezoelétricos (sensibilidade: 10000 mV/g; amplitude: ± 0.5 g), a um sistema de aquisição da *National Instruments* com resolução de 24 bits e a programas de aquisição de sinal desenvolvidos pela Universidade do Minho.

O plano de ensaios incluiu a realização de quatro configurações distintas com medição das acelerações no topo do edifício nas duas direções em planta. Foram ainda medidas as vibrações no topo das paredes no altar-mor e da sacristia, que se encontram ligados ao edifício em estudo. As configurações de ensaio incluem um acelerómetro de referência (REF) no topo da parede lateral este (AC 1), e 7 acelerómetros móveis, com a exceção da Configuração 2, em que foram utilizados 5 acelerómetros móveis (Figura 4.5 e Tabela 4.2). Na totalidade, os ensaios de identificação dinâmica incluíram a medição de 27 sinais de aceleração em diferentes posições e níveis de altura do edifício, com a duração de 45 min e frequência de amostragem de 200 Hz.

A identificação dos parâmetros modais experimentais foi realizada através do programa (ARTEMIS, 2018), com recurso ao método EFDD - *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (versão melhorada do método de Decomposição no Domínio da Frequência), sendo que este método permite a obtenção dos valores singulares médios e normalizados da matriz das funções de densidade espectral de potência (ver Figura 4.6). A Figura 4.6 permite identificar as frequências que podem corresponder a modos de vibração da estrutura (picos do gráfico do espectro de valores singulares).

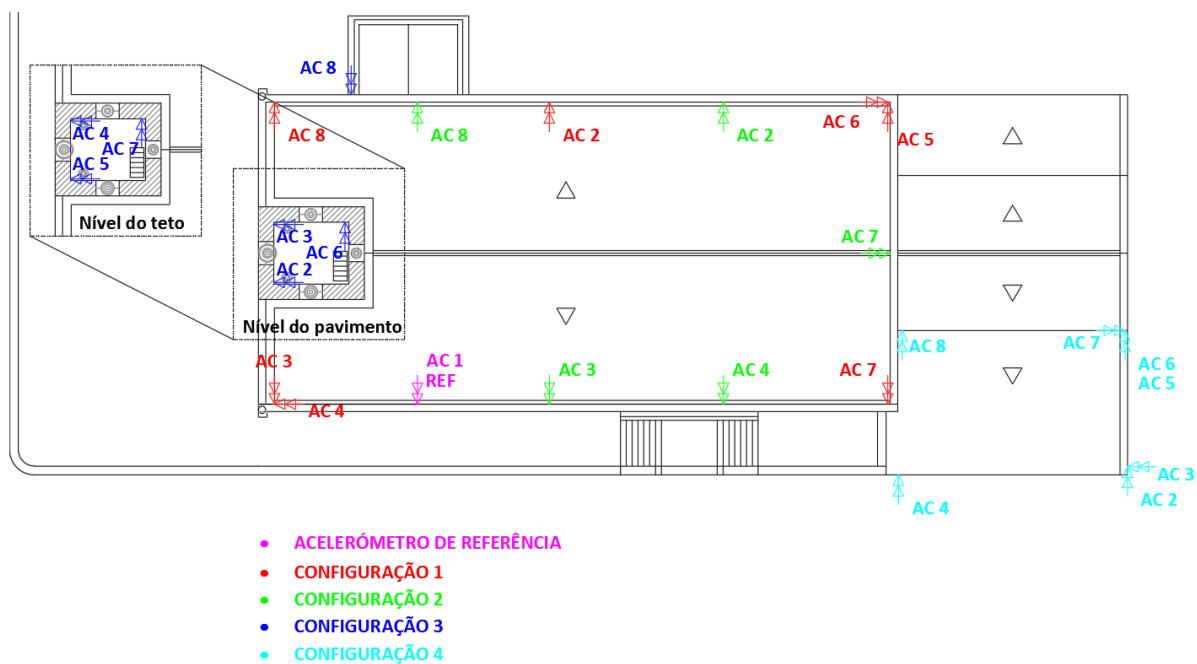


Figura 4.5. Configurações dos ensaios de identificação dinâmica: acelerómetros localizados no topo das paredes e na torre (ver Tabela 4.2).

Tabela 4.2. Identificação e cotas dos acelerómetros por configuração.

Configuração	Acelerómetro	Cota (relativamente ao piso da nave)
Acelerómetro de Referência	1 (em todas as configurações)	12,05 m
Configuração 1	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8	12,05 m
Configuração 2	2, 3, 4, 8	12,05 m
	7	15,40 m
Configuração 3	2, 3, 6	15,13 m
	4, 5, 7	18,40 m
	8	5,93 m
Configuração 4	2, 3	4,20 m
	4,	4,03 m
	5	5,93 m
	6, 7, 8	9,00 m

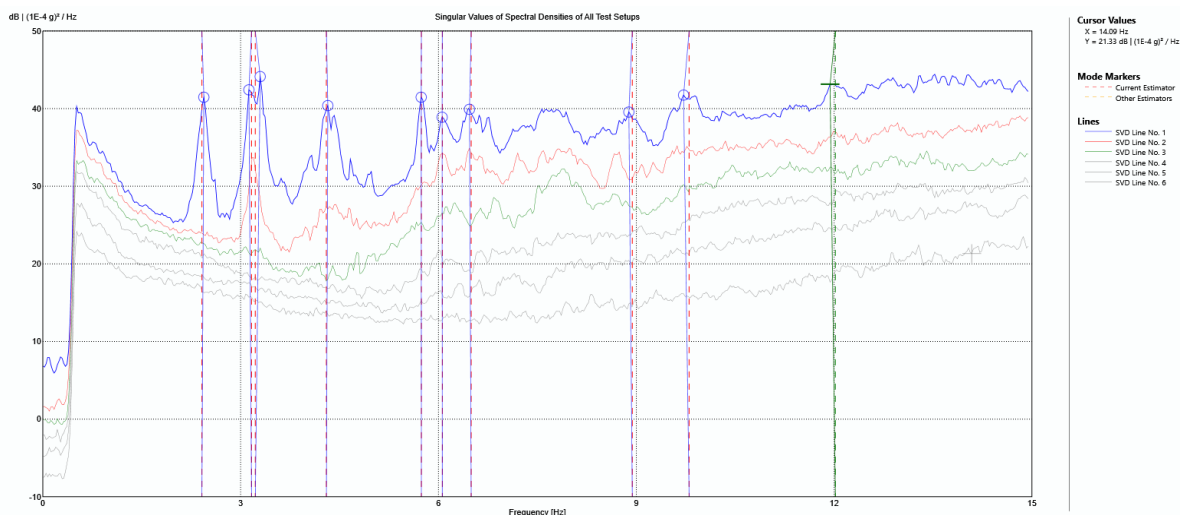


Figura 4.6. Espectro de valores singulares do método EFDD.

Os ensaios de identificação permitiram estimar, de forma clara, quatro modos de vibração da igreja (Figura 4.7): (1) modo de vibração global da estrutura na direção transversal, com curvatura simples das paredes longitudinais da nave e todas as paredes em fase ($f=2,46$ Hz); (2) modo local da fachada principal e torre para fora do plano, com amplitudes reduzidas nas paredes longitudinais da nave em contra fase ($f=3,13$ Hz); (3) modo local da fachada principal e torre para fora do plano, com amplitudes relevantes e com curvatura dupla nas paredes longitudinais da nave em fase ($f=3,30$ Hz); (4) modo de vibração global da estrutura na direção transversal, com curvatura dupla das paredes longitudinais da nave em contra fase relativamente às restantes paredes com componentes modais na direção transversal ($f=4,28$ Hz). Note-se que o segundo e o terceiro modos apresentam frequências muito próximas e formas modais semelhantes (Figura 4.6 e Figura 4.7), o que pode estar associado às imperfeições (materiais e/ou geométricas e/ou ligações) da estrutura. Por último, os ensaios de identificação permitiram ainda estimar os coeficientes de amortecimento ($\xi = 1,10-1,67$ %). Note-se que o coeficiente de amortecimento é o parâmetro mais difícil de estimar experimentalmente, e depende da amplitude da excitação e do método utilizado para a sua determinação (Mendes, 2012). Assim, os valores reduzidos estimados dos coeficientes de amortecimento podem estar relacionados com a baixa amplitude da excitação utilizada nos ensaios de identificação dinâmica (vibração ambiental).

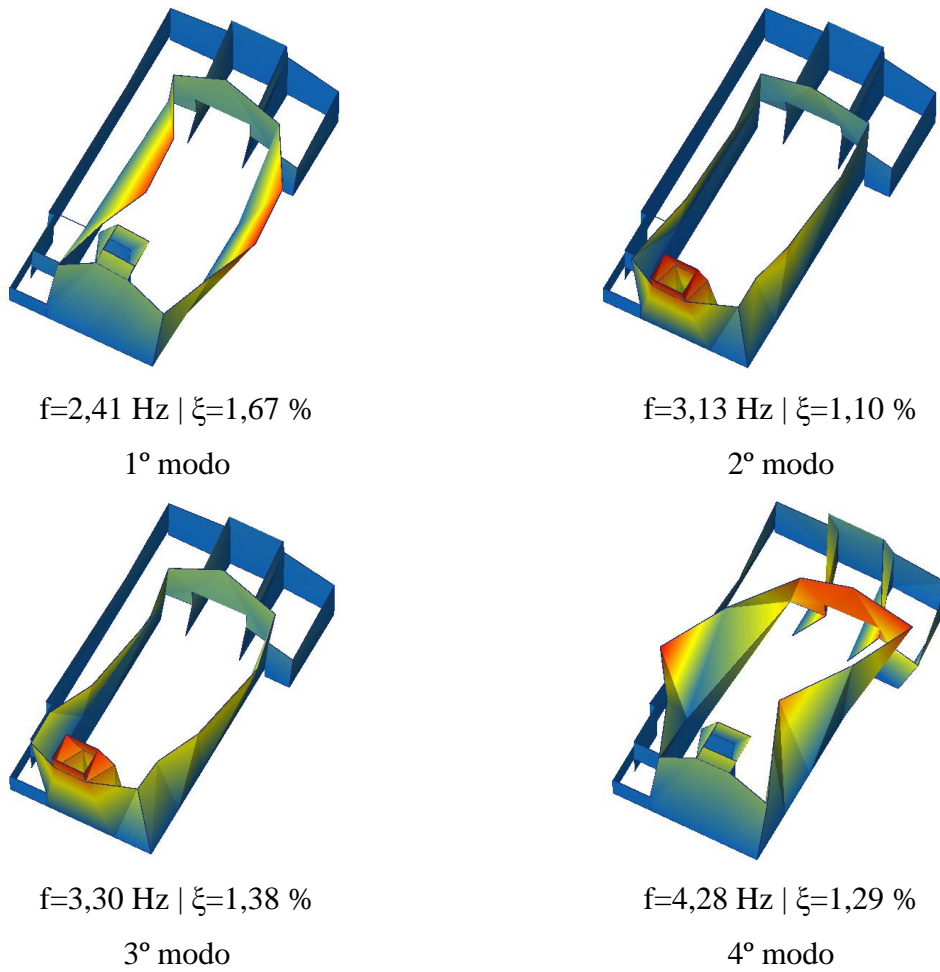


Figura 4.7. Primeiros quatro modos de vibração estimados com recurso aos ensaios de identificação dinâmica.

5. Análise sísmica

O modelo numérico foi elaborado com o recurso do programa de calculo de elementos finitos DIANA (DIANA, 2022). No processo de modelação numérica da estrutura da Igreja de São Paulo, recorreu-se à modelação da geometria no programa AutoCAD e, posteriormente, à importação dos elementos da geometria no DIANA. Foram ainda definidas as propriedades lineares dos materiais, as propriedades geométricas, de modo a efetuar a primeira fase da calibração dos modos de vibração, variando os valores dos módulos de elasticidade dos materiais - primeira tentativa de aproximação dos valores numéricos das frequências aos valores experimentais através de processo iterativo). Seguidamente, foi efetuada uma calibração detalhada, em que, além dos valores das frequências dos modos de vibração, considerou-se os valores do MAC (*Modal Assurance Criterion*) entre os modos numéricos e experimentais. Por último, obteve-se a resposta sísmica do modelo, com recurso à análise linear estática, e efetuou-se a verificação da estabilidade de acordo com o Eurocódigo 8.

5.1 Preparação e calibração do modelo

Nesta secção aborda-se a preparação do modelo, incluindo a definição da geometria e dos materiais, e a calibração do modelo numérico. Por fim, foi executada uma análise linear estática para ação vertical do peso próprio, por forma a avaliar as deformações para esta a ação e a verificar a conformidade da malha de elementos finitos do modelo numérico.

5.1.1 Preparação do modelo

De modo a iniciar a modelação, foram definidas as dimensões dos elementos da estrutura de acordo com as plantas e alçados, desenhadas em AutoCAD. A geometria foi modelada com elementos de sólidos (elementos de alvenaria), elementos de superfície (lajes de betão armado) e elementos lineares (elementos de madeira e tirantes metálicos). Posteriormente, foram exportados em arquivo IGES e importados no DIANA (Figura 5.1).

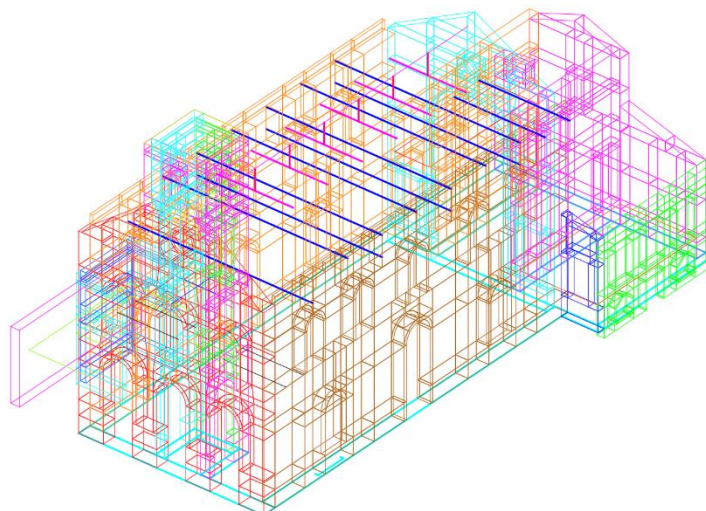


Figura 5.1. Vista geral do modelo 3D da Igreja de São Paulo em AutoCAD.

Os elementos de alvenaria foram simulados através de vários macroblocos 3D, tendo em consideração a espessura da parede e por forma a gerar uma malha de elemento finitos regular (Figura 5.2).

Na definição do modelo numérico (Figura 5.3), os elementos de alvenaria foram simulados através de elementos sólidos (*Structural Solids*) e a malha foi gerada indicando a dimensão máxima dos elementos finitos (0,12 m a 0,35 m), por forma a garantir, pelo menos, três elementos na espessura das paredes (6 pontos de integração na espessura). As lajes de betão foram simuladas através de elementos de casca (*Flat Shells*), aplicando as espessuras identificadas no levantamento geométrico. Por sua vez, os tirantes metálicos da cobertura foram modelados através de elementos de barra (*Regular Truss*). As vigas de madeirado coro alto, asnas e madres foram modeladas com recurso a elementos de viga (*Class-I Beams 3D*). No que se refere as condições de fronteira, os graus de liberdade de translação da base das paredes foram restringidos nas três direções.

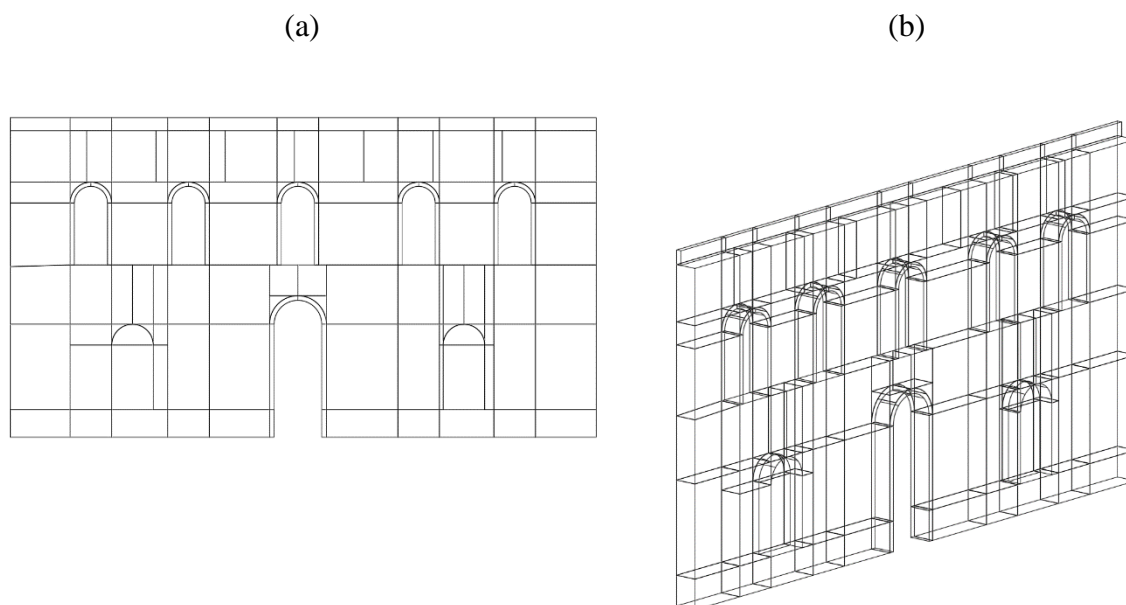


Figura 5.2. Exemplo dos macroblocos da parede longitudinal nascente: a) alçado; b) perspectiva 3D.

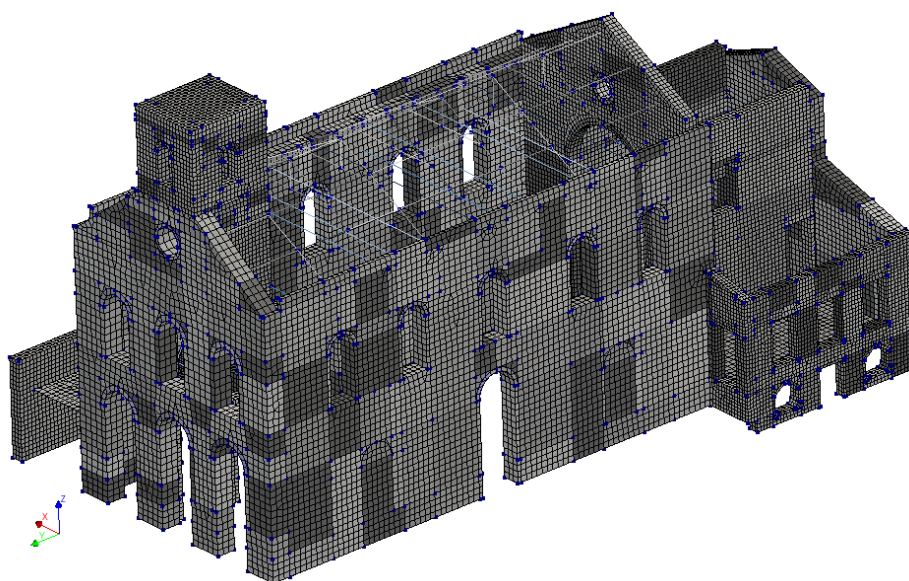


Figura 5.3. Malha de elementos finitos do modelo numérico.

5.1.2 Propriedades dos materiais

A alvenaria não é um material homogéneo, uma vez que corresponde a uma combinação de dois elementos com características mecânicas bastante diferentes (unidades, em geral, ligadas por juntas de argamassa). No entanto, devido às elevadas dimensões do modelo numérico e uma vez que o principal objetivo deste estudo é avaliar o comportamento global da igreja,

admitiu-se que os materiais são homogéneos e a alvenaria foi modelada de acordo com abordagem de macro-modelação.

O modelo inicial inclui um total nove materiais, nomeadamente seis materiais correspondentes aos possíveis diferentes tipos de alvenaria, madeira de castanho, betão armado e aço dos tirantes metálicos. Inicialmente, no processo de calibração foram admitidos dois tipos principais de alvenarias distintas. Neste subcapítulo são apresentados apenas os parâmetros elásticos lineares necessários para calcular os modos de vibração e efetuar uma análise estática, ou seja, o módulo de elasticidade (E), a densidade (γ) e o coeficiente de Poisson (ν). As propriedades não lineares dos materiais, tais como a resistência à compressão, a energia de fratura à compressão, a resistência à tração e a energia de fratura de tração são apresentados no subcapítulo 5.2.

Os dados iniciais das propriedades dos materiais admitidos foram definidos com base nos valores dos ensaios sónicos e nos valores recomendados na bibliografia (IMIT, 2009). Deste modo, como referido anteriormente, admitiram-se apenas dois conjuntos de valores distintos para as alvenarias (Alvenaria 1-2 e Alvenaria 3-6). As propriedades da madeira, do betão e do aço foram definidas com base nas recomendações disponíveis na (EN 338, 2003), (NP EN 1992-1-1, 2010) e (NP EN 1993-1-1, 2010). Os valores iniciais considerados para as propriedades dos materiais estão indicados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Propriedades lineares iniciais dos materiais.

Material	Propriedades e classe		
	ν	γ [kg/m ³]	E [GPa]
Alvenaria 1 - geral	0,2	2.000,0	2,50
Alvenaria 2 - fachada	0,2	2.000,0	2,50
Alvenaria 3 – paredes laterais	0,2	2.000,0	4,50
Alvenaria 4 - torre	0,2	2.000,0	4,50
Alvenaria 5 – parede do arco	0,2	2.000,0	4,50
Piso dos sinos	0,2	2.000,0	4,50
Madeira	D30		
Betão	C15/20		
Aço	S235		

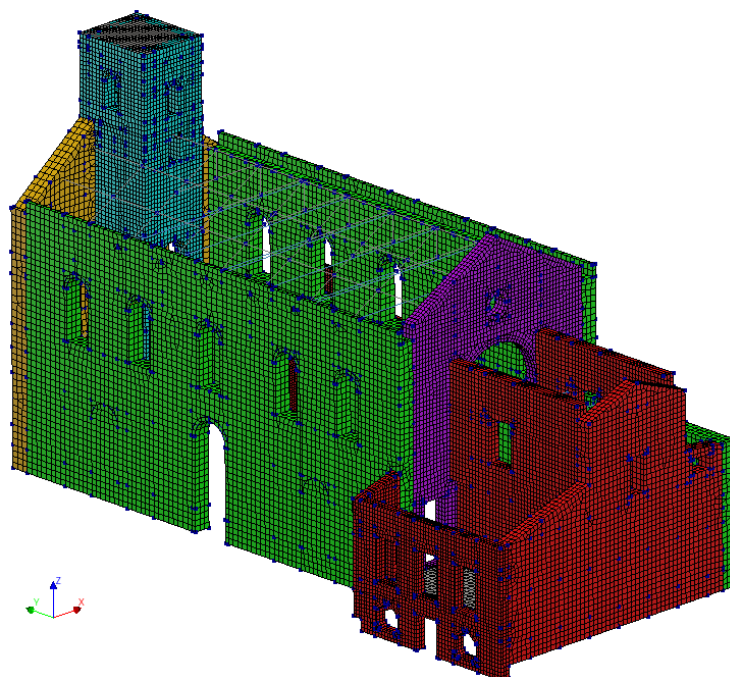


Figura 5.4. Elementos de alvenaria do edifício com a cor correspondente aos materiais indicados na Tabela 5.1.

5.1.3 Propriedades geométricas

Para a modelação do modelo numérico, procedeu-se a introdução de todos os elementos estruturais com as dimensões medidas no levantamento geométrico (ver Figura 5.5 e Tabela 5.2).

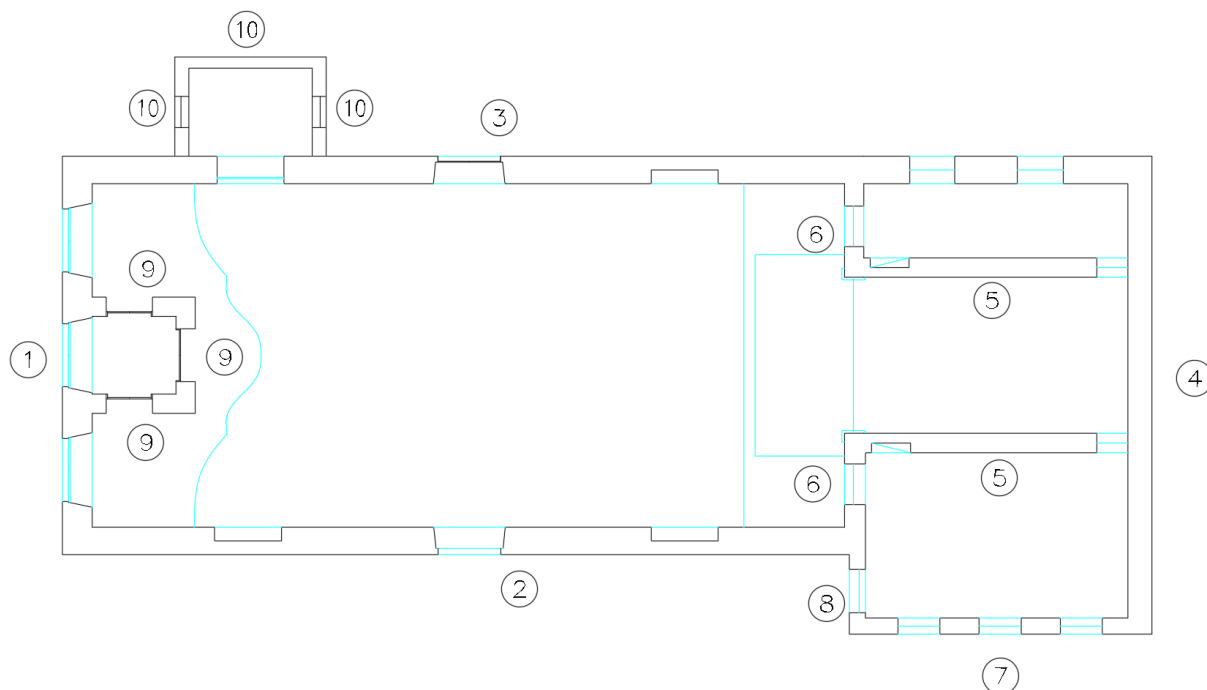


Figura 5.5. Identificação das paredes.

Tabela 5.2. Espessura das paredes (ver Figura 5.5).

Parede	Legenda	Espessura [m]
Alçado sul - Fachada	1	0,96
Alçado nascente e poente	2, 3	0,88
Alçado norte	4	0,77
Paredes laterais do altar-mor	5	0,62
Parede do arco	6	0,62
Parede nascente da sacristia	7	0,51
Parede sul da sacristia	8	0,51
Torre	9	0,62
Paredes do batistério	10	0,35

A igreja apresenta várias lajes de betão de armado, nomeadamente no pavimento da sacristia, no teto da sacristia velha, na cobertura do batistério, na zona exterior envolvente do batistério e na cobertura da torre. Todas as lajes têm uma espessura de 0,20 m, exceto a torre que apresenta 0,17 m. Em relação aos elementos de madeira, consideram-se na modelação os elementos da cobertura da nave (Figura 5.6 e Tabela 5.3) e as vigas principais do coro-alto (0,30 m x 0,15 m).

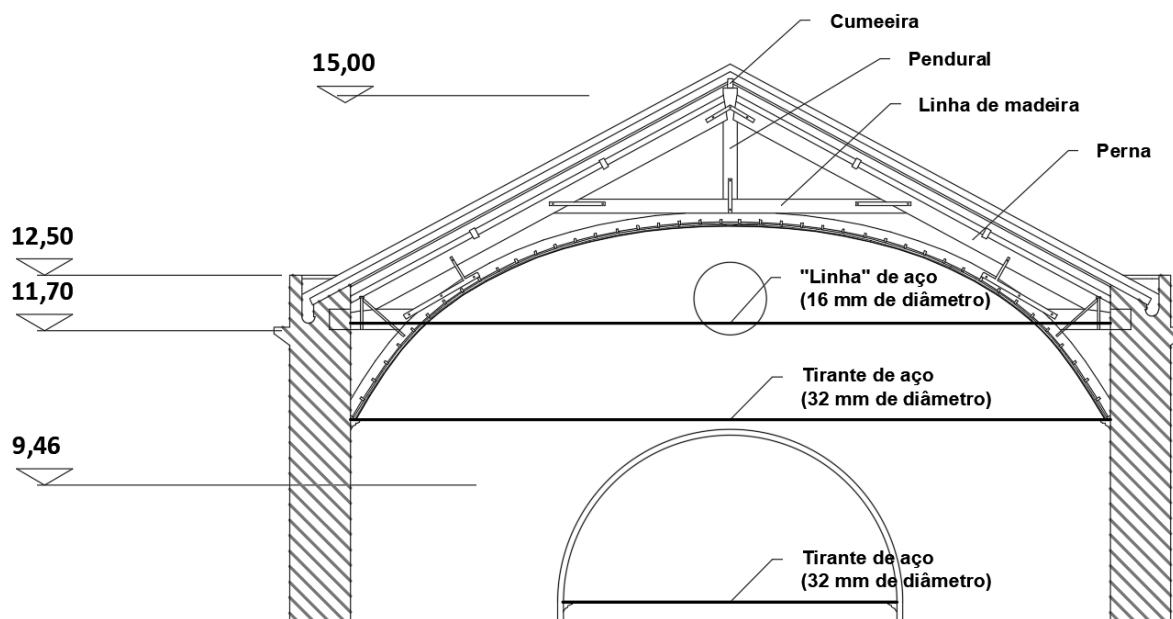


Figura 5.6. Asna da cobertura.

Tabela 5.3. Dimensões dos elementos da asna e tirante.

Elemento	Dimensões
Perna	0,15 m x 0,25 m
Madre	0,08 m x 0,14 m
Cumeeira	0,15 m x 0,25 m
Linha de madeira	0,15 m x 0,25 m
Pendural	0,15 m x 0,20 m
Linha de aço	Diâmetro = 16 mm
Tirante de aço	Diâmetro = 32 mm

5.1.4 Calibração do modelo

O modelo numérico foi calibrado relativamente às propriedades dinâmicas estimadas nos ensaios de identificação dinâmica, com recurso, primeiramente, a uma análise de sensibilidade (avaliação da influência de cada variável na calibração dos modos numéricos), e posteriormente, ao método proposto por (Douglas & Reid, 1982), em que as variáveis selecionadas para calibração corresponderam aos módulos de elasticidade das cinco primeiras alvenarias indicadas na Tabela 5.1. As propriedades dos restantes materiais foram mantidas fixas durante o processo de calibração. A análise de sensibilidade permitiu concluir que, para calibração dos quatro modos experimentais e contrariamente à consideração inicial para as

propriedades das alvenarias (duas variáveis de calibração independentes), é necessário admitir propriedades distintas para cada um dos cinco tipos de alvenaria considerados na calibração (cinco variáveis de calibração independentes) (Tabela 5.4).

De acordo com método proposto por (Douglas & Reid, 1982) para calibração, assumiram-se três valores para cada variável, nomeadamente um valor base, um limite inferior e um limite superior, tendo em consideração os dados disponíveis na literatura. Os valores limite superior e inferior correspondem a uma variação de 25% em relação ao valor base. Inicialmente, foram calculadas as frequências dos modos numéricos assumindo o valor base para todas as variáveis de calibração. Posteriormente, foram efetuadas mais dez análises para determinar as frequências dos modos numéricos correspondentes a cada variação, não simultânea, de cada variável de calibração. Por último, o método requer um processo de otimização para obter os valores das variáveis de calibração que correspondem à menor diferença entre as frequências numéricas e as experimentais dos primeiros quatro modos de vibração considerados na calibração.

A Tabela 5.4 apresenta os valores considerados e calibrados para cada variável.

Tabela 5.4. Valores assumidos e calibrados dos módulos de elasticidade.

Material	Valor base inicial [GPa]	Valor base [GPa]	Valor inferior [GPa]	Valor superior [GPa]	Valor calibrado [GPa]
Alvenaria 1 - geral	2,50	2,50	1,88	3,13	1,88
Alvenaria 2 - fachada	2,50	2,00	1,50	2,50	2,18
Alvenaria 3 - paredes laterais	4,50	4,00	3,00	5,00	3,65
Alvenaria 4 - torre	4,50	5,25	3,94	6,56	6,56
Alvenaria 5 - parede do arco	2,50	1,75	1,31	2,19	2,14

A Tabela 5.5 apresenta as frequências numéricas bem como os erros entre as frequências numéricas e experimentais, na qual se verifica que o erro médio é igual a 0,83%.

A Figura 5.7 apresenta a comparação entre os modos de vibração experimentais e numéricos. Os resultados permitem verificar que, em geral, as configurações dos modos de vibração numéricas apresentam-se de acordo com os resultados estimados através dos ensaios de identificação dinâmica.

Tabela 5.5. Comparação entre as frequências experimentais e numéricas.

	Frequências		Erro [%]	
	Experimentais [Hz]	Numéricas [Hz]		
Modo 1	2,41	2,39	0,79	0,83
Modo 2	3,13	3,09	1,16	
Modo 3	3,30	3,34	1,23	
Modo 4	4,30	4,31	0,16	

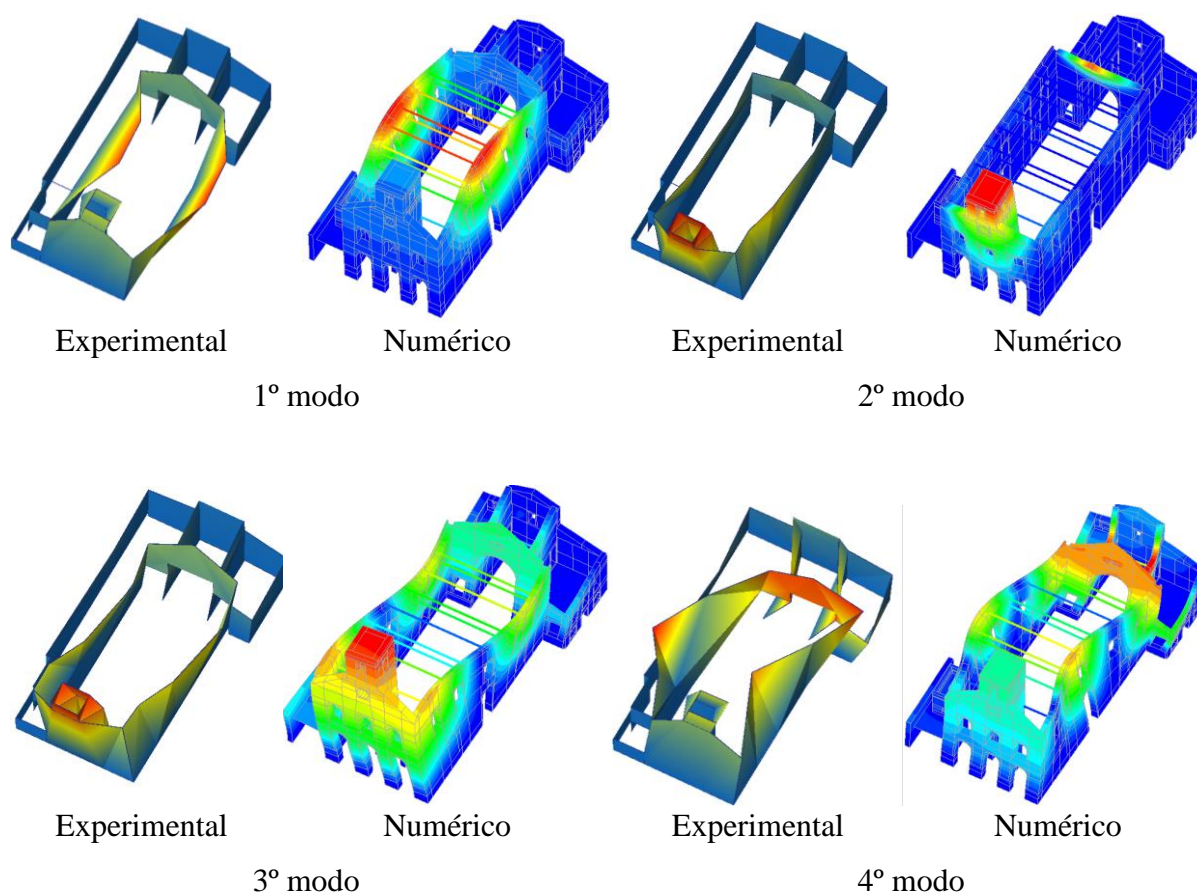


Figura 5.7. Primeiros quatro modos de vibração experimentais e numéricos considerados na calibração.

Seguidamente, efetuou-se uma calibração considerando também a comparação quantitativa das configurações modais, com recurso aos valores do MAC (Ewins, 2000):

$$MAC_{u,d} = \frac{|\sum_{j=1}^m \phi_j^u \phi_j^d|^2}{\sum_{j=1}^m (\phi_j^u)^2 \sum_{j=1}^m (\phi_j^d)^2} \quad (2)$$

onde ϕ^u e ϕ^d são os vetores com as componentes modais de dois modos diferentes a comparar (por exemplo, experimental e numérico) e m é o número de graus de liberdade. O valor do MAC varia entre zero e um, correspondendo respetivamente à ausência de correlação e à correspondência perfeita entre os dois autovetores. Os modos foram normalizados de forma que o valor máximo do deslocamento modal seja igual a um. Em termos gerais, valores superiores a 0,8 indicam boa correlação entre vetores; em contrapartida, valores inferiores a 0,2 indicam uma correlação inexistente entre modos (Vaz, 2018).

No cálculo dos valores do MAC, primeiramente identificou-se os diversos pontos da malha de elementos finitos do modelo numérico localizados na posição, ou próximo da posição, onde foram aplicados os acelerómetros durante os ensaios de identificação dinâmica (capítulo 4.3). Deste modo, após determinar os modos de vibração numéricos, selecionou-se os referidos pontos no modelo e através das respetivas componentes modais, calcularam-se os valores do MAC. Inicialmente, os valores do MAC mostraram-se ligeiramente abaixo dos valores desejados, pelo que houve a necessidade de ajustar alguns valores dos módulos de elasticidade para melhorar o MAC (Tabela 5.6). Além disso, a calibração da configuração modal do modo 3 apresentou-se dificuldades que condicionaram uma boa calibração dos restantes modos, pelo que se optou por não considerar este modo na calibração final do modelo numérico. Note-se que as frequências e as configurações modais dos modos 2 e 3 experimentais são muito semelhantes. Além disto, e em geral, o primeiro modo em cada direção do sismo é o modo mais relevante para a resposta sísmica da estrutura. A Tabela 5.6 apresenta os erros entre as frequências numéricas e experimentais e os valores do MAC da calibração final, para os três modos considerados (modos 1, 2 e 4). Em termos de valores de frequências, a calibração é perfeita, e os valores de MAC dos dois primeiros modos (mais relevantes) são muito elevados (configurações modais numéricas e experimentais muito semelhantes). O valor do MAC do modo 3 é reduzido (0,58) quando se consideram todas as componentes modais identificadas nos ensaios de identificação dinâmica. No entanto, quando se consideram apenas as componentes modais da nave (parte da estrutura com maior relevância para este modo), o valor do MAC é aceitável (0,70). Em conclusão, os valores modificados dos módulos de elasticidade obtido nesta calibração final melhoraram os valores do MAC, sendo estes os valores que foram considerados na análise não linear (Tabela 5.7).

Tabela 5.6. Erros das frequências e valores do MAC da calibração final do modelo.

Modo	f_{exp} [Hz]	f_{num} [Hz]	Erro frequência [%]	MAC	MAC considerando apenas a nave
1	2,41	2,41	0%	0,98	-
2	3,13	3,13	0%	0,95	-
3	-	-	-	-	-
4	4,28	4,29	0%	0,58	0,70

Tabela 5.7. Módulos de elasticidade das variáveis a calibrar (alvenaria) após a calibração final do modelo.

Paredes	E [GPa]
Alvenaria 1 - geral	1,47
Alvenaria 2 - Fachada	2,18
Alvenaria 3 - Paredes laterais da nave	4,52
Alvenaria 4 - Torre	6,36
Alvenaria 5 - Parede arco	1,71

5.1.5 Análise linear estática

Após calibrar o modelo numérico, foi efetuada uma análise linear elástica considerando apenas a ação vertical do peso próprio. Esta análise teve por objetivo fazer uma avaliação preliminar da resposta da estrutura, bem como verificar a existência de aspetos inadequados no modelo.

Durante a análise, procuram-se incoerências no modelo nas deformações (por exemplo, deslocamentos excessivos) e nas tensões (por exemplo, concentração de tensões), de modo a verificar se o modelo se apresentava adequado para a análise não linear. A análise foi efetuada para o modelo com cobertura. Apesar disto, apresentam-se os resultados do modelo com a cobertura oculta de modo a dar realce aos elementos de alvenaria (Figura 5.8).

Através da Figura 5.8, verifica-se que o deslocamento máximo está localizado no topo da torre e corresponde a 1,9 mm, e que os deslocamentos nas paredes longitudinais são de cerca de 1,0 mm para o exterior devido ao impulso horizontal da cobertura. Estes valores demonstram estar dentro do espectável para a ação aplicada. Na análise das tensões não foram igualmente encontrados valores inesperados no modelo.

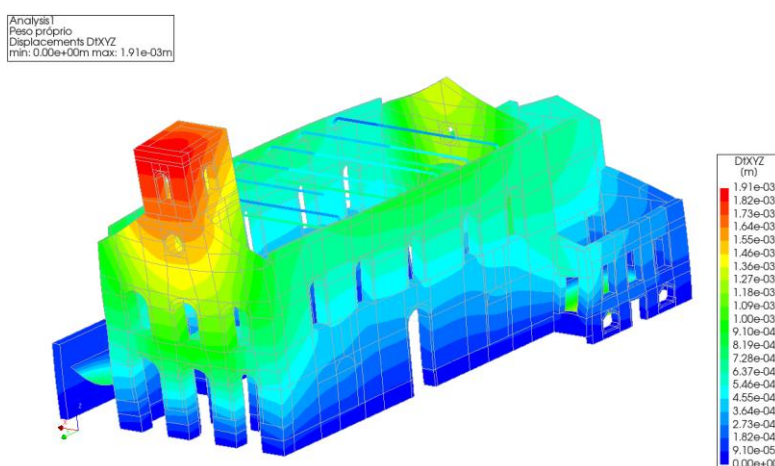


Figura 5.8. Resultante dos deslocamentos para a ação do peso próprio (estrutura com a cobertura oculta).

Tendo por objetivo validar o modelo, comparou-se a massa total da estrutura calculada através do programa DIANA e calculado manualmente. O valor obtido através do programa DIANA é igual a 2.325,7 toneladas e a massa total calculada manualmente através de uma folha de cálculo é de 2.339,1 toneladas, o que corresponde a uma diferença de 13,4 toneladas, ou seja, de 0,6%, correspondendo um erro aceitável para a modelação numérica.

5.2 Avaliação do desempenho sísmico por análise estática não linear

Nesta secção foi efetuada a análise estática não linear (análise *pushover*), tendo por o objetivo avaliar o comportamento estrutural da Igreja de São Paulo para a ação sísmica. Para efetuar a análise estática não linear, foram definidas as propriedades não lineares dos materiais (alvenarias) e procedeu-se à análise da resposta através das curvas de capacidade, dos deslocamentos a do respetivo dano. Por fim, efetuou-se a verificação da estabilidade estrutural com base na abordagem de avaliação global definida na (NP EN 1998-3, 2017) e na (NP EN 1998-1, 2010).

5.2.1 Metodologia

Por forma a obter a resposta estrutural não linear da Igreja de São Paulo foi efetuada a análise estática não linear no programa DIANA, aplicando uma distribuição de forças horizontais proporcionais à massa da estrutura, no sentido positivo e negativo das duas direções horizontais (+X, -X; +Y; -Y). Neste tipo de análise, a força horizontal total é aplicada de forma incremental,

através de passos de carga, permitindo obter a resposta da estrutura desde o seu comportamento em regime linear até o seu colapso (não linear).

A análise não linear estática requer um processo iterativo para obter a resposta em cada passo de carga. O programa DIANA tem disponíveis três principais métodos iterativos, nomeadamente, o método de Newton-Raphson (*Regular Newton-Raphson* e *Modified Newton-Raphson*), o método de *Quasi-Newton (Secant)* e o método de rigidez constante. Neste estudo adotou-se o método de *Newton-Raphson* modificado, em que a matriz de rigidez é calculada e atualizada apenas na primeira iteração de cada passo de carga. Este método iterativo requer, em geral, mais iterações para obter a convergência em cada passo de carga, mas menor esforço computacional no que se refere à atualização (inversão) da matriz de rigidez (inverte um menor número de vezes, em relação ao método iterativo regular de *Newton-Raphson*), o que poderá ser mais eficaz para modelos de grandes dimensões (Silva, 2013).

O programa DIANA dispõe de vários critérios de convergência, baseados em critérios de deslocamento, força e energia. Neste estudo, adotou-se o critério de convergência baseado em energia com tolerância de 1.0×10^{-3} . Adicionalmente, foi utilizado o método do comprimento de arco (*Arc-length*), por forma a obter-se o comportamento pós-pico. No entanto, podem existir problemas numéricos que devem ser evitados, nomeadamente o *Snap-through* (incremento dinâmico para carga constante e o *Snap-back* (incremento estático incremento dinâmico para deslocamento constante (Figura 5.9).

Para a análise da resposta da estrutura foram definidos quatro nós de controlo localizados no topo das paredes da nave, da torre e da parede do arco (Figura 5.10).

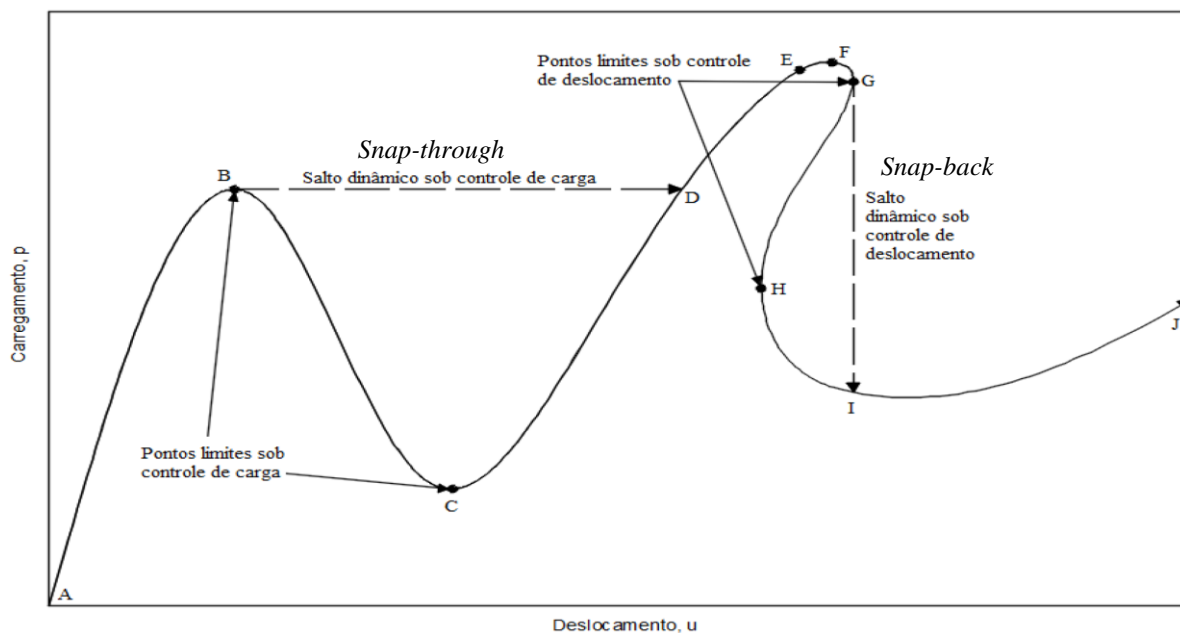


Figura 5.9. *Snap-through* e *snap-back* do método do comprimento do arco (adaptado de (Crisfield, 1981)).

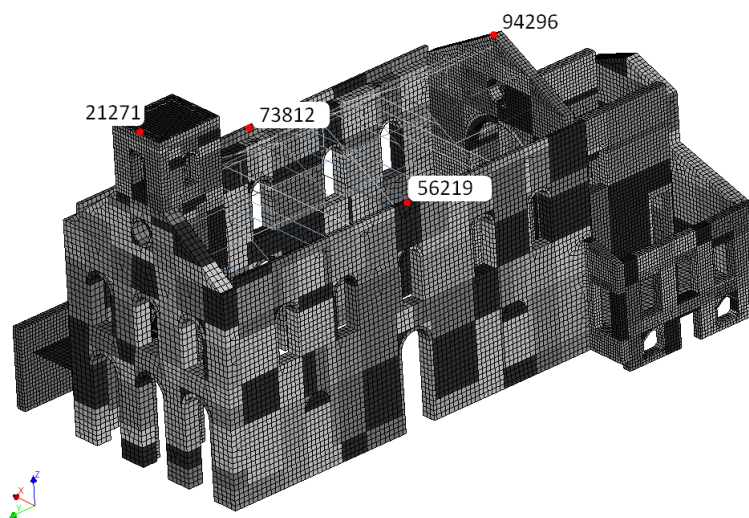


Figura 5.10. Localização dos nós de controle da resposta.

5.2.2 Propriedades não lineares dos materiais

As propriedades não lineares da alvenaria foram definidas de acordo com as recomendações apresentadas em (Lourenço & Gaetani, 2022) (Tabela 5.8). Para a análise da evolução da fendilhação nas paredes de alvenaria, utilizou-se um modelo de fendilhação distribuída baseado nas extensões totais com fendas rotativas (*Total Strain Crack Model with rotating cracks*) (DIANA, 2022). O valor da resistência à compressão, f_c , está relacionado com o módulo de

elasticidade, sendo um valor entre $500-800 f_c$, (Lourenço & Gaetani, 2022). No presente estudo foi utilizado $f_c = E/800$.

A Tabela 5.8, apresenta os critérios utilizados, sendo G_c a energia de fratura em compressão, f_c a resistência à compressão, G_f^1 a energia de fratura em tração e f_t a resistência à tração. Os valores das propriedades não lineares dos materiais são apresentados na Tabela 5.9. Considerou-se que os restantes materiais apresentam comportamento linear elástico (consideração verificada após executar as análises).

Tabela 5.8. Propriedades mecânicas para macro-modelação da alvenaria como material isotrópico (Lourenço & Gaetani, 2022).

Módulo de Elasticidade	$E = 500-800 f_c$	MPa
Coefficiente de <i>Poisson</i>	$\nu = 0,2$	-
Energia de fratura em compressão	$G_c = \frac{32f_{c,M}}{10+f_{c,M}}$	N/mm
Resistência à tração	$f_t = 0,1$	MPa
Resistência à compressão	$f_c = \frac{E}{800} \times 1000$	MPa
Energia de fratura em tensão	$G_f^1 = 0,02$	kN/m

Tabela 5.9. Propriedades não lineares das alvenarias.

Paredes	f_c [MPa]	G_c [MN/m]	f_t [MPa]	G_f^1 kN/m
Alvenaria 1 - geral	1,83	4,96	0,10	0,02
Alvenaria 2 - Fachada	2,73	6,86	0,10	0,02
Alvenaria 3 – Paredes laterais da nave	5,65	11,56	0,10	0,02
Alvenaria 4 - Torre	7,95	14,18	0,10	0,02
Alvenaria 5 - Parede arco	2,14	5,65	0,10	0,02

5.2.3 Resposta sísmica

Nesta secção avalia-se a resposta sísmica da estrutura em termos de curvas de capacidade, recorrendo-se aos pontos de controlo indicados na Figura 5.10, deformações e dano para cada direção horizontal principal. As direções principais da análise são indicadas na Figura 5.11, em que o sentido positivo da direção X (direção transversal) é definido de este para oeste e da direção Y (direção longitudinal) é de norte para sul.

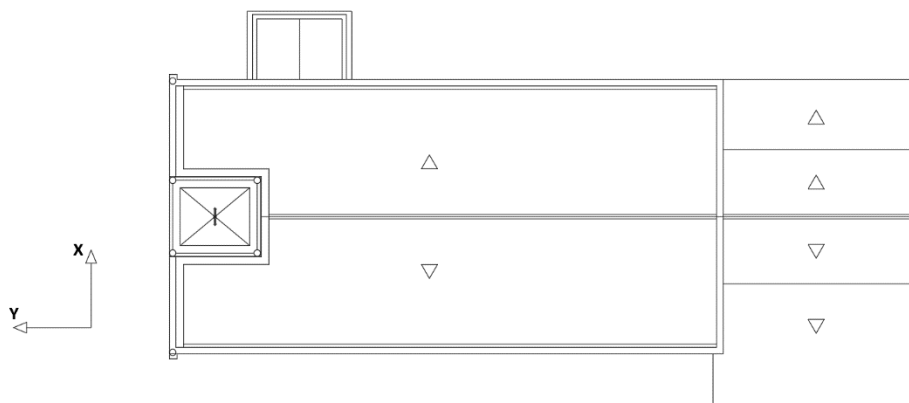


Figura 5.11. Representação em planta das direções principais da análise.

Utilizou-se uma representação gráfica para avaliar o desempenho e a capacidade de carga da estrutura do edifício em estudo, designada por curva de capacidade. As curvas de capacidade relacionam a carga aplicada (ou aceleração horizontal) numa estrutura e o deslocamento do ponto de controlo, de modo a avaliar a sua resposta linear e não linear. Nesta dissertação, definiu-se um fator de carga (FC), que corresponde ao rácio entre a aceleração horizontal aplicada nos passos de carga e a aceleração horizontal total adotada para gerar as forças de inércia na estrutura (9.81 m/s^2 , 1 g). Assim, o fator de carga representa a aceleração horizontal aplicada na estrutura em “g”. No geral, as respostas sísmicas foram obtidas por meio de análises estáticas não lineares com 40 incrementos de carga, suficientes para exceder a capacidade máxima de carga de acordo com os objetivos estabelecidos.

Para a verificação da resposta sísmica, apresentam-se seguidamente quatro curvas de capacidade, e respetivos resultados, associadas às duas direções principais nos sentidos positivo e negativo (+X, -X, +Y e -Y; pontos de controlo representados na Figura 5.10).

5.2.3.1 Sismo +X

Na direção +X, os pontos de controlo correspondem pontos localizados no topo das paredes este e oeste. A Figura 5.12 apresenta as curvas de capacidade para o Sismo +X para os referidos pontos de controlo.

A deformação é sensivelmente igual em ambas as paredes longitudinais da nave. Os resultados permitem verificar que os deslocamentos mais elevados ocorrem no topo das paredes este e oeste para fora do seu plano, sendo esta deformação semelhante ao primeiro modo

de vibração nesta direção e encontram-se de acordo com o esperado (Figura 5.13). Ambas as curvas de capacidade da estrutura apresentam um desenvolvimento semelhante, sendo que é possível verificar que a estrutura apresenta resposta linear até aproximadamente 0,09 g e deslocamento de 9 mm e que a capacidade máxima de carga é de aproximadamente 0,14 g (deslocamento igual 31 mm). No final da análise, o deslocamento horizontal máximo é de cerca 85 mm.

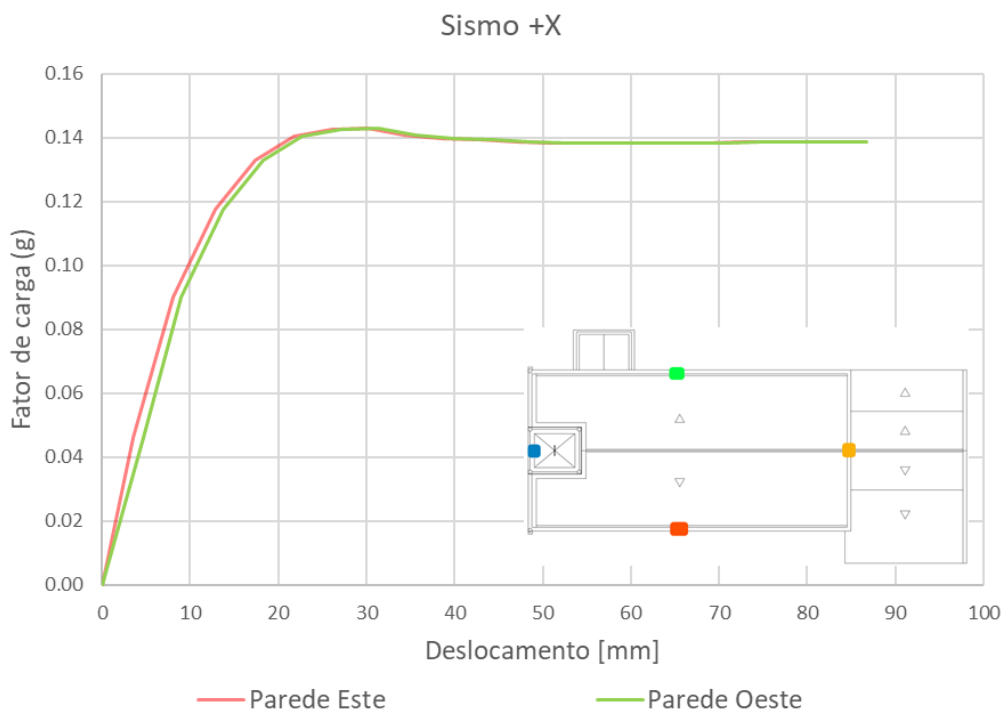


Figura 5.12. Curva de capacidade para o Sismo +X: deslocamento horizontal na direção +X (perpendicular às paredes longitudinais da nave).

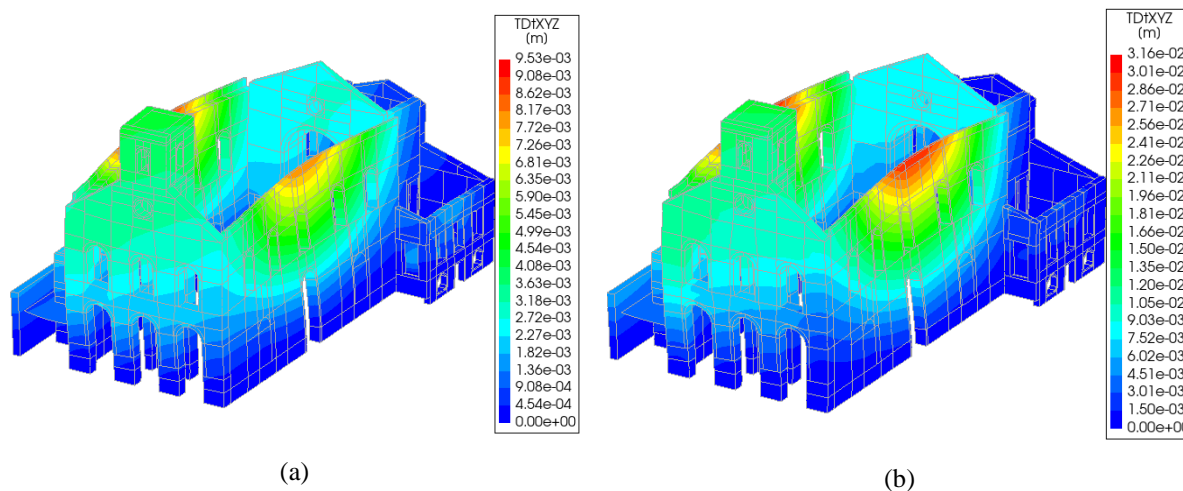


Figura 5.13. Resultante dos deslocamentos para o Sismo +X: (a) fator de carga igual 0,09 g; (b) fator de carga igual 0,14 g.

O dano foi avaliado com recurso às extensões principais de tração para um fator de carga de 0,09 g, que corresponde ao final da resposta linear (Figura 5.14), 0,14 g, que corresponde à capacidade máxima de carga (Figura 5.15), e no final da análise (Figura 5.16).

Para o fator de carga igual a 0,09 g (Figura 5.14), as extensões principais de tração são pouco significativas. No entanto, ocorre fendilhação nos lintéis da fachada principal, na zona entre as janelas e as portas, devido a deformações por flexão e corte nestes elementos. Além disso, os cunhais da nave que envolvem a parede do arco apresentam fendilhação vertical.

Quando a estrutura atinge a sua capacidade máxima de carga (FC = 0,14 g) (Figura 5.15), o dano evolui e torna-se mais significativo. Ocorre fendilhação horizontal por flexão para fora do plano na base das paredes longitudinais da nave, nos nembos da fachada principal e na torre. Na fachada principal surge com fendilhação por flexão na base dos nembos localizados entre as portas e nos lintéis. Na parte superior das paredes longitudinais da nave, ocorre fendilhação vertical por flexão para fora do plano. Os cunhais da nave que envolvem a parede do arco apresentam fendas verticais. Existem ainda fendas verticais nas ligações entre a parede de tardoz e as paredes laterais do altar-mor. O batistério e a parede do arco apresentam fendas diagonais por corte.

No final da análise (Figura 5.16), a estrutura apresenta fendilhação generalizada e muito significativa. Apresenta fendas horizontais na base das paredes longitudinais da nave, da fachada principal e da torre. As fendas verticais por flexão para fora do plano das paredes longitudinais da nave aumentam a sua severidade e surgem novas fendas nas paredes laterais do altar-mor. Ocorrem várias fendas diagonais nas paredes transversais, fendas verticais nos cunhais da nave junto da parede do arco, e fendas significativas nas paredes longitudinais da nave junto do altar-mor e na parede de tardoz. Existem ainda fendas relevantes por corte nas paredes laterais do batistério, na parede do arco e na fachada principal. Os lintéis da fachada principal e da torre ficam muito fendilhados devido a força no plano. Os potenciais mecanismos de colapso que se consegue identificar são o mecanismo 1, 3, 5, 11, 13, 14, 17 e 18 (há ainda a possibilidade de ocorrer o mecanismo 20 – queda de elementos decorativos) (Figura 2.1 e Tabela 2.2).

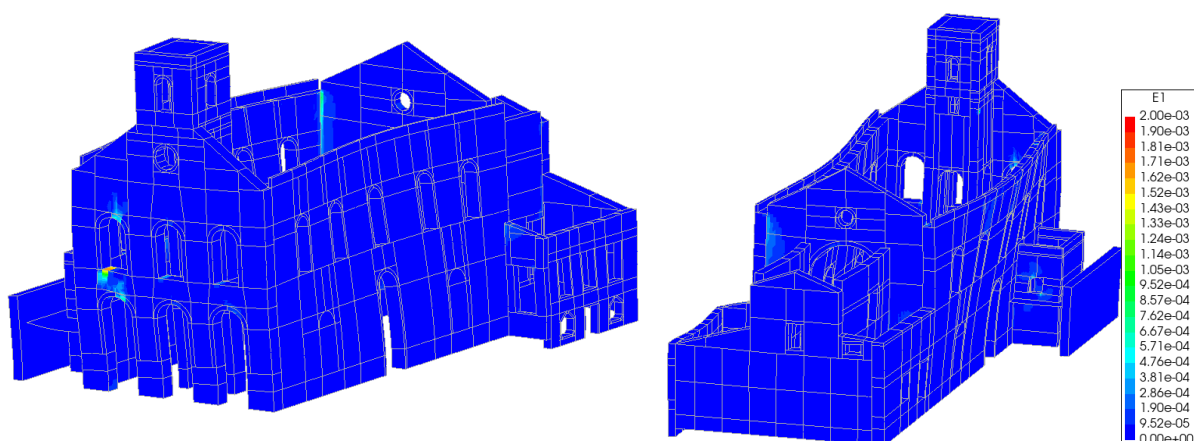


Figura 5.14. Extensões principais nas paredes para o Sismo +X e FC = 0,09 g.

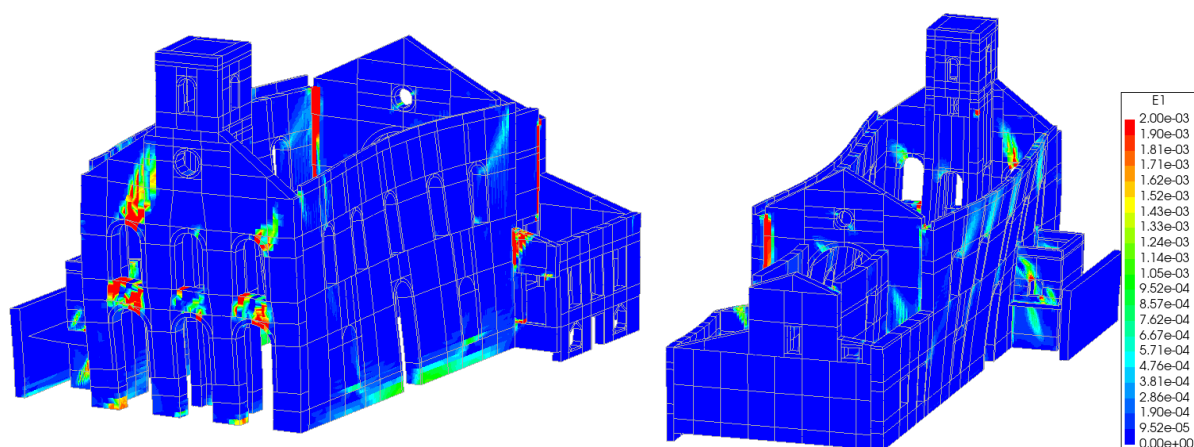


Figura 5.15. Extensões principais nas paredes para o Sismo +X e FC = 0,14 g.

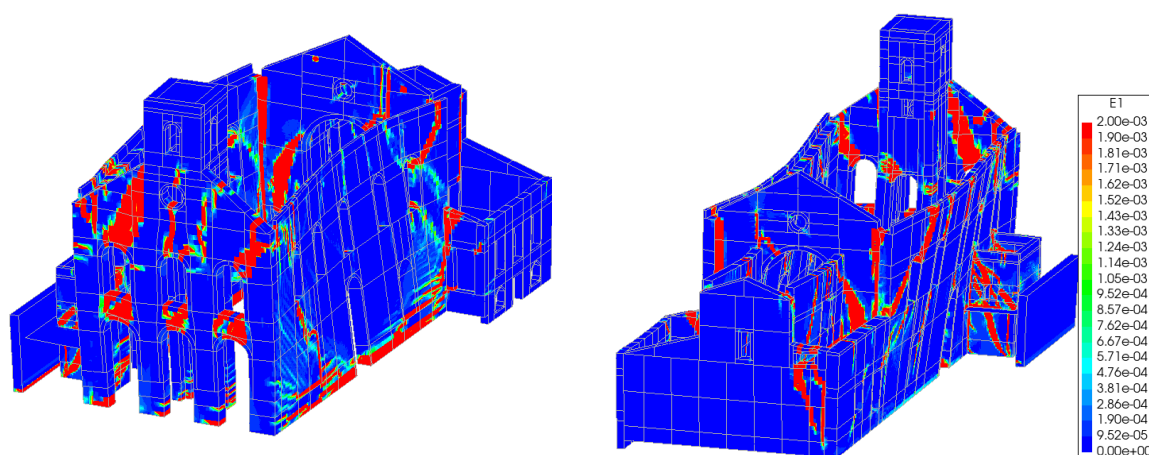


Figura 5.16. Extensões principais nas paredes para o Sismo +X no final da análise.

5.2.3.2 Sismo -X

Esta análise na direção -X é semelhante à análise efetuada para o sismo +X, sendo adotados os mesmos pontos para controlo da resposta: topo das paredes este e oeste. Na Figura 5.17, apresenta-se as curvas de capacidade para o Sismo -X para os referidos pontos de controlo.

Os resultados permitem verificar que os deslocamentos mais elevados ocorrem no topo das paredes este e oeste para fora do plano das paredes longitudinais da nave, que apresentam um tipo de deformação no sentido -X semelhante ao observado no Sismo +X (Figura 5.18). Ambas as curvas de capacidade da estrutura apresentam uma trajetória idêntica, sendo que é possível verificar que a estrutura tem uma resposta linear até aproximadamente 0,09 g e deslocamento de 9 mm, e que a capacidade máxima de carga é de aproximadamente 0,13 g (ligeiramente inferior à capacidade da direção +X: 0,14 g, devido às assimetrias da estrutura na direção transversal) e ocorre para um deslocamento de 55 mm. No final da análise, o deslocamento horizontal máximo é igual a 80 mm.

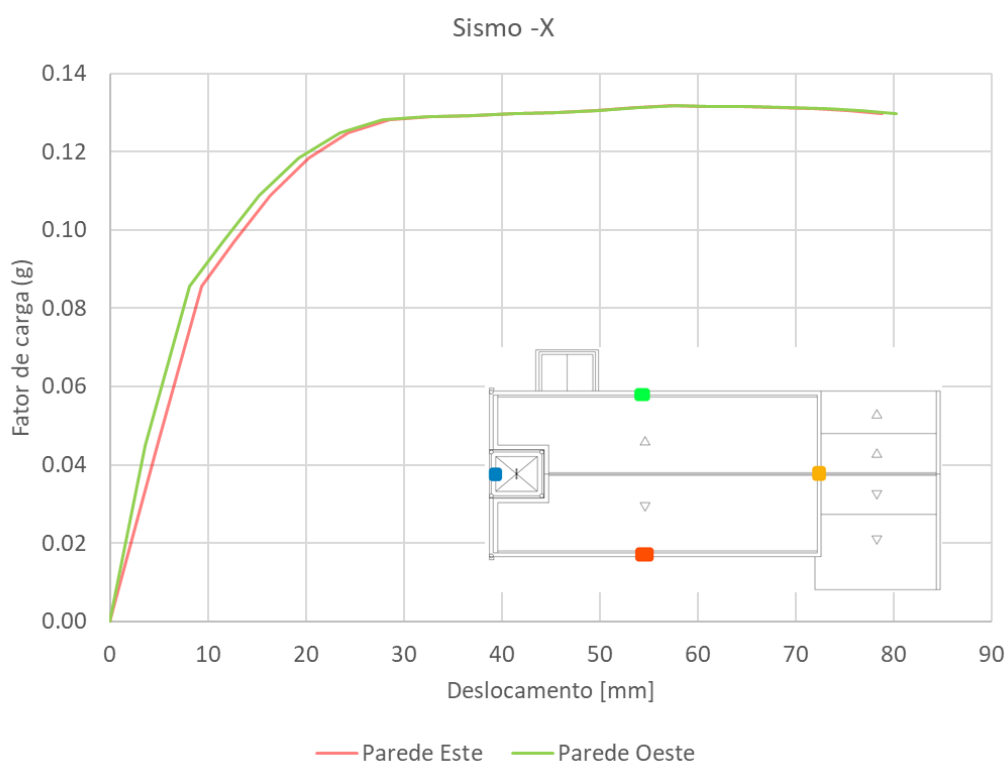


Figura 5.17. Curva de capacidade para o Sismo -X: deslocamento horizontal na direção -X (perpendicular às paredes longitudinais da nave).

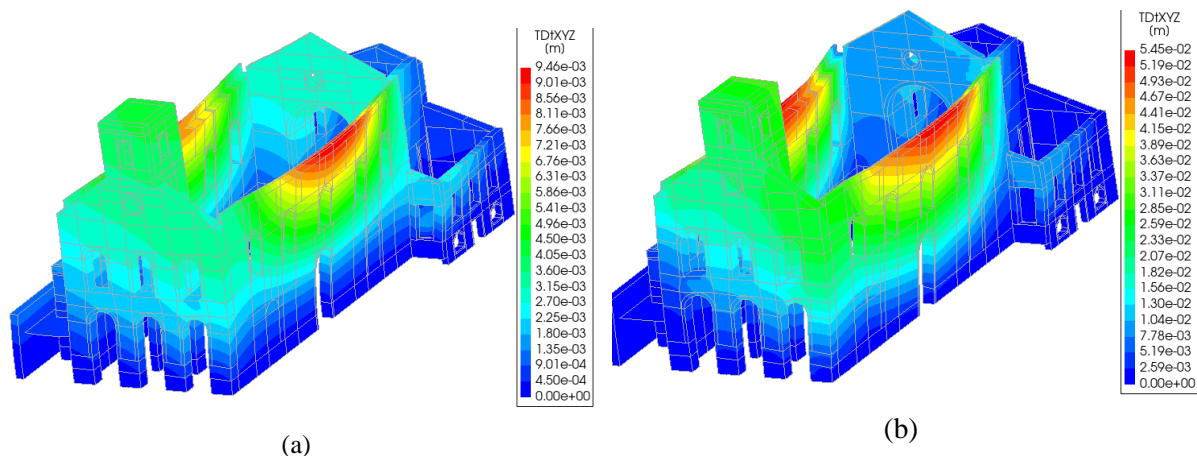


Figura 5.18. Resultante dos deslocamentos para o Sismo -X: (a) fator de carga igual 0,09 g; (b) fator de carga igual 0,13 g.

O dano foi avaliado, igualmente, com recurso às extensões principais de tração para um fator de carga de 0,09 g (final da resposta linear), 0,13 g (capacidade máxima de carga) e no final da análise (Figura 5.19, Figura 5.20 e Figura 5.21).

Para o fator de carga igual a 0,09 g (Figura 5.19), as extensões principais de tração são reduzidas. No entanto, ocorre fendilhação nos lintéis da fachada principal, na zona entre as janelas e as portas. Os cunhais da nave localizados junto da parede do arco apresentam também dano reduzido.

Quando a estrutura atinge a sua capacidade máxima de carga (FC = 0,13 g) (Figura 5.20), o dano aumento significativamente. Ocorre fendilhação horizontal por flexão na base das paredes longitudinais da nave e nos nembos da fachada e na torre. Na fachada principal e na torre surgem fendas por flexão nos nembos e nos lintéis. Na parte superior das paredes longitudinais da nave surgem fendas verticais por flexão. Os cunhais da nave, junto parede do arco, apresentam fendas verticais. Ocorrem ainda fendas verticais na ligação entre a parede de tardoz e as paredes laterais do altar-mor. O modelo apresenta fendas diagonais no topo da fachada, no batistério, na parede do arco e nas paredes longitudinais da nave.

No final da análise (Figura 5.21), o dano é distribuído em toda a estrutura e, como esperado, a sua severidade aumenta, relativamente ao passo de carga de capacidade máxima. Ocorre fendilhação horizontal na base das paredes longitudinais da nave, da fachada principal e da torre. Apresenta fendas verticais por flexão para fora do plano no topo das paredes longitudinais da nave e das paredes laterais do altar-mor. Ocorre fendilhação diagonal nas paredes

longitudinais e paredes do altar-mor. Observam-se fendas verticais nos cunhais da nave, com maior severidade junto na parede do arco, e da parede de tardoz. As fendas diagonais por corte das paredes transversais do batistério, da parede do arco e da fachada aumentam a sua severidade. Os lintéis da fachada principal e da torre ficam muito fendilhados por flexão no plano. Tal como observado no Sismo +X, os potenciais mecanismos de colapso que se conseguem identificar nesta análise são os mecanismos 1, 3, 5, 11, 13, 14, 17 e 18 (existe ainda a possibilidade de ocorrer o mecanismo 20 – queda de elementos decorativos) (Figura 2.1 e Tabela 2.2).

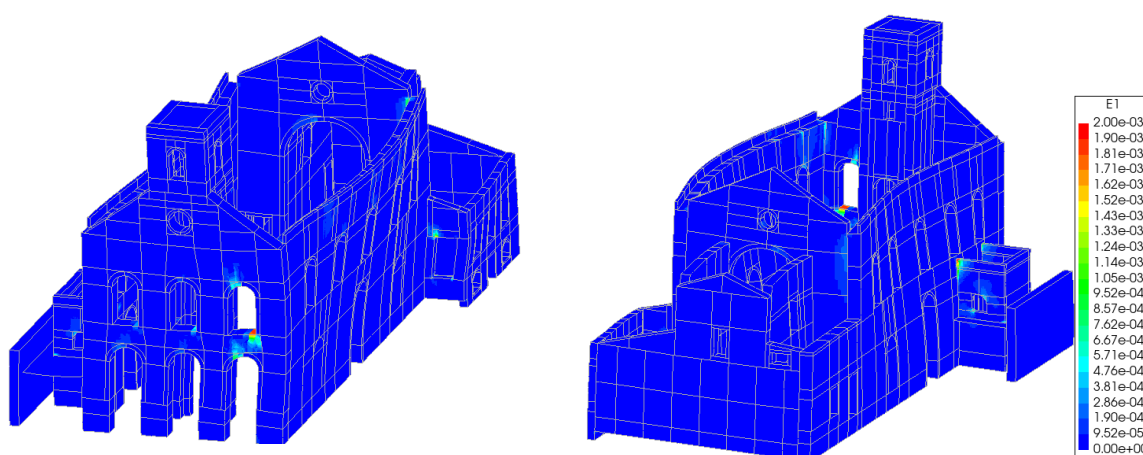


Figura 5.19. Extensões principais nas paredes para o Sismo -X e FC = 0,085 g.

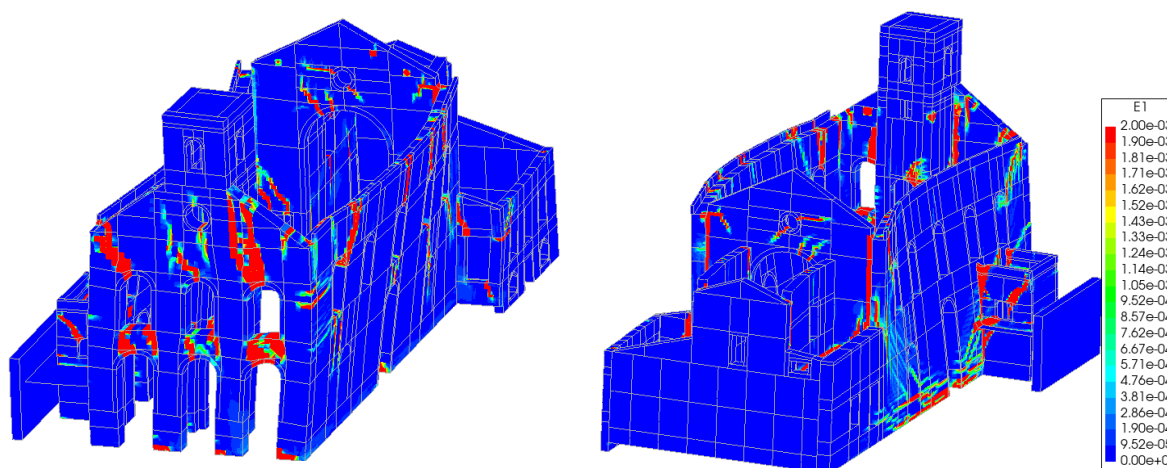


Figura 5.20. Extensões principais nas paredes para o Sismo -X e FC = 0,13 g.

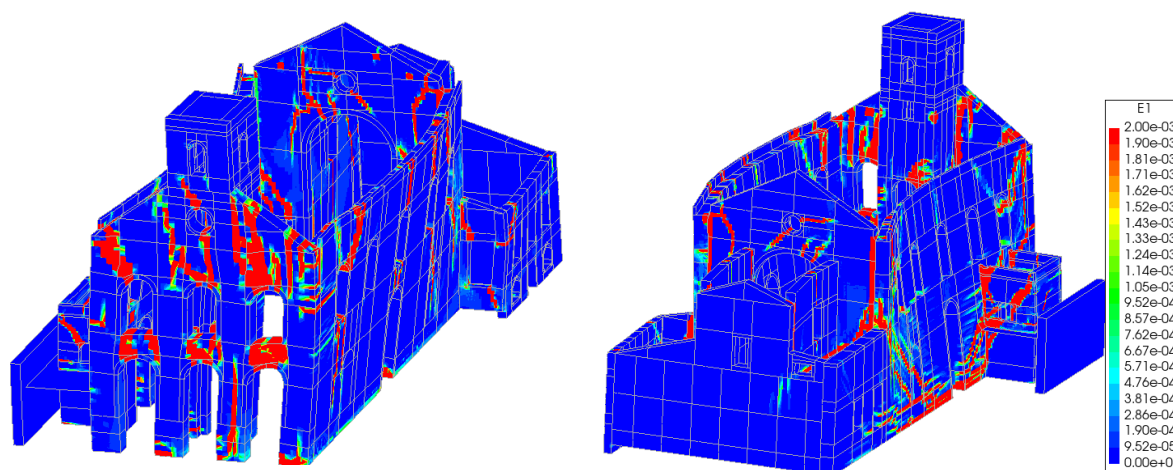


Figura 5.21. Extensões principais nas paredes para o Sismo -X no fim da análise.

5.2.3.3 Sismo +Y

Os pontos de controlo de adotados na direção +Y encontram-se localizados no topo da torre e da parede do arco. A Figura 5.22 apresenta as curvas de capacidade para o Sismo +Y nos pontos de controlo referidos anteriormente.

Os resultados permitem verificar que os deslocamentos mais elevados ocorrem no topo da torre e na parede do arco, apresentando uma deformação global semelhante ao segundo modo de vibração (Figura 5.23). As curvas de capacidade da estrutura para os dois pontos de controlo apresentam um desenvolvimento semelhante, sendo que a torre apresenta um deslocamento superior. É possível verificar que a estrutura tem uma resposta linear até aproximadamente 0,08 g e deslocamento de aproximadamente 6 mm, em ambos os pontos de controlo. a capacidade máxima é de aproximadamente 0,15 g. No final da análise, os deslocamentos horizontais máximos ocorrem na torre (75 mm).

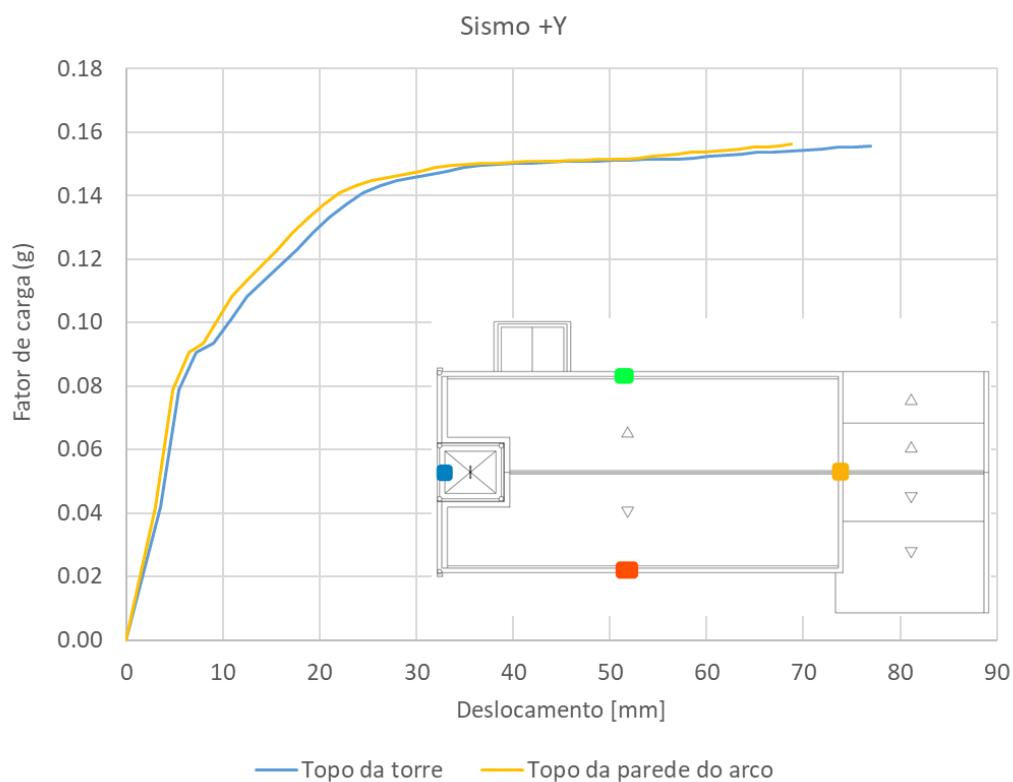


Figura 5.22. Curva de capacidade: deslocamento horizontal na direção +Y (perpendicular à fachada principal).

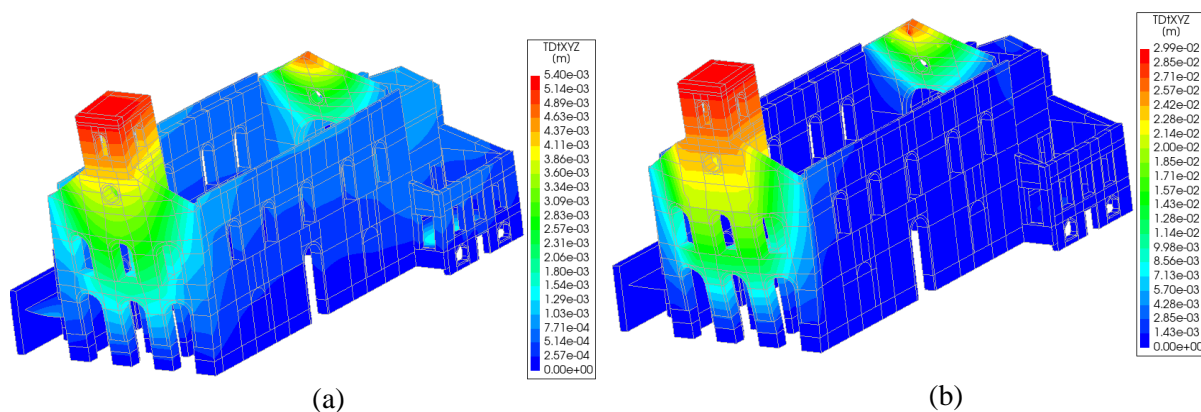


Figura 5.23. Resultante dos deslocamentos para o Sismo +Y: (a) fator de carga igual 0,08 g; (b) fator de carga igual 0,15 g.

O dano do modelo foi avaliado com recurso às extensões principais de tração para um fator de carga de 0,08 g (final da resposta linear), 0,15 g (capacidade máxima de carga) e para o final da análise (Figura 5.24, Figura 5.25 e Figura 5.26).

Para o fator de carga igual a 0,08 g (Figura 5.24), o dano é reduzido, como esperado. A fendilhação ocorre essencialmente nos lintéis da fachada principal e na ligação entre a torre a fachada principal. Ocorre fendilhação nos cunhais de ligação entre a fachada principal e as paredes longitudinais da nave. Os lintéis laterais da torre apresentam também fendilhação.

Quando a estrutura atinge aproximadamente a sua capacidade máxima de carga ($FC = 0,15$ g) (Figura 5.25), o dano evolui tornando-se muito significativo na fachada principal, na parte superior da extremidade sul das paredes longitudinais e na parede do arco. Ocorre dano por flexão para fora do plano na parte superior da parede do arco e na ligação entre a fachada e a torre. Observam-se fendas verticais nos cunhais, na ligação entre a fachada principal e as paredes longitudinais da nave, e nas paredes longitudinais da nave ligeiramente afastadas das primeiras fendas. Verifica-se a existência de fendilhação diagonal por flexão na parte superior da parede do arco, entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e as paredes laterais do altar-mor. Verificam-se também fendas verticais entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e parede do arco, assim como entre a parede do arco e as paredes laterais do altar-mor. A torre apresenta fendilhação por flexão e corte nos lintéis laterais no nível inferior e superior ao coro-alto.

No final da análise (Figura 5.26) é possível evidenciar a existência de dano significativo e a ocorrência de potenciais mecanismos de colapso semelhantes aos referidos na Figura 2.1 e Tabela 2.2. De facto, o dano ocorre nos mesmos elementos estruturais analisados anteriormente, mas de forma mais significativa. O dano concentra-se na fachada principal, sobretudo na parte superior da extremidade sul das paredes longitudinais da nave e na parede do arco. Ocorrem fendas verticais por flexão para fora do plano na parte superior da parede do arco e na fachada principal, na zona da ligação com as paredes da torre. Surge também fendilhação horizontal por flexão na base das paredes da torre, e fendilhação vertical entre a parede do arco e as paredes laterais do altar-mor, assim como junto aos cunhais da fachada principal com as paredes longitudinais da nave, constituindo assim um potencial mecanismo de colapso de derrube da fachada para fora do plano (mecanismo 1 da Figura 2.1). Observa-se ainda a existência de fendas diagonais por flexão na parte superior da parede do arco entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e as paredes laterais do altar-mor (mecanismo 2 da Figura 2.1). Existe ainda fendilhação por flexão no plano nos nembos e lintéis da torre. Por último, o modelo apresenta fendilhação vertical entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e parede do

arco. Os potenciais mecanismos de colapso que se conseguem identificar são os mecanismos 1, 2, 3, 5, 11, 12, 13, 14 e 18 (há ainda a possibilidade de ocorrer o mecanismo 20 – queda de elementos decorativos) (Figura 2.1 e Tabela 2.2).

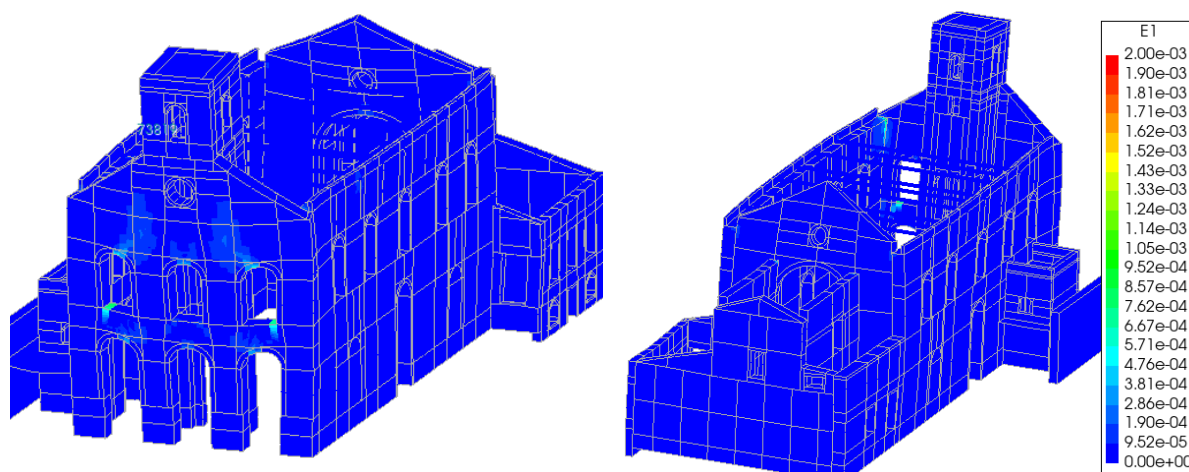


Figura 5.24. Extensões principais nas paredes para o Sismo +Y e FC = 0,08 g.

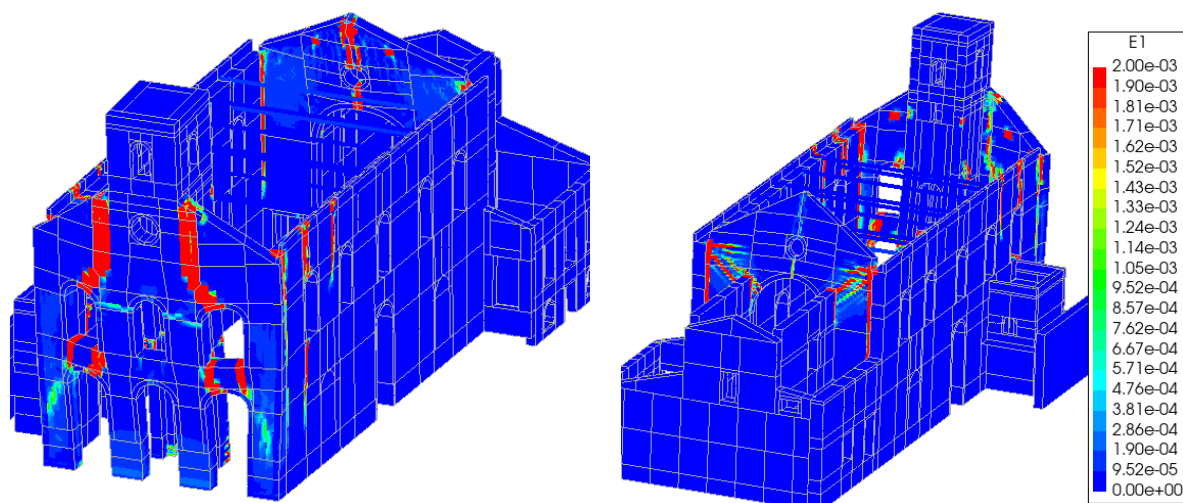


Figura 5.25. Extensões principais nas paredes para o Sismo +Y e FC = 0,15 g.

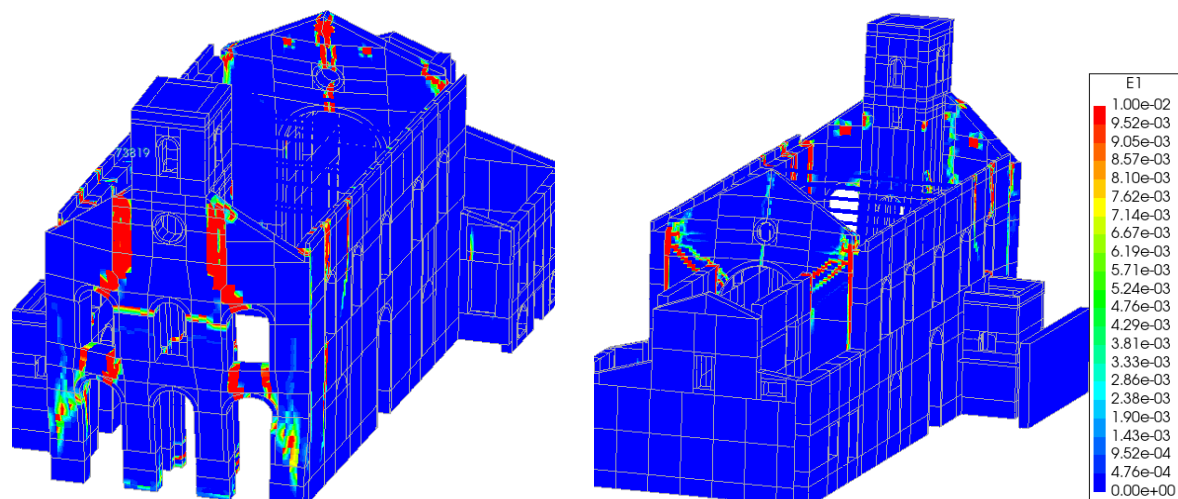


Figura 5.26. Extensões principais nas paredes para o Sismo +Y no fim da análise.

5.2.3.4 Sismo -Y

Na Figura 5.27 apresenta-se as curvas de capacidade para o Sismo -Y para os pontos de controlo no topo da torre e no topo da parede do arco.

Os resultados permitem verificar que os deslocamentos mais elevados ocorrem no topo da torre e na parede do arco, tal como observado para o Sismo +Y (Figura 5.28). No entanto, o deslocamento máximo ocorre no topo da parede do arco. As curvas de capacidade (Figura 5.27) permitem verificar que a estrutura tem uma resposta linear até aproximadamente 0,13 g e deslocamentos de aproximadamente 4 mm na torre e 6 mm na parede do arco. O modelo apresenta uma capacidade máxima de carga é de 0,19 g e deslocamento de 110 mm no topo da torre e 153 mm no topo da parede do arco. No final da análise, os deslocamentos horizontais máximos ocorrem no topo da torre (127 mm) e da parede do arco (170 mm).

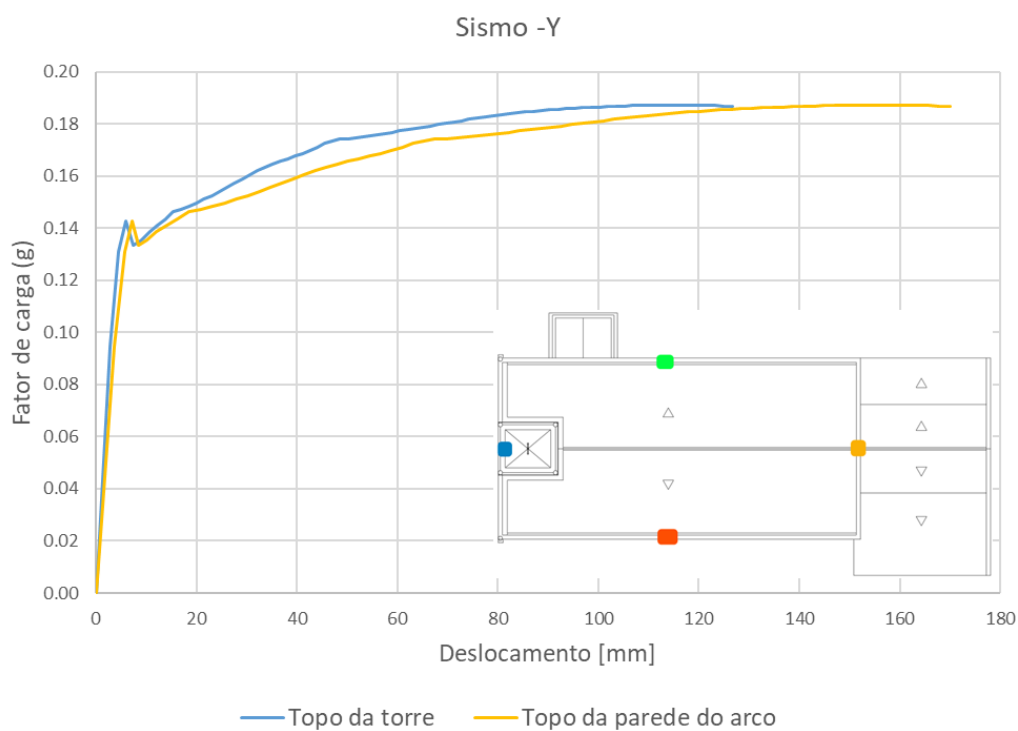


Figura 5.27. Curva de capacidade: deslocamento horizontal na direção -Y (perpendicular à fachada principal).

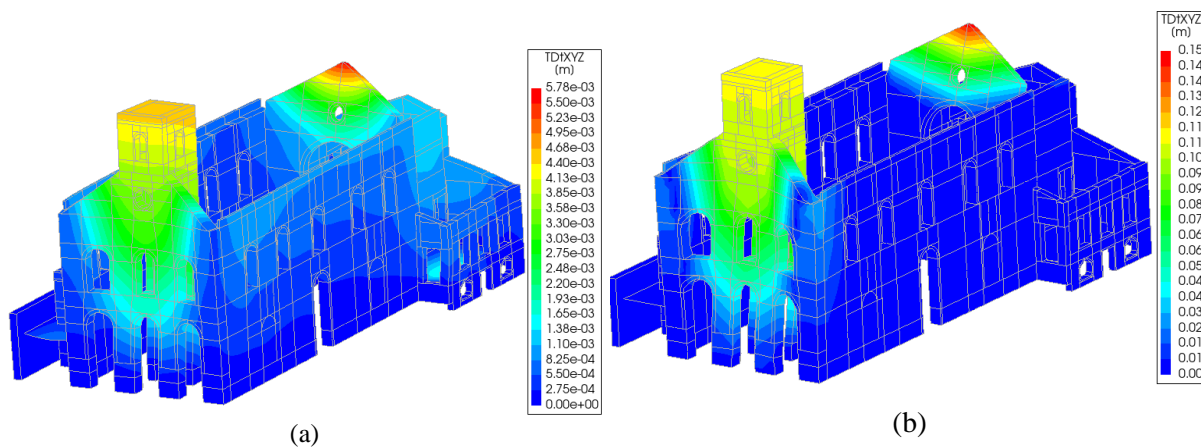


Figura 5.28. Resultante dos deslocamentos para o Sismo -Y: (a) fator de carga igual 0,13 g; (b) fator de carga igual 0,19 g.

O dano foi avaliado, igualmente, com recurso às extensões principais de tração para um fator de carga de 0,13 g (final da resposta linear), 0,19 g (capacidade máxima de carga) e no final da análise (Figura 5.29 e Figura 5.30 e Figura 5.31).

Para o fator de carga igual a 0,13 g (Figura 5.29), a fendilhação ocorre sobretudo nos lintéis da fachada principal e na ligação entre a torre a fachada principal. Os cunhais de ligação entre a fachada principal e as paredes longitudinais da nave apresentam fendas verticais. Além disto, os lintéis laterais da torre apresentam fendilhação por flexão.

Quando a estrutura atinge a sua capacidade máxima de carga ($FC = 0,19$ g) (Figura 5.30), o dano evolui tornando-se severo na fachada principal, na torre e na parede do arco. Ocorre dano por flexão vertical para fora do plano na parte superior da parede do arco e na ligação entre a fachada e a torre. Verifica-se a existência de fendas verticais nos cunhais, na ligação entre a parede de tardoz e as paredes laterais do altar-mor e na parede este da sacristia. Apresenta fendas diagonais por flexão na parte superior da parede do arco, entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e as paredes laterais do altar-mor. Verifica-se também o início de fendas verticais entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e a parede do arco. A torre apresenta fendilhação por flexão e corte nos lintéis laterais e nembos, no nível inferior e superior ao coro-alto. Ocorre ainda o início da fendilhação vertical no topo das paredes longitudinais da nave.

No final da análise (Figura 5.31), o dano da estrutura concentra-se na fachada principal e na parede do arco. Observa-se fendilhação vertical por flexão para fora do plano na parte superior da parede do arco e na fachada principal, na zona da sua ligação às paredes da torre, mas no sentido contrário ao Sismo +Y. Observa-se também fendas horizontais por flexão na base das paredes da torre e na zona central da fachada principal. Ocorre fendilhação vertical entre a parede de tardoz e as paredes laterais do altar-mor. Verifica-se fendilhação vertical devido ao corte e flexão vertical junto aos cunhais da fachada principal com as paredes longitudinais da nave. Surgem fendas diagonais na parte superior da parede do arco, entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e as paredes laterais do altar-mor. Observa-se ainda fendilhação por flexão no plano nos nembos e lintéis da torre. Por último, verifica-se ainda a existência de fendilhação vertical entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e a parede do arco, assim como na torre, junto ao lintel superior ao nível do coro-alto. Os potenciais mecanismos de colapso que se conseguem identificar nesta análise são os mecanismos 2, 3, 5, 11, 12, 13, 14 e 18 (há ainda a possibilidade de ocorrer o mecanismo 20 – queda de elementos decorativos) (Figura 2.1 e Tabela 2.2).

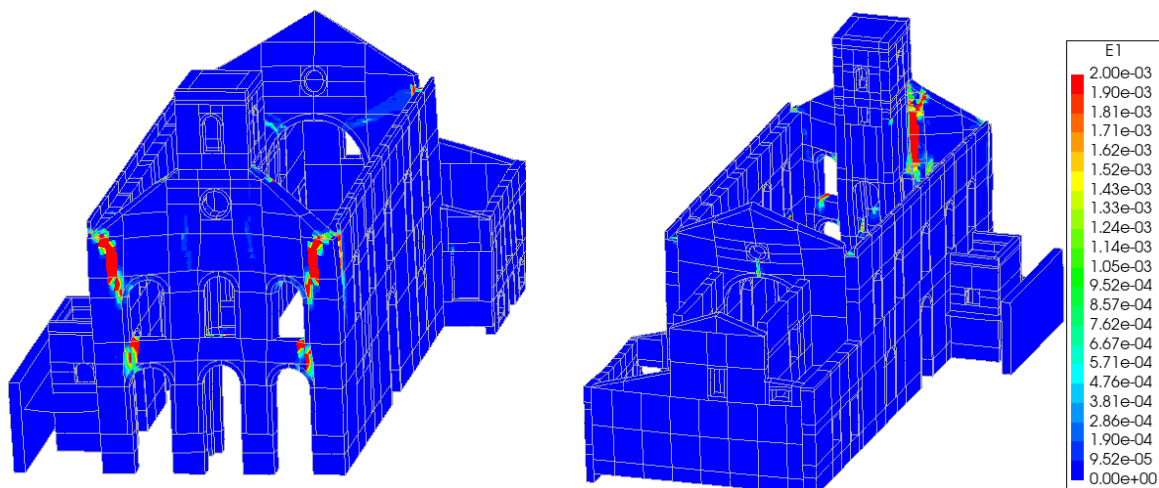


Figura 5.29. Extensões principais nas paredes para o Sismo -Y e FC = 0,13 g.

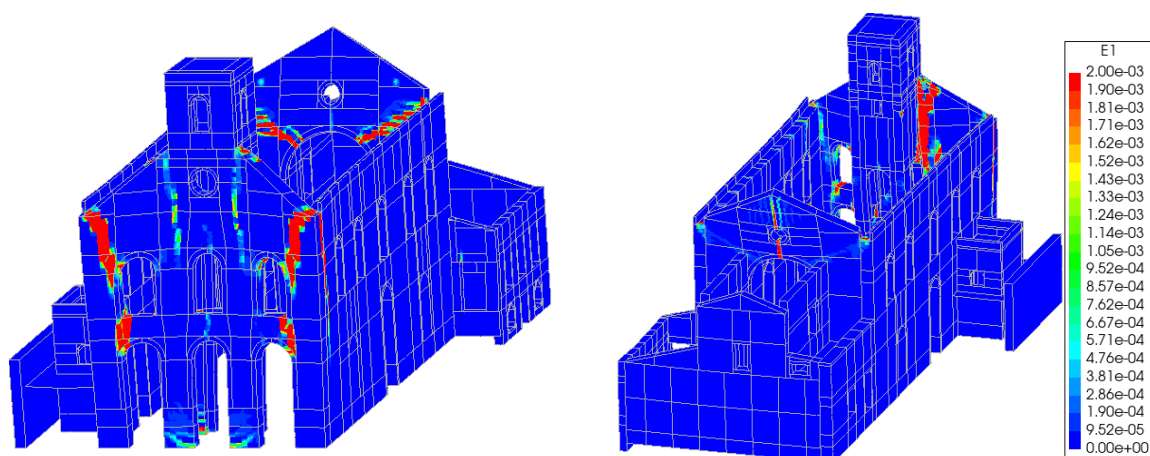


Figura 5.30. Extensões principais nas paredes para o Sismo -Y e FC = 0,19 g.

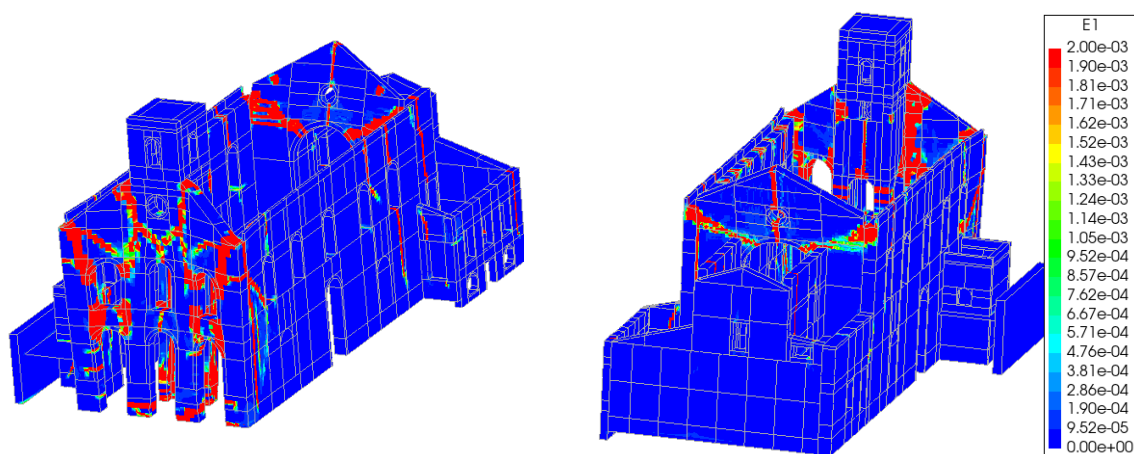


Figura 5.31. Extensões principais nas paredes para o Sismo -Y no fim da análise.

5.2.4 Verificação da estabilidade

A Igreja de São Paulo corresponde a um edifício histórico de alvenaria, com distribuições de massa e rigidez muito particulares, não se tratando de um edifício corrente, tipicamente classificados nos regulamentos de verificação da estabilidade estrutural. Contudo, de modo a efetuar a verificação da estabilidade, procede-se a uma abordagem com base em deslocamentos para a avaliação global da estabilidade, de acordo com a regulamentação (NP EN 1998-1, 2010) e (NP EN 1998-3, 2017), utilizando-se para controlo da resposta os pontos do topo das paredes nas análises da secção 3.2.3. Visto que não estão previstas obras de alteração, ampliação ou reconstrução, a Portaria 302/2019 não se aplica a este caso de estudo (Portaria n.º 302/2019, 2019).

A verificação da estabilidade foi efetuada através da análise da capacidade, sendo a capacidade definida em termos de deslocamento ao nível da cobertura do edifício. De acordo com (NP EN 1998-3, 2017), a capacidade em termos de deslocamento último é considerada como o deslocamento ao nível da cobertura para o qual a resistência lateral total (esforço transversal na base) é inferior a 80% da resistência máxima da estrutura, como resultado do dano e da rotura progressiva dos elementos de contraventamento. A exigência em deslocamento é determinada ao nível da cobertura e correspondente ao deslocamento-alvo definido no Anexo B (Método N2) da (NP EN 1998-1, 2010). O deslocamento-alvo é determinado a partir do espectro de resposta elástica pelo que será necessário definir a ação sísmica de acordo com a (NP EN 1998-1, 2010).

A avaliação da estabilidade depende dos estados limite a verificar e dependem da classe de importância do edifício (NP EN 1998-3, 2017). Segundo a (NP EN 1998-1, 2010), a classe de importância do edifício é definida em função do tipo de utilização. Para o efeito, adotou-se a classe de importância III – *“Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso (...)”*. De acordo com a (NP EN 1998-3, 2017), e para os edifícios pertencentes às classes de importância III e IV, devem ser verificados os estados limites de colapso iminente (NC; período de retorno de 975 anos), de danos severos (SD; período de retorno de 308 anos) e de limitação de dano (DL; período de retorno de 73 anos).

A análise da capacidade da estrutura foi verificada no topo das paredes consideradas na secção 5.2.3 da presente dissertação. Após análise das curvas de capacidade para as quatro direções, verificou-se que o valor do deslocamento último referido no art.º C.3.3 da (NP EN 1998-3,

2017) é demasiado elevado para o edifício em estudo, correspondendo a cerca de 85% da espessura das paredes. Assim, neste estudo considerou-se o deslocamento último (Δu) igual $2/3$ da espessura das referidas paredes, o que corresponde ao critério proposto por (Doherty, et al., 2002) para avaliar o mecanismo de colapso para fora do plano de paredes de alvenaria. A Tabela 5.10 apresenta os valores dos deslocamentos a verificar (valores máximos admissíveis - capacidade).

Tabela 5.10. Estados limites para o mecanismo fora do plano proposto por (Doherty, et al., 2002).

NC	SD	DL
$\Delta u = 2/3.t$	Moderado $0,4.\Delta u$	Moderado $0,13.\Delta u$
	Severo $0,5.\Delta u$	Severo $0,2.\Delta u$

O deslocamento último para as paredes longitudinais da nave, da fachada principal e da parede do arco são apresentados Tabela 5.11, assim como as respectivas capacidades para os três estados limites, de acordo com o proposto por (Doherty, et al., 2002).

Tabela 5.11. Deslocamentos últimos e capacidades das paredes em análise para os estados limites.

	Espessura (t) [mm]	$\Delta u = 2/3.t$ [mm]	Capacidade (C) [mm]		
			NC	SD	DL
			$C_{NC} = \Delta u$	$C_{SD} = 0,4.\Delta u$	$C_{DL} = 0,13.\Delta u$
Paredes longitudinais da nave	880	587	587	235	76
Fachada principal	960	640	640	256	83
Parede do arco	620	413	413	165	54

A verificação da estabilidade para a ação sísmica é garantida se deslocamento-alvo (definido através da curva de capacidade e do espectro de resposta elástico) (exigência), para cada estado limite, for inferior à capacidade da estrutura (valores máximos admissíveis) para o respetivo estado limite.

5.2.4.1 Definição da ação sísmica

Segundo o (NP EN 1998-1, 2010), e para a localização do edifício em estudo, a ação sísmica a considerar corresponde apenas à zona sísmica 2.1 (Açores). De acordo com (Caetano & Ponte, 2020), o edifício em estudo está implantado num solo de depósitos pomíticos. Sendo assim, em conformidade com a secção 3.1.2.2 (Caraterização geotécnica), foi considerado um terreno com um perfil 5 (Açores), o que corresponde a um terreno do tipo C, de acordo com o art.º NA.4.2 a) da (NP EN 1998-1, 2010). Os valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a ação sísmica considerada e para um terreno tipo C estão representados na Tabela 5.12.

Tabela 5.12. Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a ação sísmica, segundo o Anexo Nacional da (NP EN 1998-1, 2010).

Ação Sísmica	Tipo de terreno	a_{gR} [m/s^2]	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
2,1	C	2.5	1,60	0,10	0,25	2,00

em que:

- a_{gR} é a aceleração máxima de referência para um terreno do tipo A;
- S_{max} é o coeficiente do solo indicado no Quadro NA-3.3 do EC8-1;
- T_B é o limite inferior do período do patamar de aceleração espectral constante;
- T_C é o limite superior do período do patamar de aceleração espectral constante;
- T_D é o valor que define o início do ramo de deslocamento constante.

O valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A (a_g), é obtido pela afetação do valor de a_{gR} por um coeficiente de importância (γ_1). O coeficiente de importância para um edifício da classe de importância III é 1,15 (Açores) e o a_g é igual a 2,88 m/s^2 . Note-se que o cálculo do deslocamento-alvo considera a ductilidade da estrutura.

De acordo com a (NP EN 1998-3, 2017), os valores de a_{gR} devem ser multiplicados pelos coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência, para cada um dos estados limites considerados, por forma a se obter a aceleração máxima de referência para aplicação da (NP EN 1998-3, 2017). Deste modo, para cada direção, existem três espectros elásticos de acelerações, ou seja, um para cada estado limite. Os coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência estão indicados na Tabela 5.13.

Tabela 5.13. Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da (NP EN 1998-3, 2017) (a'_{gR}).

Estado limite	Ação sísmica Tipo 2 (Açores)	a'_{gR} [m/s ²]	a'_g [m/s ²]
Colapso iminente (NC)	1,22	3,05	3,51
Danos severos (SD)	0,89	2,23	2,56
Limitação de danos (DL)	0,55	1,38	1,58

A Figura 5.32 apresenta os espectros de resposta elástica de acelerações para o sismo tipo 2. As linhas verticais a preto, contínua e a traço interrompido, representam respetivamente o período modal 1, com 0,41s, e período modal 2, com 0,31s.

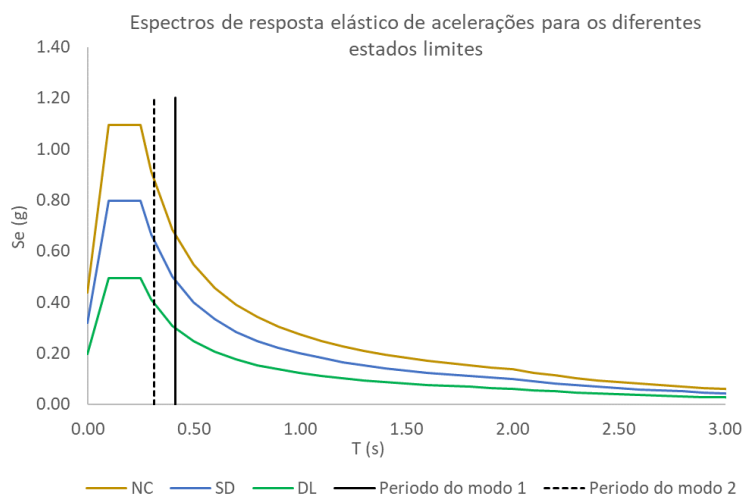


Figura 5.32. Espectro de resposta elástico de acelerações para a ação sísmica do tipo 2.

5.2.4.2 Determinação do deslocamento-alvo (Método N2)

Para determinar o deslocamento-alvo de acordo com o Método N2, inicialmente procede-se à transformação da estrutura num sistema equivalente de um grau de liberdade. Esta transformação é efetuada através de um coeficiente de transformação (I) obtido diretamente no programa DIANA para cada direção e modo de vibração. Do mesmo modo, também a massa de um sistema equivalente (massa equivalente) de um grau de liberdade (m^*) pode ser obtida diretamente a partir do programa DIANA para cada direção e modo de vibração.

Para calcular os restantes pontos de desempenho é necessário determinar a curva idealizada bilinear força/deslocamento (elasto-perfeitamente plástica). A força F^* e o deslocamento d^* do sistema equivalente de um grau de liberdade são calculadas através das seguintes equações:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (3)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4)$$

em que F_b e d_n são, respetivamente, a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

A força F_b é obtida através do produto entre o fator de carga da curva de capacidade (em m/s^2) e a massa total (m) do edifício:

$$F_b = a \cdot m \quad (5)$$

o deslocamento d_n é o deslocamento associado ao fator de carga na mesma curva de capacidade.

A força de cedência F_y^* , que representa, também, a resistência última do sistema idealizado, é igual à força de corte na base para a formação do mecanismo plástico (ponto A da Figura 5.33). A rigidez do sistema idealizado é determinada de tal forma que as áreas sob as curvas força/deslocamento reais e idealizadas sejam iguais (Figura 5.33).

O deslocamento limite de plasticidade do sistema idealizado de um grau de liberdade d_y^* é obtido por:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (6)$$

em que E_m^* é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

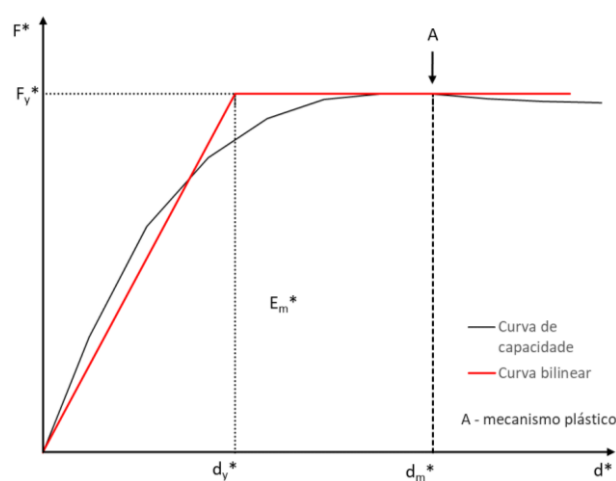


Figura 5.33. Determinação da curva bilinear idealizada força/deslocamento.

O período do sistema idealizado equivalente de um grau de liberdade é determinado por:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (7)$$

O deslocamento-alvo (\$d_{et}^*\$) da estrutura com um período \$T^*\$ e um comportamento elástico ilimitado é obtido por:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (8)$$

em que \$S_e(T^*)\$ é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período \$T^*\$ e para o estado limite em análise.

As expressões para determinar o deslocamento-alvo (\$d_t^*\$) dependem do período, ou seja, para estruturas de baixo período e para estruturas de períodos médios ou longos utilizam-se diferentes critérios. Assim:

a) \$T^* < T_c\$ (períodos curtos)

Se \$F_y^*/m^* \ge S_e(T^*)\$, a resposta é elástica e:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (9)$$

Se \$F_y^*/m^* < S_e(T^*)\$, a resposta é não linear e:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (10)$$

em que q_u é a relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado $S_e(T^*)$ e na estrutura com resistência limitada F_y^*/m^* .

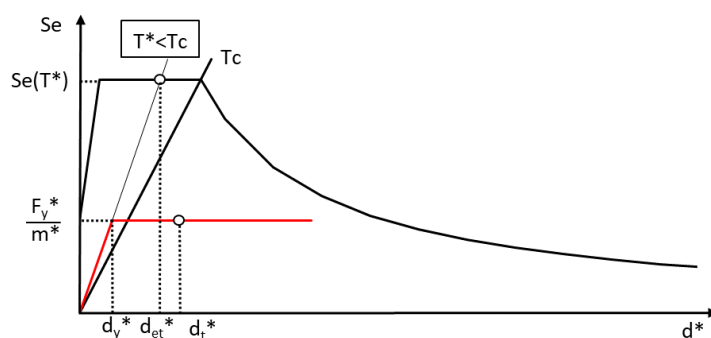
$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (11)$$

Não é necessário tomar d_t^* com valor superior a $3 d_{et}^*$.

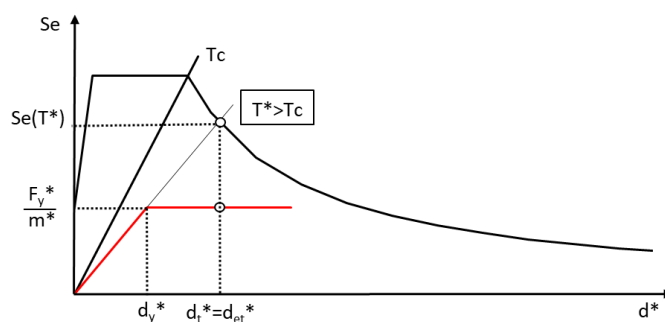
b) $T^* \geq T_c$ (períodos médios e longos)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (12)$$

A Figura 5.34 a) e b) representam a determinação do deslocamento-alvo no sistema de eixos aceleração-deslocamento para períodos curtos e períodos longos. O período T^* é representado pela linha desde a origem do sistema de coordenadas até ao ponto do espectro de resposta elástico definido pelas coordenadas d_{et}^* e $S_e(T^*)$.



(a) Períodos curtos



(b) Períodos médios e longos

Figura 5.34. Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade.

O deslocamento-alvo do sistema com vários graus de liberdade é obtido pela equação:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (13)$$

O deslocamento-alvo corresponde ao nó de controlo.

5.2.4.3 Sismo +X

Para o sismo +X, perpendicular às paredes longitudinais da nave, o modo de vibração principal é o modo 1. O valor da massa total do modelo numérico (m) e a tabela dos modos de vibração, de modo a obter o valor da massa equivalente (m^*) e do coeficiente de transformação (Γ) do modo 1 foram obtidos diretamente no DIANA (Tabela 5.14).

Tabela 5.14. Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 1.

m [ton]	m^* [ton]	Γ
2.320,0	231,0	3,60

A partir destes valores, é possível determinar os parâmetros da curva bilinear (Tabela 5.15).

Tabela 5.15. Valores dos parâmetros da curva bilinear na direção +X.

F_y^* [kN]	E_m^* [J]	d_m^* [mm]	d_y^* [mm]	T^* [s]
904,0	5.719,2	8,4	4,1	0,20

A Figura 5.35 representa a curva de capacidade e bilinear do sistema de um só grau de liberdade para a direção +X.

O deslocamento alvo para um sistema de um grau de liberdade varia em função do estado limite em análise. Deste modo, procedeu-se ao cálculo do espectro elástico para cada estado limite e determinou-se os respetivos parâmetros definidores do deslocamento-alvo para um sistema de um grau de liberdade e o deslocamento-alvo para o sistema com vários graus de liberdade (ver Tabela 5.16 e Figura 5.36). A Figura 5.36 ilustra os pontos de desempenho com a curva de capacidade e os espectros elásticos para os diferentes estados limites.

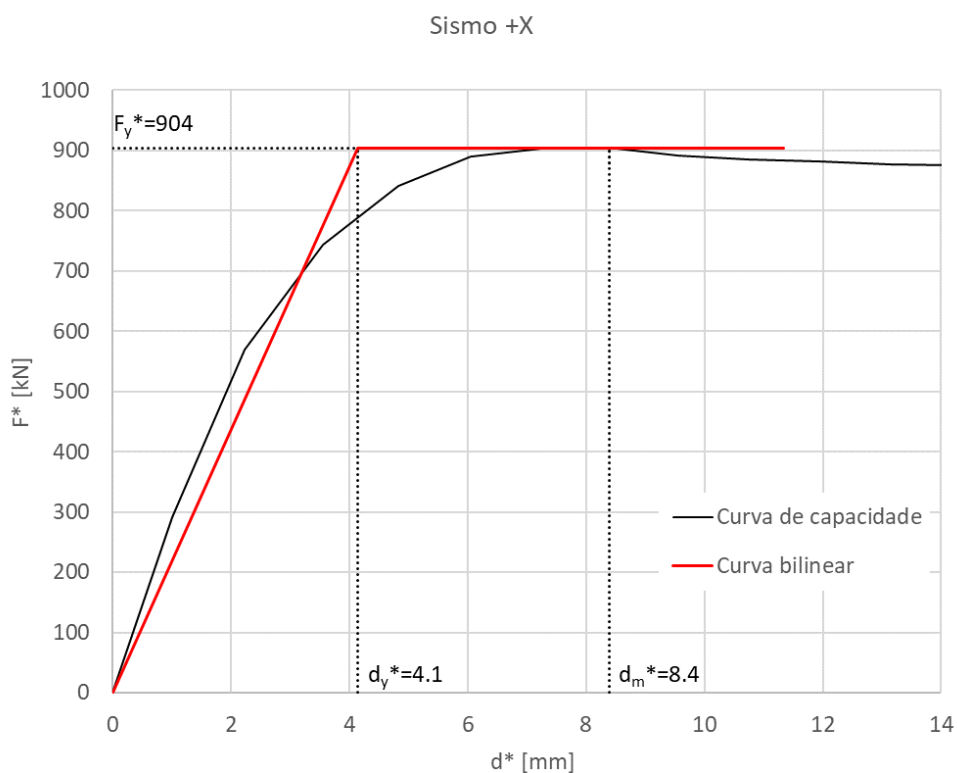


Figura 5.35. Curva de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção +X.

Tabela 5.16. Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção +X).

	F_y^*/m^* [g]	$S_e(T^*)$ [g]	d_{ei}^* [mm]	q_u	d_i^* [mm]	d_i [mm]
NC	0,40	1,09	11,3	2,74	13,0	46,6
SD	0,40	0,80	8,3	2,00	9,2	33,1
DL	0,40	0,49	5,1	1,24	5,3	19,2

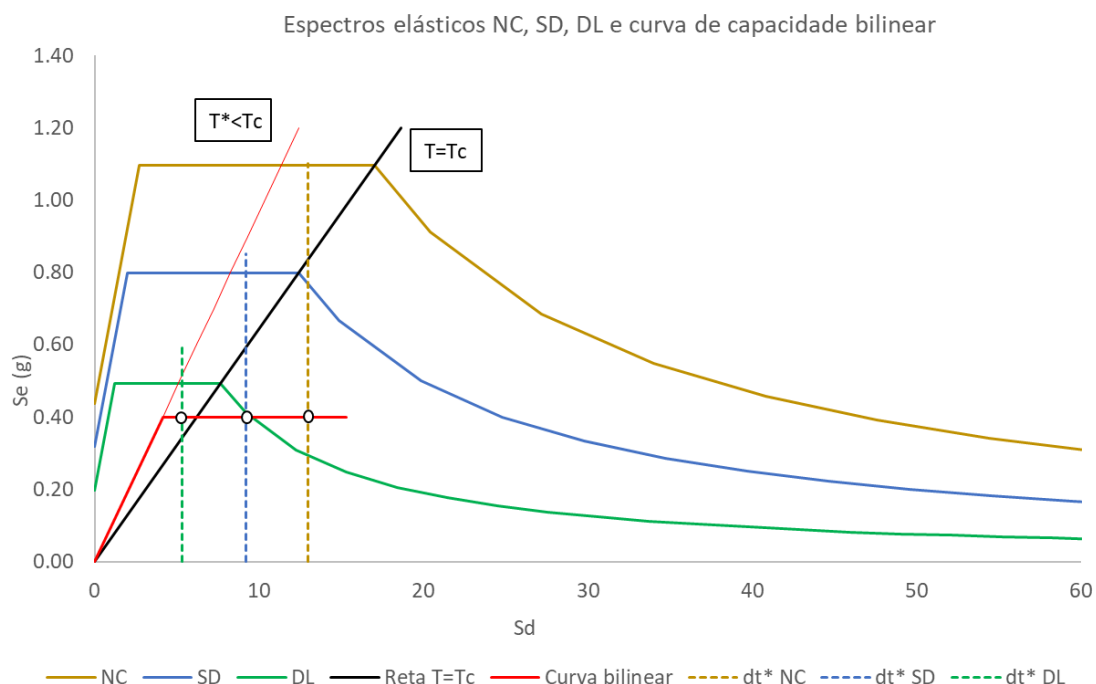


Figura 5.36. Deslocamento-alvo para a direção +X para os diferentes estados limites.

Após o cálculo do deslocamento-alvo (exigência), procede-se à comparação com a capacidade calculada anteriormente. O edifício analisado verifica a segurança na direção +X em todos os estados limites, no ponto de controlo considerado, conforme se pode verificar na Tabela 5.17.

Tabela 5.17. Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção +X.

	Capacidade (C) [mm]		Exigência [mm]
NC	$C_{NC} = \Delta u$	586,7	46,6
SD	$C_{SD} = 0,4 \Delta u$	234,7	33,1
DL	$C_{DL} = 0,13 \Delta u$	76,3	19,2

O dano foi avaliado com recurso às extensões principais de tração para os deslocamentos da exigência de cada estado limite. Através da relação entre o valor da resistência à tração e o módulo de elasticidade da alvenaria das paredes obtém-se o valor da extensão para iniciar-se a fendilhação (Tabela 5.18). Para análise do dano, foi adotado o valor máximo para as extensões principais de $E_1=0,002$, o que corresponde a um valor muito superior ao valor do início do dano, e que já apresenta uma boa perceção das zonas onde ocorrem danos.

Tabela 5.18. Extensões principais no início do dano.

Paredes	Laterais da nave	Fachada	Torre	Arco	Geral
E [GPa]	4,5	2,2	6,4	1,7	1,5
f_t [MPa]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$E_I = f_t/E$	2,22E-05	4,55E-05	1,56E-05	5,88E-05	6,67E-05

No estado limite de colapso iminente (NC) (Figura 5.37), a estrutura apresenta fendilhação em todas as paredes. Ocorre fendilhação horizontal por flexão na base das paredes longitudinais da nave e nas paredes da torre, na fachada principal e na parede lateral do altar-mor nascente. Ocorre fendilhação vertical por flexão para fora do plano na parte superior das paredes longitudinais da nave e nas paredes laterais do altar-mor. Observam-se fendas verticais junto ao cunhal da parede do arco com a parede longitudinal oeste da nave e entre a parede da entrada da sacristia com a parede longitudinal este da nave. Ocorre fendilhação diagonal nos cunhais e fendilhação por corte na fachada principal, na parede do arco, no batistério, na parede de tardoz e na sacristia. Os lintéis e os nembos da fachada principal e da torre apresentam fendilhação generalizada (Figura 5.38). Devido à menor rigidez da parede norte da torre, é possível verificar alguma rotação relativa ao plano da fachada principal, causando a abertura de fendas na ligação entre o lintel superior e o nembro localizado ao nível do coro-alto desta parede da torre (Figura 5.38). Os potenciais mecanismos de colapso que se conseguem identificar são o mecanismo 1, 3, 5, 11, 13, 14, 17 e 18 (há ainda a possibilidade de ocorrer o mecanismo 20 – queda de elementos decorativos) (Figura 2.1 e Tabela 2.2).

O estado limite de danos severos (SD) (Figura 5.39) apresenta o mesmo tipo dano que o estado limite de colapso iminente (NC), porém com menor severidade. Continua evidente o dano por flexão na base das paredes longitudinais da nave, da fachada e da torre, assim como as fendas diagonais nos cunhais e a fendas verticais por flexão na parte superior das paredes longitudinais da nave. A fendas diagonais por corte também surgem para este estado limite. Verifica-se ainda a existência de fendas verticais junto ao cunhal da parede do arco com a parede longitudinal oeste da nave, e entre a parede da entrada da sacristia e a parede lateral este.

No estado limite de limitação de danos (DL) (Figura 5.40) torna-se menos evidente os danos na estrutura em comparação com os estados limites anteriores (dano com menor severidade). No entanto, ocorre fendilhação horizontal na base das paredes longitudinais. Os lintéis na fachada principal e torre apresentam fendilhação por flexão no plano. Além disto, os cunhais

apresentam fendas verticais, assim como a parte superior das paredes longitudinais da nave. A fachada principal, o batistério e a parede do arco apresentam fendas diagonais por corte.

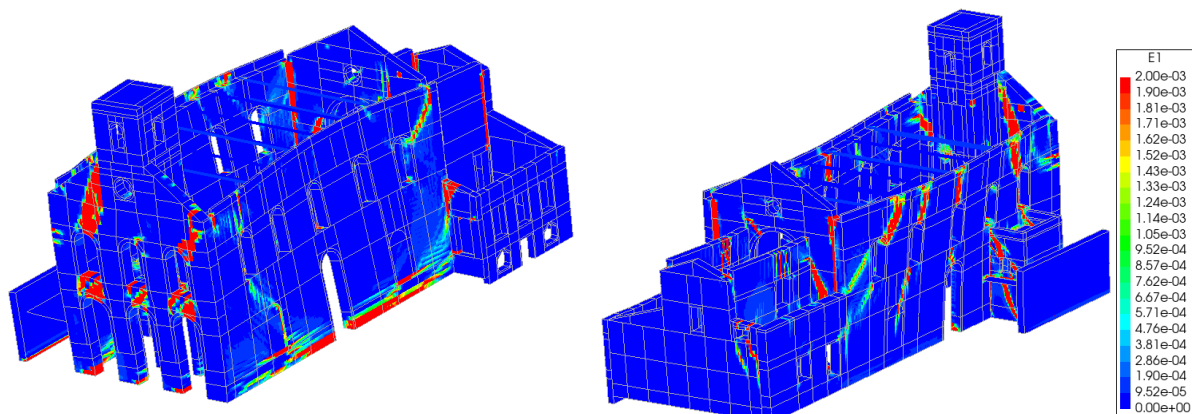


Figura 5.37. Extensões principais nas paredes para a direção +X, para o estado limite de colapso iminente (NC).

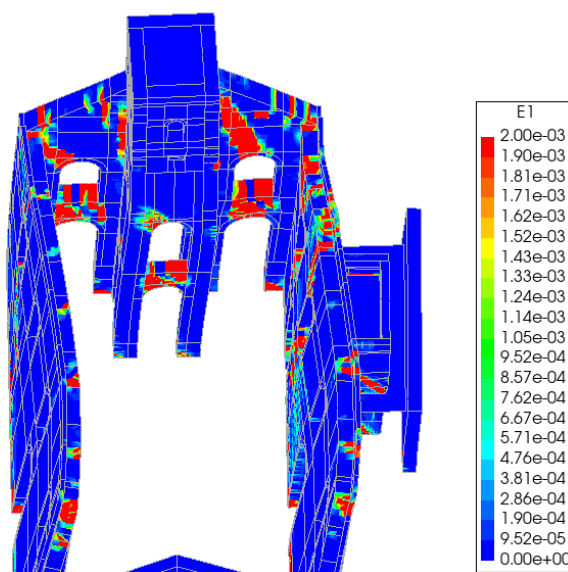


Figura 5.38. Vista interior do dano na parede norte da torre para a direção +X, para o estado limite de colapso iminente (NC).

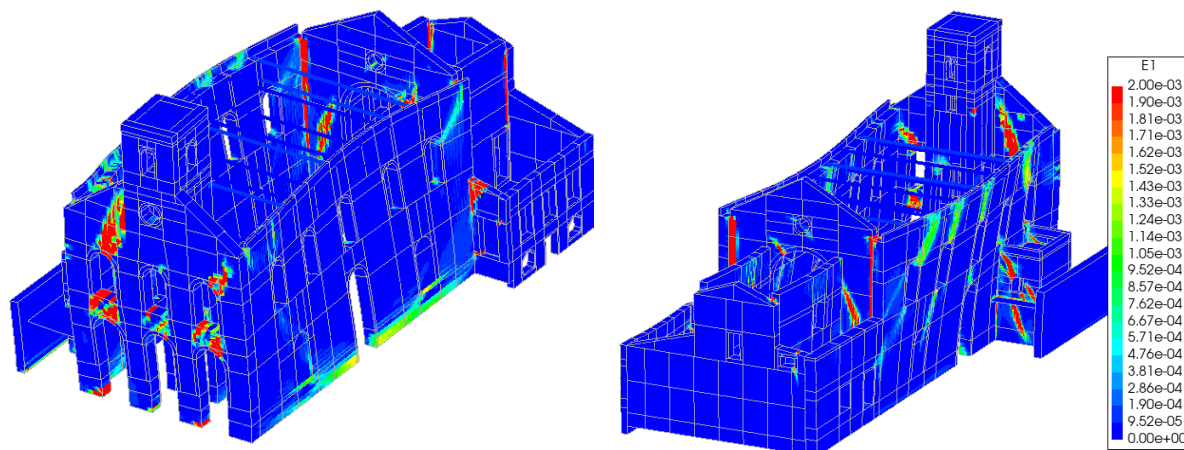


Figura 5.39. Extensões principais nas paredes para a direção +X, para o estado limite de danos severos (SD).

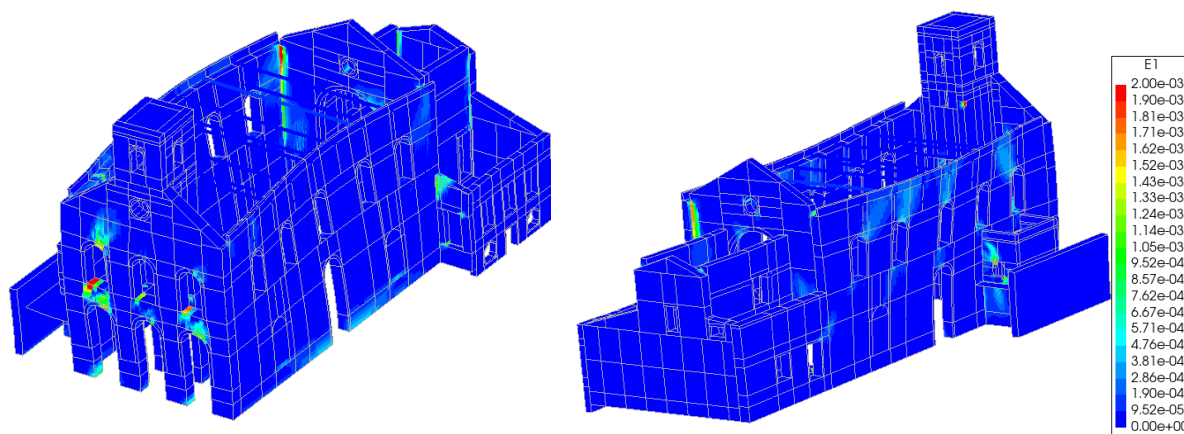


Figura 5.40. Extensões principais nas paredes para a direção +X, para o estado limite de limitação de dano (DL).

5.2.4.4 Sismo -X

Para o sismo -X, o modo de vibração principal é igualmente o modo 1. Os valores da massa equivalente (m^*) e do coeficiente de transformação (Γ), mantêm-se os mesmos (Tabela 5.19).

Tabela 5.19. Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 1.

m [ton]	m^* [ton]	Γ
2.320,0	230,8	3,60

Os parâmetros da curva bilinear estão apresentados na Tabela 5.20.

Tabela 5.20. Valores dos parâmetros da curva bilinear na direção -X.

F_y^* [kN]	E_m^* [J]	d_m^* [mm]	d_y^* [mm]	T^* [s]
833,0	12.750,4	17,9	5,2	0,24

A Figura 5.41 apresenta a curva de capacidade bilinear do sistema de um grau de liberdade para a direção -X.

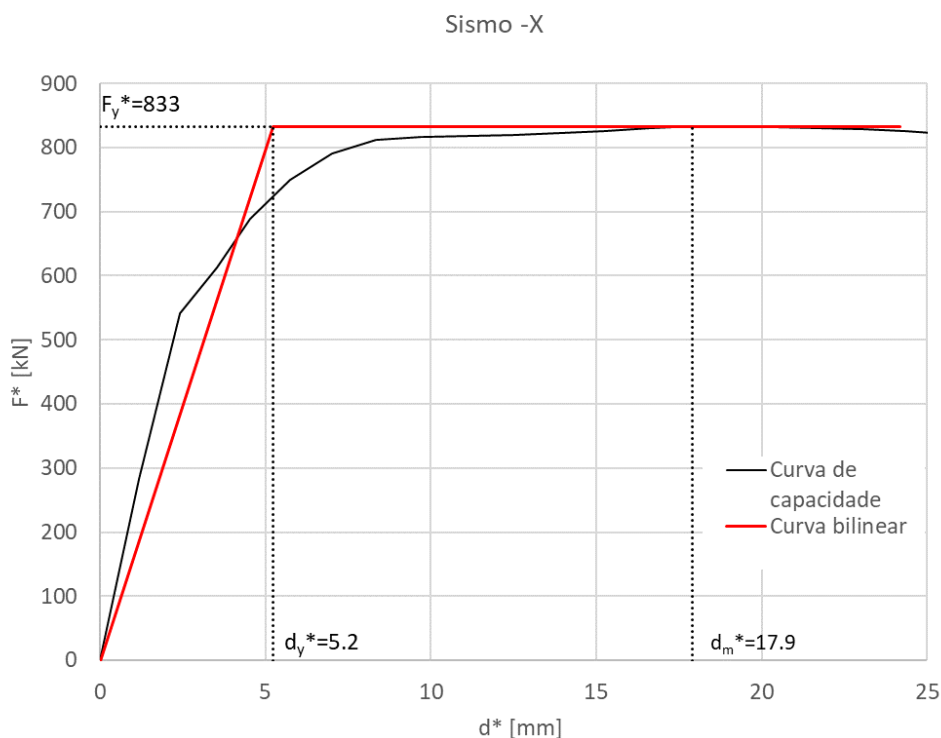


Figura 5.41. Curva de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção -X.

Os parâmetros necessários para determinação do deslocamento-alvo para um sistema de um grau de liberdade e o deslocamento-alvo para o sistema com vários graus de liberdade são apresentados na Tabela 5.21. A Figura 5.42 ilustra os pontos de desempenho na curva de capacidade e nos espectros elásticos para os diferentes estados limites.

O edifício analisado verifica a segurança na direção -X em todos os estados limites, no ponto de controlo considerado (ver Tabela 5.22).

Tabela 5.21. Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção -X).

	F_y^*/m^* [g]	$S_e(T^*)$ [g]	d_{et}^* [mm]	q_u	d_t^* [mm]	d_t [mm]
NC	0,37	1,09	15,5	2,97	16,0	57,6
SD	0,37	0,80	11,3	2,17	11,6	41,8
DL	0,37	0,49	7,0	1,34	7,1	25,5

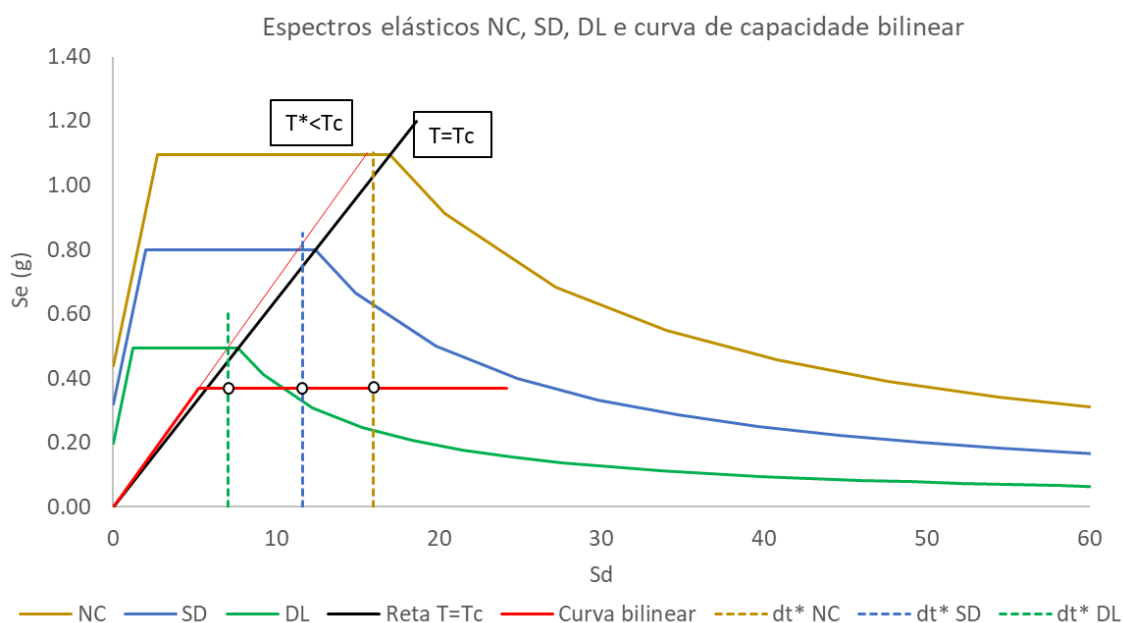


Figura 5.42. Deslocamento-alvo para a direção -X para os diferentes estados limites.

O edifício analisado verifica a segurança em todos os estados limites, conforme pode-se concluir através da Tabela 5.22.

Tabela 5.22. Avaliação sísmica na direção -X.

	Capacidade (C) [mm]		Exigência [mm]
NC	$C_{NC} = \Delta u$	586,7	57,6
SD	$C_{SD} = 0,4.\Delta u$	234,7	41,8
DL	$C_{DL} = 0,13.\Delta u$	76,3	25,5

Os parâmetros de análise do dano para o sismo -X são iguais ao sismo +X pelo que as propriedades da Tabela 5.18 são as mesmas a aplicar.

As distribuições e severidades dos danos verificados para a ação sísmica na direção -X para o estado limite de colapso iminente (Figura 5.43 e Figura 5.44), de danos severos (Figura 5.45) e de limitação de danos (Figura 5.46) são semelhantes aos ocorridos na direção +X, para os respetivos estados limites (ver secção 5.2.4.3).

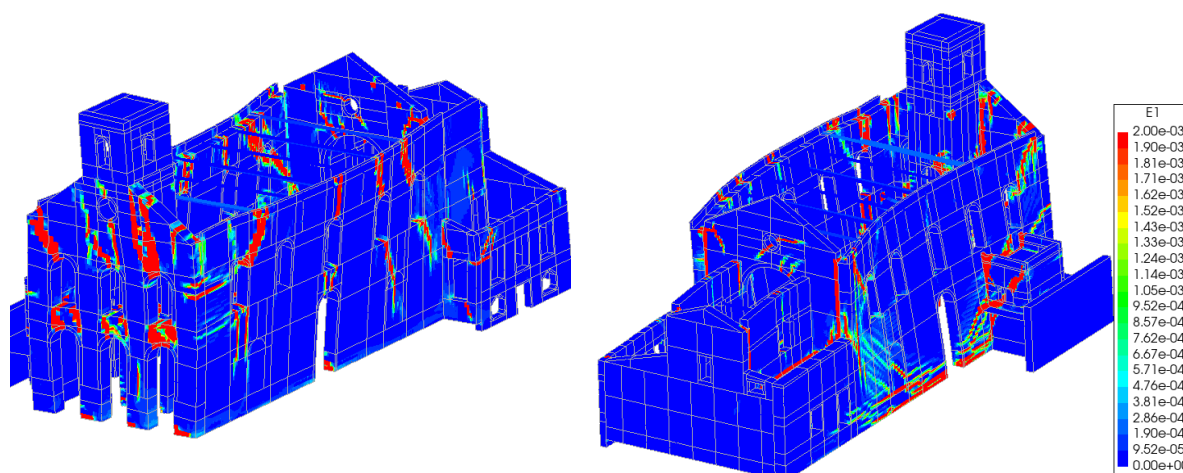


Figura 5.43. Extensões principais nas paredes para a direção -X, para o estado limite de colapso iminente (NC).

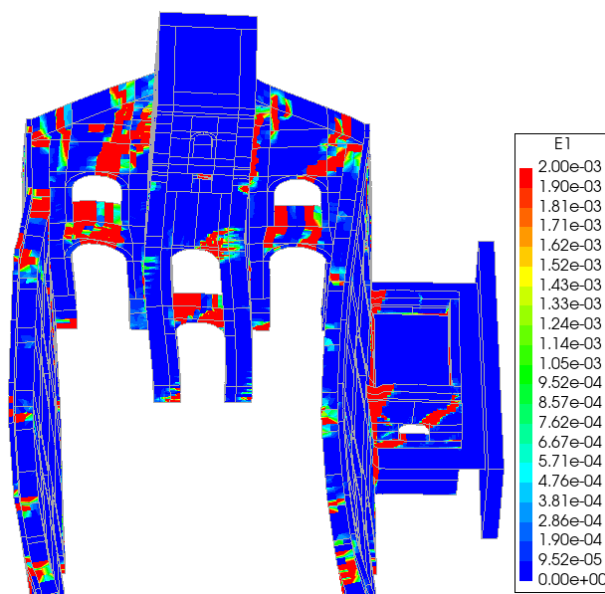


Figura 5.44. Vista interior do dano na parede norte da torre para a direção -X, para o para o estado limite de colapso iminente (NC).

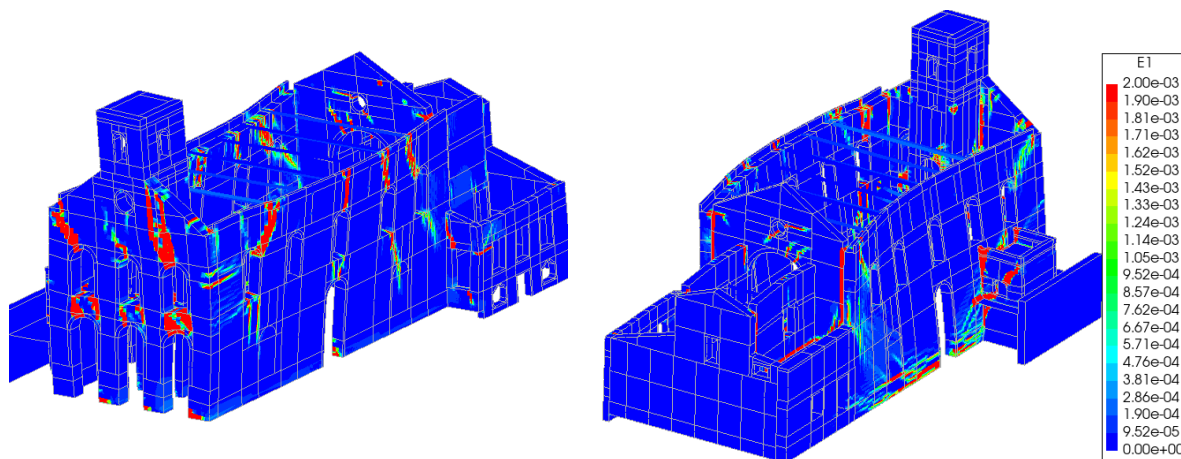


Figura 5.45. Extensões principais nas paredes para a direção -X, para o estado limite de danos severos (SD).

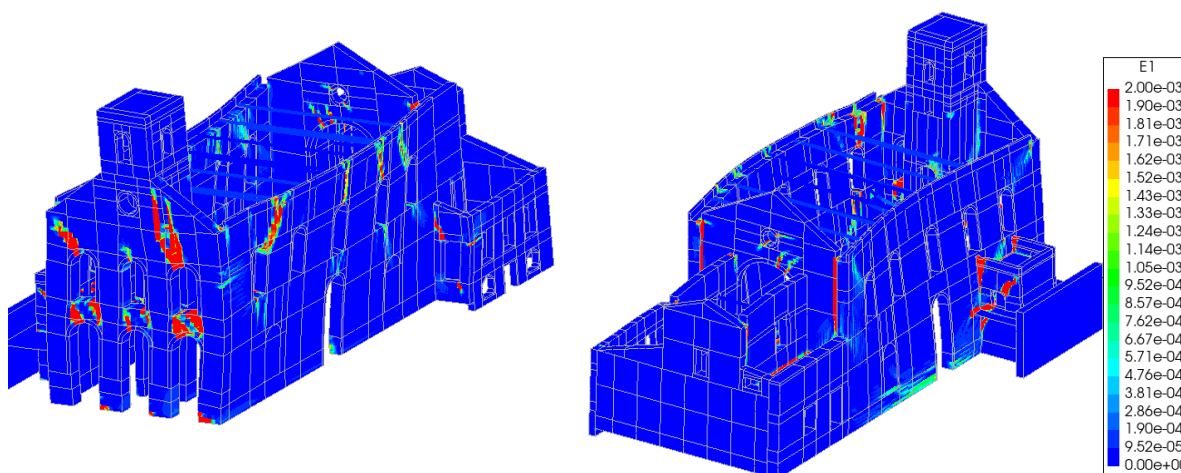


Figura 5.46. Extensões principais nas paredes para a direção -X, para o estado limite de limitação de dano (DL).

5.2.4.5 Sismo +Y

O sismo +Y tem direção perpendicular à fachada principal e o modo de vibração de interesse corresponde ao modo 2. Tal como anteriormente efetuado para a direção X, o valor da massa total do modelo numérico (m) e a tabela dos modos de vibração, de modo a obter o valor da massa equivalente (m^*) e do coeficiente de transformação (Γ) (Tabela 5.23) foram obtidos diretamente no DIANA.

Tabela 5.23. Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 2.

m [ton]	m^* [ton]	Γ
2.320,0	203,4	1,83

Os parâmetros das curvas bilineares para cada caso estão apresentados na Tabela 5.24.

Tabela 5.24. Valores dos parâmetros das curvas bilineares na direção +Y.

Parede	F_y^* [kN]	E_m^* [J]	d_m^* [mm]	d_y^* [mm]	T^* [s]
Topo da torre	1.930,3	69.453,9	41,9	11,9	0,22
Parede do arco	1.930,3	60.700,3	36,7	10,6	0,21

A Figura 5.47 apresenta as curvas de capacidade bilinear do sistema de um grau de liberdade, respetivamente, para a torre e para a parede do arco.

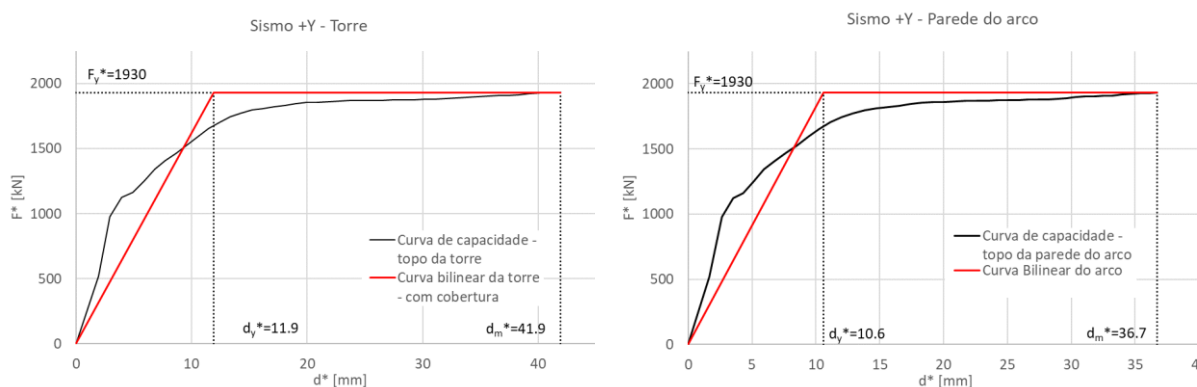


Figura 5.47. Curvas de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção +Y.

Os parâmetros para definição do deslocamento-alvo para um sistema de um grau de liberdade e o deslocamento-alvo para o sistema com vários graus de liberdade são apresentados na Tabela 5.25. A Figura 5.48 ilustra graficamente os pontos de desempenho nas curvas de capacidade e nos espectros elásticos para os diferentes estados limites.

Tabela 5.25. Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção +Y).

		F_y^*/m^* [g]	$S_e(T^*)$ [g]	d_{ei}^* [mm]	q_u	d_i^* [mm]	d_t [mm]
Torre	NC	0,97	1,09	13,5	1,13	13,7	25,1
	SD	0,97	0,80	9,8	-	9,8	18,0
	DL	0,97	0,49	6,1	-	6,1	11,1
Parede do arco	NC	0,97	1,09	12,0	1,13	12,3	22,5
	SD	0,97	0,80	8,7	-	8,7	16,0
	DL	0,97	0,49	5,4	-	5,4	9,9

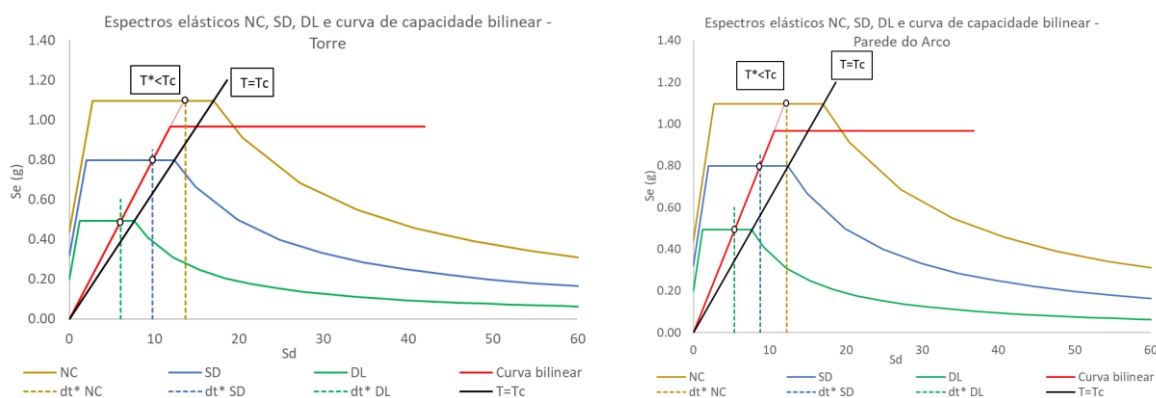


Figura 5.48. Deslocamento-alvo para a direção +Y para os diferentes estados limites no ponto de controlo no topo da torre e na parede do arco.

O edifício analisado verifica a segurança na direção +Y em todos os estados limites, para os pontos de controlo considerados, conforme pode-se concluir através da Tabela 5.26.

Tabela 5.26. Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção +Y.

		Capacidade (C) [mm]		Exigência [mm]
Torre	NC	$C_{NC} = \Delta u$	640,0	25,1
	SD	$C_{SD} = 0,4.\Delta u$	256,0	18,0
	DL	$C_{DL} = 0,13.\Delta u$	83,2	11,1
Parede do arco	NC	$C_{NC} = \Delta u$	413,3	22,5
	SD	$C_{SD} = 0,4.\Delta u$	165,3	16,0
	DL	$C_{DL} = 0,13.\Delta u$	53,7	9,9

Os parâmetros de análise do dano para o Sismo +Y são iguais ao Sismo +X, pelo que se considerou os mesmos critérios da Tabela 5.18 e do Sismo +X para avaliar a distribuição do dano para cada estado limite.

No estado limite de colapso iminente (NC) (Figura 5.49), a estrutura apresenta concentração de dano na fachada principal, na parte superior da extremidade sul das paredes longitudinais da nave e na parede do arco. Surgem fendas verticais por flexão para fora do plano na parte superior da parede do arco e na fachada principal, nomeadamente na zona de ligação com as paredes da torre. Surgem também fendas horizontais por flexão na base das paredes da torre. Existem fendas verticais entre a parede do arco e as paredes laterais do altar-mor, assim como junto aos cunhais da fachada principal com as paredes longitudinais da nave, apresentando um potencial mecanismo de colapso de derrube da fachada para fora do plano (mecanismo 1 da Figura 2.1). Registam-se ainda fendas diagonais por flexão na parte superior da parede do arco, entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e as paredes laterais do altar-mor (mecanismo 2 da Figura 2.1). Surgem fendas por flexão no plano nos nembos e nos lintéis da torre. Verifica-se também a existência de fendas verticais nos cunhais das paredes longitudinais da nave e a parede do arco. Os potenciais mecanismos de colapso que se conseguem identificar são os mecanismos 1, 2, 3, 5, 11, 12, 13, 14 e 18 (há ainda a possibilidade de ocorrer o mecanismo 20 – queda de elementos decorativos) (Figura 2.1 e Tabela 2.2).

O estado limite de danos severos (SD) (Figura 5.50) apresenta o mesmo dano que o estado limite de colapso iminente (NC), mas com menor gravidade. Continua evidente o dano por flexão vertical para fora do plano na parte superior da parede do arco e na ligação entre a fachada e a torre. Verifica-se a existência de fendas verticais nos cunhais, na ligação entre a fachada principal e as paredes longitudinais da nave, e também nestas paredes ligeiramente afastadas das primeiras fendas. Verifica-se alguma fendilhação diagonal por flexão na parte superior da parede do arco entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e as paredes laterais do altar-mor. Verifica-se também fendilhação vertical entre os cunhais das paredes longitudinais da nave e a parede do arco, assim como fendilhação vertical entre a parede do arco e as paredes laterais do altar-mor. A torre apresenta fendilhação por flexão nos lintéis laterais no nível inferior e superior do coro-alto.

No estado limite de limitação de danos (DL) (Figura 5.51), o dano da estrutura é, como esperado, menos significativo em comparação com os estados limites anteriores. Ainda assim,

verifica-se a existência de dano por flexão vertical para fora do plano na parte superior da parede do arco e na ligação entre a fachada e a torre. Existe algumas fendas verticais na parte superior dos cunhais, na ligação entre a fachada principal com as paredes longitudinais da nave e nas mesmas paredes numa zona ligeiramente afastadas das primeiras fendas. Surge ainda alguma fendilhação vertical nos cunhais das paredes longitudinais da nave e a parede do arco, e alguma fendilhação vertical entre a parede do arco e as paredes laterais do altar-mor. A torre apresenta fendilhação por flexão nos lintéis laterais ao nível do coro-alto.

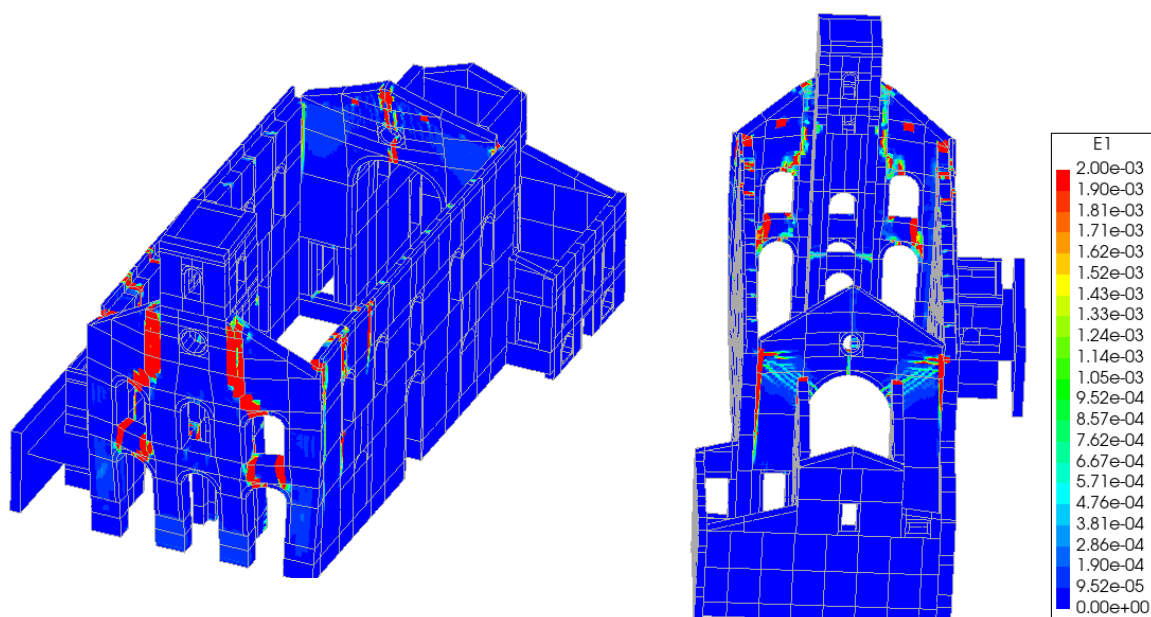


Figura 5.49. Extensões principais nas paredes para a direção +Y, para o estado limite de colapso iminente (NC).

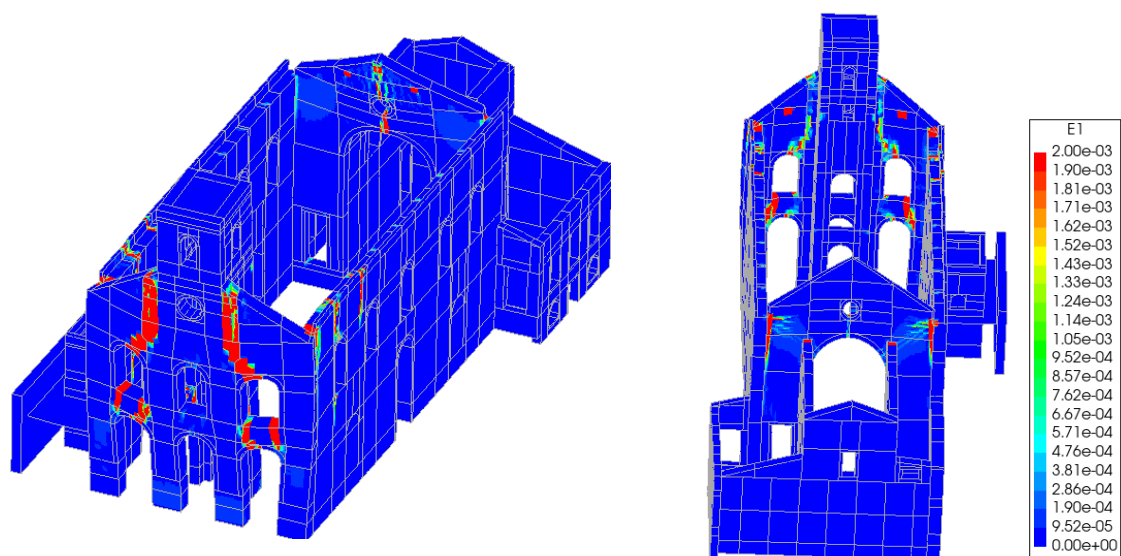


Figura 5.50. Extensões principais nas paredes para a direção +Y, para o estado limite de danos severos (SD).

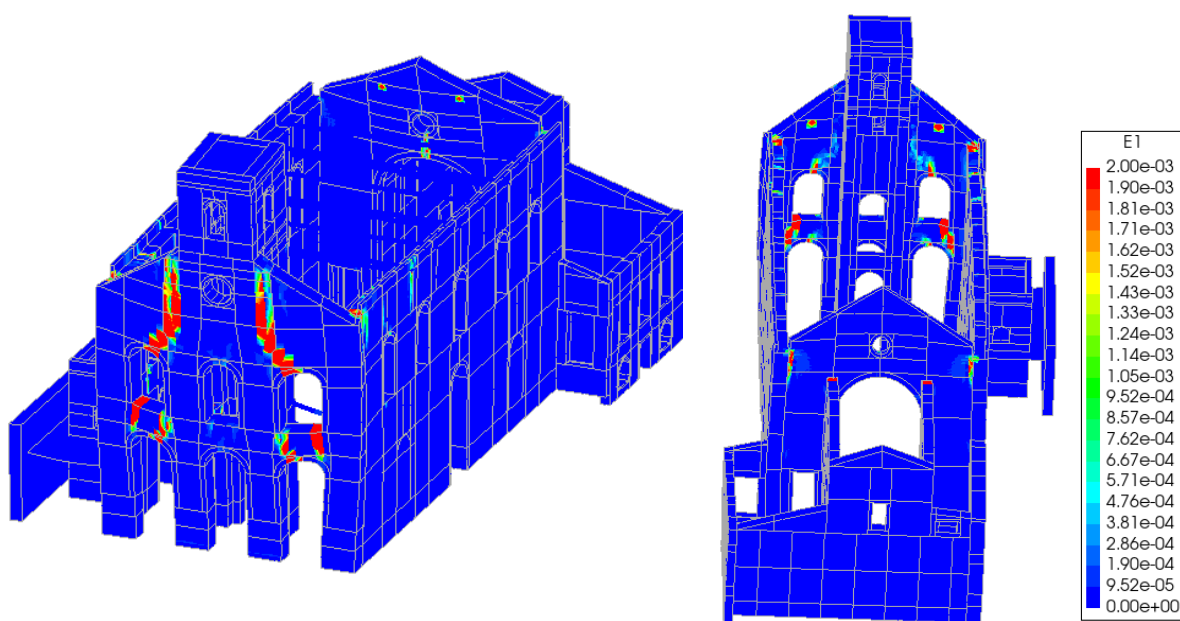


Figura 5.51. Extensões principais nas paredes para a direção +Y, para o estado limite de limitação de dano (DL).

5.2.4.6 Sismo -Y

O sismo na direção -Y tem direção perpendicular à fachada principal e o modo de vibração de interesse é, tal como para a direção +Y, o modo 2. A massa total do modelo numérico (m) e a tabela dos modos de vibração, de modo a obter o valor da massa equivalente (m^*) e do coeficiente de transformação (I) (Tabela 5.23) foram obtidos através do DIANA.

Tabela 5.27. Valores da massa total, massa equivalente e coeficiente de transformação para o modo 2.

m [ton]	m^* [ton]	Γ
2.320,0	203,4	1,83

Os parâmetros das curvas bilineares para cada caso estão apresentados na Tabela 5.24. A Figura 5.52 apresenta as curvas de capacidade bilineares do sistema de um grau de liberdade.

Tabela 5.28. Valores dos parâmetros das curvas bilineares na direção -Y.

Parede	F_y^* [kN]	E_m^* [J]	d_m^* [mm]	d_y^* [mm]	T^* [s]
Topo da torre	2.323,6	124.334,9	60,0	13,0	0,21
Parede do arco	2.323,6	168.646,3	81,3	17,5	0,25

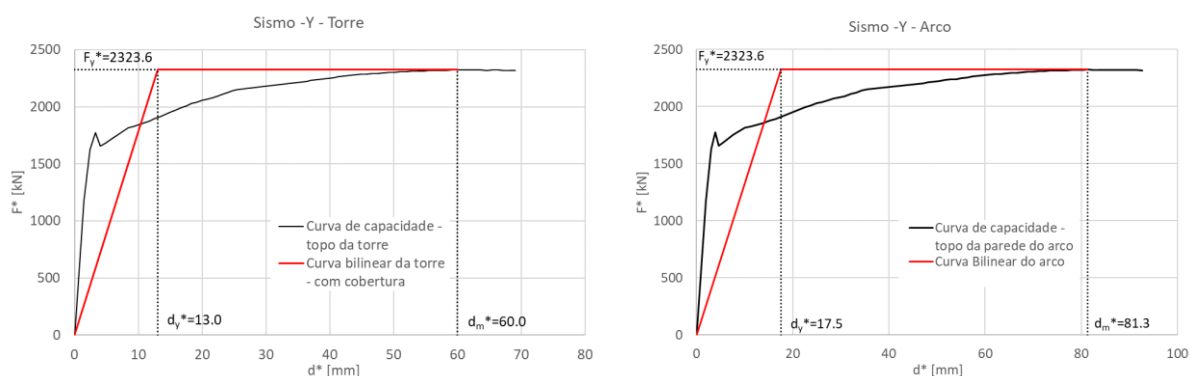


Figura 5.52. Curvas de capacidade bilinear de um grau de liberdade para a direção -Y.

Os parâmetros utilizados para definir os deslocamentos-alvo para um sistema de um grau de liberdade e os deslocamentos-alvo para o sistema com vários graus de liberdade são apresentados na Tabela 5.29. A Figura 5.53 ilustra os pontos de desempenho nas curvas de capacidade e nos espectros elásticos para os diferentes estados limites.

Tabela 5.29. Parâmetros da determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade (direção -Y).

		F_y^*/m^* [g]	$S_e(T^*)$ [g]	d_{el}^* [mm]	q_u	d_t^* [mm]	d_t [mm]
Torre	NC	1,16	1,09	12,2	-	12,2	22,4
	SD	1,16	0,80	8,9	-	8,9	16,3
	DL	1,16	0,49	5,5	-	5,5	10,1
Parede do arco	NC	1,16	1,09	16,5	-	16,5	30,2
	SD	1,16	0,80	12,0	-	12,0	22,0
	DL	1,16	0,49	7,4	-	7,4	13,6

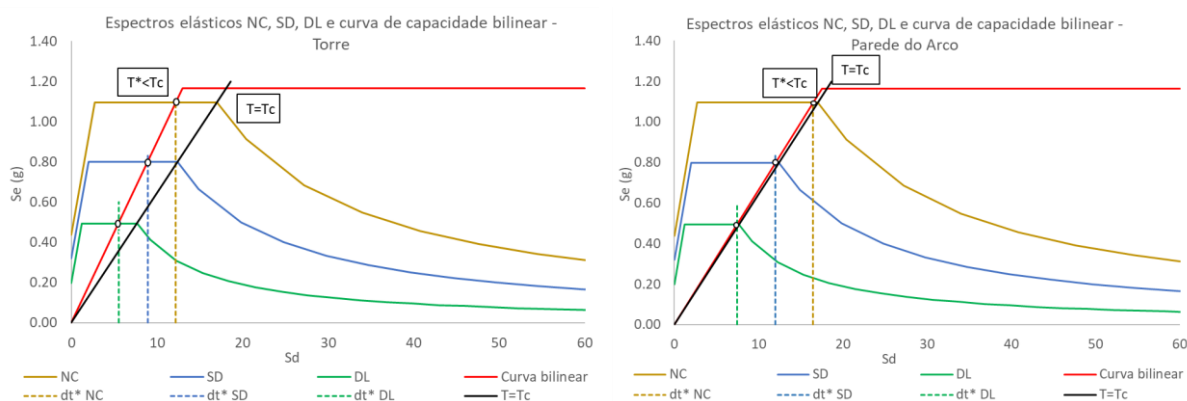


Figura 5.53. Deslocamento-alvo para a direção -Y para os diferentes estados limites no ponto de controlo no topo da torre e na parede do arco.

O edifício analisado verifica a segurança na direção -Y em todos os estados limites, nos pontos de controlo considerados (ver Tabela 5.30).

Tabela 5.30. Verificação da estabilidade para a ação sísmica na direção -Y.

		Capacidade (C) [mm]	Exigência [mm]
Torre Modelo com cobertura	NC	$C_{NC} = \Delta u$	640,0
	SD	$C_{SD} = 0,4.\Delta u$	256,0
	DL	$C_{DL} = 0,13.\Delta u$	83,2
Arco Modelo com cobertura	NC	$C_{NC} = \Delta u$	413,3
	SD	$C_{SD} = 0,4.\Delta u$	165,3
	DL	$C_{DL} = 0,13.\Delta u$	53,7

Os parâmetros de análise do dano para o sismo -Y são iguais aos parâmetros das outras análises pelo que as propriedades da Tabela 5.18 são as mesmas a aplicar.

As distribuições e severidades dos danos verificados para a ação sísmica na direção -Y para o estado limite de colapso iminente (Figura 5.54), de danos severos (Figura 5.55) e de limitação de danos (Figura 5.56) são semelhantes aos ocorridos na direção +Y, para os respetivos estados limites (ver secção 5.2.4.5).

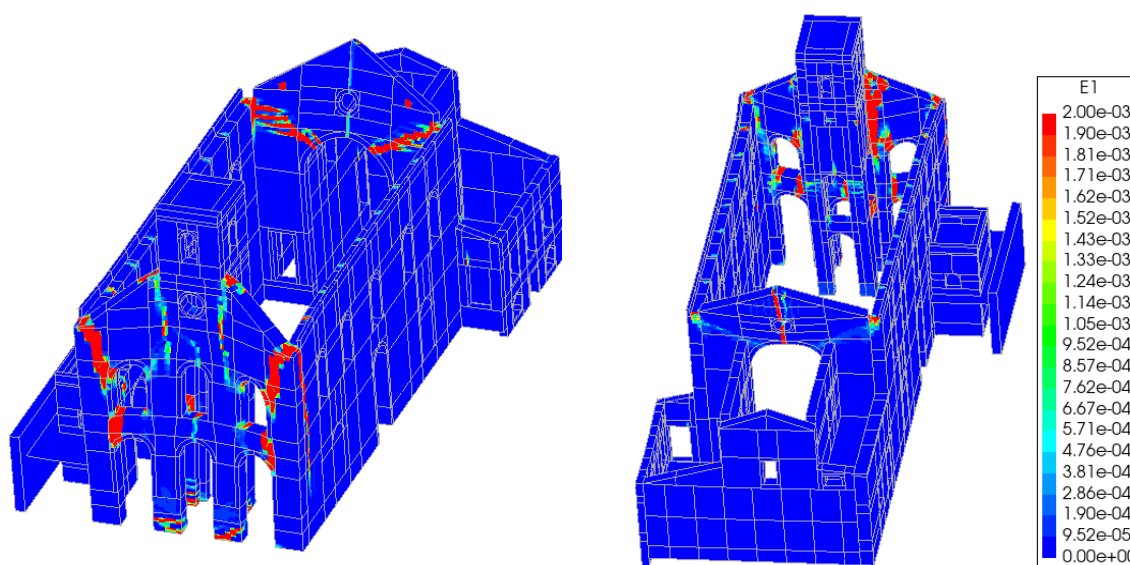


Figura 5.54. Extensões principais nas paredes para a direção -Y, para o estado limite de colapso iminente (NC).

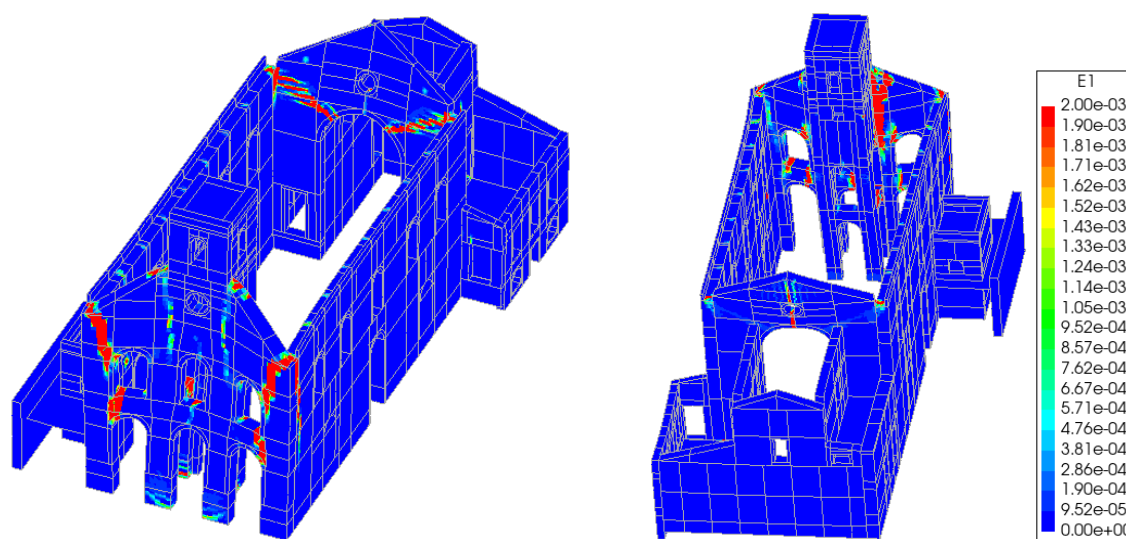


Figura 5.55. Extensões principais nas paredes para a direção -Y, para o estado limite de danos severos (SD).

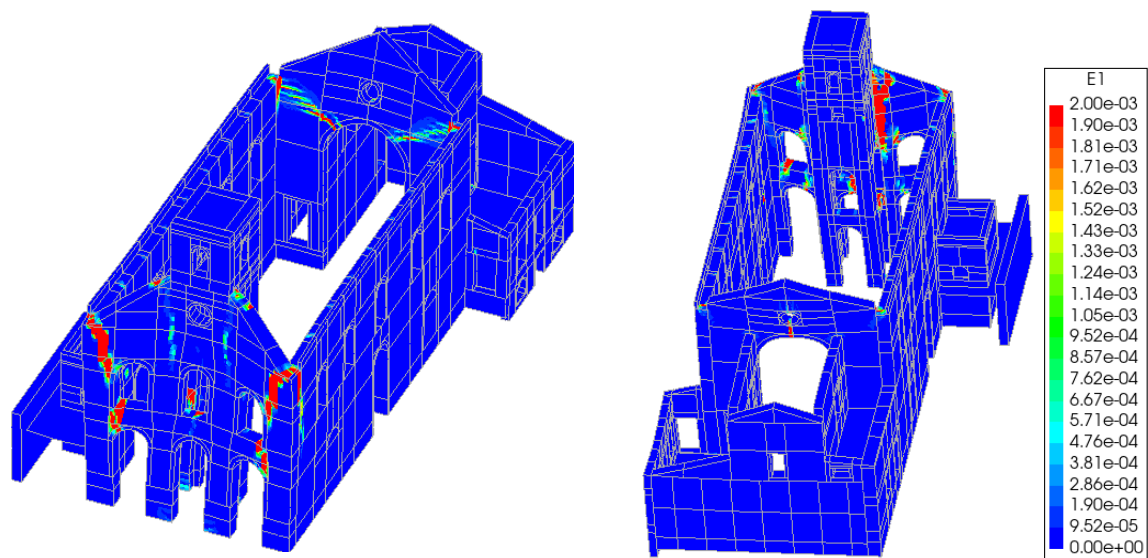


Figura 5.56. Extensões principais nas paredes para a direção -Y, para o estado limite de limitação de dano (DL).

6. Conclusões e trabalhos futuros

Os edifícios históricos, em particular as igrejas, desempenham um papel crucial no contexto cultural e social das comunidades locais. O estudo da vulnerabilidade sísmica da Igreja de São Paulo na Ribeira Quente, objetivo primeiro desta investigação, representa um marco importante para a igreja e para a freguesia, devido à sua estreita ligação entre o edifício e a comunidade, e à incerteza em relação ao seu comportamento estrutural em caso de sismo.

Esta investigação envolveu quatro pontos essenciais, abordados com detalhe ao longo do presente documento: (i) a recolha de informação sobre o sismo de 1998 nas ilhas do Pico e Faial, importante para a compreensão da vulnerabilidade sísmica dos edifícios de alvenaria dos Açores, em especial os edifícios históricos; (ii) a caracterização detalhada da área de estudo, através da qual foi possível traçar uma linha temporal, desde os primórdios depósitos pomíticos resultantes da erupção vulcânica de 1630, passando pelas construções e colapsos das primeiras duas ermidas até à construção da igreja atual. Importa sublinhar que esta fase do trabalho contribuiu não só para o entendimento do contexto e da história do edifício, mas também para a sensibilização das entidades responsáveis pela gestão do património em relação a vulnerabilidade sísmica destes edifícios; (iii) a caracterização do estado atual e das características materiais e estruturais da igreja, através de uma campanha experimental que envolveu uma inspeção visual detalhada de toda a estrutura, e a utilização de ensaios sísmicos para estimar o módulo de elasticidade das alvenarias de pedra, e de ensaios de identificação dinâmica para determinar as propriedades modais da estrutura; e (iv) a avaliação do desempenho sísmico por meio de uma análise estática não linear. Para conduzir esta análise, foi inicialmente desenvolvido um modelo numérico com base no método dos elementos finitos, o qual foi posteriormente ajustado com base nas frequências dos modos de vibração estimados através de ensaios de identificação dinâmica. Essa avaliação concentrou-se na análise da resposta sísmica, examinando as curvas de capacidade, deslocamento e danos da estrutura. Em seguida, foi efetuada uma verificação da estabilidade de acordo com a (NP EN 1998-3, 2017), comparando a capacidade da estrutura com a exigência do deslocamento-alvo. A exigência foi calculada de acordo com o Método N2 definido no Anexo B da (NP EN 1998-1, 2010).

6.1 Principais conclusões

Os resultados da análise sísmica permitiram verificar que o dano apresenta características específicas para cada direção do sismo, nomeadamente, a resposta em regime linear elástico, a resposta não linear até à sua capacidade máxima em força e a resposta não linear pós-pico.

Em termos gerais, na direção X (transversal), o dano concentra-se sobretudo: nas paredes de alvenaria longitudinais da nave com fendas horizontais na base, fendas diagonais junto dos cunhais e fendas verticais no topo e nos cunhais; na fachada principal, nomeadamente fendas nos lintéis, fendas diagonais no topo e fendas horizontais na base; e na parede do arco, onde se observam fendas diagonais no topo e a meia altura.

Na direção Y (longitudinal), o dano concentra-se essencialmente: nas paredes de alvenaria da fachada principal e na torre, apresentando fendas verticais e diagonais; e na parede do arco, com fendas verticais e diagonais no topo.

Na verificação da estabilidade, constata-se que a estrutura verifica a segurança para ambas as direções para os critérios adotados para a modelação numérica, análise estrutural e verificação da estabilidade estrutural. Assim, recomenda-se validar as conclusões obtidas neste estudo através de outras técnicas de modelação, e de análise estrutural e diferentes critérios de verificação da estabilidade disponíveis para edifícios históricos de alvenaria (ver secção 6.2).

Em quaisquer estados limite, a resposta da estrutura é não linear, ou seja, a estrutura encontra-se em regime não linear e apresenta dano estrutural para a ação sísmica. Em geral, a análise o dano permite verificar que as extensões principais de tração (indicador do dano) encontram-se consideravelmente acima do seu limite linear. No estado limite de limitação de danos (DL), a estrutura já exhibe danos consideráveis. À medida que se aproxima do estado limite de danos severos (SD), observa-se uma progressão significativa do dano, e no estado limite de colapso iminente (NC), essa progressão se intensifica, resultando em danos substanciais que afetam praticamente toda a estrutura.

É importante notar que o edifício é mais vulnerável na direção -X (parede longitudinal na nave sem elementos ortogonais) do que o sismo na direção +X, devido às assimetrias da estrutura na direção transversal. Quanto à direção Y, a estrutura apresenta uma resposta sísmica semelhante em ambas as direções. No entanto, a estrutura apresenta um desempenho ligeiramente inferior na direção +Y, com a fachada e a torre a deformarem-se para o exterior. Além disso, foram

identificados vários potenciais mecanismos de colapso, nomeadamente os mecanismos 1, 2, 3, 5, 11, 12, 13, 14, 17 e 18 (com a possibilidade adicional do mecanismo 20 - queda de elementos decorativos), conforme ilustrado na Figura 2.1 e Tabela 2.2.

Por último, é importante salientar que o modelo numérico utilizado nesta análise presume que a estrutura apresenta ligações perfeitas, nomeadamente nos cunhais, entre as coberturas e as paredes de alvenaria, bem como nas ligações dos tirantes metálicos às paredes de alvenaria de pedra. Assim, estas considerações devem ser verificadas e validadas através de uma inspeção detalhada do edifício (ver secção 6.2).

6.2 Trabalhos futuros

Por forma a validar os resultados obtidos neste estudo e a melhorar a avaliação do comportamento sísmico da Igreja de São Paulo, bem como reduzir a sua vulnerabilidade sísmica, são apresentadas as seguintes recomendações para trabalhos futuros:

1. **Inspeção e diagnóstico:** recomenda-se efetuar uma inspeção complementar ao edifício, nomeadamente às ligações entre os elementos da cobertura e as paredes de alvenaria, às ligações dos tirantes às paredes de alvenaria, incluindo as dimensões das placas de ancoragem, às ligações entre paredes ortogonais de alvenaria (abertura de janelas de inspeção nos locais onde é possível remover o reboco) e às fundações (abertura de poços de inspeção), e efetuar ensaios de caracterização do solo de fundação (ensaios SPT e ensaios *crosshole*), tendo por objetivo melhorar o conhecimento sobre as características da estrutura que têm influência relevante no seu comportamento sísmico.
2. **Validação dos resultados obtidos e melhoria da avaliação do desempenho sísmico:** recomenda-se validar e melhorar as conclusões obtidas através da análise não linear estática e do método N2 com recurso a outros tipos de análise estrutural, tais como a análise limite com macroblocos rígidos, a análise não linear multimodal, considerando os modos superiores com possível relevância para o comportamento dinâmico da estrutura e a análise não linear dinâmica com integração no tempo e aplicação de acelerogramas na base da estrutura. Além disso, recomenda-se avaliar a contribuição da estrutura da cobertura (efetuar um modelo sem cobertura e com a massa total do edifício) e dos tirantes existentes (efetuar um modelo sem tirantes e com a massa total do edifício) para o comportamento sísmico do edifício. Por último, recomenda-se ainda

a efetuar uma verificação local da estabilidade dos elementos estruturais não abrangidos pelos pontos de controlo adotados neste estudo, com recurso aos estados limites para o comportamento no plano e para fora do plano de elementos estruturais de alvenaria, bem como avaliar diferentes metodologias para definir a curva bilinear de um grau de liberdade para aplicação do método N2 (por exemplo, curva trilinear com rigidez inicial igual à rigidez inicial da curva de capacidade da estrutura).

3. **Redução da vulnerabilidade sísmica:** apesar da estrutura verificar os critérios de estabilidade para ação sísmica, para as considerações adotadas neste estudo académico, e tendo em consideração que o edifício (religioso com elementos decorativos) apresenta dano em todos os estados limites, recomenda-se avaliar a eficiência de diferentes técnicas de reforço através da análise numérica, tais como: (1) aplicação de ancoragens em aço inox com manga injetada com calda fluída à base de cal nas ligações entre paredes de alvenaria ortogonais; (2) aplicação de tirantes em aço inox com manga injetada com calda fluída à base de cal e placas/cruzetas de ancoragem em aço inox no topo (no centro da espessura) das paredes transversais da nave (fachada principal e parede do arco); (3) aplicação de vigas metálicas de bordadura no topo das paredes de alvenaria; (4) aumento da rigidez do diafragma da cobertura através, por exemplo, da aplicação de placas de madeira, com junta desencontrada e reforça com chapas metálicas, ligadas mecanicamente às asnas ou aplicação de treliça metálica no plano das águas da cobertura ligada mecanicamente às asnas e às paredes de alvenaria; (4) aplicação de reforços localizados, como por exemplo barras ou varões em aço inox ou reboco armado (TRM - *textile-reinforced mortar*) em elementos estruturais de alvenaria (por exemplo, lintéis); (5) aplicação, se necessário, de elementos metálicos de reforço (por exemplo, ancoragens químicas e chapas metálicas com proteção anticorrosiva) nas ligações entre os elementos da cobertura e as paredes de alvenaria, nas ligações entre os elementos do pavimento do coro alto e as paredes de alvenaria, e nos tirantes existentes (aumento da dimensões das placas de ancoragens, por forma a aumentar a sua rigidez e a reduzir as tensões aplicadas na alvenaria, bem como aplicação de pré-esforço nos tirantes existentes (cerca de 10% da tensão de cedência do aço, se necessário)).

Bibliografia

Arêde, A., Costa, A., Moreira, D. & Neves, N., 2008. Capítulo 47 - Análise e reforço de Igrejas da ilha do Pico. Em: A. C. J. C. N. C. Sousa Oliveira, ed. *Sismo 1998 - Açores. Uma década depois*. Horta, Faial: Sersilito - empresa gráfica, lda., pp. 625-646. ISBN: 978-989-20-1223-0.

ARTEMIS, 2018. *Ambient Response Testing and Modal Identification Software*. Denmark: Structural Vibration Solutions.

Azevedo, J. & Guerreiro, L., 2008. Capítulo 25 - Danos verificados nas igrejas: uma primeira avaliação. Em: A. C. J. C. N. C. Sousa Oliveira, ed. *Sismo 1998 - Açores. Uma década depois*. Horta, Faial: Sersilito - empresa gráfica, lda., pp. 297-314. ISBN: 978-989-20-1223-0.

Costa, A., 2008. Capítulo 11 - Reparação e reforço das construções. Em: M. Lopes, ed. *Sismos e Edifícios*. Lisboa: Edições Orion, pp. 469-530. ISBN: 978-972-8620-11-0.

Crisfield, M. A., 1981. A fast Incremental/Iterative Solution Procedure That Handles “Snap-Through”. Pergamon Press Ltd. *Computers and Structures*, Volume: 13(No. 1-3), pp. 55-62.

DIANA, 2022. *Theory Manual - DIANA 10.7 - Finite Element Analysis*. Denise Ferreira ed. JA Delft: DIANA FEA.

Doherty, K., Griffith, M., Lam, N. & Wilson, J., 2002. Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Volume: 31(No. 4), p. 833–850.

Douglas, B. & Reid, W., 1982. Dynamic tests and system identification of bridges. *Journal of the Structural Division*, volume 108(no. 10), pp. 2295-2312.

EN 338, 2003. *Structural timber - Strength classes*. Brussels: Technical Committee CEN/TC 124 "Timber structures".

Ewins, D. J., 2000. *Modal Testing: Theory, Practice and Application, 2nd Edition*. West Sussex, England: SRP Ltd., Exeter. ISBN: 0 86380 218 4.

IMIT, 2009. *Circ. 02.02.2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*. Rome, Italy: Italian Ministry of Infrastructures and Transportation.

Jerónimo, G. M., 1998. *Povo da Ribeira Quente... Que Origem?*. Ponta Delgada: J.P. Cabral - Publicações e Artes Gráficas, Lda., Nova Gráfica, Lda. .

LABGEO - Engenharia e Geotecnologia, 2020. *Estudo Geológico – Geotécnico - Lugar de Chã da Caldeira / Ribeira Quente*, Lagoa: LABGEO - Engenharia e Geotecnologia.

Lagomarsino, S., 1998. *A new methodology for the post-erthquake investigation of ancient churches*. Paris: Proceedings XI European Conference on Earthquake Engineering.

Lourenço, P. B. & Gaetani, A., 2022. *Finite Element Analysis for Building Assessment. Advanced Use end Practical Recommendations*. Oxfordshire: Routledge. ISBN: 978-0-429-34156-4 (ebk).

Magalhães, J. M. et al., 2010. *Metodologia para Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Património Religioso: Caso de Estudo - Faial e Pico, Açores. 8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*. Aveiro: Universidade de Aveiro e Universidade de Genova.

Medeiros, S. L. C., 2010. *Análise da susceptibilidade, vulnerabilidade e do risco sísmico no concelho da Povoação (São Miguel, Açores), recorrendo a técnicas de cartografia automática. Dissertação de Mestrado*, Coimbra: Faculdade de Letras da Universidade de Coimbra.

Mendes, N., 2012. *Seismic Assessment of Ancient Masonry Buildings: Shaking Table Tests and Numerical Analysis. Tese de Doutoramento*, Minho: Universidade do Minho.

NP EN 1992-1-1, 2010. *Eurocódigo 2 -Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Caparica: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1993-1-1, 2010. *Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Caparica: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-1, 2010. *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Caparica: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-3, 2017. *Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios..* Caparica: Instituto Português da Qualidade.

Paróquia de São Paulo, 2017. *Livro do Tombo da Paróquia da Ribeira Quente (1917-2017), Evocar Factos Para Fazer Memória*. Nova Gráfica, Lda ed. Ribeira Quente: Paróquia de São Paulo - Ribeira Quente.

Pereira, M. d. R., 2017. *Análise dos Efeitos do Sismo de 9 de Julho de 1998 no Património Religioso dos Açores. Dissertação de Mestrado*, Leiria: Instituto Politécnico de Leiria.

Portaria n.º 302/2019, d. 1. d. s., 2019. *Diário da República*. [Online]
Available at: <https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/portaria/302-2019-124642991>
[Acedido em 2023].

Silva, L. C. M. d., 2013. *Analysis of Christchurch Catholic Basilica, New Zealand, Dissertação de Mestrado*, Minho: Universidade do Minho.

Vaz, D. E. D., 2018. *Calibração Experimental de um Modelo Dinâmico de um Viaduto Ferroviário. Dissertação de Mestrado*, Porto: Universidade do Porto.

Anexo 1 - Plantas da estrutura existente