



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Viabilidade do Reforço Sísmico de um Edifício de Pequeno Porte em Alvenaria de Pedra Ordinária

MARIA JOÃO DA ROSA CODICES

Licenciada em Engenharia Civil

**Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização de Estruturas**

Orientadores:

Mestre Manuel Brazão de Castro Farinha
Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado
Vogais:

Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho
Doutora Paula Raquel Pires da Cunha Lamego

Janeiro de 2015

*Aos meus Pais,
a eles devo-lhes tudo.*

Resumo

O parque edificado em Portugal apresenta uma significativa quantidade de edifícios antigos constituídos por paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira.

A par das anomalias comuns deste tipo de edifícios consequentes, na sua maioria, de deficiente manutenção e conservação, o comportamento que estes apresentam perante a eventualidade de um sismo é inadequado. Deste modo, torna-se imperativo estudar e adoptar técnicas de reforço sísmico a aplicar aos edifícios pertencentes a esta tipologia, de modo a reduzir a sua vulnerabilidade sísmica.

O estudo da viabilidade técnica da aplicação de determinada solução ou conjunto de soluções de reforço sísmico é determinante. É através deste estudo que é possível avaliar correctamente se a técnica ou técnicas de reforço escolhidas são adequadas, de modo a contribuir para um bom desempenho do elemento edificado quando sujeito a uma acção sísmica.

Neste trabalho são apresentadas as características construtivas deste tipo de edifícios, bem como as técnicas geralmente utilizadas para seu reforço sísmico. Seguidamente é realizada uma análise de vulnerabilidade sísmica a um caso de estudo, um edifício de pequeno porte com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira, através de uma análise estática não linear ou análise *pushover*. Aplicam-se algumas técnicas de reforço sísmico ao edifício em estudo e verifica-se o seu desempenho sísmico face a ambas as acções sísmicas de referência do Eurocódigo 8. Posteriormente, é realizada uma comparação entre as soluções de reforço sísmico empregues, concluindo-se acerca da sua viabilidade.

Palavras-Chave: Alvenaria ordinária; Reforço estrutural; Análise *Pushover*; Vulnerabilidade sísmica; Viabilidade do reforço.

Abstract

The building network in Portugal has a high number of old buildings with masonry walls and wooden floors.

Alongside the common problems of such buildings, mostly from poor maintenance and conservation, they exhibit an inappropriate behavior to potential earthquakes. Thus, it is imperative to consider and implement seismic strengthening solutions to this kind of buildings, in order to reduce its seismic vulnerability.

The study of the technical feasibility of a particular seismic reinforcement solution is crucial. It is through this study that it is possible to correctly evaluate if the chosen strengthening techniques are appropriate and contribute to the best performance the building can have when subjected to a seismic action.

This work presents the constructive features of such buildings, as well as the generally used techniques for their seismic reinforcement. A seismic vulnerability analysis was performed on a study case, a small building with ordinary masonry walls and wooden floors, carried out through a nonlinear static analysis or *pushover* analysis. Some seismic strengthening solutions were applied to the building and its seismic performance was verified for both reference seismic actions considered in Eurocode 8. Subsequently a comparison between the employed seismic reinforcement techniques and its seismic feasibility was made.

Keywords: Masonry walls; Strengthening; *Pushover* analysis; Seismic vulnerability; Viability of reinforcement.

Agradecimentos

Em primeiro lugar agradeço à Doutora Paula Lamego pela prontidão, disponibilidade e conhecimentos com que sempre me orientou no decorrer deste trabalho. Sem a sua ajuda e ética profissional, seria difícil levar este trabalho a bom porto.

Gostaria igualmente de agradecer ao Mestre Manuel Brazão Farinha pelo importante contributo para a realização deste trabalho.

À Doutora Catarina Moniz do Laboratório Nacional de Energia e Geologia, o meu sincero agradecimento pelas informações importantes que me forneceu na elaboração desta dissertação.

Um agradecimento especial para os meus Pais, Luísa e João, e à minha Irmã Vera, que apesar dos momentos menos bons, sempre acreditaram em mim, escutaram, apoiaram e incentivaram a lutar. Pelos valores de respeito e coerência que sempre me transmitiram e sem os quais não teria concretizado este objectivo.

Aos meus Avós, em especial à minha Avó Emília, pela enorme sabedoria com que sempre me orientou, acompanhando-me todos os dias.

À Sofia, pela cumplicidade e dedicação incondicionais em todos os momentos, principalmente nos de incerteza. Pela constante motivação e incentivo de cada dia.

Índice do texto

1. Introdução	1
1.1. Objectivos.....	1
1.2. Organização do trabalho.....	1
2. Caracterização dos edifícios em alvenaria de pedra ordinária	3
2.1. Considerações gerais	3
2.2. Fundações de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária.....	4
2.3. Paredes de edifícios em alvenaria de pedra ordinária	5
2.4. Pavimentos de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária	12
2.5. Coberturas de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária	13
2.6. Conclusões	14
3. Soluções para reforço sísmico.....	17
3.1. Considerações gerais	17
3.2. Conectores de confinamento transversal de paredes	19
3.3. Tirantes.....	21
3.4. Execução de reboco armado.....	23
3.5. Reforço com materiais compósitos	24
3.6. Cintagem	26
3.7. Reforço de ligações	27
3.7.1. Reforço das ligações entre paredes transversais	27
3.7.2. Reforço das ligações entre paredes e pavimentos	27
3.7.3. Reforço das ligações entre paredes e coberturas	29
3.8. Reforço de pavimentos em madeira	30
3.9. Introdução de novos elementos estruturais.....	30
3.10. Contrafortes.....	31
3.11. Conclusões	32

4. Análise estrutural	35
4.1. Considerações gerais	35
4.2. Tipos de análises sísmicas	37
4.2.1. Análise estática linear	37
4.2.2. Análise dinâmica linear	40
4.2.3. Análise estática não linear	41
4.2.4. Análise dinâmica não linear	43
4.3. Análise comparativa	44
4.4. Conclusões	44
5. Caso de estudo: Análise de um edifício de pequeno porte em alvenaria de pedra ordinária ..	47
5.1. Considerações gerais	47
5.2. Descrição da metodologia adoptada	47
5.3. Construção das curvas de fragilidade de um edifício	52
5.4. Análise do desempenho sísmico de um edifício	54
5.5. Definição dos valores característicos de um edifício	60
5.6. Caracterização do edifício em estudo	61
5.7. Modelação do edifício	63
5.8. Análise sísmica e tratamento de resultados	67
5.9. Análise de desempenho do edifício	74
5.10. Conclusões	76
6. Análise de viabilidade	79
6.1. Considerações gerais	79
6.2. Soluções de reforço sísmico aplicadas	79
6.3. Análise do edifício antes da aplicação de reforços	80
6.4. Rigidificação do pavimento flexível	81
6.5. Aplicação de reboco armado em paredes resistentes	83
6.5.1. Execução de reboco armado nas duas faces das paredes resistentes	84

6.5.2. Execução de reboco armado numa face das paredes resistentes	90
6.6. Introdução de tirantes	96
6.6.1. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1	96
6.6.2. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão	101
6.7. Aplicação conjunta de soluções de reforço sísmico	105
6.7.1. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais	105
6.7.2. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz	107
6.7.3. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas	108
6.7.4. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais	110
6.7.5. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz	111
6.7.6. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas	114
6.7.7. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da fachada principal	116
6.7.8. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal	118
6.7.9. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal	119
6.8. Comparação de soluções de reforço sísmico	120
6.9. Conclusões	130
7. Conclusões e perspectivas futuras	131
7.1. Conclusões	131
7.2. Perspectivas futuras	132
Referências Bibliográficas	133

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Esquema estrutural de fundações (esq.) directa; (centro) semi-directa; (dir.) indirecta por estacas de madeira.....	5
Figura 2.2 – Esquema de alvenaria de pedra ordinária	5
Figura 2.3 – Parede em alvenaria de pedra ordinária, Parede, Cascais.....	6
Figura 2.4 – Construção de um muro em alvenaria de pedra ordinária; S. Vicente da Beira, Castelo Branco.	8
Figura 2.5 – Esquema da espessura de uma parede em alvenaria de pedra ordinária com perpianho.....	8
Figura 2.6 – Lintéis (esq.) em madeira; (dir.) em pedra, S. Vicente da Beira, Castelo Branco ..	10
Figura 2.7 – Arcos de descarga (esq.) em pedra, Monsanto da Beira, Castelo Branco; (dir) em tijolo	11
Figura 2.8 – Tabique (esq.) parede, S. Vicente da Beira, Castelo Branco; (dir.) esquema	11
Figura 2.9 – Esquema estrutural de um pavimento em madeira.	12
Figura 2.10 – Apoio do pavimento de madeira na parede em alvenaria de pedra.....	12
Figura 2.11 – Asnas tradicionais de madeira (esq.) disposição construtiva; (dir.) esquema estrutural.....	13
Figura 2.12 – Asnas, madres, varas e ripas de uma cobertura em madeira (esq.) disposição construtiva; (dir.) esquema estrutural.....	14
Figura 3.1 – Conectores de confinamento (a) dotado de manga deformável; (b) diagonal apertado mecanicamente; (c) dotado de manga deformável; (d) horizontal apertado mecanicamente.....	20
Figura 3.2 – Tirantes passivos não aderentes	21
Figura 3.3 – Tirantes (esq.) passivo aderente; (dir.) activo	22
Figura 3.4 – Esquema de aplicação generalizada de conectores ou tirantes	23
Figura 3.5 – Reboco armado (esq.) sem visualização de armadura; (dir.) com visualização de malha de aço e conectores.....	23
Figura 3.6 – Material compósito (esq.) aplicação em faixa; (dir.) esquema da disposição das faixas.	26
Figura 3.7 – Cintagem dos pisos de um edifício	26

Figura 3.8 – Esquema da utilização de tirantes curtos para reforço da ligação entre paredes transversais.....	27
Figura 3.9 – Esquema de utilização de peças metálicas para reforço da ligação entre paredes e pavimentos	28
Figura 3.10 – Esquema de pormenor do reforço da ligação entre paredes e pavimentos com recurso a peças metálicas	28
Figura 3.11 – Reforço da ligação entre paredes transversais e pavimentos com barras de aço pregadas às vigas de madeira	28
Figura 3.12 – Esquema do reforço da ligação entre paredes e cobertura com recurso a lintel de coroamento.....	29
Figura 3.13 – Esquema do reforço dos pavimentos em madeira com vigas metálicas	30
Figura 3.14 – Substituição integral do antigo pavimento em madeira	31
Figura 3.15 – Contrafortes (esq.) em edifício de pequeno porte; (dir.) pormenor	32
Figura 4.1 – Esquema de mecanismos de colapso parciais.....	36
Figura 4.2 – Exemplo da resistência de estruturas a deslocamentos impostos.....	38
Figura 4.3 – Regimes elástico e plástico de uma estrutura.	42
Figura 4.4 – Comportamento linear e não linear.....	42
Figura 5.1 – Definição e representação de uma curva de capacidade.....	49
Figura 5.2 – Comportamento elasto-fendilhado-plástico de uma estrutura.	49
Figura 5.3 – Curva de capacidade de um edifício e correspondente curva de capacidade bilinear.	50
Figura 5.4 – Conversão de um sistema MDOF num sistema SDOF equivalente	51
Figura 5.5 – Espectro de capacidade de um edifício	52
Figura 5.6 – Exemplo de curvas de fragilidade de um edifício e respectivos estados de dano... 53	
Figura 5.7 – Representação do espectro de resposta elástica – EC8.....	57
Figura 5.8 – Zonamento sísmico em Portugal Continental – EC8.....	58
Figura 5.9 – Determinação do deslocamento-alvo do sistema SDOF equivalente	59
Figura 5.10 – Exemplo de determinação da probabilidade de ocorrência de cada estado de dano com base das curvas de fragilidade do edifício.....	60

Figura 5.11 – Edifício em estudo (a) alçado principal; (b) alçado de tardoz; (c) alçado sul; (d) alçado norte.....	62
Figura 5.12 – Plantas do edifício em estudo (esq.) piso 0; (dir.) piso 1	63
Figura 5.13 – Representação da divisão de uma parede em macro-elementos	64
Figura 5.14 – Esquema representativo do pórtico equivalente.....	64
Figura 5.15 – Danos por corte e danos por flexão composta	64
Figura 5.16 – Comportamento de um pavimento (esq.) rígido; (dir.) flexível	65
Figura 5.17 – Fases da modelação no programa 3Muri	65
Figura 5.18 – Modelos 3D do programa 3Muri do edifício em estudo (a) fachadas norte e tardoz com visualização de pavimentos; (b) fachadas sul e principal com visualização de pavimentos; (c) fachadas norte e tardoz sem visualização de pavimentos; (d) fachadas sul e principal sem visualização de pavimentos.....	66
Figura 5.19 – Curvas de capacidade bilineares do edifício	67
Figura 5.20 – Espectros de capacidade do edifício para cada uma das direcções e sentidos principais.....	69
Figura 5.21 – Curvas de fragilidade do edifício (a) segundo a direcção X^+ ; (b) segundo a direcção X^- ; (c) segundo a direcção Y^+ ; (d) segundo a direcção Y^-	70
Figura 5.22 – Curva de fragilidade, correspondente ao limite do estado de dano ligeiro, segundo a direcção Y^+	73
Figura 5.23 – Curvas de fragilidade do edifício segundo a direcção Y^+	73
Figura 6.1 – Danos totais no edifício (esq.) perspectiva do alçado principal; (dir.) perspectiva do alçado de tardoz.....	80
Figura 6.2 – Esquema de rigidificação do pavimento flexível.....	81
Figura 6.3 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com a rigidificação do pavimento flexível (piso 1) ..	81
Figura 6.4 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais	84
Figura 6.5 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais	84
Figura 6.6 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz.....	86

Figura 6.7 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz	86
Figura 6.8 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas	87
Figura 6.9 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces de todas as fachadas.....	88
Figura 6.10 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal ...	89
Figura 6.11 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal.....	89
Figura 6.12 – Esquema de execução de reboco armado numa face das fachadas laterais	90
Figura 6.13 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face das fachadas laterais	91
Figura 6.14 – Esquema de execução de reboco armado numa face das fachadas principal e de tardoz.....	92
Figura 6.15 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face das fachadas principal e de tardoz	93
Figura 6.16 – Esquema de execução de reboco armado numa face de todas as fachadas.....	93
Figura 6.17 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face de todas as fachadas	94
Figura 6.18 – Esquema de execução de reboco armado numa face da fachada principal.....	95
Figura 6.19 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) do edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal	95
Figura 6.20 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas laterais	96
Figura 6.21 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas laterais	97
Figura 6.22 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz.....	98

Figura 6.23 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz	98
Figura 6.24 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas.....	99
Figura 6.25 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas	100
Figura 6.26 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas laterais	101
Figura 6.27 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas laterais	101
Figura 6.28 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz.....	102
Figura 6.29 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz	103
Figura 6.30 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão em todas as fachadas.....	103
Figura 6.31 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão em todas as fachadas.....	104
Figura 6.32 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais.....	105
Figura 6.33 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais.....	106
Figura 6.34 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz.....	107
Figura 6.35 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz.....	107
Figura 6.36 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas	108
Figura 6.37 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas	109

- Figura 6.38 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais 110
- Figura 6.39 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) do edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas laterais 110
- Figura 6.40 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz 111
- Figura 6.41 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (a) edifício original; (b) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz; (c) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz; (d) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz 112
- Figura 6.42 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas 114
- Figura 6.43 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (a) edifício original; (b) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces de todas as fachadas; (c) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas; (d) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces de todas as fachadas 115
- Figura 6.44 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da fachada principal 116
- Figura 6.45 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado numa face da fachada principal 117
- Figura 6.46 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal 118
- Figura 6.47 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) do edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão e reboco armado numa face da fachada principal 118
- Figura 6.48 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal 119
- Figura 6.49 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão, e com reboco armado numa face da fachada principal 120
- Figura 6.50 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas 121
- Figura 6.51 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas 122

Figura 6.52 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal com execução de reboco armado numa face da mesma fachada.....	122
Figura 6.53 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal.....	123
Figura 6.54 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das mesmas fachadas	124
Figura 6.55 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais.....	124
Figura 6.56 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das mesmas fachadas	125
Figura 6.57 – Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da mesma fachada	126
Figura 6.58 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e com reboco armado numa face da fachada principal	126
Figura 6.59 – Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada.....	127
Figura 6.60 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão e com reboco armado numa face da fachada principal	128
Figura 6.61 – Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada	129
Figura 6.62 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão e com reboco armado numa face da fachada principal	129

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Tipos de rocha e sua localização geográfica	7
Tabela 3.1 – Técnicas de reforço sísmico aplicadas a edifícios com paredes em alvenaria de pedra.....	19
Tabela 3.2 – Classificação das técnicas de reforço sísmico de acordo com factores da sua aplicação.....	33
Tabela 3.3 – Classificação das técnicas de reforço sísmico de acordo com factores da sua aplicação.....	33
Tabela 4.1 – Classificação dos estados de dano em edifícios com paredes em alvenaria.....	36
Tabela 4.2 – Valores do coeficiente de sismicidade	39
Tabela 4.3 – Valores do coeficiente de sísmico de referência	40
Tabela 4.4 – Características, pressupostos e resultados possíveis de cada análise sísmica	44
Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas das paredes do edifício em estudo.....	67
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas dos pavimentos do edifício em estudo	67
Tabela 5.3 – Valores obtidos da análise modal efectuada ao edifício, com recurso ao programa 3Muri.....	68
Tabela 5.4 – Valores obtidos da análise <i>pushover</i> efectuada ao edifício, com recurso ao programa 3Muri	68
Tabela 5.5 – Valores medianos do deslocamento espectral	71
Tabela 5.6 – Valores de desvio-padrão para cada limite de estado de dano	71
Tabela 5.7 – Aceleração máxima de referência a_g (m/s ²) na zona sísmica em estudo	74
Tabela 5.8 – Valores estimados para o deslocamento-alvo do edifício	75
Tabela 5.9 – Probabilidade de ocorrência dos estados de dano do edifício (%)	75
Tabela 6.1 – Soluções de reforço sísmico e respectivas abreviaturas adoptadas	79
Tabela 6.2 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com a rigidificação do pavimento flexível (piso 1)	82

Tabela 6.3 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais	85
Tabela 6.4 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz	87
Tabela 6.5 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces de todas as fachadas	88
Tabela 6.6 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal.....	90
Tabela 6.7 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face das fachadas laterais	92
Tabela 6.8 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face das fachadas principal e de tardoz	93
Tabela 6.9 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face de todas as fachadas.....	94
Tabela 6.10 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face da fachada principal	96
Tabela 6.11 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas laterais.....	97
Tabela 6.12 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz	99
Tabela 6.13 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas.....	100
Tabela 6.14 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas laterais.....	102
Tabela 6.15 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz.....	103
Tabela 6.16 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão em todas as fachadas	104
Tabela 6.17 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais.....	106
Tabela 6.18 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz	108
Tabela 6.19 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas.....	109
Tabela 6.20 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas laterais	111

Tabela 6.21 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz ...	113
Tabela 6.22 – Análise comparativa entre as soluções de reforço aplicadas isoladamente e em conjunto.....	113
Tabela 6.23 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces de todas as fachadas.....	115
Tabela 6.24 – Análise comparativa entre as soluções de reforço aplicadas isoladamente e em conjunto.....	116
Tabela 6.25 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado numa face da fachada principal.....	117
Tabela 6.26 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão e reboco armado numa face da fachada principal.....	119
Tabela 6.27 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e reboco armado numa face da fachada principal.....	120
Tabela 6.28 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz, e reforçado com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas.....	121
Tabela 6.29 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal, e reforçado com execução de reboco armado numa face da mesma fachada.....	123
Tabela 6.30 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado numa face da fachada principal, e reforçado com introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da mesma fachada.....	127
Tabela 6.31 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado numa face da fachada principal, e reforçado com introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada.....	128

1. Introdução

O elevado número de edifícios construídos em alvenaria de pedra ordinária, em Portugal, bem como o facto de estes já terem ultrapassado o seu período de vida útil, torna cada vez mais urgente a necessidade de se intervir neste tipo de edifícios, por forma a garantir as condições mínimas de segurança aos seus ocupantes. Se pensarmos também que estes foram construídos sem qualquer estudo prévio acerca do seu comportamento face a um evento sísmico, mais razões existem para que a intervenção estrutural seja feita tendo em conta a sua reabilitação estrutural face às acções verticais e o seu reforço face às acções horizontais. Estes edifícios são sismicamente vulneráveis, não só devido à utilização de materiais de construção com fraca resistência a acções horizontais e ao seu estado de conservação, como também devido a posteriores alterações estruturais e ausência de manutenção. A decisão de intervenção no edifício vai então depender da análise da viabilidade dos reforços sísmicos que possam ser aplicados à estrutura.

1.1. Objectivos

Este trabalho tem como objectivo principal a análise da viabilidade técnica da introdução de reforço sísmico num edifício de pequeno porte em alvenaria de pedra ordinária. Para o efeito, torna-se necessário proceder à sua caracterização e análise estrutural, identificar técnicas construtivas de reforço sísmico apropriadas ao caso em estudo, bem como realizar uma análise comparativa entre a variação da capacidade resistente verificada para cada solução ou conjunto de soluções de reforço.

1.2. Organização do trabalho

A estruturação adoptada para a elaboração deste trabalho assenta nos seguintes capítulos:

Capítulo 2

Descrição das principais características construtivas observadas nos edifícios de pequeno porte, com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira.

Capítulo 3

Resumo das soluções construtivas normalmente utilizadas para reforço sísmico do edificado em estudo.

Capítulo 4

Apresentação e descrição sintética dos vários tipos de análise estrutural, sendo dada ênfase à análise estática não linear, vulgarmente designada de análise “*pushover*”, utilizada no edifício em estudo. Pretende-se descrever os princípios subjacentes a este tipo de análise, bem como explicar a forma de utilização da mesma para a análise da vulnerabilidade sísmica.

Capítulo 5

Aplicação da metodologia descrita no capítulo 4 ao caso de um edifício existente. Execução de um modelo numérico do edifício em estudo, com o auxílio do programa de cálculo automático de estruturas 3Muri, ao que se segue uma análise do comportamento do mesmo quando sujeito a acções horizontais.

Capítulo 6

Simulação de soluções de reforço estrutural aplicadas à estrutura, sendo verificada a variação da sua capacidade resistente através de uma análise comparativa entre a capacidade resistente do edifício original (antes do reforço) e do edifício reforçado.

Capítulo 7

Apresentação das principais conclusões obtidas com a realização deste estudo. Sugestão de trabalhos a desenvolver.

2. Caracterização dos edifícios em alvenaria de pedra ordinária

2.1. Considerações gerais

A evolução dos materiais e processos construtivos utilizados na construção de edifícios em Portugal, tal como em qualquer outro país, foi sendo orientada por condicionalismos de ordem económica, geográfica, social, histórica e cultural. No entanto, a origem destas condicionantes centrava-se essencialmente na disponibilidade dos materiais locais, da mão-de-obra e do *know-how* [Mendonça, 2005]. Este uso dos materiais locais deveu-se em grande parte à falta de meios de transporte adequados que pudessem fazer a ligação entre a obra e a fonte da matéria-prima [Appleton, 2003; Mendonça, 2005]. Os edifícios com paredes resistentes em alvenaria de pedra ordinária são, então, um produto da evolução natural da arquitectura portuguesa, em especial da habitação. Tendo por base o disposto no V Recenseamento Geral da Habitação, de 1 de Dezembro de 1911, é possível estabelecer que estes edifícios foram na sua maioria construídos após o sismo de 1755 (em todo o território português, construíram-se 144.099 edifícios antes de 1919 e 108.312 edifícios entre 1919 e 1945), sendo que algumas das edificações construídas antes de 1755 ainda perduram até aos dias de hoje [INE, 2011]. De acordo com o Censos 2011, as edificações com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira incluem-se no grupo que representa cerca de 14% do parque edificado português [INE, 2011]. A pedra era um material de eleição na construção de paredes, não só pela sua elevada disponibilidade na natureza, como também pela sua propensão para uma maior estabilidade global do edifício, devido ao seu elevado peso próprio e resistência à compressão [LNEC, 2005].

O presente capítulo pretende caracterizar, de um modo geral, os edifícios pertencentes a esta tipologia construtiva. Para isso, serão apresentadas cinco secções, para além da presente secção. A sendo a segunda secção será dedicada às fundações de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária, onde serão descritos os vários tipos de fundações constituintes destes edifícios, o seu método construtivo e os materiais de construção aplicados nestes elementos. A terceira secção referir-se-á às paredes em alvenaria de pedra ordinária, no qual será abordada a constituição das paredes, não só em termos de materiais de construção, mas também no que se refere ao seu processo construtivo, e ainda os vários tipos de paredes presentes nestes edifícios, bem como as suas principais exigências funcionais e esforços a que poderão estar sujeitas. Por outro lado, na quarta secção serão abordados os pavimentos de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária, em que se pretenderão descrever os materiais de construção utilizados nos pavimentos de edifícios desta tipologia, a sua constituição e a sua interligação com as paredes em alvenaria de pedra. Na quinta secção serão descritas as coberturas de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária, onde se irão referir aos materiais de construção utilizados na estrutura das coberturas, bem como a constituição e revestimento das

mesmas. Por último, na sexta secção, far-se-ão algumas considerações finais acerca deste capítulo.

2.2. Fundações de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária

As fundações de um qualquer edifício são as responsáveis por transmitir ao terreno o peso total desse mesmo edifício. Particularmente, as fundações dos edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária consistem em sapatas contínuas de alvenaria de pedra irregular (sendo um prolongamento, em profundidade, da própria parede), tal como apresentado na Figura 2.1, e apresentam duas características importantes: a espessura da fundação é geralmente superior à da respectiva parede, pois é necessária uma maior área para transmitir com eficiência as acções verticais da parede para o solo; por outro lado, a qualidade da alvenaria constituinte da fundação não necessita ser tão elevada como a alvenaria da respectiva parede porque a fundação é o elemento transitório entre a parede e o solo, ou seja, faz a ligação entre um material resistente (parede de alvenaria) e um material com resistência ainda menor (terreno de fundação) [Appleton, 2003; Laires, 2012].

Em terrenos com fraca qualidade, e conseqüentemente, com menor capacidade resistente, é necessário executar fundações em solo resistente. Uma das hipóteses é construir fundações semi-directas. Neste método são escavados poços no solo, regra geral de três em três metros, até se atingir uma camada de terreno de fundação de boa qualidade. No topo dos poços, são então construídos arcos de alvenaria de pedra ou tijolo, de onde se iniciam as paredes estruturais, também em alvenaria (Figura 2.1). Dado que a forma geométrica em arco garante uma elevada predominância de esforços de compressão, e tanto o tijolo como a pedra possuem um bom comportamento a esse tipo de esforços, é assim garantida uma boa estabilidade da fundação [Appleton, 2003; Reis, 2011].

A cravação de estacas de madeira é outra alternativa perante um terreno com fraca capacidade resistente (Figura 2.1). Este método é algo conservador, dado que as estacas atravessam vários estratos de solo, e logicamente que a cravação está dependente da qualidade dessas camadas: facilmente um solo brando é atravessado pelas estacas, ao invés de um solo irregular e rijo, que eventualmente acaba por danificar a ponta das estacas aquando do processo de cravação. Por outro lado, existe uma gama limitada de comprimentos de estacas, o que por vezes poderá ser impeditivo da sua cravação até solo firme [Appleton, 2003; Reis, 2011; Laires, 2012].

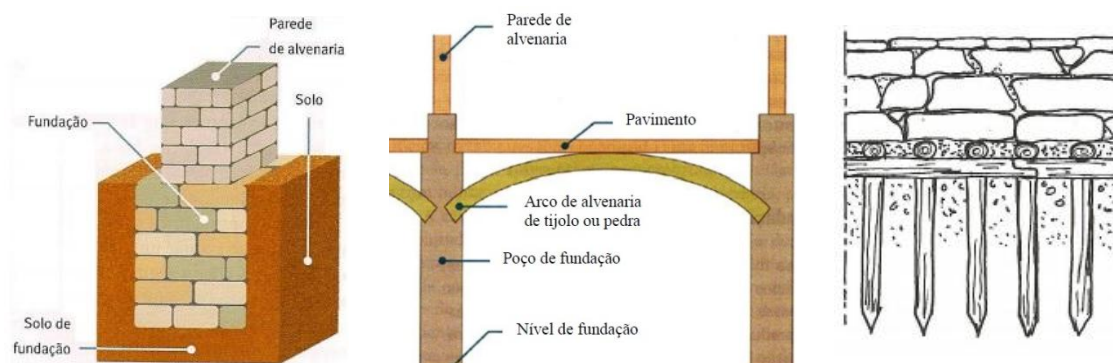


Figura 2.1 – Esquema estrutural de fundações (esq.) directa [Appleton, 2003]; (centro) semi-directa [Appleton, 2003]; (dir.) indirecta por estacas de madeira [IST]

2.3. Paredes de edifícios em alvenaria de pedra ordinária

As paredes em alvenaria de pedra ordinária caracterizam-se pela utilização de pedras irregulares, sendo associadas por argamassa e eventualmente elementos cerâmicos [Gonçalves, 2010]. Considera-se que uma parede em alvenaria de pedra ordinária é bem executada quando são tidas em consideração as normas de arrumação e travamento aplicadas na construção de paredes de alvenaria de pedra não argamassada. São elas a constituição de camadas o mais coesas e horizontais possíveis, em que haja uma quantidade reduzida de vazios, as juntas verticais deverão estar desencontradas, havendo uma correcta compactação do espaço entre as pedras (Figura 2.2) [Pereira e Martins, 2005]. Por outro lado, a associação de pedras com argamassa deve-se principalmente às características mecânicas específicas de cada material. Enquanto que a pedra possui uma elevada resistência à compressão, a argamassa funciona relativamente bem à tracção e ao corte, verificando-se que, a junção destes dois materiais possibilita uma maior estabilidade [Rodrigues, 2010].

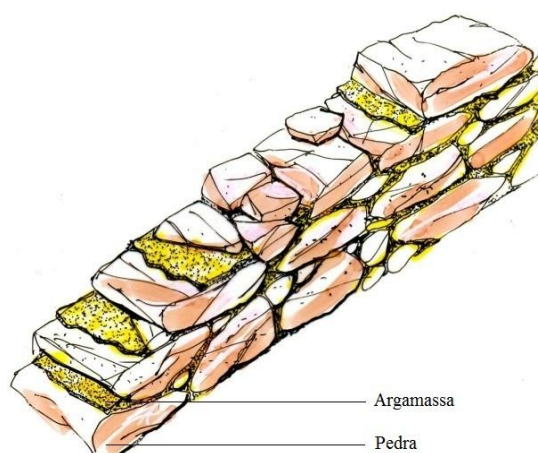


Figura 2.2 - Esquema de alvenaria de pedra ordinária, adaptado de Coisas da Arquitectura [2013]



Uma parede em alvenaria de pedra ordinária é constituída essencialmente por “pedra ordinária” ou “pedra corrente”, de formato irregular, assimétrico e variável, ligada por argamassa, geralmente de cal e areia (Figura 2.3). A alvenaria de pedra ordinária era o processo construtivo de eleição na execução de paredes dos edifícios antigos em Portugal, pois existia em grande quantidade na maioria do território nacional, sendo por isso um material acessível, possuindo ainda uma elevada durabilidade e bom comportamento face ao fogo [Lamego, 2007].



Figura 2.3 – Parede em alvenaria de pedra ordinária, Parede, Cascais

Tal como já referido, as pedras usadas na construção destes edifícios dependem, em grande parte, da zona geográfica onde se insere a edificação. Por outras palavras, o tipo de rocha utilizado numa construção depende da riqueza desse material naquela zona [Pinho, 2008]. Na Tabela 2.1. é apresentada a distribuição geográfica dos dois principais tipos de rocha utilizados na construção de paredes em alvenaria de pedra ordinária em Portugal Continental.

Tabela 2.1 - Tipos de rocha e sua localização geográfica

Tipo de rocha	Localização Geográfica	Exemplos de edifícios
Calcário	Algarve, zona da Grande Lisboa, algumas zonas do Alentejo e Beira Litoral.	 <p data-bbox="999 645 1155 674">Parede, Cascais</p>
Granito	Douro Litoral, Trás-os-Montes, Minho, Beira Alta e Beira Baixa.	 <p data-bbox="967 1070 1187 1099">Castelo Novo, Fundão</p>

É usual proceder-se à construção das paredes em alvenaria de pedra ordinária argamassada do seguinte modo: em primeiro lugar, e no caso de fundações directas, procede-se à abertura dos caboucos, onde se executam as fundações das paredes. Seguidamente, os vãos das aberturas do edifício são marcados da seguinte forma: espalha-se uma porção de argamassa de pequena espessura, sobre a qual o pedreiro risca com uma colher e uma régua. As pedras são então limpas e molhadas, sendo colocadas a seco, para melhor percepção da sua óptima disposição, e posteriormente, serão assentes na argamassa. O assentamento é sempre feito utilizando a parte mais lisa da pedra de modo a conferir maior estabilidade e a diminuir o espaço de vazios, o que aumenta a estabilidade global da estrutura [Pereira e Martins, 2005; Pinho, 2008; Palma, 2010]. É importante fazer com que as juntas verticais de argamassa fiquem desencontradas entre cada fiada de pedras, de modo a evitar a progressão de eventuais fendas na parede, conforme pode ser observado na figura 2.4.



Figura 2.4 - Construção de um muro em alvenaria de pedra ordinária; S. Vicente da Beira, Castelo Branco

Nas zonas consideradas mais críticas, nomeadamente nas zonas entre vãos, e de modo a aumentar a resistência da parede, através de uma acção de contraventamento, ou diminuir a acção de cargas que possam originar fendilhações, são intercalados perpianhos (pedras de geometria regular, inseridas na direcção perpendicular ao plano da parede e com comprimento igual à espessura desta) (Figura 2.5) [Appleton, 2003]. Finalmente, as faces da parede podem ser revestidas com reboco, sendo a sua aderência à parede facilitada pelas superfícies desiguais das pedras. Este reboco tem como papel principal a preservação e estanquidade das paredes, sendo constituído por várias camadas: esboço, emboço e reboco (propriamente dito), que são camadas de regularização e protecção, sendo constituídas por argamassas de cal e areia e ainda pelo barramento (formado por massas finas de cal e pó de pedra) e pintura, que constituem camadas de protecção, acabamento e decoração [Rodrigues, 2004].

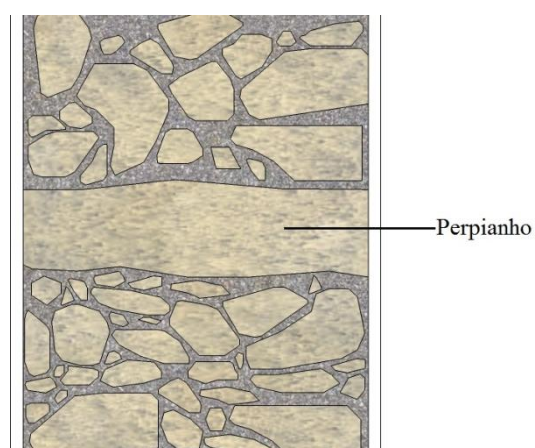


Figura 2.5 - Esquema da espessura de uma parede em alvenaria de pedra ordinária com perpianho

Relativamente à sua função, as paredes dos edifícios podem ser divididas em paredes resistentes (ou mestras) e em paredes de compartimentação (ou divisórias). Embora todas as paredes pertencentes a um edifício devam cumprir determinadas exigências de segurança ao

nível estrutural, há paredes nas quais estas exigências assumem um papel prioritário e relevante, denominando-se de paredes resistentes pela sua importância na estabilidade global da estrutura [Appleton, 2003].

A experiência adquirida é uma vantagem para a correcta execução deste tipo de construção. Este empirismo revela que uma maior espessura numa parede contribui para um melhor comportamento estrutural desta. A elevada espessura de um paramento introduz não só um elevado peso próprio na parede (decorrente de uma maior quantidade de alvenaria), como também um menor risco de instabilidade por encurvadura (uma menor esbelteza implica maior estabilidade). Esta junção de características minora, de algum modo, a pouca resistência a esforços de tracção e corte próprios deste tipo de paredes, pois um elevado peso tem uma acção estabilizadora face a acções horizontais [Appleton, 2003; Lamego, 2007]. Por outro lado, existe a desvantagem de uma maior espessura de parede diminuir a área habitável do edifício e ainda limitar a construção em altura pois um elevado peso próprio implica maiores solicitações tanto sísmica como graviticamente [Lança, 2013].

Uma parede resistente, nomeadamente no caso de uma parede exterior, tem como principais exigências funcionais ser resistente ao fogo (pois a pedra é um material incombustível), ter elevada durabilidade e fornecer uma boa protecção do interior da habitação relativamente aos agentes atmosféricos, nomeadamente, estanquidade do ar e à água da chuva e conforto térmico [Rodrigues, 2010]. O bom comportamento acústico destas paredes constitui também uma mais-valia destes edifícios e é proveniente das elevadas massas de parede verificadas. Por outro lado, existem também algumas limitações. Apesar de, como referido anteriormente, as paredes mestras exteriores possuírem um bom comportamento face a forças de derrubamento e deslizamento, por vezes geram-se forças de tracção no seu interior, devido a assentamentos diferenciais do solo ou mesmo acções sísmicas, que terão como consequência a abertura de fendas, acelerando o processo de degradação da estrutura [Appleton, 2003]. A espessura das paredes exteriores de um edifício em alvenaria de pedra não é normalmente uniforme em altura, variando de piso para piso, e sendo a espessura reduzida à medida que a altura aumenta [Pinho, 2008]. Por outras palavras, a espessura das paredes exteriores dos pisos térreos é maior do que nos pisos superiores, facto que é justificado por ser justamente nos pisos superiores que as paredes estão sujeitas a menores cargas. Nas paredes resistentes, como em qualquer outra, existe necessidade de criar aberturas de portas ou janelas, o que necessariamente diminuirá a resistência da parede a acções de natureza sísmica, pois é um local onde potencialmente se concentrarão esforços elevados. De modo a contornar este problema, é muito importante proceder ao guarnecimento dos vãos, que melhora o seu comportamento [Appleton, 2003; Palma, 2010]. A periferia das aberturas é deste modo reforçada através da aplicação de pedra aparelhada (cantaria) na envolvente dos vãos, sendo constituída pela verga, também

denominada de padieira ou lintel, colocada na zona superior dos mesmos e, lateralmente, pelas ombreiras [Rodrigues, 2010]. Por vezes é também verificada a utilização de tijolos ou toros de madeira (Figura 2.6) em substituição da pedra, motivada principalmente pelos recursos naturais existentes na região, mas também pela disponibilidade económica dos proprietários [Rodrigues, 2010]. Por exemplo, em zonas rurais, é comum serem utilizados lintéis de madeira e nas zonas onde a existência de pedra de boa qualidade é abundante, constroem-se lintéis feitos com pedra da região, conforme apresentado na Figura 2.6 [Appleton, 2003]. Dado que ao nível da resistência estrutural, por vezes os lintéis de pedra apresentam anomalias por fragilidade do material, tais como fendilhação e colapso, é usual a utilização de arcos de descarga, que manifestam um melhor comportamento estrutural, pois neste caso, as cargas a que estão sujeitos são distribuídas de um modo mais uniforme para os elementos adjacentes, diminuindo a solicitação de esforços nestas zonas [Appleton, 2003]. Os arcos de descarga são constituídos por blocos de pedra ou tijolo (Figura 2.7), com geometria paralelepipedica, sendo que a forma arqueada é dada através das juntas de argamassa ou pelo corte do material [Appleton, 2003; Palma, 2010].



Figura 2.6 – Lintéis (esq.) em madeira; (dir.) em pedra, S. Vicente da Beira, Castelo Branco



Figura 2.7 – Arcos de descarga (esq.) em pedra, Monsanto da Beira, Castelo Branco; (dir) em tijolo [Terracota do Algarve, 2013]

As paredes de compartimentação são usualmente construídas em alvenaria de pedra ordinária com espessura reduzida ou em tabique. As paredes de tabique são constituídas por um conjunto de tábuas de madeira colocadas ortogonalmente ao pavimento, sobre as quais são fixadas ripas de madeira (designadas de fasquiado), aplicadas horizontalmente e em paralelo, com distâncias entre si de 3 a 5cm, conforme apresentado na figura 2.8. Posteriormente, e como acabamento final, a parede é rebocada em ambas as faces [Rodrigues, 2010].



Figura 2.8 – Tabique (esq.) parede, S. Vicente da Beira, Castelo Branco; (dir.) esquema, adaptado de AMTQT [2010]

2.4. Pavimentos de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária

A madeira é um material que garante uma boa resistência a esforços de flexão, possui um baixo peso próprio, e conseqüentemente, não sujeita as paredes de alvenaria a carregamentos elevados, sendo usado como material para a construção dos pavimentos deste tipo de edifícios. Os pavimentos são normalmente constituídos por barrote de madeira, apoiados segundo a direcção do menor vão e com soalho também em madeira. Ao longo do tempo, o empirismo ditou uma regra prática para a disposição do vigamento: o afastamento entre vigas deverá ser igual à largura das mesmas [Appleton, 2003]. Por outras palavras, e a título exemplificativo, se as vigas tiverem 10 cm de largura, deverão estar afastadas 20cm, de eixo a eixo (Figura 2.9). Os pavimentos estão assentes nas paredes resistentes do edifício (Figura 2.10), através de aberturas previamente executadas nas paredes, onde irão penetrar as extremidades das vigas de madeira (cerca de 20 a 25cm), designadas por entregas [Appleton, 2003; Dias, 2008]. É comum utilizar, nas zonas de encaixe das vigas com a parede, um apoio em pedra, que serve de suporte, distribuindo uniformemente as forças que actuam na alvenaria, para que não haja excesso de compressão e conseqüente colapso.

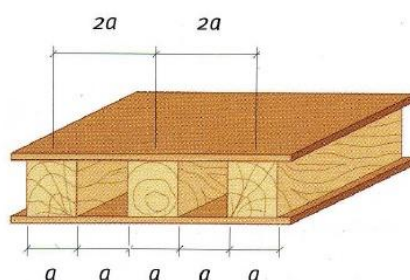


Figura 2.9 - Esquema estrutural de um pavimento em madeira [Appleton, 2003]



Figura 2.10 – Apoio do pavimento de madeira na parede em alvenaria de pedra [Lamego, 2005]

2.5. Coberturas de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária

As coberturas associadas a estes edifícios podem ser de três tipos: planas, curvas e inclinadas [Appleton, 2003], sendo as últimas as mais utilizadas em edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária. Por este motivo, apenas serão abordadas as coberturas inclinadas neste trabalho.

No que respeita à estrutura da cobertura, as asnas de madeira são a escolha estrutural de maior relevância em edifícios deste tipo, com tipologia de habitação. As asnas são constituídas por vários elementos, tendo geometria triangular (Figura 2.12).

Existem asnas com maior complexidade que outras, consoante os esforços a que estarão sujeitas e os vãos a vencer, sendo que todas as formas mais complexas resultam da sua forma mais simples: um pendural, uma linha e duas pernas (Figura 2.11). Estes elementos podem ter diversas dimensões, modificando assim a geometria da estrutura da cobertura [Appleton, 2003; Bastos, 2011]. Já no que respeita ao revestimento da cobertura, este é composto por telha cerâmica do tipo “lusa”, “canudo” ou “Marselha” [Andrade, 2011].



Figura 2.11 - Asnas tradicionais de madeira (esq.) disposição construtiva [Lusotimber, 2013]; (dir.) esquema estrutural, adaptado de CYPE Ingenieros [2013]

Para além da estrutura das asnas de madeira, existem os considerados elementos secundários essenciais para o assentamento do revestimento da cobertura. É o caso das madres, das varas e das ripas (Figura 2.12), que promovem a estabilidade da estrutura da cobertura, assegurando a não formação de fendilhações ou deformações, que possam contribuir para uma deficiente estanquidade da cobertura [Appleton, 2003]. As ripas são os elementos onde assentam as telhas cerâmicas. Deste modo, a distância entre elas dependerá das dimensões das telhas. Por sua vez, as ripas serão assentes nas varas, sendo estes dois elementos dispostos em direcções perpendiculares entre si. Por outro lado, as madres são elementos horizontais sobre os quais descarregam as varas. Por último, as asnas recebem a descarga das madres, apoiando-se as suas extremidades nas paredes de alvenaria [Clemente, 1976].

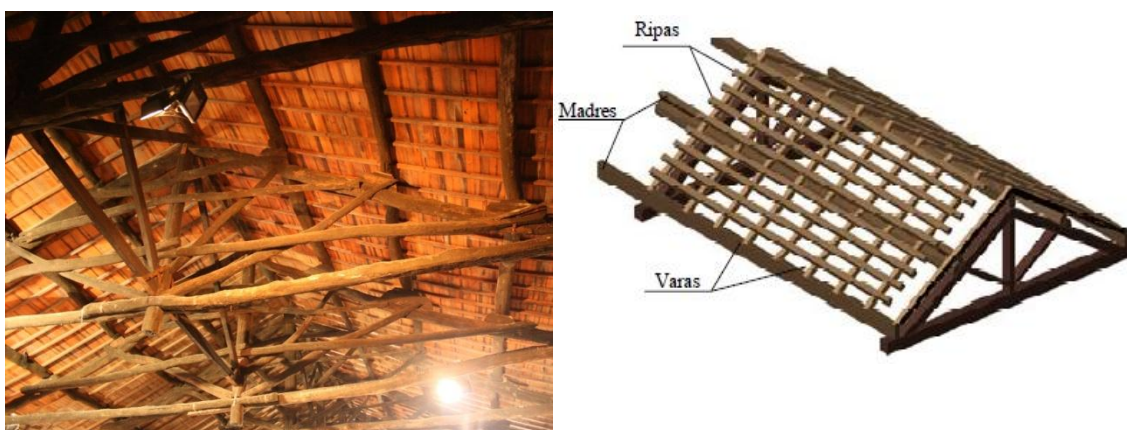


Figura 2.12 - Asnas, madres, varas e ripas de uma cobertura em madeira (esq.) disposição construtiva [NCREP, 2013]; (dir.) esquema estrutural [Branco *et al*, 2008]

2.6. Conclusões

A construção de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira estendeu-se um pouco por todo o território nacional devido à abundância com que a pedra existia na natureza, conforme já referido. Deste modo, em certas zonas do país, a pedra tornou-se no material de eleição na construção das paredes das edificações, não só por questões económicas mas também devido à sua resistência.

Devido às grandes espessuras de paredes com que se construíram este tipo de edifícios, os mesmos apresentam elevada capacidade resistente a forças gravíticas, e portanto, a esforços de compressão. Por outro lado, caracterizam-se por uma fraca capacidade resistente a forças horizontais, logo a esforços de tracção, dominantes numa acção de natureza sísmica. Embora os pavimentos em madeira desempenhem uma importante função de contraventamento das paredes da edificação são, no entanto, insuficientes para que um edifício com esta estrutura apresente uma boa resposta perante um sismo.

Os pavimentos destes edifícios têm a vantagem da madeira ser um material com uma boa capacidade resistente a esforços de flexão e possuir um baixo peso próprio, implicando não existir demasiado peso a descarregar nas paredes de alvenaria de pedra, e consequentemente, não se registar o esmagamento da alvenaria nas entregas. Estes pavimentos apresentam, no entanto, algumas limitações devido ao comportamento do próprio material, que poderá sofrer ataques de térmitas, e outros insectos, e ainda fungos, que reduzirão, com o passar do tempo, as espessuras das suas secções, expondo deste modo, os pavimentos a maiores deformações e desnivelamento estrutural.

Dado o elevado parque construído com esta tipologia de edifícios, em Portugal, torna-se imperativo ter presente que são edifícios que não apresentam um comportamento desejável quando sujeitos a acções sísmicas, e como tal, devem ser intervencionados, através de reforço sísmico, de modo a resistirem à ocorrência destes eventos.

3. Soluções para reforço sísmico

3.1. Considerações gerais

Reforçar sísmicamente um edifício significa melhorar o seu comportamento face a acções de natureza sísmica [Roque, 2002]. Uma obra de reforço sísmico deverá ter em conta factores como a avaliação estrutural, o tipo de materiais a utilizar e sua compatibilidade com os materiais existentes, a utilização de técnicas adequadas e existência de mão-de-obra qualificada e ainda os custos associados à intervenção a realizar [Pereira, 2009]. Todavia, é comum existir a necessidade de se adoptar uma solução de reforço diferente da que está inicialmente descrita no projecto, por se encontrarem materiais ou elementos diferentes dos esperados no local [Pereira, 2009]. O reforço sísmico é uma medida consequente da verificação de anomalias existentes nas estruturas que potenciam o risco sísmico. As principais anomalias verificadas em edifícios em alvenaria de pedra ordinária e associadas ao risco sísmico estão relacionadas com a ausência de ligações entre paredes e entre paredes e pavimentos, bem como com a fraca qualidade construtiva das paredes em alvenaria [Pereira, 2009]. Deste modo, torna-se imperativo actuar ao nível do aumento da resistência destes elementos, com o objectivo de assegurar uma menor propensão para a fragilidade sísmica de todo o edifício. Quando se detectam problemas estruturais numa determinada edificação, é necessário elaborar um correcto diagnóstico acerca da origem de cada anomalia de modo a poder eliminá-la [Aguiar *et al*, 1998; Pereira, 2009].

Os problemas mais comuns observados em paredes em alvenaria de pedra são a fendilhação, a desagregação e o esmagamento [Aguiar, *et al*, 1998; Roque e Lourenço, 2003; Pereira, 2009]. Deste modo, convém definir, em linhas gerais, em que consistem estes três tipos de problemas. A fendilhação é um fenómeno que pode ser originado por assentamentos diferenciais do terreno, ocorrendo geralmente em zonas mais frágeis (aberturas de portas e de janelas e em zonas onde se intersectam paredes perpendiculares) [Pereira, 2009]. Uma diferença marcada entre uma parede em alvenaria de pedra ordinária e uma parede em betão armado reside na fraca ductilidade da primeira em comparação com a segunda, o que potencia a formação de fendas com maior facilidade nas paredes de alvenaria de um edifício. Por sua vez, a desagregação resulta, na maioria das vezes, do desenvolvimento progressivo de fendas nas paredes, sendo que as condições meteorológicas poderão também estar na origem deste fenómeno [Pereira, 2009]. Por exemplo, as elevadas amplitudes térmicas geradas entre a noite (fria) e o dia (quente) provocam a expansão e a retracção dos materiais, a água da chuva presente nas paredes diminui a acção da argamassa no efeito da coesão e a erosão do vento causa desgaste que poderá provocar desagregações de material. Por outro lado, o esmagamento do material é devido sobretudo à existência de cargas concentradas, geralmente nas zonas onde as vigas de madeira dos pavimentos apoiam nas paredes [Pereira, 2009]. Estas zonas, que por

vezes não possuem uma base resistente de modo a suportar eficazmente cargas, podem apresentar esmagamento na alvenaria. De salientar também que, ao longo do tempo, o equilíbrio estático da estrutura vai sendo modificado, não só devido ao envelhecimento dos materiais e assentamentos diferenciais que possam ocorrer nas fundações do edifício, mas também devido a eventuais acções de natureza sísmica que alterem a estabilidade inicial do mesmo [Appleton, 2003]. A título exemplificativo, uma parede de compartimentação localizada a meio vão de um pavimento poderá, com o passar do tempo, desempenhar um papel semelhante ao de uma parede resistente: o pavimento está sujeito a cargas, havendo conseqüentemente fluência da madeira que, associada à diminuição da secção do pavimento por eventuais ataques de insectos (por exemplo, térmitas), farão com que o pavimento deforme e apoie directamente na parede de compartimentação. Deste modo, tal como referido, certas paredes que inicialmente não eram estruturais, passam a desempenhar essa função.

O presente capítulo tem como objectivos apresentar e caracterizar algumas técnicas de reforço sísmico utilizadas correntemente em edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira e encontra-se dividido em onze secções. À excepção da última secção, em que são apresentadas as conclusões deste capítulo, nas restantes secções é referida uma solução de reforço, as anomalias que se pretendem corrigir com a introdução de cada uma das técnicas de reforço, assim como uma descrição resumida do seu processo de execução. Na Tabela 3.1 é apresentada uma síntese de técnicas de reforço sísmico passíveis de aplicação a edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira.

Tabela 3.1 – Técnicas de reforço sísmico aplicadas a edifícios com paredes em alvenaria de pedra

Técnicas de reforço
Cintagem
Conectores de confinamento transversal de paredes
Contrafortes
Encamisamento
Execução de reboco Armado
Injecção de caldas
Introdução de novos elementos estruturais
Isolamento de base
Reforço com materiais compósitos
Reforço de ligações
Reforço de pavimentos em madeira
Tirantes

3.2. Conectores de confinamento transversal de paredes

A introdução de conectores de confinamento nas paredes é um método bastante utilizado em conjunto com outras técnicas de reforço e que permitem reduzir a vulnerabilidade sísmica do edifício [Rodrigues, 2010]. O seu processo construtivo baseia-se na execução de furos de pequeno diâmetro no paramento, estrategicamente dispostos, e perpendicularmente ao plano da parede, nos quais são inseridos conectores ou varões roscados [Cóias, 2007]. Este processo promove o confinamento transversal da parede, evitando o esmagamento devido a carregamentos localizados, a formação de abaulamentos na parede e ainda deformações excessivas em abóbadas devidas a cargas verticais [Cóias, 2007]. O confinamento transversal de paredes pode ser executado através de confinadores com manga deformável e de confinadores apertados mecanicamente, sem utilização de manga deformável, conforme figura 3.1 [Cóias, 2007].

No caso de confinadores com manga deformável, estes estão embebidos numa calda de injecção, dentro de uma manga deformável. Esta última é inserida em furos previamente executados em parte da espessura da parede, executando-se portanto a furação parcial da mesma, impedindo a dispersão da calda de injecção em furos próximos. Dado que a manga é maleável e portanto adaptável às irregularidades da parede, consegue-se uma boa aderência

[Cóias, 2007; Lamego, 2007]. Com esta técnica é possível reproduzir o efeito de travamento que os perpianhos desempenham nas paredes em alvenaria de pedra [Cóias, 2007].

Os confinadores apertados mecanicamente possuem uma elevada reversibilidade [Cóias, 2007] e são inseridos em furos previamente executados, atravessando toda a espessura do paramento, sendo apertados com placas de distribuição e porcas. Estas placas metálicas, colocadas em ambos os lados da parede de alvenaria, permitem a distribuição das tensões de confinamento [Cóias, 2007; Lamego, 2007].

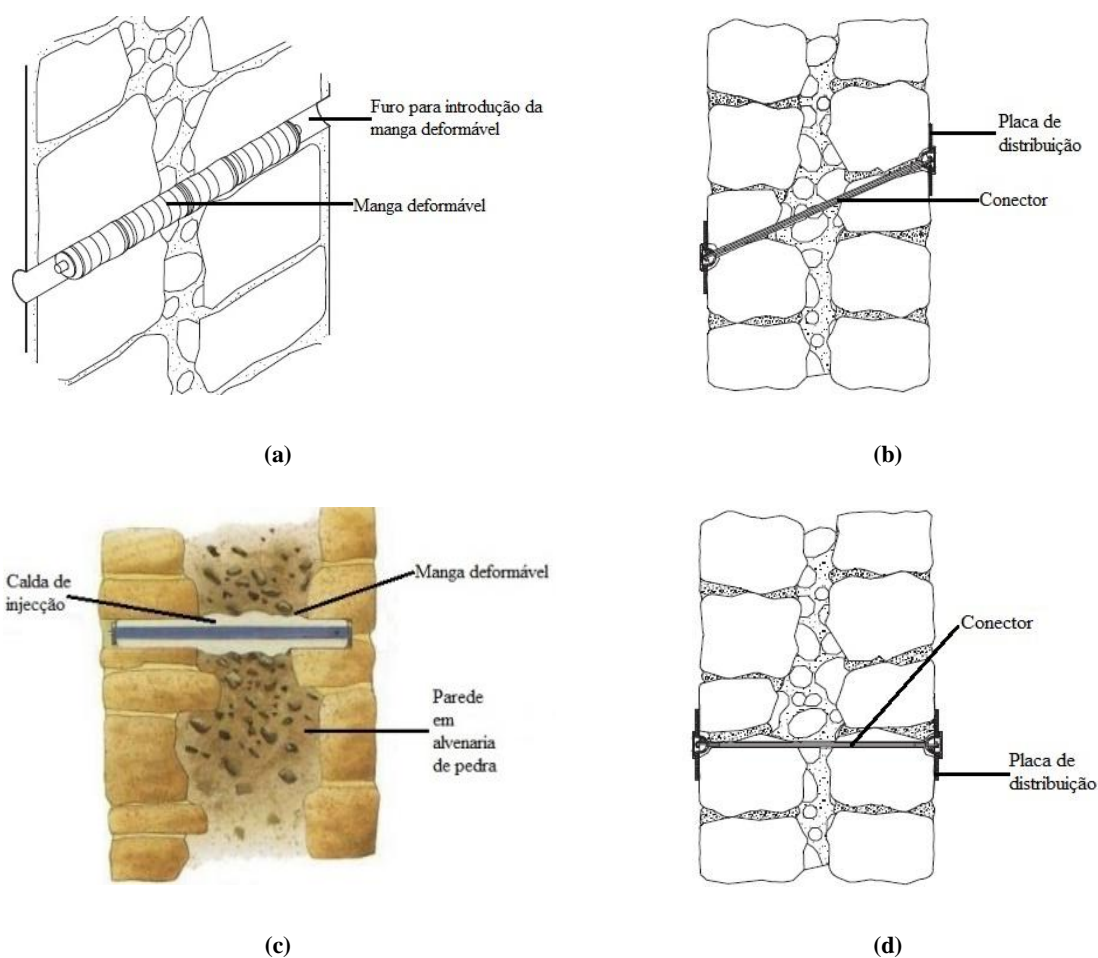


Figura 3.1 – Conectores de confinamento (a) dotado de manga deformável; (b) diagonal apertado mecanicamente; (c) dotado de manga deformável; (d) horizontal apertado mecanicamente [Cóias, 2007]

3.3. Tirantes

Os tirantes são barras ou cabos de aço que funcionam à tracção e que são fixos às paredes através de elementos de ancoragem. Os tirantes são normalmente introduzidos numa estrutura com o objectivo de prevenir anomalias estruturais, tal como a rotação do paramento para fora do plano, actuando assim como um elemento de confinamento da parede. Podem ser activos ou passivos, de acordo com a sua mobilização.

Os tirantes passivos não modificam as condições de equilíbrio do paramento a reforçar, sendo que a sua activação apenas é promovida aquando da ocorrência de deslocamentos na estrutura. Estes tirantes podem dividir-se em aderentes e não aderentes [Laires, 2012; Lamego, 2014]. Têm a limitação de, ao longo do tempo, por acção dos efeitos diferidos, relaxação no aço e fluência da pedra, o efeito de esticamento originalmente pretendido, diminuir [Appleton, 2003]. Entende-se por tirantes passivos não aderentes os varões (ou cabos) de aço que são inseridos nos furos da parede de alvenaria, sendo apenas ancorados nas extremidades (Figura 3.2). Neste caso, deve ter-se em atenção que estes varões deverão estar protegidos contra a corrosão [Lamego, 2007]. Por outro lado, os tirantes passivos aderentes são varões de aço inseridos numa manga deformável, a qual é introduzida em furos inicialmente executados no paramento, de modo a que haja adesão entre a manga e a alvenaria (Figura 3.3), sendo seguidamente ancorados nas extremidades.

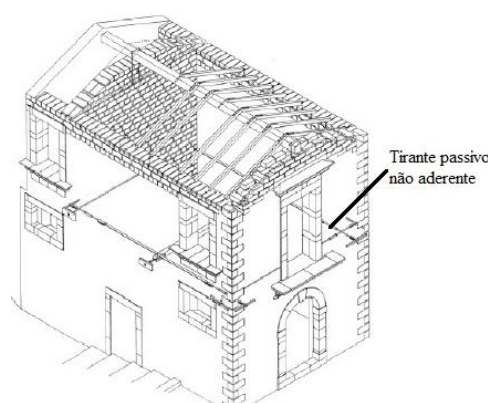


Figura 3.2 – Tirantes passivos não aderentes [Cóias, 2006]

Os tirantes activos são varões de aço ou de materiais compósitos introduzidos em furos previamente executados, que serão futuramente tensionados (Figura 3.3). São geralmente utilizados na estabilização de abóbadas e arcos [Lamego, 2007]. Embora o sistema de tirantes activos seja mais eficaz do que os tirantes passivos, existe alguma limitação ao nível da tensão a que é necessário submeter o tirante, pois tratando-se de paredes em alvenaria de pedra, o valor

da sua resistência ao punçoamento é reduzido, logo um erro no cálculo desta tensão poderá causar danos elevados nas paredes [Appleton, 2003; Lamego, 2007].

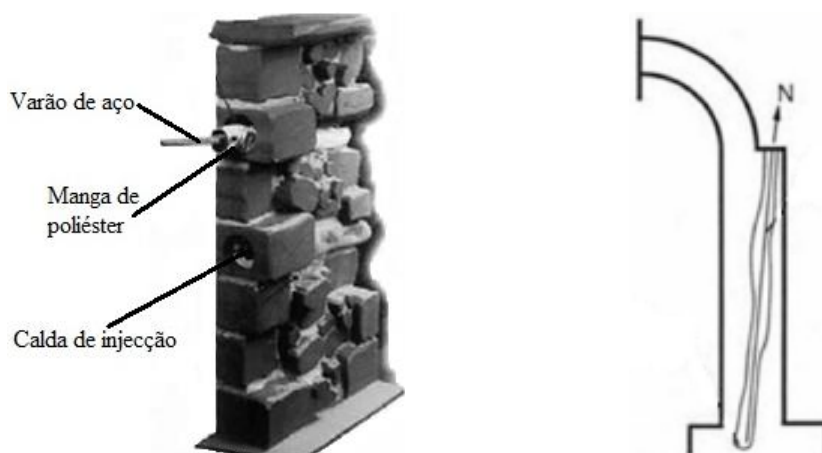


Figura 3.3 – Tirantes (esq.) passivo aderente [Verlag Dashofer, 2013]; (dir.) activo [Branco et al, 2004]

Os varões de aço poderão ser também aplicados de forma generalizada, nas paredes de alvenaria, de modo a que seja criada uma malha reticulada no seu interior, o que aumentará muito a sua resistência a esforços de tracção. Este método é considerado irreversível e é designado por *reticolo cementato* [Appleton, 2003; Lamego, 2007]. O seu processo construtivo inicia-se ao executar furos na parede, com aproximadamente 45° de inclinação, após o que se inserem as barras de aço (Figura 3.4). Por último, os furos são selados com caldas de injeção ou resinas epóxi [Appleton, 2003; Lamego, 2007]. Este modo generalizado de aplicação de tirantes ou conectores é uma técnica vantajosa, que melhora as resistências ao corte, compressão e tracção da parede de alvenaria [Martins, 2012], embora seja dispendiosa, e portanto, pouco utilizada. Por outro lado, a elevada quantidade de furos que é necessário executar, poderá eventualmente conduzir a desagregações da alvenaria, sendo a sua aplicação somente recomendável em paredes com mais de 50cm de espessura [Appleton, 2003; Roque e Lourenço, 2003].

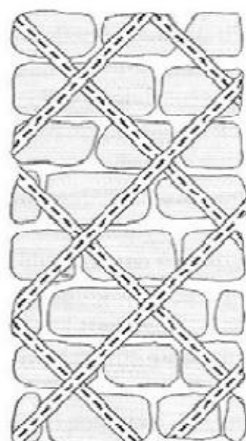


Figura 3.4 – Esquema de aplicação generalizada de conectores ou tirantes [Appleton, 2003]

3.4. Execução de reboco armado

O reboco armado é uma técnica que, tal como o nome indica, consiste em introduzir uma armadura de reforço pelo exterior da parede e rebocá-la, tal como exemplificado na figura 3.5 [Pereira, 2009].

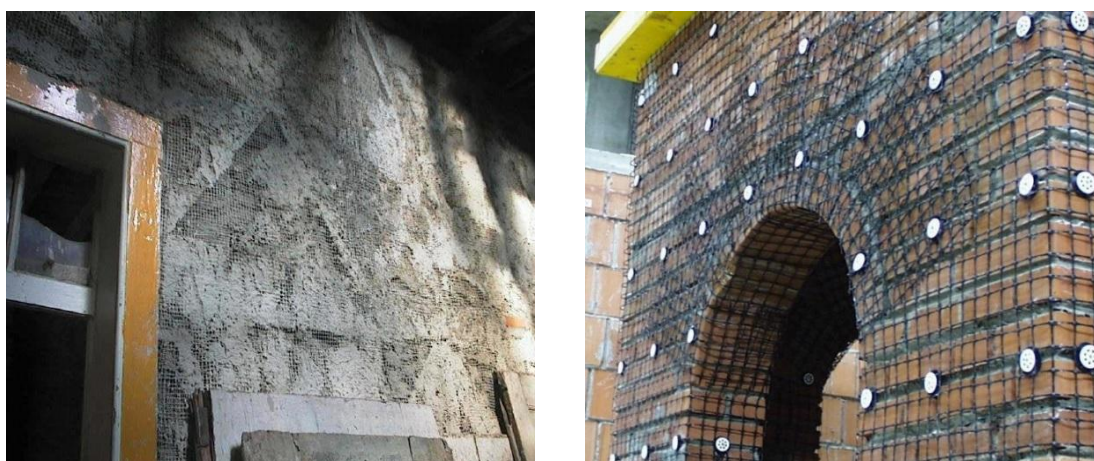


Figura 3.5 - Reboco armado (esq.) sem visualização de armadura [Cóias, 2007]; (dir.) com visualização de malha de aço e conectores [Cristalproof, 2013]

Este reboco deverá ser executado em paredes que se encontrem em bom estado de conservação. Trata-se de um método que deve ser considerado apenas em casos em que não haja inconveniente em alterar a estética da parede de alvenaria, pois esta será revestida a reboco, não ficando a pedra à vista [Roque, 2002; Lamego, 2007; Pereira, 2009]. A aplicação de reboco armado possibilita um aumento da resistência da parede ao derrubamento e ao corte [Roque e Lourenço, 2003]. Para além destas vantagens, aumenta ainda o confinamento do material, o que implicará um aumento na resistência mecânica das paredes, limitando também o progresso da fendilhação, permitindo a redistribuição de tensões entre elementos [Roque e Lourenço, 2003;

Pereira, 2009]. Acrescido a estes factores, quando o reboco armado é aplicado em paramentos exteriores, este confere uma protecção adicional contra os agentes atmosféricos [Roque, 2002].

O processo construtivo deste método baseia-se na colocação de uma malha geralmente de aço, fixa à parede através de conectores de confinamento e sobre a qual é posteriormente aplicada uma camada de reboco com uma espessura de cerca de 2 a 3cm [Cóias, 2007; Lamego, 2007; Pereira, 2009]. A malha poderá ser aplicada apenas a nível local, nas zonas de maior propensão à fendilhação [Pereira, 2009]. Com a evolução das técnicas construtivas, é possível a substituição da armadura de aço (sujeita a fenómenos de corrosão que originarão a desagregação do reboco), por armaduras sintéticas – fibras de vidro, poliaramida, polipropileno ou poliéster. No geral, as fibras de vidro apresentam mais vantagens tanto ao nível da facilidade de aplicação como das características mecânicas [Roque, 2002; Cóias, 2007]. No entanto, é possível que as armaduras sintéticas, nomeadamente as constituídas por fibras de vidro, possam perder alguma elasticidade e resistência ao longo do tempo, devido aos álcalis constituintes das argamassas, que poderão agredir estas fibras [Roque, 2002; Lamego, 2007; Pereira, 2009]. Deste modo, terão obrigatoriamente que ser submetidas a protecção anti-alkalina.

No que concerne às argamassas, estas poderão ser de natureza cimentícia, sintética ou mista [Roque, 2002; Pereira, 2009], podendo ser aplicadas por processos manuais ou projectadas. No caso de serem projectadas, é necessário utilizar equipamento específico para esse fim, sendo que a projecção de argamassa pode ser realizada por via húmida (em que todos os materiais constituintes são misturados antes da sua projecção), ou por via seca (na qual apenas se misturam os materiais sólidos – areia e cimento, que são posteriormente projectados em simultâneo com a água, através de saídas independentes) [Roque, 2002; Lamego, 2007; Pereira, 2009].

3.5. Reforço com materiais compósitos

O reforço de paredes com materiais compósitos é uma técnica na qual é aplicado material compósito superficialmente na parede de alvenaria (Figura 3.6) [Lamego, 2007; Pereira, 2009]. Os materiais compósitos são formados no mínimo por dois materiais com propriedades distintas, sendo os polímeros reforçados com fibras – FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) os mais utilizados no reforço de edifícios de alvenaria de pedra. Estes polímeros são constituídos por uma fibra de reforço e uma matriz [Roque, 2002; Lamego, 2007; Pereira, 2009]. A junção destes dois materiais confere maior resistência ao conjunto do que se os materiais se apresentarem separadamente, sendo uma técnica indicada para eliminar ou evitar o progresso de fissuração diagonal e de deformações fora do plano da parede [Cóias, 2007]. As fibras de reforço geralmente utilizadas são as fibras de vidro – GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*), as fibras de carbono – CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) e as fibras de aramida –

AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*). Estas fibras têm como função conferir resistência mecânica e rigidez ao suporte onde são aplicadas. A matriz presente nos materiais compósitos é geralmente uma resina epóxi, de *polyester*, acrílica ou outra e é responsável pela junção das fibras, transmitindo a sua resistência ao paramento [Roque, 2002; Lamego, 2007; Pereira, 2009]. Entende-se, assim, o aumento de capacidade resistente a esforços de compressão e tracção que uma parede apresenta quando reforçada com materiais compósitos.

As principais vantagens dos materiais FRP são a sua longa durabilidade (não obstante o seu mais elevado custo, a pouca manutenção e a facilidade de transporte que são uma mais valia), a sua maleabilidade, leveza e flexibilidade, a elevada resistência à tracção (cerca de 20 vezes superior à do aço) e um bom comportamento perante acções cíclicas, como é o caso das acções sísmicas [Roque, 2002; Pereira, 2009]. Porém, apresentam uma fraca resistência ao fogo e aos raios ultravioleta (nomeadamente as fibras de vidro e de carbono), pelo que é altamente recomendável o uso de pinturas de protecção. A aderência e a durabilidade entre o material compósito e os paramentos em alvenaria de pedra deverá ser alvo de estudos, pois estas propriedades não são conseguidas na totalidade e a longo prazo, quando submetidas a determinados agentes atmosféricos [Roque, 2002; Pereira, 2009].

Relativamente ao seu processo de aplicação, os compósitos FRP podem ser curados *in-situ* ou pré-fabricados [Roque, 2002; Pereira, 2009]. Os compósitos curados *in-situ* são facultados em rolo e seguidamente embebidos numa resina epóxi, de modo garantir uma boa união à parede de alvenaria. Os sistemas FRP pré-fabricados são comercializados em mantas e em faixas, nas quais as fibras estão dispostas em duas direcções ortogonais. As mantas aplicam-se geralmente em paramentos planos e de dimensão elevada, enquanto que as faixas são utilizadas em zonas com menor dimensão [Roque, 2002; Lamego, 2007; Pereira, 2009]. Os compósitos FRP pré-fabricados podem ainda ser fornecidos sob a forma de fibras soltas, ideais para reforçar zonas mais irregulares, onde será necessário um material mais maleável, por exemplo, em túneis, ou em arcos e abóbodas [Lamego, 2007].



Figura 3.6 - Material composto (esq.) aplicação em faixa [Filippo Cucco, 2011]; (dir.) esquema da disposição das faixas [Martins, 2012]

3.6. Cintagem

A cintagem é uma técnica de reforço sísmico utilizada no confinamento de paredes de alvenaria de pedra [Roque, 2002]. Este processo torna-se importante quando se verifica abundante fendilhação nas paredes do edifício, observando-se fracas ligações entre paredes e pavimentos ou entre paredes e coberturas, havendo o risco de colapso da estrutura [Rodrigues, 2010]. Este método baseia-se na aplicação de chapas de aço inoxidável na periferia do edifício, chumbando-as, geralmente, ao nível dos pisos (Figura 3.7). As cintas de laminados FRP são também utilizadas na correcção de deformações que possam eventualmente ocorrer [Roque, 2002; Lamego, 2007].



Figura 3.7 - Cintagem dos pisos de um edifício [Rodrigues, 2010]

3.7. Reforço de ligações

As ligações entre paredes e entre paredes e pavimentos assumem particular importância no comportamento global de uma estrutura. Não só porque actuam como transmissores de cargas entre elementos, como também têm a função de contraventamento do edifício, factor essencial no comportamento do edifício perante uma acção sísmica. Deste modo, torna-se imperativo actuar ao nível do reforço das mesmas, de modo a que haja uma boa resposta face a potenciais acções de natureza sísmica [Roque, 2002; Lamego, 2007].

3.7.1. Reforço das ligações entre paredes transversais

Num edifício, uma das zonas mais críticas a considerar é a zona de ligação entre paredes ortogonais, sejam paredes exteriores ou a intersecção entre uma parede interior e uma parede exterior [Roque, 2002; Lamego, 2007]. De modo a melhorar o comportamento destas zonas de união, poderão ser utilizados tirantes curtos (vd. 3.2.). Estes varões de aço, protegidos contra fenómenos de corrosão, serão aplicados no interior do paramento, atravessando a zona de ligação entre paredes transversais, sendo que a ancoragem das suas extremidades é feita em paredes distintas (Figura 3.8) [Appleton, 2003, Azevedo, 2010]. Assim, aumenta-se a resistência a esforços de tracção, que antes do reforço, apenas era garantida pelo atrito e aderência entre pedras e entre a alvenaria e a argamassa de assentamento [Appleton, 2003; Lamego, 2007]. Esta técnica é utilizada não só no reforço sísmico mas também perante situações de assentamentos diferenciais de fundações [Appleton, 2003].



Figura 3.8 – Esquema da utilização de tirantes curtos para reforço da ligação entre paredes transversais [Roque e Lourenço, 2003]

3.7.2. Reforço das ligações entre paredes e pavimentos

O reforço das zonas de ligação entre paredes e pavimentos poderá ser efectuado nos casos em que o pavimento de madeira se encontra em bom estado de conservação, sendo então

reforçada a zona que une o pavimento à parede de alvenaria [Appleton, 2003; Lamego, 2007]. Este método baseia-se na colocação de peças metálicas (protegidas contra a corrosão) na ligação entre os pavimentos de madeira e as paredes exteriores de alvenaria (Figuras 3.9 e 3.10) [Lamego, 2007]. Deste modo, é aumentada a rigidez ao nível dos pisos, havendo um melhor travamento da estrutura. Como elementos adicionais de reforço, é possível ainda colocar barras em aço, pregadas às vigas de madeira (Figura 3.11) [Appleton, 2003; Lamego, 2007].

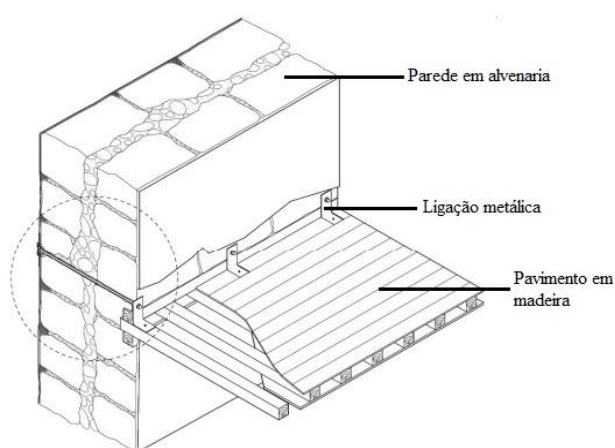


Figura 3.9 – Esquema de utilização de peças metálicas para reforço da ligação entre paredes e pavimentos [Cóias, 2007]

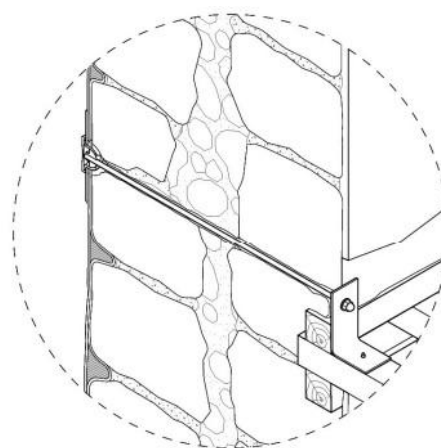


Figura 3.10 – Esquema de pormenor do reforço da ligação entre paredes e pavimentos com recurso a peças metálicas [Cóias, 2007]

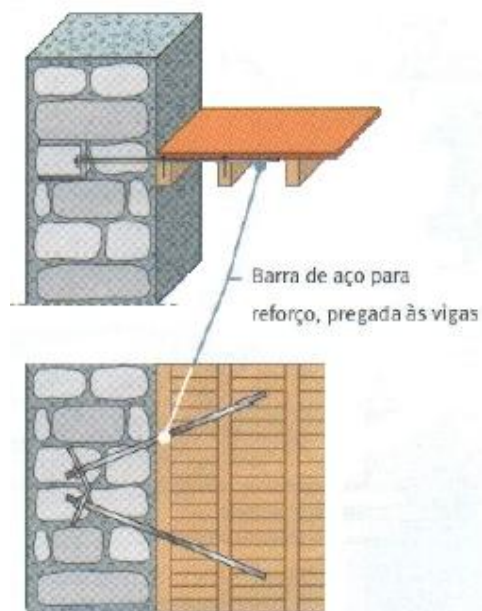


Figura 3.11 - Reforço da ligação entre paredes transversais e pavimentos com barras de aço pregadas às vigas de madeira [Appleton, 2003]

3.7.3. Reforço das ligações entre paredes e coberturas

À semelhança do reforço das ligações entre paredes e pavimentos, também o reforço das ligações entre paredes e coberturas contribui para uma melhor solidarização da estrutura, contribuindo para uma melhoria do seu comportamento global [Roque, 2002; Lamego, 2007]. A união entre paredes exteriores e coberturas é feita através do frechal (elemento de madeira, embutido na parede de alvenaria). Deste modo, o reforço destas zonas baseia-se em alterar o topo das paredes, construindo um lintel de coroamento em betão armado, sendo chumbado às paredes e unido ao frechal (Figura 3.12) [Roque, 2002; Lamego, 2007].

Contudo, a experiência demonstra que o contacto entre dois materiais com tão diferentes propriedades poderá constituir problemas de incompatibilidade a nível mecânico, dado que o comportamento do betão ao nível da sua rigidez e retracção poderá originar movimentos diferenciais, o que potenciará a desunião dos dois materiais [Roque, 2002; Lamego, 2007]. Assim, é possível minimizar os inconvenientes verificados pelo contacto entre o betão e a alvenaria de pedra se, no topo da parede, entre a alvenaria de pedra e o betão, for colocada uma camada de argamassa idêntica à que constitui a parede original. Posteriormente, e de modo a conseguir uma melhor agregação entre o betão de coroamento e a parede de alvenaria, poderão ser introduzidos tirantes passivos na parede [Roque, 2002; Lamego, 2007].

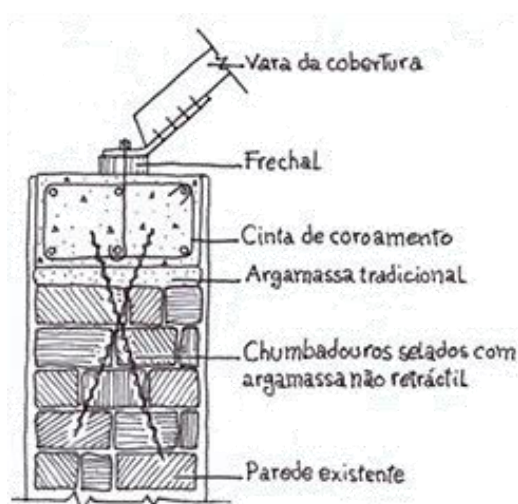


Figura 3.12 – Esquema do reforço da ligação entre paredes e cobertura com recurso a lintel de coroamento [Roque, 2002]

3.8. Reforço de pavimentos em madeira

Os pavimentos em madeira sofrem, ao longo do tempo, deformações causadas não só por acção de cargas excessivas mas também pela fluência consequente do envelhecimento da própria madeira [Appleton, 2003]. Um pavimento com estas anomalias é ainda mais susceptível de sofrer graves danos decorrentes de uma acção sísmica. Deste modo, uma das hipóteses de reforço sísmico das vigas nos pavimentos é a colocação de vigas metálicas [Lamego, 2007] sob as vigas de madeira já existentes, para que não seja necessário remover o soalho (Figura 3.13). Este processo contribui para a melhor ligação entre paredes e pavimentos e para um melhor comportamento do pavimento perante esforços de flexão [Lamego, 2007].

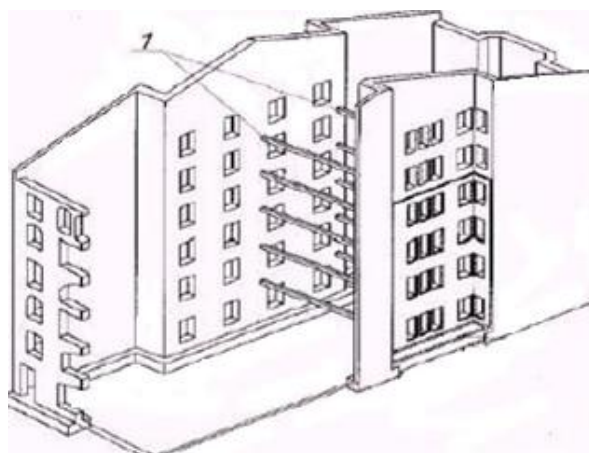


Figura 3.13 – Esquema do reforço dos pavimentos em madeira com vigas metálicas [Cóias, 2007]

3.9. Introdução de novos elementos estruturais

Tendo sido apresentadas algumas técnicas de reforço sísmico para edifícios com paredes em alvenaria de pedra e pavimentos em madeira, torna-se importante realçar que existem métodos que, embora não sendo considerados como reforço sísmico, desempenham um papel importante a esse nível, como é o caso de quando o estado de conservação dos pavimentos em madeira não garante uma boa função de contraventamento ou ainda quando se pretende alterar vãos nas alvenarias existentes [Lamego, 2007].

Os pavimentos em madeira têm uma função importante de contraventamento do edifício, nomeadamente face a acções horizontais, como é o caso das acções sísmicas. Assim, o seu bom estado geral de funcionamento é muito importante [Lamego, 2007]. Quando o pavimento não se encontra apto para realizar tais funções, é possível proceder ao desmonte dos pisos de madeira que se encontram em más condições, substituindo-os por outros elementos, tais como lajes em betão armado ou lajes mistas de betão armado e elementos metálicos ou betão armado e madeira

(Figura 3.14). No caso de se optar por uma laje em betão armado, uma vez que este material tem maior peso que a madeira, os pisos serão, naturalmente, mais pesados, o que poderá trazer problemas ao nível dos elevados esforços de compressão que se poderão fazer sentir nas paredes de alvenaria. Por outro lado, a estrutura acusará um aumento do seu peso próprio, o que implicará um incremento nos esforços sísmicos [Lamego, 2007; Roseiro, 2012; Branco e Brito, 2013]. De modo a não haver um aumento tão grande da massa da estrutura, opta-se usualmente por executar lajes mistas de betão e elementos metálicos ou lajes mistas de betão e madeira [Lamego, 2007; Branco e Brito, 2013]. Perante este cenário, é imperativo que se tenha especial atenção à zona de ligação entre o novo pavimento e as paredes de alvenaria (vd 3.6), de modo a assegurar um correcto contraventamento da estrutura, evitando o seu perigo de colapso perante acções de natureza sísmica [Appleton, 2003; Lamego, 2007].



Figura 3.14 - Substituição integral do antigo pavimento em madeira [Branco *et al*, 2004]

3.10. Contrafortes

Os contrafortes ou gigantes em alvenaria de pedra são utilizados em edifícios nos quais se pretende incrementar a sua estabilidade estrutural, nomeadamente face a acções horizontais (sísmicas) e/ou em paredes com fraca resistência a fenómenos de tracção. Os gigantes são maciços em pedra, de forma triangular, construídos ortogonalmente à parede (Figura 3.15). Esta solução executa-se pelo exterior da edificação, pelo que irá alterar a estética do edifício, sendo que este deverá ter espaço exterior livre suficiente para a colocação dos mesmos. Dado que estes são constituídos pelo mesmo material das paredes, poderão, eventualmente, desenvolver anomalias semelhantes às já referidas para as paredes em alvenaria de pedra, nomeadamente a desagregação de material [Lamego, 2005; Trindade, 2008].



Figura 3.15 – Contrafortes (esq.) em edifício de pequeno porte [Booking, 2013]; (dir.) pormenor [Suspiros, 2010]

3.11. Conclusões

O reforço sísmico aplicado em edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira é muito importante pois o risco sísmico é uma realidade em Portugal. A utilização das diversas soluções de reforço que dotam um edifício existente de melhor capacidade para resistir a acções de natureza sísmica deveria ser sempre ponderada. Reforçar sísmicamente uma edificação não significa forçosamente utilizar apenas uma técnica de reforço. Pelo contrário, deverão ser conjugadas várias técnicas, que colaborem entre si e potenciem a obtenção de resultados otimizados relativamente ao aumento da resistência do edifício face ao sismo. Dependendo de vários factores, assim como dos recursos disponíveis, do tipo de edifício, da sua idade e do seu estado de conservação, assim se fará uma escolha correcta dos métodos de reforço a adoptar.

De modo a melhor sintetizar alguns aspectos relativos a cada técnica de reforço sísmico descrita nas secções anteriores, elaboraram-se duas tabelas que se apresentam em seguida. A tabela 3.2. contém uma classificação dos níveis de reversibilidade, de intrusividade, de rigidez e eventuais alterações estéticas a que o edifício poderá estar sujeito quando se aplica cada técnica. A tabela 3.3. diz respeito ao nível de aplicação de cada técnica de reforço sísmico, à sua dificuldade de execução, ao tipo de mão-de-obra e de equipamentos necessários.

Tabela 3.2 – Classificação das técnicas de reforço sísmico de acordo com factores da sua aplicação, adaptado de Lamego [2007]

Técnica de reforço sísmico	Factores de aplicação			
	Reversibilidade	Intrusividade	Nível de rigidez	Alteração estética
Conectores de confinamento, Tirantes e Pregagens aderentes	Muito reversível	Intrusivo	Aumento moderado	Alguma alteração
Execução de reboco armado	Pouco reversível	Intrusivo	Aumento elevado	Muita alteração
Reforço com materiais compósitos	Pouco reversível	Intrusivo	Aumento elevado	Muita alteração
Cintagem	Muito reversível	Intrusivo	Aumento moderado	Alguma alteração
Reforço de ligações	Muito reversível	Intrusivo	Aumento moderado	Pouca alteração
Reforço de pavimentos em madeira	Pouco reversível	Intrusivo	Aumento moderado	Pouca alteração
Introdução de novos elementos estruturais	Reversível	Intrusivo	Aumento moderado	Alguma alteração
Contrafortes	Pouco reversível	Intrusivo	Aumento elevado	Muita alteração

Tabela 3.3 – Classificação das técnicas de reforço sísmico de acordo com factores da sua aplicação, adaptado de Lamego [2007]

Técnica de reforço sísmico	Factores de aplicação			
	Nível de aplicação	Dificuldade de execução	Qualificação da mão-de-obra	Tipo de equipamento
Conectores de confinamento, Tirantes e Pregagens aderentes	Local	Dificuldade moderada	Qualificada	Equipamento com algum nível de especialização
Execução de reboco armado	Geral	Mínima	Pouco qualificada	Equipamento corrente
Reforço com materiais compósitos	Local/Geral	Mínima	Pouco qualificada	Equipamento corrente
Cintagem	Local	Dificuldade moderada	Qualificada	Equipamento com algum nível de especialização
Reforço de ligações	Local	Pouca dificuldade	Qualificada	Equipamento com algum nível de especialização
Reforço de pavimentos em madeira	Geral	Dificuldade moderada	Qualificada	Equipamento com algum nível de especialização
Introdução de novos elementos estruturais	Local	Dificuldade moderada	Qualificada	Equipamento com algum nível de especialização
Contrafortes	Geral	Mínima	Pouco qualificada	Equipamento corrente

4. Análise estrutural

4.1. Considerações gerais

A verificação do desempenho sísmico de determinado edifício assenta, primeiramente, na escolha da análise sísmica mais adequada a realizar. Existem dois tipos de análises sísmicas: análises lineares, que consideram apenas o comportamento linear das estruturas, e análises não lineares, que admitem o comportamento não linear da edificação. Consoante a tipologia estrutural do edifício em questão, as características dos materiais que constituem os seus elementos, a acção sísmica actuante e a informação que se pretende obter, assim é escolhida a análise sísmica que irá fornecer informações acerca da resposta de uma dada estrutura a um determinado evento sísmico. No presente capítulo serão, primeiramente, identificadas as diferentes análises estruturais utilizadas em edifícios, dando ênfase à análise estática não linear pois será a análise utilizada neste trabalho. Na secção seguinte será realizada uma análise comparativa entre os quatro tipos de análise estruturais expostos, sendo que na última secção serão apresentadas as conclusões.

A vulnerabilidade sísmica representa a predisposição de uma edificação para sofrer danos, quando exposta a uma acção sísmica. É possível reduzir o valor da vulnerabilidade sísmica actuando, por exemplo, no aumento da capacidade de uma edificação através da aplicação de soluções de reforço sísmico adequadas. Desta forma, ao reduzir a vulnerabilidade sísmica de um edifício, reduz-se também o nível de eventuais danos (de natureza humana e material) [Vicente *et al.*, 2010; Lamego, 2014]. A vulnerabilidade sísmica de um edifício ou conjunto de edifícios é uma propriedade intrínseca da própria construção, estando relacionada com a sua concepção e modo de execução, com alterações estruturais e envelhecimento dos materiais. É inteiramente autónoma da zona de implantação do edifício [Vicente, 2008]. De acordo com a tipologia funcional de determinado edifício ou conjunto de edifícios, a vulnerabilidade assume diferentes níveis. A título exemplificativo, um edifício habitacional tem na prevenção do seu colapso (diminuindo a probabilidade de perda de vida humana), e portanto, na diminuição da vulnerabilidade estrutural, o seu objectivo fundamental. Os edifícios não residenciais, como por exemplo, os hospitais e os quartéis de bombeiros, cuja funcionalidade é auxiliar a população aquando da ocorrência de um abalo sísmico, têm como objectivo principal a permanência da sua operacionalidade e capacidade de resposta, e portanto, a vulnerabilidade funcional é, neste caso, fundamental [Vicente, 2008]. A vulnerabilidade estrutural de um edifício depende não só do comportamento global dos seus elementos estruturais, mas também do modo como estes elementos isolados respondem perante uma acção sísmica. A deficiente ligação entre o pavimento e as paredes estruturais e a separação entre paredes ortogonais (Figura 4.1) são exemplos de fragilidades localizadas que influenciam o comportamento global da estrutura.

Torna-se claro que, quanto pior for o comportamento a nível individual de cada elemento, pior será também a sua resposta a nível global perante um evento sísmico, pois as fragilidades locais conduzem à vulnerabilidade global do edifício [Vicente, 2008].

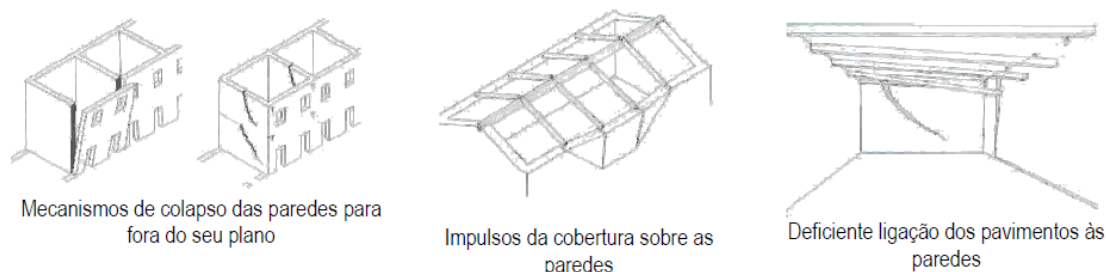


Figura 4.1 – Esquema de mecanismos de colapso parciais [Vicente, 2008]

A gravidade dos danos observados num edifício pode ser agrupada em classes, que variam entre a ausência de danos e o dano completo ou colapso da edificação. No documento HAZUS [FEMA, 2003] são classificados os diferentes níveis de dano (ou estados de dano) que um edifício com paredes em alvenaria de pedra poderá apresentar quando submetido a um fenómeno sísmico, conforme apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Classificação dos estados de dano em edifícios com paredes em alvenaria, de acordo com HAZUS [FEMA, 2003]

Dano ligeiro	<ul style="list-style-type: none"> - abertura de fissuras ou pequenas fendas nas paredes; - fissuras ou fendas de maior dimensão na envolvente de vãos em paredes com maior área de aberturas; - movimento de lintéis; - fendas na base dos parapeitos.
Dano moderado	<ul style="list-style-type: none"> - fissuras diagonais na maioria das superfícies das paredes; - fendas diagonais em algumas paredes; - separação dos diafragmas das paredes; - fendas significativas nos parapeitos; - queda de algumas pedras constituintes das paredes.
Dano extenso ou grave	<ul style="list-style-type: none"> - fendas extensas em paredes com grande área de aberturas; - queda de elementos salientes e de algumas paredes; - movimento de vigas e treliças em relação ao seu suporte.
Dano completo ou colapso	<ul style="list-style-type: none"> - colapso da estrutura ou perigo de colapso iminente, no próprio plano ou para fora do plano; - aproximadamente 15% da área total do edifício entra em colapso ou em risco de colapso.

4.2. Tipos de análises sísmicas

De acordo com o EC8 [IPQ, 2010], a resposta sísmica de uma estrutura pode ser obtida através de quatro análises sísmicas: análise estática linear, análise dinâmica linear, análise estática não linear ou análise dinâmica não linear. Tal como referido anteriormente, tendo em conta a tipologia do edifício em estudo, a acção sísmica actuante e o nível de conhecimento que se pretende obter acerca dos danos na estrutura, assim se opta por uma das quatro análises sísmicas.

4.2.1. Análise estática linear

Uma análise estática linear assume que a relação entre as cargas introduzidas na estrutura e os consequentes deslocamentos é linear, isto é, se a intensidade de um carregamento aumentar de valor, o deslocamento induzido por essa carga aumentará de valor na mesma proporção. Considera, simultaneamente, as características elásticas dos materiais constituintes da estrutura, e a representação da acção sísmica através de uma distribuição de forças actuantes no edifício [Serra, 2008]. No entanto, as estruturas têm um comportamento não linear sendo que esta não linearidade está directamente relacionada, por exemplo, com as propriedades dos materiais constituintes da estrutura, que apresentam comportamentos não lineares ao longo da acção sísmica. Esta análise não permite ter em consideração a influência do efeito não linear, uma vez que apenas é utilizada a rigidez elástica do edifício na análise ao seu comportamento sísmico. Assim, e dado que é admissível a ocorrência de danos numa edificação aquando de um evento sísmico, esta metodologia considera a aplicação de um coeficiente de comportamento que possibilita a conversão dos esforços elásticos em esforços plásticos. Este coeficiente depende da tipologia estrutural, dos materiais utilizados e da ductilidade da estrutura [Serra, 2008]. É então possível afirmar que a não linearidade dos materiais é ultrapassada com a utilização de coeficientes de comportamento regulamentados. Como é possível observar através da Figura 4.2, quando a acção sísmica a que determinado edifício está sujeito promove a passagem do comportamento da estrutura da fase elástica para a fase inelástica significa que, para um mesmo valor de esforços (F), serão atingidos valores de deslocamentos (u) significativamente superiores. Assim, define-se como coeficiente de comportamento a relação u_L/u_{NL} , isto é, a relação entre o valor do deslocamento de resposta da estrutura em regime linear e o valor do mesmo deslocamento em regime não linear. Quando o edifício apresenta um comportamento elástico linear, a relação é igual à unidade [Guerreiro, 2008].

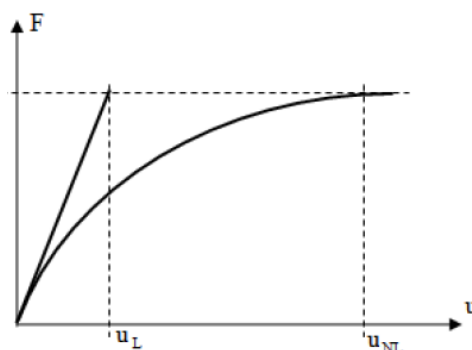


Figura 4.2 – Exemplo da resistência de estruturas a deslocamentos impostos [Gomes, 2010]

Em linhas gerais, a metodologia seguida numa análise estática linear baseia-se em simular uma acção sísmica através da aplicação distinta de dois conjuntos de forças horizontais, ortogonais entre si, à estrutura. Esta simulação apenas deverá ser realizada em edifícios cujos modos de vibração mais elevados não contribuam significativamente na resposta da estrutura, sendo que é admitido que o primeiro modo de vibração é o mais importante [Gomes, 2010; IPQ, 2010].

De acordo com o EC8 [IPQ, 2010], esta análise apenas é passível de aplicação em edifícios que apresentem regularidade estrutural ao nível da planta. Assim, temos como condições de regularidade em planta: a estrutura deverá ser simétrica em planta, ao nível da rigidez lateral e distribuição de massas, relativamente a dois eixos perpendiculares; deverá possuir uma configuração compacta em planta; apresentar uma elevada rigidez ao nível dos pisos, comparativamente à rigidez lateral dos pilares (comportamento de diafragma das lajes); a esbelteza, em planta, entre as maiores e menores dimensões do edifício não deverá ser superior a quatro; por último, deverão ser verificadas, ao nível de cada piso, as condições de torção. No que concerne às condições de regularidade em altura: deverá existir continuidade, desde o nível da fundação até ao topo da edificação, de todos os elementos resistentes às acções laterais (núcleos, paredes estruturais ou pórticos); a rigidez lateral e a massa de cada piso deverão ser constantes ou apresentar uma redução gradual desde a base até ao topo da estrutura; a variação entre a resistência global de um piso e a resistência exigida pelo cálculo, entre pisos adjacentes, deverá ser mínima; a última condição impõe que quando a edificação possua recuos, é necessário verificar condições específicas.

O processo de determinação dos deslocamentos e respectivos esforços introduzidos numa estrutura por actuação de uma acção sísmica está descrito no Regulamento de Segurança e Acções [RSA, 1983] e baseia-se, resumidamente, em:

- 1) Determinação da natureza do terreno, classificando-o como Tipo I a Tipo III, em que o Tipo I corresponde a solos coerentes e rijos e o Tipo III representa solos coerentes moles ou solos incoerentes soltos;
- 2) Determinação da zona sísmica em análise, sendo atribuída a zona de A a D, respectivamente por ordem decrescente de sismicidade;
- 3) Determinação do coeficiente de sismicidade (α), que depende da zona sísmica do terreno de implantação. O seu valor é obtido com base no quadro I do Art.º 29º do RSA [1983], conforme seguidamente se reproduz na Tabela 4.2:

Tabela 4.2 – Valores do coeficiente de sismicidade [RSA, 1983]

Zona Sísmica	α
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

- 4) Cálculo da frequência própria fundamental da estrutura, através da expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} \times \sqrt{\frac{g \times K}{G}} \quad (4.1)$$

em que f é a frequência própria fundamental da estrutura, g é a aceleração da gravidade, K representa a rigidez da estrutura e G corresponde à soma dos valores das cargas permanentes e dos valores quase permanentes das cargas variáveis.

- 5) Cálculo do valor do coeficiente sísmico de referência (β_0), que depende das características do terreno e da frequência própria fundamental do edifício. Para tal, é necessário consultar o Quadro II do Art.º 31º do RSA [1983], conforme reproduzido na Tabela 4.3:

Tabela 4.3 – Valores do coeficiente sísmico de referência [RSA, 1983]

Tipo de terreno	Frequência própria fundamental da estrutura	β_0
I	$0,5 \leq f < 5,6$	$0,17\sqrt{f}$
	$f \geq 5,6$	0,40
II	$0,5 \leq f < 4,0$	$0,20\sqrt{f}$
	$f \geq 4,0$	0,40
III	$0,5 \leq f < 2,0$	$0,23\sqrt{f}$
	$f \geq 2,0$	0,32

- 6) Cálculo do valor do coeficiente sísmico (β), que define o valor característico da resultante global das forças estáticas aplicadas à estrutura, através da expressão 4.2:

$$\beta = \beta_0 \times \frac{\alpha}{\eta} \quad (4.2)$$

em que β é o coeficiente sísmico, β_0 representa o coeficiente sísmico de referência, α é o coeficiente de sismicidade e η corresponde ao coeficiente de comportamento, que depende do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade.

- 7) Determinação do valor da força (F) a aplicar à estrutura:

$$F = \beta \times G \quad (4.3)$$

em que F é a força sísmica aplicada à estrutura.

- 8) Obtenção do valor do deslocamento (δ) da estrutura devido à acção sísmica:

$$\delta = \frac{F \times \eta}{K} \quad (4.4)$$

em que δ representa o deslocamento da estrutura devido à acção sísmica.

4.2.2. Análise dinâmica linear

A análise dinâmica linear é baseada na máxima resposta modal de um determinado edifício, simulando todas as componentes de movimento, deslocamento, velocidade e aceleração da estrutura. É uma metodologia de resolução de equações do movimento actuadas por uma determinada aceleração espectral. Nesta análise deverão ser tidos em consideração todos os modos de vibração da estrutura que contribuam, de modo significativo, para a resposta global da

mesma. Assim, esta condição admite-se como satisfeita quando o somatório das massas modais efectivas para os modos de vibração considerados representa, no mínimo, 90% da massa total da estrutura ou quando todos os modos com massas modais efectivas superiores a 5% da massa total do edifício em análise são consideradas [IPQ, 2010]. O procedimento da análise dinâmica linear é efectuado através da conversão da estrutura original (sistema com vários graus de liberdade, e portanto, designada de *MDOF – Multi Degree Of Freedom*) em várias estruturas com apenas um grau de liberdade (denominadas de *SDOF- Single Degree Of Freedom*). Após a resolução dos vários sistemas de equações correspondentes a cada sistema *SDOF*, a resposta máxima de cada sistema será calculada através de duas combinações modais: Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ) ou Combinação Quadrática Completa (CQC). A opção de utilização de uma ou outra combinação recai sobre o afastamento das frequências dos vários modos de vibração: para frequências afastadas, deverá ser utilizada a RQSQ, caso contrário, para frequências próximas, isto é, quando o quociente entre modos de vibração é inferior a 1,5, é aconselhável usar a CQC [Serra, 2008; Gomes, 2010].

4.2.3. Análise estática não linear

A avaliação da resistência de determinada estrutura a uma dada acção sísmica pode ser traduzida pela sua resposta quando submetida a um sistema de forças estáticas, cuja intensidade aumenta progressivamente, até ser atingido o seu ponto de colapso [Maciel, 2007]. No momento em que os carregamentos incrementais aplicados à estrutura produzem um deslocamento limite em regime elástico, isto é, na fronteira em que a estrutura passa de regime elástico a regime plástico, ocorre a fendilhação da mesma. Este comportamento explica-se pelo facto de, aquando da entrada em fase plástica, a proporcionalidade entre forças e deslocamentos deixar de se verificar. Assim, a estrutura vai sofrendo sucessivamente perda de rigidez, até ser atingida a sua capacidade resistente última [Maciel, 2007]. Observando a figura 4.3 é possível concluir que o deslocamento de cedência (d_y) de um edifício corresponde ao valor do deslocamento em que deixa de existir a referida proporcionalidade entre forças e deslocamentos, sendo que após este valor, os esforços actuantes na estrutura se mantêm constantes até ser atingido o deslocamento último (d_u), em que ocorre o colapso da edificação.

Perante uma acção sísmica, a análise correcta a efectuar será a análise não linear, pois simula o efectivo comportamento da estrutura aquando da ocorrência de um sismo, fornecendo uma informação válida sobre a resposta estrutural real. A figura 4.4 traduz o comportamento linear (existência de proporcionalidade entre forças aplicadas à estrutura e deslocamentos obtidos) e o comportamento não linear de uma estrutura. Uma análise *pushover* ou análise

estática não linear tem como principal objectivo a comparação entre a real resposta que o edifício apresenta com o seu comportamento estrutural expectável [Mota, 2010].

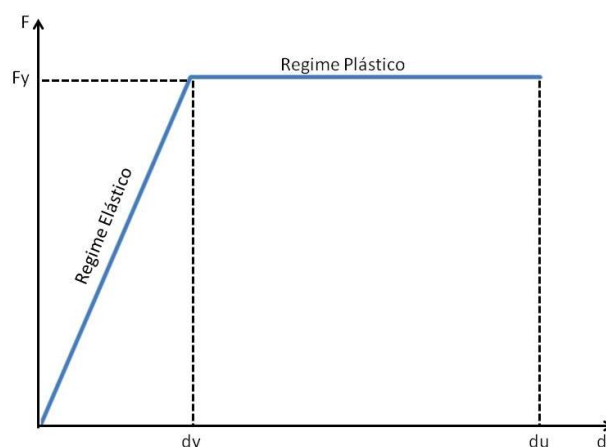


Figura 4.3 – Regimes elástico e plástico de uma estrutura

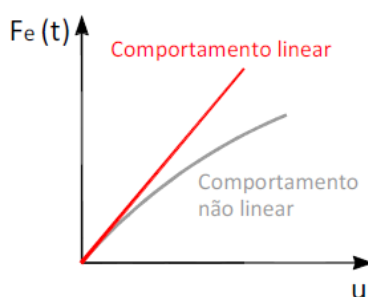


Figura 4.4 – Comportamento linear e não linear [Mendes, 2012]

O desempenho sísmico de uma determinada estrutura pode ser traduzido pelos danos que esta eventualmente sofrerá aquando da ocorrência de um evento sísmico. Este controlo de danos somente é possível de ser realizado através de uma análise estática não linear, pois esta permite perceber onde ocorrem os danos e quais as consequências que os mesmos terão no comportamento da estrutura. Deste modo, são evidenciados os “pontos fracos” da mesma, e são obtidos dados acerca da sua ductilidade e resistência [Gomes, 2010]. Torna-se importante salientar que a acção sísmica é representada somente através das solicitações horizontais, não se contabilizando a direcção vertical para efeitos de análise estática não linear, admitindo-se que a acção sísmica não é condicionante para esta direcção.

Na análise estática não linear são então aplicadas forças horizontais em determinados pontos da estrutura e medida a resposta de um ponto do edifício, localizado geralmente no topo. Tal como referido acima, o processo de aplicação de forças é incremental, isto é, há um

progressivo aumento das forças aplicadas até que se verifique o colapso de parte ou da totalidade do edifício [Lamego *et al*, 2011]. Estes métodos de análise inelásticos permitem analisar uma resposta mais realista do edifício perante uma acção sísmica, através da identificação dos modos de cedência e da probabilidade de ocorrência do seu progressivo colapso, onde se assume que a capacidade elástica da estrutura será ultrapassada [ATC, 1996]. Trata-se de uma análise baseada em deslocamentos, podendo ser efectuada somente após o dimensionamento da estrutura em estudo pois o seu objectivo é a determinação da curva de capacidade do edifício, calculada através das características dos elementos que o constituem, particularmente a sua ductilidade e resistência [Gomes, 2010]. Este tipo de análise permite também a determinação do local de formação de rótulas plásticas bem como a sua influência no comportamento global da estrutura, ou seja, no seu modo de colapso. Permite ainda a observação de cada estado de deformação correspondente aos danos nos elementos estruturais seus constituintes. Os deslocamentos observados na estrutura ao longo da análise *pushover*, consequentes da actuação de uma força horizontal, definem o comportamento do edifício, neste caso, o seu desempenho sísmico [Serra, 2008].

4.2.4. Análise dinâmica não linear

Esta metodologia de análise possibilita extrair uma maior quantidade de informação acerca do comportamento de uma determinada estrutura face a uma história de acelerações do solo. Tem a vantagem de ser possível a obtenção do instante no qual ocorrem os picos de deformação da estrutura, pois a acção sísmica é representada através de acelerogramas, sendo que tais resultados não são possíveis de determinar com espectros de resposta.

É o tipo de análise mais completo, com maior exigência ao nível de processamento, pelo que a obtenção de resultados é mais demorada. No entanto, é o método mais exacto, pois analisa o comportamento real de uma estrutura (comportamento não linear) quando sujeita a um evento sísmico (traduzido por uma acção dinâmica) e portanto, mais aproximado da realidade [Gomes, 2010].

4.3. Análise comparativa

Tendo em conta o descrito nas secções anteriores, apresenta-se um quadro síntese (Tabela 4.4) acerca das características, pressupostos e resultados possíveis de obter através de cada uma das referidas análises:

Tabela 4.4 – Características, pressupostos e resultados possíveis de cada análise sísmica

	A.E.L.	A.D.L.	A.E.N.L.	A.D.N.L.
Exigência de regularidade estrutural	√	√	X	X
Adequada a dimensionamento	X	√	X	X
Adequada a construção existente	X	X	√	√
Considera as propriedades não lineares dos materiais	X	X	√	√
Observação dos danos e modo de colapso durante a actuação do sismo	X	X	√	√
Tempo de processamento e complexidade dos resultados	X	X	X	√
Análise simples	√	X	X	X
Análise com resultados exactos	X	X	X	√

Legenda:

A.E.L. – Análise estática linear;

A.D.L. – Análise dinâmica linear;

A.E.N.L. – Análise estática não linear;

A.D.N.L. – Análise dinâmica não linear.

√- Sim / Adequado;

X – Não / Inadequado.

4.4. Conclusões

Neste capítulo foram apresentadas as características gerais e objectivos das análises sísmicas estáticas e dinâmicas, utilizadas na determinação do desempenho sísmico de estruturas. Deste modo foi possível concluir que não existe uma análise estrutural perfeita e completamente adequada à verificação da resposta de um edifício a um dado evento sísmico, existindo análises mais adequadas que outras, de acordo com as características da estrutura em questão.

As análises sísmicas lineares pertencem ao conjunto de procedimentos baseados em forças, uma vez que, ao contrário das análises não lineares, baseadas em deslocamentos e deformações, estas são enunciadas em termos de forças e esforços.

Relativamente à avaliação do desempenho sísmico, as análises lineares são apropriadas para estruturas mais regulares, uma vez que a resposta sísmica do edifício não regular não consegue ser fielmente reproduzida através dos coeficientes de comportamento. Deste modo, em estruturas irregulares, é preferível adoptar análises não lineares para a determinação do desempenho sísmico do edifício. Por outro lado, as análises não lineares oferecem maiores garantias na avaliação do correcto desempenho sísmico da estrutura, tendo ainda a vantagem de identificar colapsos localizados na estrutura ao longo da actuação da acção horizontal.

No que concerne à monitorização do comportamento de um determinado edifício, a análise estática não linear considera-se a mais adequada, uma vez que permite observar a evolução da rigidez da estrutura e o mecanismo de colapso estimado. Assim, foi esta a análise sísmica escolhida para cálculo do desempenho sísmico do edifício objecto de estudo neste trabalho.

5. Caso de estudo: Análise de um edifício de pequeno porte em alvenaria de pedra ordinária

5.1. Considerações gerais

O estudo do comportamento de determinada edificação face a uma acção sísmica tem como objectivo principal a determinação do ponto de desempenho da estrutura. É a partir da verificação do seu desempenho sísmico que é possível aferir acerca da necessidade de aplicação de reforço sísmico ao edifício. O ponto de desempenho da estrutura é o ponto de intersecção entre o espectro de capacidade, que representa o comportamento não linear da estrutura, e o espectro de resposta, que representa a acção sísmica

Neste sentido, no presente capítulo é feita a análise do edifício em estudo, calculando o seu ponto de desempenho, e analisando a sua resposta ao evento sísmico, através da verificação da capacidade resistente da estrutura assim como a direcção potencial de colapso do edifício quando sujeito a ambas as acções sísmicas de referência. Nesta primeira secção são apresentadas algumas considerações gerais. Na segunda secção é descrita a metodologia adoptada neste trabalho, sendo na secção seguinte apresentada a descrição para construção das curvas de fragilidade de um edifício. Na secção 5.4 é descrita a análise ao desempenho sísmico para um edifício, enquanto que na secção seguinte se apresenta a determinação dos valores característicos de um dado edifício. Posteriormente, nas secções 5.6 e 5.7, caracteriza-se o edifício objecto de estudo neste trabalho e apresenta-se a modelação do mesmo, respectivamente. De seguida, a oitava secção consiste na análise sísmica e tratamento dos resultados obtidos para o edifício em questão. Por fim, na secção 5.9 é realizada uma análise ao desempenho sísmico deste edifício e em seguida, na última secção, são referidas as conclusões do presente capítulo.

5.2. Descrição da metodologia adoptada

Tal como referido no capítulo 4, a análise estrutural adoptada neste trabalho é a análise estática não linear, designada de *pushover*. Um dos métodos utilizados para avaliar a vulnerabilidade sísmica de determinado edifício é o método do espectro da capacidade resistente, proposto no regulamento ATC40 [ATC, 1996], baseado no princípio de que quanto maior for a capacidade de um edifício para resistir a um sismo, menor será a sua vulnerabilidade sísmica. Este método estabelece uma comparação entre a capacidade resistente de uma edificação e a respectiva solicitação sísmica a que a mesma está sujeita [Lamego *et al*, 2011].

Método do espectro de capacidade resistente

O método do espectro da capacidade resistente considera que a estrutura possa ter um comportamento não linear, podendo observar-se a sequência de cedência e de colapso dos elementos à medida que se incrementa a acção horizontal [Bento, 2003].

De modo a ser possível o estudo do comportamento de um edifício quando sujeito a um evento sísmico, deverá ser escolhido um ponto de controlo (ou de referência), para viabilizar o registo do seu deslocamento aquando dos sucessivos incrementos de carga. Este ponto representará o comportamento global do edifício quando sujeito a acções de natureza sísmica [Matos, 2009].

A metodologia seguida no presente documento para a determinação do ponto de desempenho da estrutura foi a utilizada na tese de doutoramento da Doutora Paula Lamego [Lamego, 2014]:

- Determinação da curva de capacidade, obtida pela análise *pushover*;
- Conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade, de acordo com a metodologia apresentada no ATC40 [ATC, 1996];
- Construção das curvas de fragilidade do edifício em estudo, de acordo com a metodologia indicada em HAZUS [FEMA, 2003];
- Análise do desempenho sísmico do edifício, utilizando o método N2, designado no EC8 [IPQ, 2010];
- Definição dos valores característicos do edifício, em função do custo da reparação do dano sísmico.

Determinação da curva de capacidade

Tal como anteriormente referido, a curva de capacidade de um edifício representa a capacidade que o mesmo tem para resistir a uma acção sísmica. Em primeiro lugar, efectua-se a modelação do edifício em estudo num programa de cálculo automático de estruturas adequado, tendo em conta a sua tipologia construtiva, os materiais de construção utilizados e a organização dos seus espaços interiores. Seguidamente é aplicada uma força lateral incremental, e portanto, crescente, que irá conduzir o edifício ao seu limite último de capacidade. Proceder-se então à escolha do ponto de controlo da estrutura, para monitorização dos deslocamentos do edifício, ponto este geralmente localizado no topo do edifício (onde os deslocamentos terão valores mais elevados) e próximo do seu centro de massa e de rotação. Os deslocamentos são registados num gráfico em que os deslocamentos do ponto de controlo correspondem ao eixo das abcissas, sendo que no eixo das ordenadas será representado a força de corte basal ou o somatório do

esforço transverso ao nível da fundação do edifício. Este gráfico designa-se por curva de capacidade (Figura 5.1) e representa o comportamento global da estrutura quando sujeita a um carregamento horizontal (no caso, uma acção sísmica) [Matos, 2009; Lamego, 2014]. Por outras palavras, é possível definir a curva de capacidade de uma estrutura como a relação entre a força de corte na fundação e o deslocamento verificado no topo. É importante salientar que a curva de capacidade de uma edificação, na prática, não possui um andamento semelhante ao da figura 5.2, uma vez que o comportamento da estrutura não é uniforme à medida que é aplicada a força lateral. A partir do momento em que se começa a verificar a fendilhação dos seus constituintes, quando é ultrapassado o seu estado elástico, o edifício exibirá uma redução ao nível da sua rigidez e capacidade resistente. Esta resposta será verificada até ao momento em que é interrompido o carregamento lateral, correspondente a uma redução da força de corte basal de 20% do seu valor máximo [IPQ, 2010].

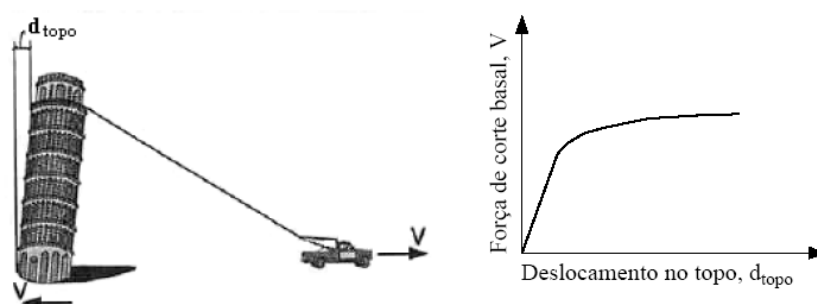


Figura 5.1 – Definição e representação de uma curva de capacidade [ATC, 1996]

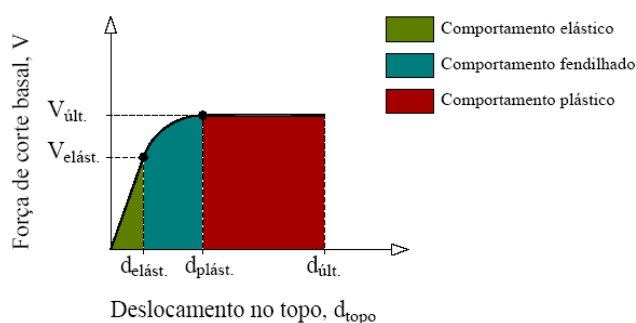


Figura 5.2 – Comportamento elasto-fendilhado-plástico de uma estrutura [Lamego, 2014]

Para efeitos de cálculo, é usual utilizar uma curva de capacidade idealizada bilinear (ou simplificada). Esta curva admite que o edifício apresenta um comportamento elástico-perfeitamente plástico, e portanto, possui somente dois tramos: Tramo A – edifício possui um comportamento elástico perfeito; Tramo B – edifício possui um comportamento

perfeitamente plástico, conforme indicado na figura 5.3. A transformação da curva de capacidade obtida pela análise estática não linear na curva idealizada bilinear é feita de modo a satisfazer as seguintes condições:

- i) ambas as curvas interceptam-se no ponto C (correspondente a 70% do $V_{m\acute{a}x}$);
- ii) existência de igual valor de áreas acima e abaixo das curvas real (a preto) e idealizada (a azul).

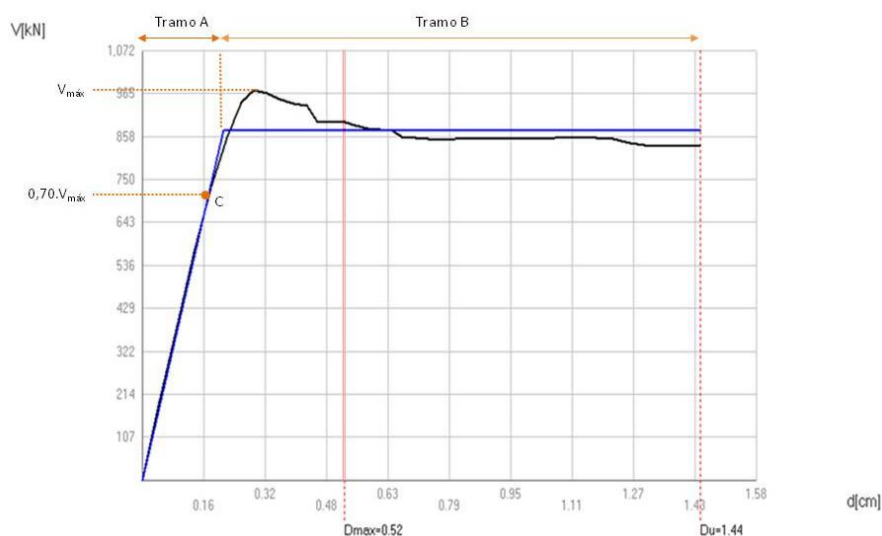


Figura 5.3 – Curva de capacidade de um edifício e correspondente curva de capacidade bilinear

Conversão da curva de capacidade em espectro de capacidade

O ponto de desempenho da estrutura é o ponto de intersecção entre o espectro de capacidade, que representa o comportamento não linear da estrutura, e o espectro de resposta, que representa a acção sísmica. Deste modo, torna-se essencial representar ambas as curvas no mesmo referencial; como a acção sísmica é traduzida em espectros de resposta (sistemas de um grau de liberdade), é necessário transformar a curva de capacidade num espectro de capacidade. A curva de capacidade é apresentada em coordenadas força – deslocamento, sendo um sistema de múltiplos graus de liberdade (MDOF). Assim, estas coordenadas deverão ser transformadas em coordenadas aceleração espectral – deslocamento espectral, isto é, em formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), num sistema de um grau de liberdade equivalente (SDOF), conforme representado na figura 5.4 [Matos, 2009].

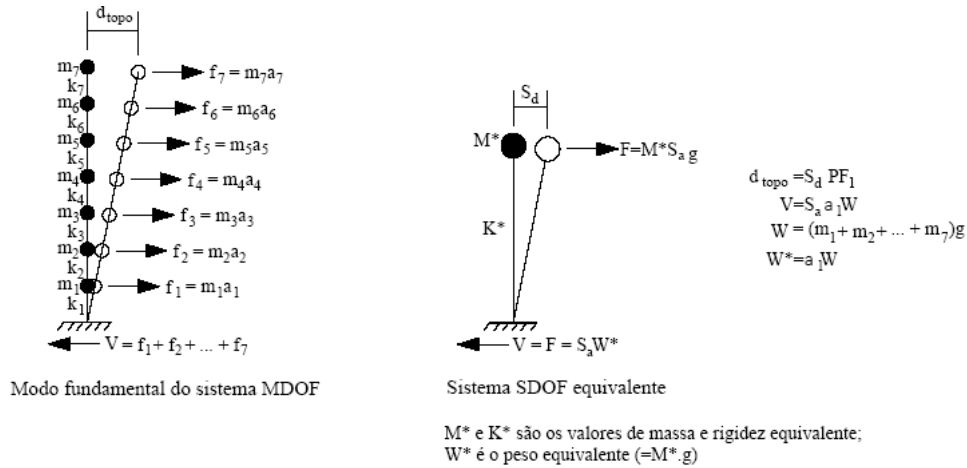


Figura 5.4 – Conversão de um sistema MDOF num sistema SDOF equivalente [Lamego, 2014]

Apresentam-se, de seguida, as várias expressões propostas pelo ATC40 [ATC, 1996] para a transformação de curva de capacidade em espectro de capacidade, em que PF_1 é o factor de participação modal do primeiro modo de vibração, α_1 é o coeficiente de massa modal do primeiro modo de vibração do edifício, w_i/g representa a massa associada ao piso i , ϕ_{i1} é o deslocamento do primeiro modo de vibração associado ao piso i e $\phi_{topo,1}$ refere-se ao deslocamento do primeiro modo de vibração associado ao topo do edifício. Por outro lado, N é o número de pisos do edifício, V e W são, respectivamente, a força de corte basal e o peso próprio da estrutura, V e W são, respectivamente, a força de corte basal e o peso próprio da estrutura, d_{topo} é o deslocamento registado no topo do edifício, e S_a e S_d são os valores da aceleração espectral e deslocamento espectral, respectivamente.

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (5.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N w_i \Phi_{i1}^2 / g \right]} \quad (5.2)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} \quad (5.3)$$

$$S_d = \frac{d_{topo}}{PF_1 \Phi_{topo,1}} \quad (5.4)$$

$$W = \sum W_i \quad (5.5)$$

As equações 5.3 e 5.4 representam, respectivamente, a transformação da força de corte basal em aceleração espectral e a conversão do deslocamento no topo do edifício em deslocamento espectral. Deste modo, é obtido um gráfico onde no eixo das abcissas é representado o deslocamento espectral e no eixo das ordenadas figura a aceleração espectral (Figura 5.5). Posteriormente, este espectro de capacidade será dividido em quatro zonas distintas, referentes a cada um dos estados de dano.

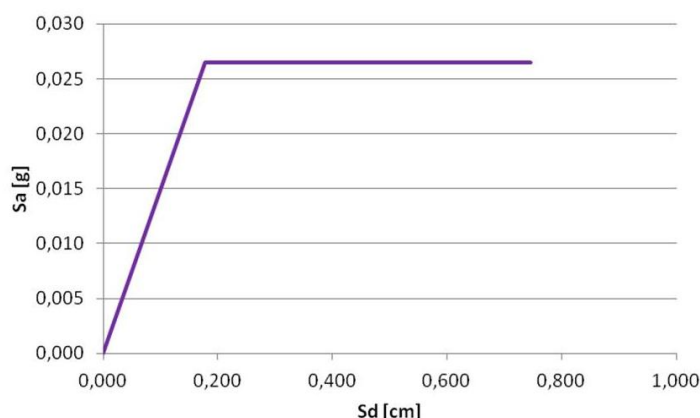


Figura 5.5 – Espectro de capacidade de um edifício

5.3. Construção das curvas de fragilidade de um edifício

As curvas de fragilidade de um edifício instruem acerca da probabilidade desse edifício igualar ou exceder um dado estado de dano, função da intensidade do evento sísmico. Esta intensidade pode ser medida em termos de deslocamento espectral ou de aceleração espectral. Como referido na Tabela 4.1 (vd. 4), de acordo com a classificação HAZUS [FEMA, 2003] são considerados cinco estados de dano: estado de ausência de dano, estado de dano ligeiro, estado de dano moderado, estado de dano extenso e estado de dano completo ou colapso [Lamego, 2014].

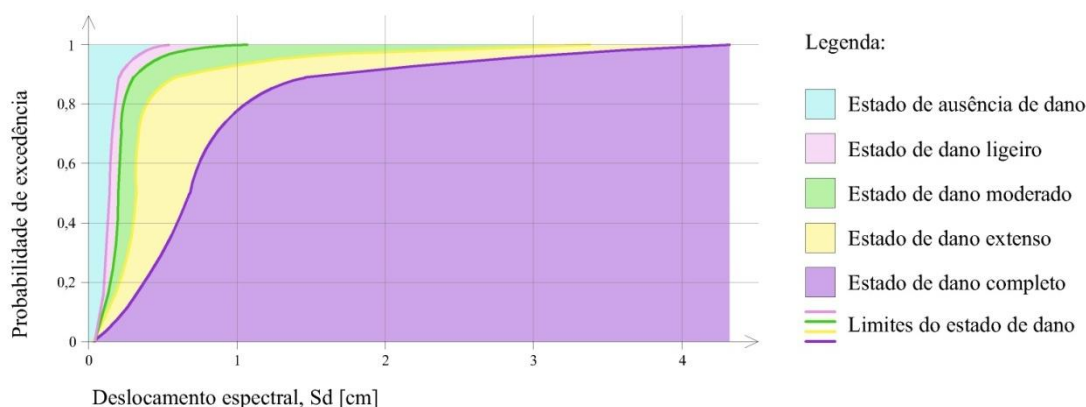


Figura 5.6 – Exemplo de curvas de fragilidade de um edifício e respectivos estados de dano

As linhas que delimitam a fronteira entre estados de dano contíguos são denominadas de limites de estado de dano. Assim, e dado que existem cinco estados de dano, teremos quatro limites de estado de dano, designadamente: limite de estado de dano ligeiro (fronteira entre o estado de ausência de dano e o estado de dano ligeiro), limite de estado de dano moderado (região do gráfico onde termina o estado de dano ligeiro e começa o estado de dano moderado), e por semelhança, o limite de estado de dano extenso e o limite de estado de dano completo ou colapso. O conjunto dos limites de estado de dano designa-se por curvas de fragilidade (Figura 5.6) [Lamego, 2014]. Os limites de estado de dano são individualmente caracterizados por um valor médio de deslocamento espectral. A probabilidade de um determinado estado de dano ser igualado ou excedido é dada pelas expressões seguintes, presentes no documento HAZUS [FEMA, 2003]:

$$P[ds | S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\overline{S_{d,ds}}} \right) \right] \quad (5.6)$$

em que S_d é o valor do deslocamento espectral, ds é estado de dano (*damage state*), $\overline{S_{d,ds}}$ refere-se ao valor mediano do deslocamento espectral no qual o edifício atinge o limite de estado de dano em causa (ds), β_{ds} diz respeito ao desvio-padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral, correspondente ao estado de dano em causa, e por último, Φ representa a função de distribuição cumulativa normal. O desvio-padrão deverá ser calculado para cada um dos limites de estado de dano, existindo, portanto, quatro valores de desvio padrão: β_{ds1} , β_{ds2} , β_{ds3} e β_{ds4} . Estes valores poderão ser determinados por diversas expressões, sendo que as utilizadas neste trabalho são as presentes na metodologia de cálculo utilizada na tese de doutoramento de Paula Lamego [Lamego, 2014]:

$$\beta_{ds1} = 0,25 + 0,07\ln(\mu_u) \quad (5.7)$$

$$\beta_{ds2} = 0,20 + 0,18\ln(\mu_u) \quad (5.8)$$

$$\beta_{ds3} = 0,10 + 0,40\ln(\mu_u) \quad (5.9)$$

$$\beta_{ds4} = 0,15 + 0,50\ln(\mu_u) \quad (5.10)$$

Considera-se que o valor do desvio-padrão está directamente relacionado com o valor da ductilidade última, μ_u . Assim, β_{ds1} é o valor do desvio-padrão correspondente ao limite do estado de dano ligeiro, β_{ds2} é o valor do desvio-padrão correspondente ao limite do estado de dano moderado, e os valores β_{ds3} e β_{ds4} são os valores do desvio-padrão relativos, respectivamente, ao limite do estado de dano extenso e limite de estado de dano completo ou colapso [Milutinovic e Trendafiloski, 2003].

Os valores medianos do deslocamento espectral associados a cada limite de estado de dano são dados pelas expressões 5.11 a 5.14.

$$\overline{S}_{d1} = 0,70S_{dy} \quad (5.11)$$

$$\overline{S}_{d2} = S_{dy} \quad (5.12)$$

$$\overline{S}_{d3} = S_{dy} + 0,25(S_{du} - S_{dy}) \quad (5.13)$$

$$\overline{S}_{d4} = S_{du} \quad (5.14)$$

A nomenclatura S_{dy} representa o valor do deslocamento espectral de cedência (*yield displacement*), enquanto que S_{du} é o valor do deslocamento espectral último (*ultimate displacement*) [Lamego, 2014].

5.4. Análise do desempenho sísmico de um edifício

Define-se como desempenho sísmico de um determinado edifício o valor provável do nível de dano que a edificação atingirá quando submetida a um dado evento sísmico. Deste modo, é possível afirmar que o desempenho sísmico é função do espectro de capacidade do edifício em estudo bem como da acção sísmica nele actuante. Assim, torna-se necessário proceder ao cálculo do deslocamento-alvo do edifício, ao que após se deverá seguir a estimativa da probabilidade de ocorrência de cada estado de dano, de acordo com as acções sísmicas de

referência conjecturadas no EC8 [IPQ, 2010, Lamego, 2014]. Entende-se por deslocamento-alvo o valor máximo da resposta (deslocamento) que o edifício terá quando actuado por uma acção de natureza sísmica [ATC, 1996].

Neste trabalho, para a determinação do deslocamento-alvo do edifício em estudo, foi utilizado o método N2, definido na Norma EC8 [IPQ, 2010]. Para o cálculo do deslocamento-alvo, o primeiro passo é proceder à conversão do espectro de resposta sísmica para o formato ADRS. Uma vez que no ponto 5.1 foi referida a transformação da curva de capacidade do edifício num espectro de capacidade (em formato ADRS), torna-se necessário converter também o espectro de resposta sísmica para o mesmo formato, sendo, assim, possível sobrepor e comparar ambos os espectros. Dado que o espectro de resposta da acção sísmica é apresentado na forma de espectro de resposta elástica de aceleração em função do período de vibração - $S_{ae}(T)$, é necessário transformá-lo num espectro de resposta elástica de deslocamento - $S_{de}(T)$, do seguinte modo:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_{ae} \quad (5.15)$$

De notar que a equação 5.15, descrita no EC8 [IPQ, 2010] é válida apenas para um sistema de um grau de liberdade, de período T , com comportamento elástico.

Cálculo do deslocamento-alvo utilizando o Método N2

O método N2 traduz-se na execução de dois passos: o primeiro baseia-se na conversão da curva de capacidade do edifício obtida pela análise *pushover* (sistema MDOF) num sistema equivalente SDOF; o segundo passo é determinar a resposta sísmica do sistema equivalente SDOF. Este método é apresentado na regulamentação europeia EC8 [IPQ, 2010].

Conversão de um sistema MDOF num sistema equivalente SDOF

A conversão da curva de capacidade do edifício, com múltiplos graus de liberdade num sistema equivalente de apenas um grau de liberdade é feita através da utilização do factor de participação Γ :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (5.16)$$

Na expressão anterior, m^* corresponde à massa equivalente do sistema SDOF e ϕ_1 é um parâmetro normalizado, de modo a que o deslocamento no topo seja igual à unidade.

A conversão do deslocamento equivalente para o sistema de um grau de liberdade (SDOF) é feita através da expressão 5.17, na qual D_t representa o deslocamento no topo do edifício no sistema MDOF:

$$D^* = \frac{D_t}{\Gamma} \quad (5.17)$$

Na obtenção da força equivalente para o sistema SDOF é utilizada a expressão 5.18, em que V é o valor da força de corte basal do sistema MDOF:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \quad (5.18)$$

Deste modo, é possível determinar o valor da aceleração espectral:

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (5.19)$$

O valor do período elástico do sistema bilinear é dado pela expressão 5.20, em que F_y^* e D_y^* são, respectivamente, a força e o deslocamento do limite de cedência do sistema SDOF:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (5.20)$$

Determinação da resposta sísmica do sistema equivalente SDOF

A determinação do deslocamento-alvo exige a obtenção dos espectros de resposta da respectiva acção sísmica, obtidos através do EC8 [IPQ, 2010], de onde se extraem os parâmetros correspondentes à zona sísmica a estudar, de modo a serem utilizados nas expressões de cálculo dos espectros de resposta, presentes no EC8 [IPQ, 2010], que se apresentam abaixo:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (5.21)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (5.22)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.23)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad (5.24)$$

Nas expressões anteriores, S_e é o valor da aceleração do espectro de resposta elástica, T representa o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade, a_g é o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A. Os parâmetros T_B , T_C e T_D representam, respectivamente, o limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante, o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante e limite inferior do ramo espectral com velocidade constante e o limite superior do período no patamar de velocidade constante e limite inferior do ramo espectral com deslocamento constante. O coeficiente de solo é representado pelo parâmetro S e η é o coeficiente de correcção do amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso. Os valores dos parâmetros a utilizar nas expressões acima descritas são definidos no EC8 [IPQ, 2010], de acordo com a localização do edifício (a_g), o tipo de terreno de fundação e a acção sísmica a considerar (S , T_B , T_C , T_D). Nas figuras 5.7 e 5.8 pode observar-se o aspecto geral de um espectro de resposta elástica e o zonamento sísmico definido no EC8 [IPQ, 2010].

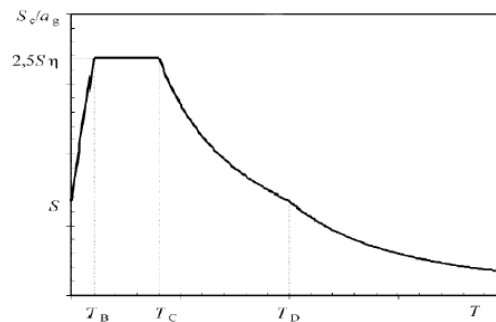


Figura 5.7 – Representação do espectro de resposta elástica – EC8 [IPQ, 2010]

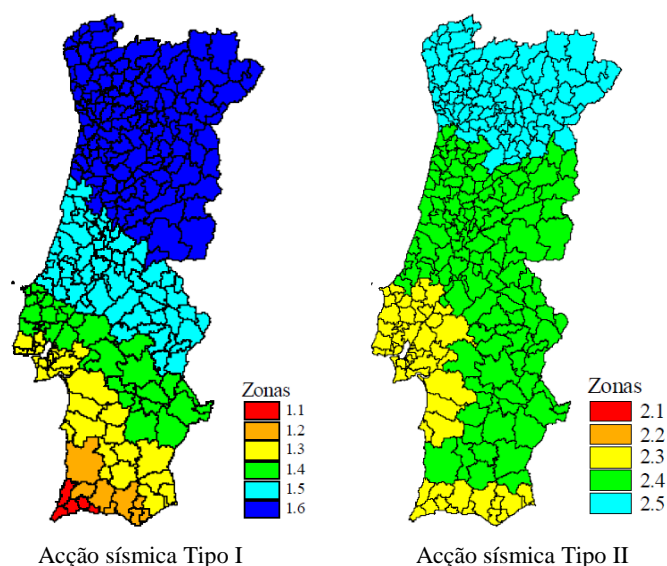


Figura 5.8 – Zonamento sísmico em Portugal Continental – EC8 [IPQ, 2010]

São então considerados dois tipos de acção sísmica para edifícios localizados em Portugal Continental: acção sísmica Tipo I, ou sismo afastado, e acção sísmica Tipo II, ou sismo próximo. O valor do parâmetro S (coeficiente de solo) pode ser obtido pelas expressões seguintes, definidas no EC8 [IPQ, 2010]:

$$\text{➤ Para } a_g \leq 1\text{m/s}^2 \quad S = S_{\max} \quad (5.25)$$

$$\text{➤ Para } 1\text{m/s}^2 < a_g < 4\text{m/s}^2 \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (5.26)$$

$$\text{➤ Para } a_g \geq 4\text{m/s}^2 \quad S = 1 \quad (5.27)$$

A determinação do deslocamento-alvo é feita através da sobreposição dos espectros e identificação do ponto de intersecção entre o espectro de capacidade do edifício e o espectro de resposta da acção sísmica:

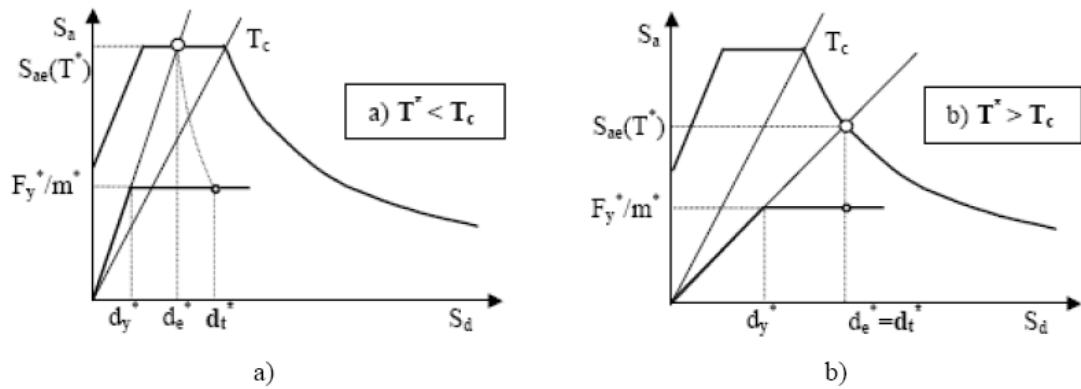


Figura 5.9 – Determinação do deslocamento-alvo do sistema SDOF equivalente [Lamego, 2014]

Na figura 5.9, em a) e b), está expressa a dependência do valor do período equivalente T^* do edifício no processo de cálculo do deslocamento-alvo:

$$\text{Se } T^* \geq T_C : \mu = R_\mu ; S_d = S_{de}(T^*) \quad (5.28)$$

$$\text{Se } T^* < T_C : \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} + 1 ; S_d = \mu D_y^* = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad (5.29)$$

O factor de redução devido à ductilidade (R_μ) tem em conta a dissipação histerética de energia das estruturas dúcteis e é dada pela expressão 5.30:

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (5.30)$$

$$S_{ay} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (5.31)$$

Após a determinação do deslocamento-alvo do edifício, este valor é colocado no gráfico que contém as curvas de fragilidade do edifício, a direcção e sentido em estudo, e os valores de probabilidade de ocorrência de cada estado de dano são alvo de medição directa no gráfico, conforme elucidado na figura 5.10.

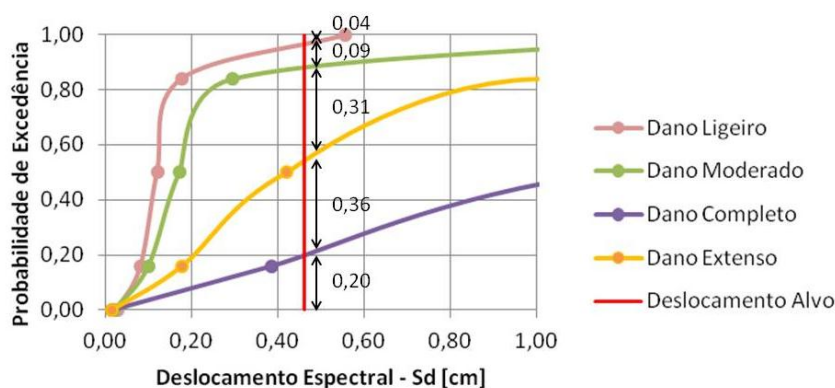


Figura 5.10 – Exemplo de determinação da probabilidade de ocorrência de cada estado de dano com base das curvas de fragilidade do edifício

Neste exemplo, o edifício com um deslocamento alvo de 0,46cm, apresenta uma probabilidade de ausência de danos de 4%, de ocorrência de danos ligeiros de 9%, de danos moderados de 31%, de danos extensos de 36% e de danos completos ou colapso de 20%.

5.5. Definição dos valores característicos de um edifício

A análise da vulnerabilidade sísmica de um edifício deve ser elaborada tendo em conta as quatro principais direcções e sentidos: X^+ , X^- , Y^+ e Y^- . Deste modo, se após um sismo, a edificação em estudo apresentar danos numa dada direcção, o custo de reparação da totalidade do edifício será análogo ao valor obtido para essa direcção (mais desfavorável) [Lamego, 2014]. Pode então concluir-se que o valor do custo de reparação representativo do edifício será aquele que apresentar maiores valores de dano.

O custo de reparação do dano sísmico poderá ser valorado de acordo com a expressão 5.32, presente no documento HAZUS [FEMA, 2003]. Salienta-se que a utilização desta expressão tem carácter unicamente qualitativo, embora possa fornecer uma estimativa preliminar dos custos envolvidos.

$$C_{RD} = (0 \times P_{D0} + 0,02 \times P_{D1} + 0,10 \times P_{D2} + 0,50 \times P_{D3} + 1,00 \times P_{D4}) \times C_T \quad (5.32)$$

Na expressão anterior, C_{RD} representa o custo de reparação do dano sísmico do edifício, os parâmetros P_{D0} a P_{D4} representam a probabilidade de ocorrência de cada estado de dano, sendo que P_{D0} corresponde à probabilidade do estado de ausência de dano, enquanto que P_{D4} corresponde à probabilidade do estado de dano completo ou colapso. Por outras palavras, de acordo com a expressão 5.32, o estado de ausência de dano equivale a uma perda de 0% do custo de reposição do edifício, o estado de dano ligeiro corresponde a uma perda de 2% do custo

de reposição do edifício, o estado de dano moderado equivale a uma perda de 10% do custo de reposição do edifício e os estados de dano extenso e completo correspondem, respectivamente, a perdas de 50% e 100% do custo de reposição do edifício.

Conclui-se, portanto, que os valores característicos do edifício em estudo são determinados como uma função do custo de reparação do dano sísmico.

5.6. Caracterização do edifício em estudo

O programa de cálculo automático utilizado para modelação do edifício em estudo designa-se por 3Muri [S.T.A.DATA, 2009]. É um programa especialmente concebido para análise de edificações em alvenaria e que utiliza, entre outros, os parâmetros definidos na regulamentação europeia (Eurocódigo 8) [Marques, 2012; Lamego, 2014].

O edifício objecto de estudo neste trabalho pertence à tipologia construtiva de edifícios em alvenaria de pedra, de pequeno porte, ou seja, edificações uni/bifamiliares constituídas por um ou dois pisos elevados. Este edifício foi construído na década de 1930 e encontra-se localizado na freguesia de Parede, concelho de Cascais. Tem uma área bruta total de cerca de 340m², distribuída por dois pisos (piso 0 e piso 1) e sótão, conforme figura 5.11. Cada piso encontra-se dividido numa cozinha, uma casa de banho, uma ou duas salas, três quartos e arrumos (Figura 5.12). As paredes exteriores (mestras) são em alvenaria de pedra calcária ordinária e as paredes interiores (divisórias) em tabique e em alvenaria de pedra ordinária calcária. Os pavimentos dos pisos são em madeira, nomeadamente em tábua corrida, assente em vigas de madeira, tratando-se, portanto, de pavimentos flexíveis. Ao invés, as zonas húmidas (casa de banho e cozinha) possuem pavimentos em betão, revestidos a mosaico. A estrutura da cobertura é constituída por varas, madres e ripas de pinho, sendo coberta por telha do tipo marselha.

Torna-se importante realçar que a existência das paredes em tabique não influencia o comportamento estrutural do edifício em análise uma vez que a sua espessura é inferior a 10cm, possuindo capacidade resistente muito fraca e encontrando-se bastante deterioradas devido à idade do edifício.

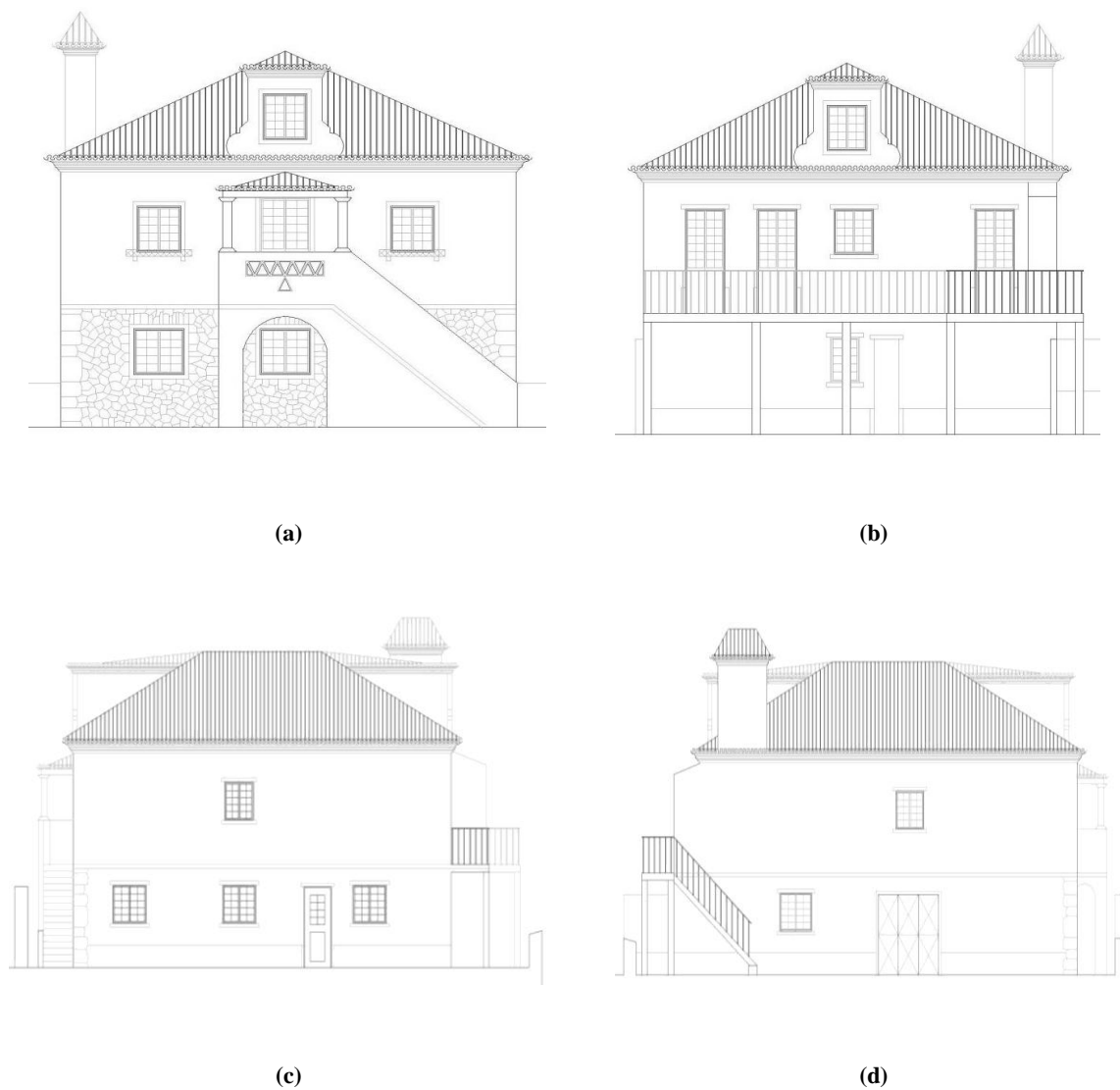


Figura 5.11 – Edifício em estudo (a) alçado principal; (b) alçado de tardoz; (c) alçado sul; (d) alçado norte

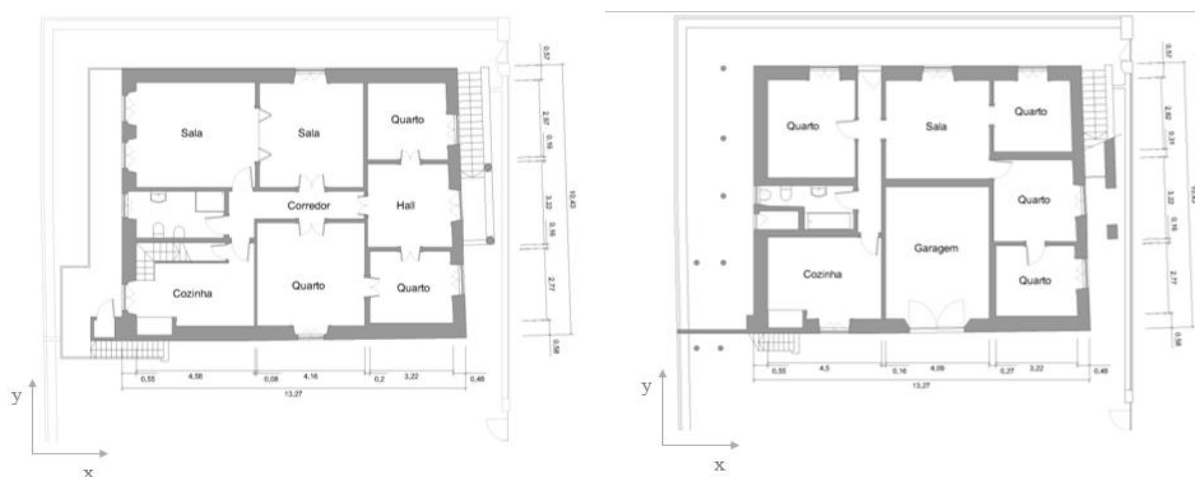


Figura 5.12 – Plantas do edifício em estudo (esq.) piso 0; (dir.) piso 1

5.7. Modelação do edifício

A modelação do edifício com utilização do programa 3Muri [S.T.A.DATA, 2009] é feita através da discretização da estrutura tridimensional em macro-elementos (de grandes dimensões) representativos dos paramentos verticais, sendo dividida em três elementos: elemento rígido, *maschio* e *fascia*. Os elementos rígidos (na figura 5.13 a azul) são todos os elementos que não são contíguos às aberturas, sendo que os elementos *maschio* (na figura 5.13 a laranja) representam a área lateral que envolve as aberturas e os elementos *fascia* (na figura 5.13 a verde) designam as zonas imediatamente acima e abaixo das aberturas. Ao conjunto dos três elementos dá-se o nome de pórtico equivalente, conforme representado na figura 5.14 [S.T.A.DATA, 2009; Vasconcelos, *et al*, 2012; Lamego, 2014]. O programa 3Muri baseia-se nos resultados empíricos observados ao longo do tempo, nos edifícios sujeitos a eventos sísmicos.

É, igualmente, através da observação dos efeitos sísmicos nos edifícios que se verifica que os danos nos paramentos verticais com maior ocorrência são, geralmente de dois tipos: danos por flexão composta e danos por corte (Figura 5.15) [S.T.A.DATA, 2009; Lamego, 2014].

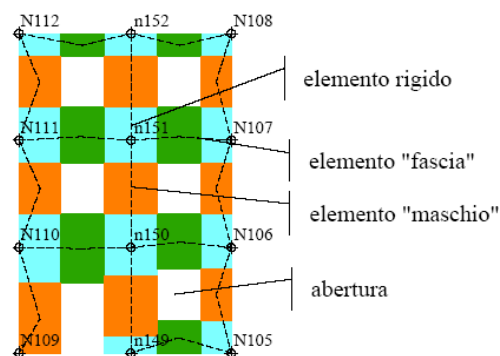


Figura 5.13 – Representação da divisão de uma parede em macro-elementos, adaptado de S.T.A.DATA [2009]

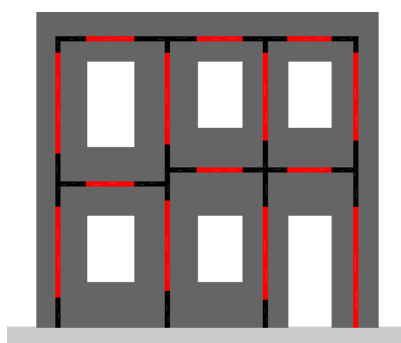


Figura 5.14 – Esquema representativo do pórtico equivalente [S.T.A.DATA, 2009]



Figura 5.15 – Danos por corte e danos por flexão composta [S.T.A.DATA, 2009]

Relativamente aos pavimentos, os mesmos são modelados como elementos de área, sendo definidos como flexíveis, mais deformáveis, como é o caso dos pavimentos em madeira, ou rígidos, pouco deformáveis, como são exemplo os pavimentos em betão. Na figura 5.16 pode ser observado o comportamento de cada tipo de pavimento perante uma acção horizontal. Um pavimento rígido transmite com maior eficácia as forças provenientes das acções sísmicas às paredes de alvenaria em comparação com um pavimento flexível. Apenas é permitida a modelação de pavimentos flexíveis desde que estejam asseguradas as ligações entre paredes e pavimentos. Adicionalmente pode ser escolhido o modo de descarga das cargas do pavimento

nas paredes: em duas direcções ou somente numa direcção [S.T.A.DATA, 2009; Lamego, 2014].

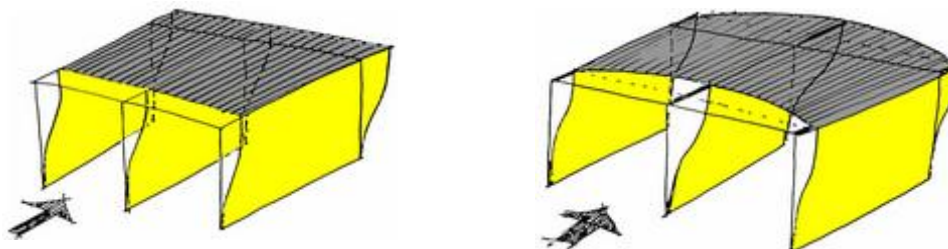


Figura 5.16 – Comportamento de um pavimento (esq.) rígido; (dir.) flexível [S.T.A.DATA, 2009]

Após a definição de elementos verticais e horizontais, o modelo criado é submetido a uma análise estática não linear (*pushover*). Desta análise surgem como resultados a curva de capacidade do edifício, o andamento dos deslocamentos em cada nó e a evolução dos danos verificados nos macro-elementos [Lamego, 2014]. Apresentam-se, seguidamente na figura 5.17, as fases da modelação no programa de cálculo de estruturas 3Muri.



Figura 5.17 – Fases da modelação no programa 3Muri, adaptado de S.T.A.DATA [2009]

Na modelação do edifício em estudo foram então consideradas as paredes mestras e divisórias, as aberturas (portas e janelas) e ainda os pavimentos, conforme demonstrado, abaixo, na figura 5.18. Na Tabela 5.1 são apresentados os valores das propriedades mecânicas utilizadas na modelação das paredes em alvenaria de pedra ordinária. O parâmetro E designa o módulo de

elasticidade, G é o módulo de distorção, enquanto que γ e τ são, respectivamente, o peso específico e a resistência característica ao corte. Por último, o parâmetro f_m representa a resistência característica à compressão. Estes valores são recomendados na norma italiana OPCM 3431/2005.

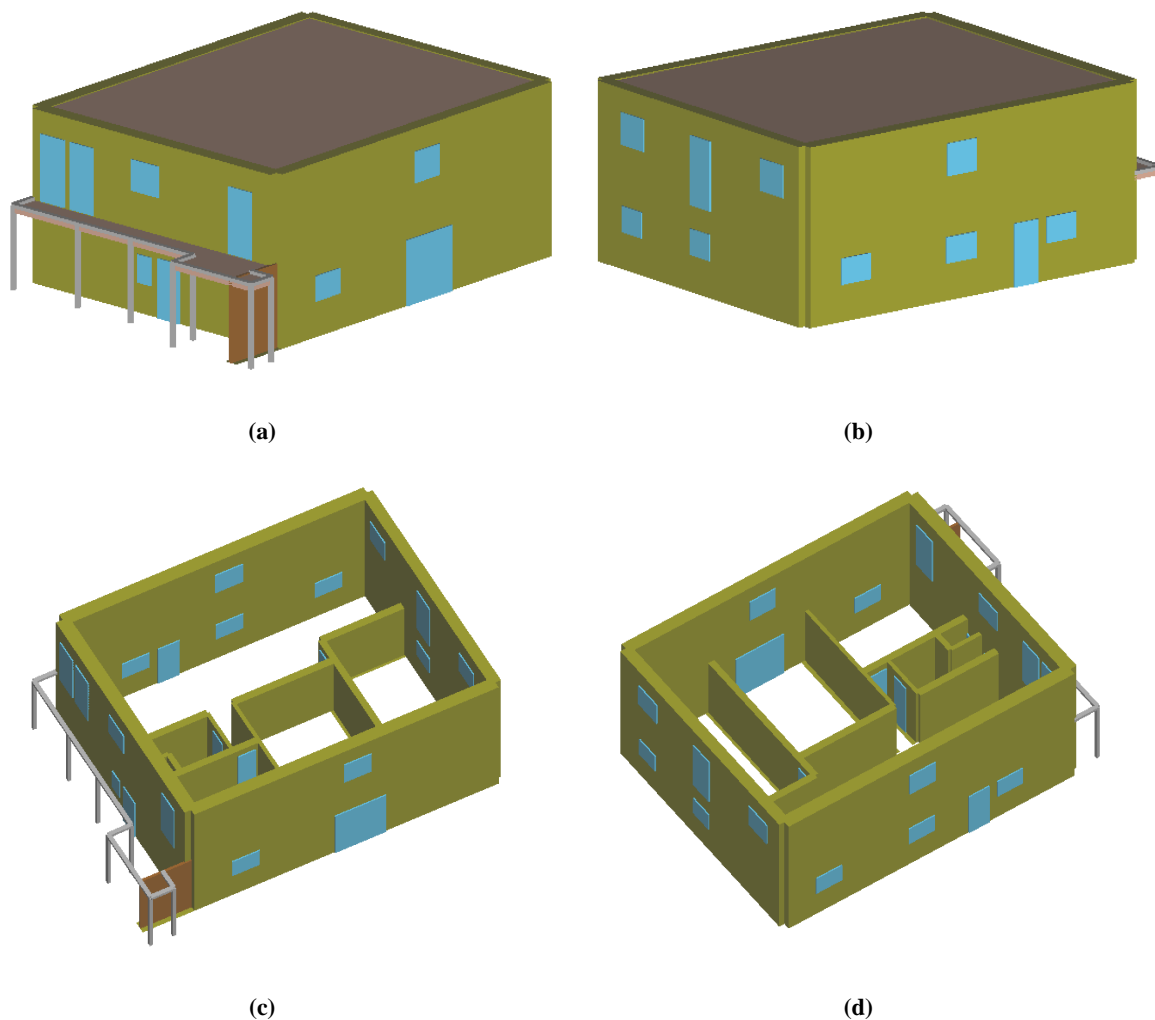


Figura 5.18 – Modelos 3D do programa 3Muri do edifício em estudo (a) fachadas norte e tardoz com visualização de pavimentos; (b) fachadas sul e principal com visualização de pavimentos; (c) fachadas norte e tardoz sem visualização de pavimentos; (d) fachadas sul e principal sem visualização de pavimentos

No que concerne à modelação dos pavimentos da edificação em análise, foram simulados pavimentos em madeira (flexíveis). Na tabela 5.2 são apresentadas as propriedades dos pavimentos modelados, onde o parâmetro ν representa o coeficiente de Poisson. Por outro lado, os pavimentos em betão, pertencentes às zonas húmidas do edifício, foram modelados como um “diafragma rígido”.

Os carregamentos considerados na modelação foram o peso próprio das paredes, pavimentos e cobertura, configurando como cargas permanentes, e a sobrecarga de utilização recomendada no Eurocódigo 8 [IPQ, 2010] para edifícios de habitação. Estas cargas foram ajustadas de acordo com a combinação quase-permanente de acções, utilizando a acção sísmica como acção variável de base, ou seja, coeficientes de 1,0 para as cargas permanentes e 0,2 para as sobrecargas.

Tabela 5.1 – Propriedades mecânicas das paredes do edifício em estudo

Elemento	Material	E (MPa)	G (MPa)	γ (kN/m ³)	τ (MPa)	f_m (MPa)
Parede	Alvenaria de pedra calcária ordinária	1.035	172	19	3	90

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas dos pavimentos do edifício em estudo

Elemento	Material	Espessura média (cm)	E (MPa)	G (MPa)	ν
Pavimento	Madeira	4	11.500	750	0,2

5.8. Análise sísmica e tratamento de resultados

A análise sísmica do edifício é feita de acordo com a metodologia descrita no capítulo 4. Assim, o primeiro passo é a realização da análise *pushover* para as direcções X e Y e sentidos positivo (+) e negativo (-) principais. A direcção X é paralela à fachada lateral, enquanto que a direcção Y é perpendicular à mesma fachada. Por sua vez, o sentido + define-se da esquerda para a direita e o sentido - é o sentido inverso, da direita para a esquerda, conforme demonstrado na figura 5.12, referente às plantas do piso 0 e piso 1.

Deste modo, de acordo com a metodologia adoptada, o primeiro passo corresponde à obtenção das curvas de capacidade bilineares para cada umas das direcções e sentidos principais (Figura 5.19). Lembra-se que as curvas de capacidade bilineares do edifício traduzem a relação entre os deslocamentos que ocorrem no topo edifício e a força de corte basal, considerando uma distribuição de forças proporcional à deformada do 1º modo de vibração.

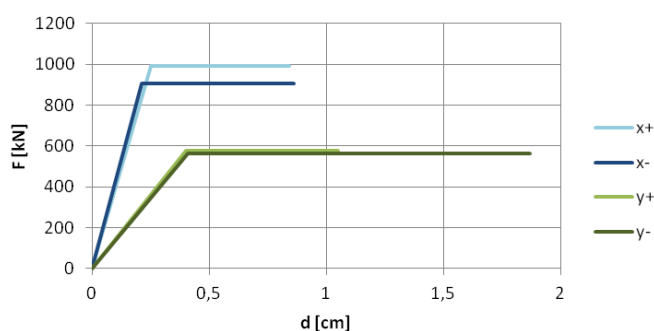


Figura 5.19 – Curvas de capacidade bilineares do edifício

Tal como descrito na secção 5.1, procedeu-se, então, à conversão das curvas de capacidade em espectros de capacidade, de modo a ser possível uma comparação entre estes valores e os espectros de resposta da acção sísmica. Seguidamente, exemplificar-se-á esta conversão para a direcção Y.

Após a realização da análise modal, obtiveram-se, conforme Tabela 5.3, os seguintes valores de peso (W_i) e deformada (Φ_i), para cada um dos pisos do edifício, relativamente ao 1º modo de vibração:

Tabela 5.3 – Valores obtidos da análise modal efectuada ao edifício, com recurso ao programa 3Muri

Piso	W_i [kN]	Φ_i [cmx10 ⁻²]	Φ_i^2	$W_i \cdot \Phi_i$	$W_i \cdot \Phi_i^2$
1	2029,98	6	36	12179,9	73079,28
2	1529,84	21	441	32126,6	674659,4
Σ	3559,82	-	-	44306,5	747738,7

Assim, o valor do factor de participação modal do primeiro modo de vibração (PF_1), e o coeficiente de massa modal do primeiro modo de vibração do edifício (α_1) são os seguintes:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_{i1})/g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_{i1}^2)/g \right]} = \frac{\left(\frac{44306,5}{9,81} \right)}{\frac{747738,7}{9,81}} = 0,059 \quad (5.33)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \Phi_{i1})/g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i/g \right] \left[\sum_{i=1}^N w_i \Phi_{i1}^2/g \right]} = \frac{\left(\frac{44306,5}{9,81} \right)^2}{\left(\frac{3559,82}{9,81} \right) \times \left(\frac{747738,7}{9,81} \right)} = 0,737 \quad (5.34)$$

Da análise *pushover* efectuada, obtiveram-se os valores correspondentes à força de corte basal do sistema bilinear (V_y), o deslocamento de cedência (d_y) e o deslocamento último (d_u) do edifício, para a direcção Y, conforme se apresenta na tabela seguinte:

Tabela 5.4 – Valores obtidos da análise *pushover* efectuada ao edifício, com recurso ao programa 3Muri

Direcção	V_y [kN]	d_y [cm]	d_u [cm]
Y+	578,94	0,40	1,05
Y-	562,94	0,41	1,87

Aplicando as expressões 5.3 e 5.4, obtém-se, respectivamente, os valores da aceleração espectral e deslocamento espectral para a direção Y⁺:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} = \frac{578,94}{3559,82} = 0,22g \quad (5.35)$$

$$S_{dy} = \frac{d_{\text{topo}}}{PF_1 \Phi_{\text{topo},1}} = \frac{0,40}{0,059 \times 21} = 0,32\text{cm} \quad (5.36)$$

$$S_{du} = \frac{d_{\text{topo}}}{PF_1 \Phi_{\text{topo},1}} = \frac{1,05}{0,059 \times 21} = 0,84\text{cm} \quad (5.37)$$

Para a direção Y⁻, obtiveram-se os seguintes valores:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 W} = \frac{562,94}{3559,82} = 0,21g \quad (5.38)$$

$$S_{dy} = \frac{d_{\text{topo}}}{PF_1 \Phi_{\text{topo},1}} = \frac{0,41}{0,059 \times 21} = 0,33\text{cm} \quad (5.39)$$

$$S_{du} = \frac{d_{\text{topo}}}{PF_1 \Phi_{\text{topo},1}} = \frac{1,87}{0,059 \times 21} = 1,50\text{cm} \quad (5.40)$$

Deste modo, após a conversão das curvas de capacidade em espectros de capacidade, ou seja, a conversão da força de corte basal em aceleração espectral e o deslocamento no topo do edifício em deslocamento espectral, obtiveram-se os seguintes espectros apresentados na figura 5.20, para cada uma das direções e sentidos:

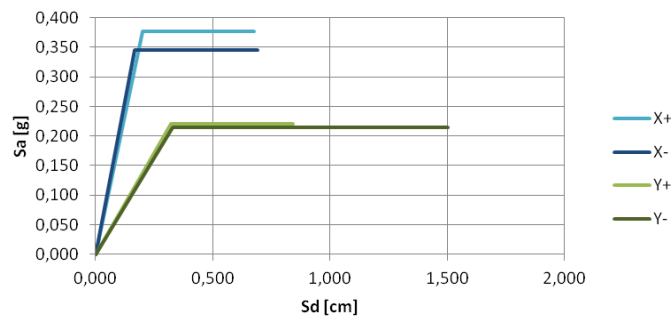


Figura 5.20 – Espectros de capacidade do edifício para cada uma das direções e sentidos principais

Através da análise aos espectros de capacidade para cada direcção e sentidos principais, facilmente se detecta que a direcção Y apresenta maiores valores de deslocamento espectral, comparativamente com a direcção X, embora seja segundo esta direcção que se manifestam os maiores valores de aceleração espectral.

Foram seguidamente traçadas as curvas de fragilidade do edifício em estudo (Figura 5.21), tendo em conta os estados de dano descritos na Tabela 4.1, em função do deslocamento espectral, para cada uma das direcções e sentidos principais. Os valores dos deslocamentos espectrais médios e respectivos valores de desvio-padrão, para cada um dos limites de estado de dano, são seguidamente apresentados nas Tabela 5.5 e 5.6:

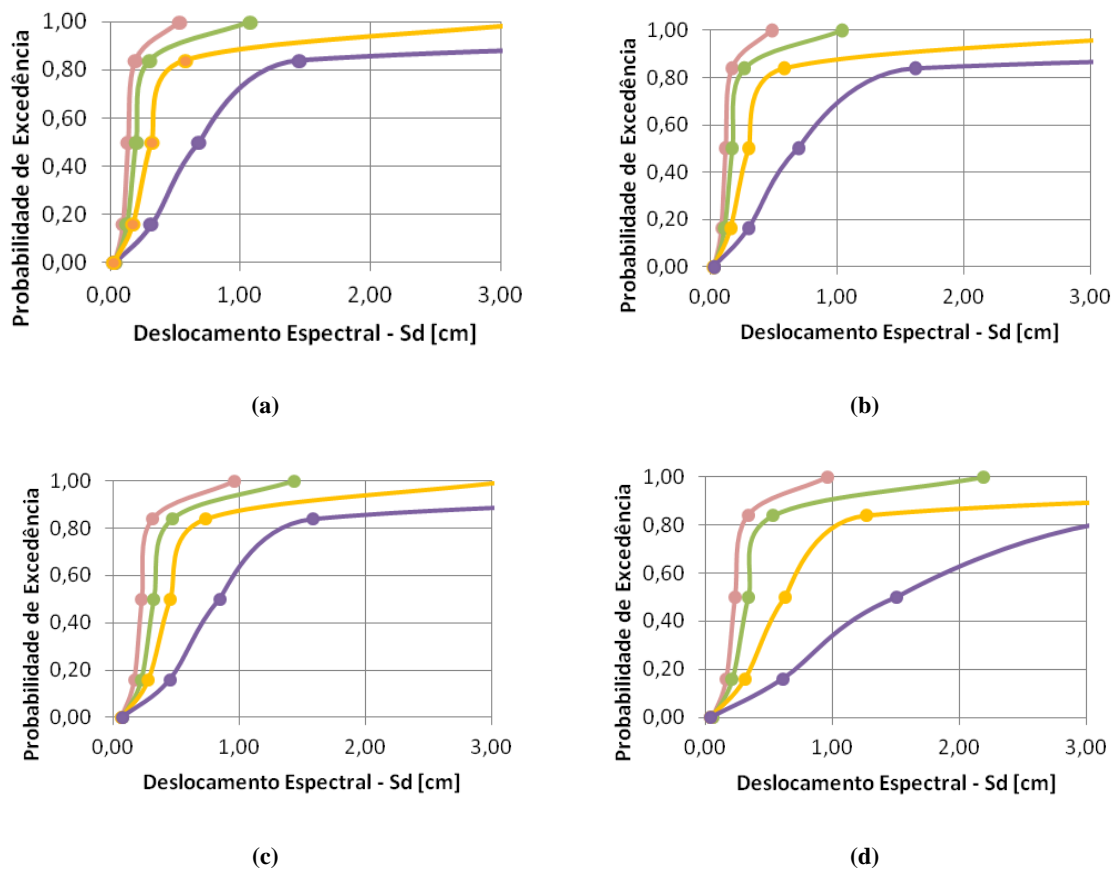


Figura 5.21 – Curvas de fragilidade do edifício (a) segundo a direcção X^+ ; (b) segundo a direcção X^- ; (c) segundo a direcção Y^+ ; (d) segundo a direcção Y^-

Legenda:

- Limite do Estado de Dano Ligeiro
- Limite do Estado de Dano Moderado
- Limite do Estado de Dano Extenso
- Limite do Estado de Dano Completo ou Colapso

Tabela 5.5 – Valores medianos do deslocamento espectral

Direcção	Sd ₁ [cm]	Sd ₂ [cm]	Sd ₃ [cm]	Sd ₄ [cm]
X ⁺	0,14	0,20	0,32	0,68
X ⁻	0,12	0,17	0,30	0,69
Y ⁺	0,22	0,32	0,45	0,84
Y ⁻	0,23	0,33	0,62	1,50

Tabela 5.6 – Valores de desvio-padrão para cada limite de estado de dano

Direcção	β _{ds1}	β _{ds2}	β _{ds3}	β _{ds4}
X ⁺	0,34	0,42	0,59	0,76
X ⁻	0,35	0,45	0,66	0,85
Y ⁺	0,32	0,37	0,49	0,63
Y ⁻	0,36	0,47	0,71	0,91

Apresentam-se, seguidamente, os vários passos para a determinação das curvas de fragilidade, em função do deslocamento espectral, segundo a direcção Y⁺. Exemplificam-se os cálculos apenas para esta direcção, uma vez que os cálculos para as restantes direcções e sentidos são semelhantes. As curvas de fragilidade correspondentes aos limites dos estados de Dano Ligeiro (Sd₁), Dano Moderado (Sd₂), Dano Extenso (Sd₃) e Dano Completo ou Colapso (Sd₄), dependem do valor mediano do deslocamento espectral Sd e correspondente desvio-padrão β_{ds}, definidos para cada um dos limites dos estados de dano. De acordo com as expressões 5.11 a 5.14, os valores medianos do deslocamento espectral para a direcção Y⁺, serão iguais a:

$$\overline{S_{d1}} = 0,70S_{dy} = 0,70 \times 0,32 = 0,22\text{cm} \quad (5.41)$$

$$\overline{S_{d2}} = S_{dy} = 0,32\text{cm} \quad (5.42)$$

$$\overline{S_{d3}} = S_{dy} + 0,25(S_{du} - S_{dy}) = 0,32 + 0,25 \times (0,84 - 0,32) = 0,45\text{cm} \quad (5.43)$$

$$\overline{S_{d4}} = S_{du} = 0,84\text{cm} \quad (5.44)$$

O valor da ductilidade última (μ_u) é calculado através da expressão:

$$\mu_u = \frac{\overline{S_{d4}}}{\overline{S_{d2}}} = \frac{S_{du}}{S_{dy}} = \frac{0,84}{0,32} = 2,63 \quad (5.45)$$

Os valores de desvio-padrão correspondentes a cada limite de estado de dano são calculados através das expressões 5.7 a 5.10:

$$\beta_{ds1} = 0,25 + 0,07\ln(\mu_u) = 0,25 + 0,07\ln(2,63) = 0,32 \quad (5.46)$$

$$\beta_{ds2} = 0,20 + 0,18\ln(\mu_u) = 0,20 + 0,18\ln(2,63) = 0,37 \quad (5.47)$$

$$\beta_{ds3} = 0,10 + 0,40\ln(\mu_u) = 0,10 + 0,40\ln(2,63) = 0,49 \quad (5.48)$$

$$\beta_{ds4} = 0,15 + 0,50\ln(\mu_u) = 0,15 + 0,50\ln(2,63) = 0,63 \quad (5.49)$$

O valor correspondente ao nível -1 do desvio-padrão lognormal da curva de fragilidade (S_{d1-}), é dado por $\overline{S_{d1}} - \beta_{ds1}$. Por outro lado, o valor correspondente ao nível +1 do desvio-padrão lognormal da curva de fragilidade, traduz-se por $\overline{S_{d1}} + \beta_{ds1}$. Assim, tem-se:

$$S_{d1-} = \frac{S_{d1}}{\exp(\beta_{ds1})} = \frac{0,22}{\exp(0,32)} = 0,16\text{cm} \quad (5.50)$$

$$S_{d1+} = S_{d1} \times \exp(\beta_{ds1}) = 0,22 \times \exp(0,32) = 0,31\text{cm} \quad (5.51)$$

Deste modo, aplicando a expressão 5.6:

$$P[ds | S_d] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{S_d}{S_{d,ds}}\right)\right], \text{ resulta:} \quad (5.52)$$

$$P[ds | S_{d1-}] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds1}} \ln\left(\frac{S_{d1-}}{S_{d1}}\right)\right] = \Phi\left[\frac{1}{0,32} \ln\left(\frac{0,16}{0,22}\right)\right] = \Phi(-1) = 0,16; \quad (5.53)$$

$$P[ds | \overline{S_{d1}}] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds1}} \ln\left(\frac{\overline{S_{d1}}}{S_{d1}}\right)\right] = \Phi\left[\frac{1}{0,32} \ln\left(\frac{0,22}{0,22}\right)\right] = \Phi(0) = 0,50; \quad (5.54)$$

$$P[ds | S_{d1+}] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds1}} \ln\left(\frac{S_{d1+}}{S_{d1}}\right)\right] = \Phi\left[\frac{1}{0,32} \ln\left(\frac{0,31}{0,22}\right)\right] = \Phi(+1) = 0,84; \quad (5.55)$$

Os valores de deslocamento espectral correspondentes às probabilidades de excedência de 0 e 1, são calculados a partir do inverso da função de distribuição cumulativa:

$$P[ds | S_d] = 0 \Rightarrow \Phi(z) = -4 \Leftrightarrow \frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{S_d}{S_d}\right) = -4 \Leftrightarrow \ln\left(\frac{S_d}{S_d}\right) = -4\beta_{ds} \Leftrightarrow e^{-4\beta_{ds}} = \frac{S_d}{S_d} \quad (5.56)$$

$$P[ds | S_d] = 1 \Rightarrow \Phi(z) = -4 \Leftrightarrow \frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{S_d}{S_{d1}}\right) = 4 \Leftrightarrow \ln\left(\frac{S_d}{S_{d1}}\right) = 4\beta_{ds} \Leftrightarrow e^{4\beta_{ds}} = \frac{S_d}{S_{d1}} \quad (5.57)$$

Logo, tem-se:

$$P[ds | S_{d1}] = 0 \Rightarrow S_d = \overline{S_{d1}} \times e^{-4\beta_{ds}} = 0,22 \times e^{-4 \times 0,32} = 0,06 \quad (5.58)$$

$$P[ds | S_{d1}] = 1 \Rightarrow S_d = \overline{S_{d1}} \times e^{4\beta_{ds}} = 0,22 \times e^{4 \times 0,32} = 0,80 \quad (5.59)$$

Assim, é possível representar graficamente a curva de fragilidade relativa à probabilidade do edifício igualar ou exceder o limite do estado de dano ligeiro, para a direcção Y^+ , tal como representado na figura 5.22. Analogamente, procede-se ao traçado das curvas de fragilidade do edifício correspondentes aos limites de estado de dano moderado, dano extenso e dano completo ou colapso (Figura 5.23).

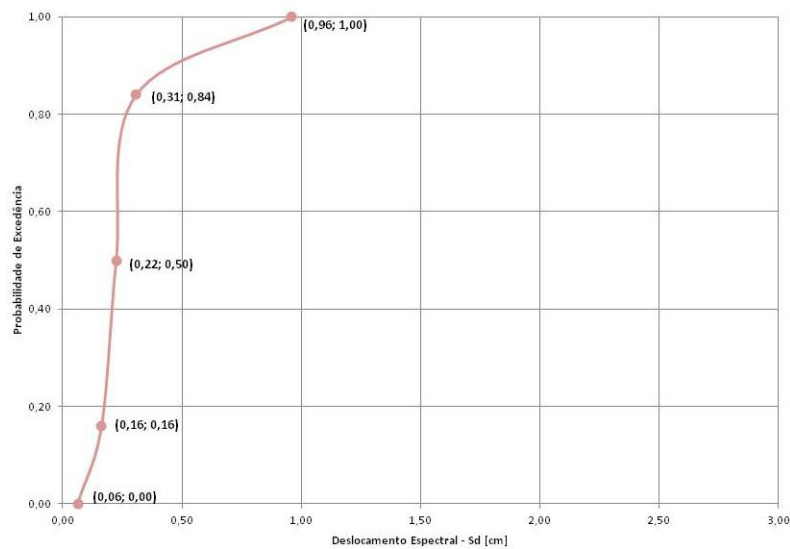


Figura 5.22 – Curva de fragilidade, correspondente ao limite do estado de dano ligeiro, segundo a direcção Y^+

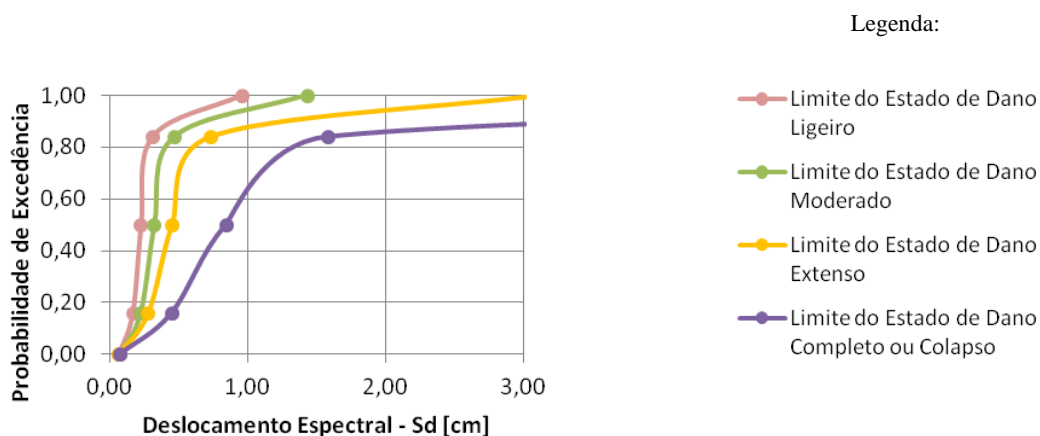


Figura 5.23 – Curvas de fragilidade do edifício segundo a direcção Y^+

5.9. Análise de desempenho do edifício

O desempenho sísmico de um determinado edifício refere-se à estimativa do nível de dano que o mesmo apresentará quando submetido a uma acção de natureza sísmica. Esta análise relaciona a capacidade resistente do próprio edifício, traduzida pelo respectivo espectro de capacidade, o evento sísmico que actua na estrutura e ainda o terreno onde esta se encontra implantada [Lamego, 2014].

Cálculo do deslocamento-alvo do edifício

O procedimento de cálculo utilizado para determinar o deslocamento-alvo do edifício, descrito na secção 5.3, foi aplicado para cada direcção e sentido principais e para cada um dos espectros de resposta sísmica de referência, previstos no Eurocódigo 8 [IPQ, 2010], tendo em conta um período de retorno de referência de 475 anos. De acordo com a Carta Geológica 34-C, Cascais, na escala 1:50000 [Ramalho, *et al*, 1999; Ramalho, *et al*, 2001], e com os dados recolhidos junto do Laboratório Nacional de Energia e Geologia, o terreno de implantação é do tipo A. De acordo com a Figura 5.8, relativa ao zonamento sísmico em Portugal continental, o edifício em estudo encontra-se implantado na zona sísmica 1.3 e 2.3, respectivamente para a acção sísmica de referência Tipo I e Tipo II.

De acordo com o Quadro NA.I do EC8 [IPQ, 2010], a aceleração máxima de referência a_g (m/s^2) para a zona sísmica em estudo está determinada conforme a Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Aceleração máxima de referência a_g (m/s^2) na zona sísmica em estudo, adaptado de EC8 (IPQ 2010)

Acção sísmica Tipo I		Acção sísmica Tipo II	
Zona sísmica	a_g (m/s^2)	Zona sísmica	a_g (m/s^2)
1.3	1.5	2.3	1.7

Através da aplicação do método N2, os resultados obtidos para o deslocamento-alvo do edifício são os apresentados na Tabela 5.8. Por observação da mesma, a condição necessária para garantir a segurança à acção sísmica ($Sd_{alvo} \leq Sd_u$) não é verificada na direcção Y^+ para o sismo tipo I. Não obstante a rotura se verificar somente segundo a direcção Y^+ , todo o edifício sofrerá danos consequenciais, ocorrendo o colapso parcial ou total.

Por outro lado, de acordo com as curvas de fragilidade, para cada valor de deslocamento-alvo, segundo cada direcção e acções sísmicas actuantes, obtêm-se as probabilidades de ocorrência de dano descritas na Tabela 5.9.

Tabela 5.8 – Valores estimados para o deslocamento-alvo do edifício

Tipo Sismo (EC 8)	Direcção	Sd _{alvo} [cm]	Sd _u [cm]	Condição Sd _{alvo} ≤ Sd _u :	Relação S _{du} /Sd _{alvo}
1	X ⁺	0,38	0,68	Verifica	1,79
	X ⁻	0,40	0,69	Verifica	1,72
	Y ⁺	0,91	0,84	Não Verifica	0,93
	Y ⁻	0,95	1,5	Verifica	1,58
2	X ⁺	0,33	0,68	Verifica	2,08
	X ⁻	0,31	0,69	Verifica	2,19
	Y ⁺	0,64	0,84	Verifica	1,31
	Y ⁻	0,67	1,5	Verifica	2,25

Tabela 5.9 – Probabilidade de ocorrência dos estados de dano do edifício (%)

	Estado de dano	Direcção			
		X ⁺	X ⁻	Y ⁺	Y ⁻
Sismo Tipo 1	Ausência de dano	5	4	2	3
	Ligeiro	8	9	7	9
	Moderado	11	12	8	20
	Extenso	57	56	34	49
	Colapso	19	18	49	20
Sismo Tipo 2	Ausência de dano	9	8	8	8
	Ligeiro	8	10	7	9
	Moderado	37	38	8	40
	Extenso	35	37	53	35
	Colapso	11	7	24	9

A estimativa do custo de reparação do dano sísmico pode ser obtido através da aplicação da expressão 5.32, em função do custo de construção nova C_T . Deste modo, para a acção sísmica tipo 1 e direcção X⁺, obtém-se:

$$C_{RD} = (0 \times P_{D0} + 0,02 \times P_{D1} + 0,10 \times P_{D2} + 0,50 \times P_{D3} + 1,00 \times P_{D4}) C_T \Leftrightarrow$$

$$C_{RD} = (0 \times 0,05 + 0,02 \times 0,08 + 0,10 \times 0,11 + 0,50 \times 0,57 + 1,00 \times 0,19) \times C_T \Leftrightarrow C_{RD} = 0,49 \times C_T$$

De modo análogo, obtém-se para as restantes direcções:

$$\text{Direcção X}^-: C_{RD} = 0,48 \times C_T$$

$$\text{Direcção Y}^+: C_{RD} = 0,67 \times C_T$$

$$\text{Direcção Y}^-: C_{RD} = 0,46 \times C_T$$

Para a acção sísmica tipo 2, resulta:

$$\text{Direcção } X^+: C_{RD} = 0,32 \times C_T$$

$$\text{Direcção } X^-: C_{RD} = 0,30 \times C_T$$

$$\text{Direcção } Y^+: C_{RD} = 0,51 \times C_T$$

$$\text{Direcção } Y^-: C_{RD} = 0,30 \times C_T$$

Observa-se, assim, que a direcção mais desfavorável, e com maiores probabilidades de danos graves, é a direcção cujo custo de reparação do dano sísmico é superior. Neste caso, corresponde à direcção Y^+ , quando o edifício é actuado pela acção sísmica tipo 1: $C_{RD} = 0,67 \times C_T$.

De acordo com a Portaria n.º. 79/2013, o custo de uma habitação por metro quadrado de área útil, para o ano de 2013 e para a zona I, é igual a 659,56€. Deste modo, obtém-se:

$$C_{RD} = 0,67 \times 659,56\text{€} \times \text{Área útil}$$

Tendo em conta, conforme referido anteriormente (vd. 5.5) que a área útil do edifício em estudo é de 340m², resulta:

$$C_{RD} = 0,67 \times 659,56\text{€} \times 340,00\text{m}^2 = 150.250,00\text{€}$$

No sentido de prevenção e melhoria da resposta sísmica do edifício quando sujeito a uma acção sísmica, será necessário o seu reforço sísmico. São apresentadas, no capítulo seguinte, algumas soluções de reforço sísmico aplicadas ao edifício em questão, bem como a análise à sua eficiência.

5.10. Conclusões

O nível de dano que um edifício atingirá quando submetido a uma determinada acção de natureza sísmica está relacionado com a capacidade resistente da sua estrutura bem como com a acção sísmica actuante. De modo a determinar a resposta da estrutura, é necessário comparar o espectro de capacidade do edifício com o espectro de resposta da acção sísmica.

Por outro lado, as curvas de fragilidade de um edifício determinam a probabilidade de ocorrência de cada estado de dano para um dado valor de deslocamento-alvo do edifício. No presente caso de estudo, conclui-se que a direcção potencial de rotura é a direcção Y, dada a

menor capacidade resistente do edifício nesta direcção, reflectindo-se em valores superiores de danos graves. Não obstante o facto de Y ser a direcção potencial de colapso, para a acção sísmica de referência tipo 2, segundo o EC8 [IPQ, 2010], a capacidade resistente da estrutura é suficiente para evitar que o edifício colapse e se mantenha estável. No entanto, perante uma acção sísmica tipo 1, tal como conjecturada no EC8 [IPQ, 2010], é segundo a direcção Y, no sentido positivo, que a capacidade resistente não é suficiente para garantir a estabilidade da estrutura, e conseqüentemente os seus elementos colapsam.

Deste modo, é possível concluir que deverão ser aplicadas técnicas de reforço sísmico que permitam incrementar a capacidade resistente da edificação a qualquer uma das acções sísmicas de referência, em qualquer direcção e sentido, particularmente segundo a direcção com maior probabilidade de colapso.

6. Análise de viabilidade

6.1. Considerações gerais

O presente capítulo tem como objectivo analisar a viabilidade da aplicação de soluções de reforço sísmico ao edifício em estudo. Conforme analisado no capítulo anterior, o edifício não verifica a condição de segurança $Sd_{alvo} \leq Sd_u$, necessária para que a estrutura apresente uma resposta ao nível da segurança, adequada perante a eventualidade de um sismo. Deste modo, o presente capítulo organiza-se em 9 secções: nesta primeira secção são efetuadas algumas considerações gerais. A segunda secção apresenta as soluções de reforço sísmico aplicadas ao edifício em estudo, na terceira secção é efetuada uma análise ao edifício antes da aplicação dos reforços. É na quarta secção que se inicia a aplicação de soluções de reforço sísmico isoladamente sendo executada, em programa de cálculo automático, a rigidificação do pavimento flexível da edificação, na quinta secção é apresentado o comportamento do edifício quando se aplica reboco armado em paredes resistentes e na sexta secção é abordada a introdução de tirantes à estrutura. Posteriormente, na sétima secção, são simuladas soluções de reforço conjunto, enquanto que na oitava secção é realizada uma comparação das várias soluções de reforço. Por último, a nona secção é relativa às conclusões deste capítulo.

6.2. Soluções de reforço sísmico aplicadas

As soluções de reforço analisadas para o edifício objecto de estudo são: a) rigidificação de pavimento flexível, através da introdução de uma laje em betão armado, com espessura de 0,10m, armada nas duas direcções; b) execução de reboco armado com 0,05m de espessura, aplicado tanto nas duas faces das paredes mestras como somente numa das faces destes paramentos; c) introdução de tirantes ao nível dos pavimentos e/ou cobertura.

De modo a facilitar a análise das soluções modeladas e a interpretação dos resultados, adoptou-se um código para cada uma das soluções, conforme se demonstra na Tabela 6.1:

Tabela 6.1 – Soluções de reforço sísmico e respectivas abreviaturas adoptadas

Solução de reforço sísmico	Abreviatura adoptada
Rigidificação de pavimento flexível	RP
Execução de reboco armado em duas faces das paredes resistentes	RA2F
Execução de reboco armado numa face das paredes resistentes	RA1F
Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 (tecto do piso térreo)	TP
Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão (tecto do piso 1)	TS

6.3. Análise do edifício antes da aplicação de reforços

A aplicação de soluções de reforço sísmico teve em consideração os danos que o edifício apresenta no momento em que a sua capacidade resistente global é considerada insuficiente. Este instante ocorre quando o deslocamento espectral do edifício iguala o deslocamento espectral último, isto é, quando $S_d=S_{du}$. Apresenta-se, seguidamente, a “visualização” dos danos que ocorrem na edificação no instante em que a sua capacidade resistente é comprometida, segundo a direcção Y^+ . Por observação da figura 6.1, é possível verificar que ao nível das paredes exteriores, no piso superior (piso 1), ocorre o colapso tanto por flexão como por corte. Situações de dano plástico por flexão ocorrem essencialmente nas parede exteriores ao nível do piso superior, sendo que o dano plástico por corte sucede na parede de fachada ao nível do piso térreo (piso 0). Os níveis mais elevados de dano são observados nas paredes perpendiculares às fachadas principais, ou seja, nas paredes orientadas segundo a direcção Y, tal como observado na secção 5.8.

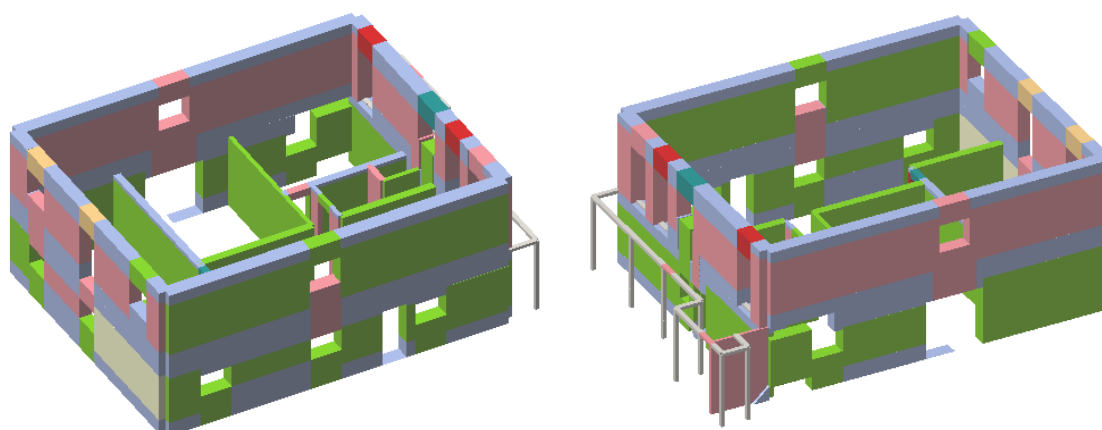


Figura 6.1 – Danos totais no edifício (esq.) perspectiva do alçado principal; (dir.) perspectiva do alçado de tardoz

Legenda:

- Ausência de dano
- Dano plástico por corte
- Colapso por corte
- Dano plástico por flexão
- Colapso por flexão
- Colapso por excessiva deformação elástica

6.4. Rigidificação do pavimento flexível

Esta solução de reforço consiste na introdução de uma laje maciça em betão armado, com espessura total de 0,10m, armada em ambas as direcções. Os materiais que a constituem são betão C20/25 e aço A400NR, sendo que a laje deverá ser correctamente ancorada à viga exterior e/ou às paredes interiores, de acordo com a sua localização. O objectivo desta operação é transformar o pavimento flexível (em madeira) do piso elevado num pavimento rígido. A simulação desta solução de reforço no programa 3Muri foi realizada através da introdução de um diafragma rígido ao nível do pavimento do piso superior, sendo que o seu peso próprio foi estimado como uma carga uniformemente distribuída aplicada nas paredes exteriores adjacentes, conforme figura 6.2. Apresentam-se, na figura 6.3, os resultados antes e após reforço.

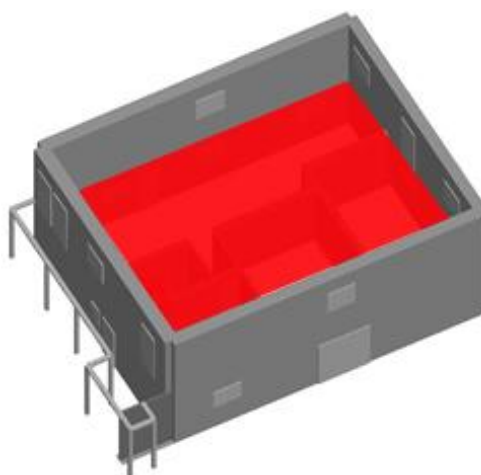


Figura 6.2 – Esquema de rigidificação do pavimento flexível

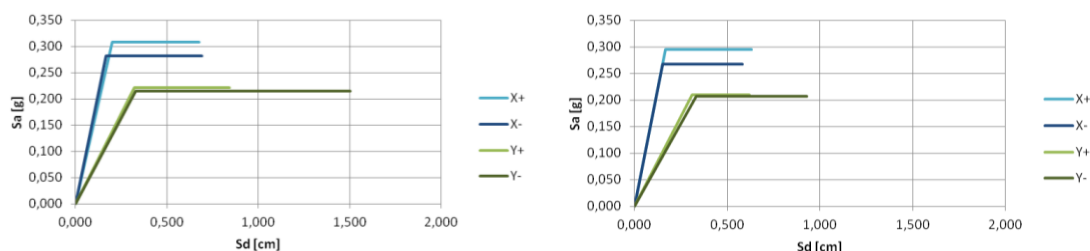


Figura 6.3 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com a rigidificação do pavimento flexível (piso 1)

Tabela 6.2 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com a rigidificação do pavimento flexível (piso 1)

Tipo Sismo	Direcção	Sd _{alvo} [cm]	Sd _u [cm]	S _{du} /Sd _{alvo}	Sd _{alvo} [cm] Edifício original	Sd _u [cm] Edifício original	S _{du} /Sd _{alvo} Edifício original
1	X+	0,36	0,63	1,73	0,38	0,68	1,79
	X-	0,41	0,58	1,41	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,94	0,62	0,66	0,91	0,84	0,93
	Y-	1,00	0,93	0,93	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,30	0,63	2,12	0,33	0,68	2,08
	X-	0,31	0,58	1,89	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,65	0,62	0,96	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,69	0,93	1,35	0,67	1,5	2,25

Pela observação dos espectros de capacidade do edifício antes do reforço e após a introdução da laje em betão armado, é possível verificar que os valores de aceleração espectral mantém-se para cada direcção e sentido principal, sendo que os valores do deslocamento espectral último diminuem com a solução de reforço sísmico, nomeadamente segundo a direcção Y.

A verificação da segurança será mais facilmente identificada através da relação $Sd_{\text{último}}/Sd_{\text{alvo}}$. Caso esta relação seja igual ou superior a 1,0, significa que a condição de segurança é verificada; mas caso o quociente seja inferior a 1,0, a segurança não se verifica. Deste modo, e para esta solução de reforço, para além de não existir um aumento da capacidade resistente do edifício após o reforço (facto indicado pelo não aumento da aceleração espectral nem do deslocamento espectral), a condição necessária para a confirmação da segurança não é verificada para a acção sísmica de referência do tipo 1, segundo a direcção Y⁺ e direcção Y⁻, respectivamente:

$$\frac{Sd_{\text{último}}}{Sd_{\text{alvo}}} = \frac{0,62}{0,94} = 0,66;$$

$$\frac{Sd_{\text{último}}}{Sd_{\text{alvo}}} = \frac{0,93}{1,00} = 0,93;$$

O mesmo acontece para a acção sísmica de referência do tipo 2, segundo a direcção Y^+ :

$$\frac{Sd_{\text{último}}}{Sd_{\text{alvo}}} = \frac{0,62}{0,65} = 0,96;.$$

Tendo presente a mesma relação, para o edifício original, considerando a acção sísmica de referência do tipo 1, segundo a direcção Y^+ :

$$\frac{Sd_{\text{último}}}{Sd_{\text{alvo}}} = \frac{0,84}{0,91} = 0,93;$$

Isto significa que ao invés de verificar a condição de segurança do edifício – apenas não garantida no edifício original segundo Y^+ para o sismo tipo 1, após o reforço a resposta sísmica do edifício piora substancialmente. Esta conclusão é compatível com os dados empíricos observados em Itália, relativamente à fraca resposta sísmica verificada para esta tipologia de edifícios, após o reforço através da rigidificação de pavimentos, a partir de 1980 [Augenti, 2004]. Pressupõe-se que tais resultados advenham do facto de uma laje em betão armado possuir um maior peso próprio que um pavimento em madeira, aumentando assim a massa global do edifício. Este aumento de massa apenas é benéfico a efeitos de compressão, isto é, incrementa a capacidade resistente da estrutura a cargas verticais. Em sentido contrário, o aumento da massa global da edificação tem efeitos nocivos a fenómenos de tração, ou seja, a solicitações horizontais, como são o caso das acções sísmicas.

6.5. Aplicação de reboco armado em paredes resistentes

Tal como referido na secção 3.3, a aplicação de reboco armado como solução de reforço sísmico tem como objectivo aumentar o confinamento da alvenaria de pedra ordinária constituinte da parede, aumentando a sua resistência mecânica e reduzindo a possibilidade de progressão de fendilhação e desagregação do material, ocorrências comuns em caso de sismo. Deste modo, procedeu-se à aplicação de reboco armado, com 0,05m de espessura em ambas as faces das paredes mestras do edifício, nas fachadas principal e de tardo, nas fachadas laterais e ainda em todas as fachadas simultaneamente. Foi igualmente simulado este reforço, para todos os casos atrás referidos, mas apenas numa das faces dos paramentos. Por último, e dado que o edifício é assimétrico segundo a direcção Y , optou-se por introduzir reboco armado apenas na fachada principal, de modo a reduzir o efeito de torção (devido à assimetria) a que o edifício fica sujeito perante a ocorrência de um sismo.

6.5.1. Execução de reboco armado nas duas faces das paredes resistentes

A simulação de reforço com aplicação de uma espessura de 0,05m de reboco armado nas faces interior e exterior das paredes mestras foi executada recorrendo à norma italiana OPCM 3431/2005, que recomenda a aplicação de um coeficiente majorativo, no valor de 2,5, às propriedades resistentes das paredes em alvenaria de pedra ordinária, correspondente à aplicação de reboco armado com confinamento transversal. Efectuaram-se várias simulações, de acordo com o local de aplicação do reboco armado: nas paredes mestras laterais (direcção X) e paredes mestras principal e de tardoz (direcção Y), conforme figuras 6.4, 6.6, 6.8 e 6.10.

a) Execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

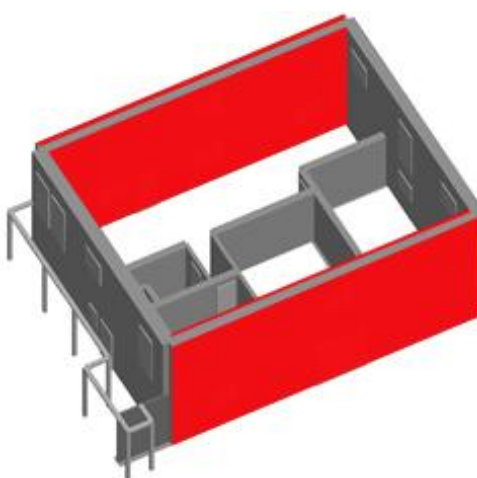


Figura 6.4 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

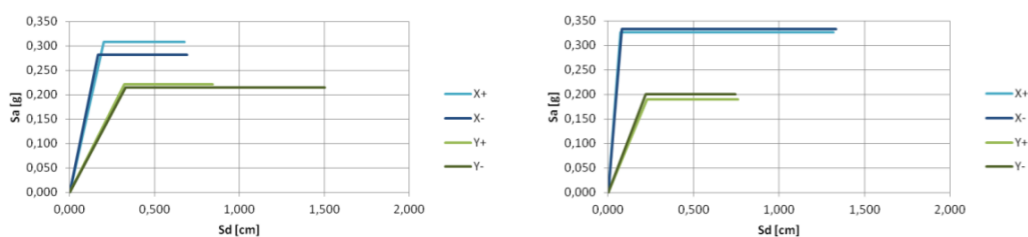


Figura 6.5 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

Tabela 6.3 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

Tipo Sismo	Direcção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	Sd_{alvo} [cm] Edifício original	Sd_u [cm] Edifício original	Sd_u/Sd_{alvo} Edifício original
1	X+	0,15	1,32	8,77	0,38	0,68	1,79
	X-	0,15	1,33	8,80	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,86	0,76	0,88	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,79	0,75	0,95	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,13	1,32	9,84	0,33	0,68	2,08
	X-	0,14	1,33	9,48	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,56	0,76	1,35	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,53	0,75	1,43	0,67	1,5	2,25

Através de uma análise comparativa aos espectros de capacidade antes e após o reforço, verifica-se (Figura 6.5), conforme seria de esperar, que segundo a direcção X os valores de aceleração e deslocamento espectral aumentam em comparação com os obtidos antes da aplicação do reforço, sendo o aumento de deslocamento espectral na ordem dos 50%. Com base na tabela 6.3, facilmente se verifica que a relação $Sd_{último}/Sd_{alvo}$ nesta direcção é muito superior à unidade, o que indicia um aumento substancial da segurança estrutural do edifício. Em simultâneo, uma análise aos espectros de capacidade antes e após a aplicação do reboco armado permite perceber que os valores de aceleração e deslocamento espectral diminuem com este reforço sísmico, implicando uma diminuição da capacidade resistente do edifício segundo a direcção Y. Seria expectável que a capacidade resistente, segundo esta direcção se mantivesse, já que, embora o reforço tenha sido aplicado nas paredes em X, o edifício orientado segundo Y não deveria decrescer em termos de capacidade resistente. Assim, a rigidificação dos paramentos nesta direcção introduziu um efeito nocivo a nível global no edifício.

b) Execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz

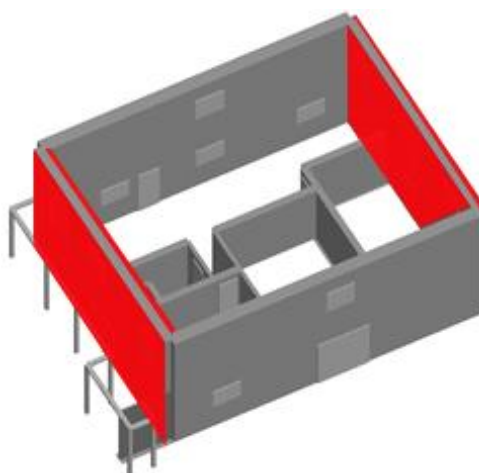


Figura 6.6 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz

Por observação dos espectros de capacidade do edifício, após a aplicação de reboco armado em ambas as faces das paredes exteriores (Figura 6.7), segundo a direcção Y, é notória a melhoria em termos de valores de aceleração espectral, existindo um aumento em cerca de 68% em Y^+ e 52% segundo Y^- , comparativamente com os valores obtidos para a aceleração espectral do edifício original. Deste modo, a condição de segurança em relação ao estado limite último é verificada em todas as direcções e sentidos, para ambas as acções sísmicas de referência (Tabela 6.4) e a capacidade de resistência da estrutura é incrementada.

É possível, assim, concluir que a aplicação de reboco armado, nestas condições, introduz uma melhoria significativa na resposta do edifício segundo a direcção mais desfavorável.

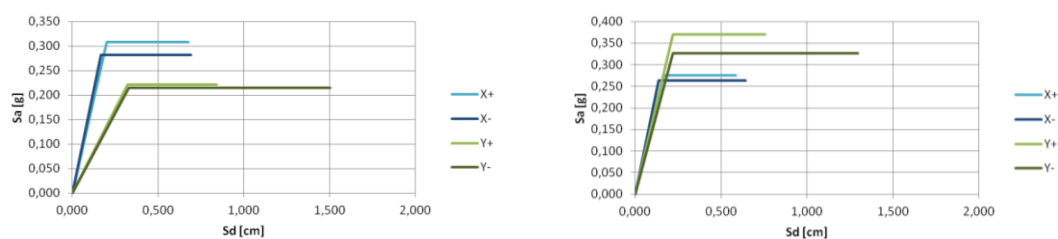


Figura 6.7 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz

Tabela 6.4 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardo

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,42	0,59	1,41	0,38	0,68	1,79
	X-	0,39	0,64	1,64	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,25	0,76	3,05	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,36	1,29	3,62	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,32	0,59	1,83	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,64	2,22	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,28	0,76	2,70	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,33	1,29	3,92	0,67	1,5	2,25

c) Execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

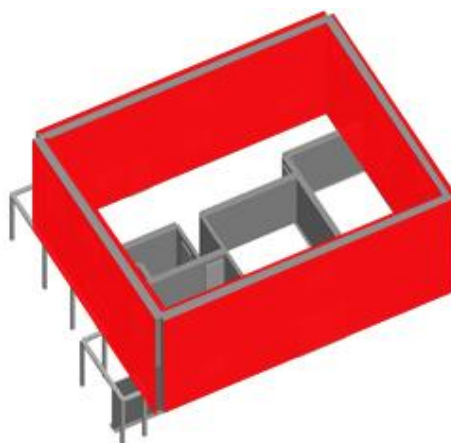


Figura 6.8 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

Analisando os espectros de capacidade do edifício antes e após o reforço sísmico, conforme Figura 6.9, retiramos várias ilações: as acelerações espectrais para as quatro direcções e sentidos principais aumentam após o reforço; os valores dos deslocamentos espectrais segundo a direcção Y uniformizam-se em cerca de 1cm, sendo que na direcção X, os valores aumentam comparativamente com os mesmos para o edifício sem reforço. Com base na Tabela 6.5., a segurança é verificada, isto é, a relação entre o deslocamento espectral último e o deslocamento alvo é superior à unidade em todas as direcções e sentidos principais.

Conclui-se, portanto, que a aplicação de reboco armado em todas as paredes exteriores, em ambas as faces de cada paramento, é benéfico para o edifício em termos de aumento de capacidade resistente e verificação da segurança.

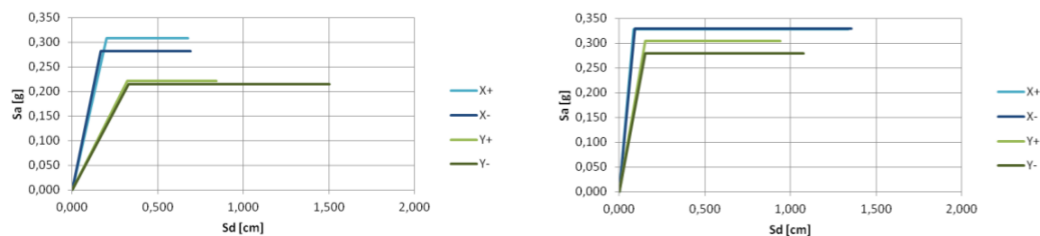


Figura 6.9 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

Tabela 6.5 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d,alvo}$ [cm]	$S_{d,u}$ [cm]	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$	$S_{d,alvo}$ [cm] Edifício original	$S_{d,u}$ [cm] Edifício original	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$ Edifício original
1	X+	0,16	1,34	8,12	0,38	0,68	1,79
	X-	0,18	1,36	7,76	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,32	0,94	2,98	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,38	1,08	2,84	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,15	1,34	8,98	0,33	0,68	2,08
	X-	0,16	1,36	8,51	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,26	0,94	3,55	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,29	1,08	3,67	0,67	1,5	2,25

d) Execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal

Optou-se por simular o reforço da parede de fachada do edifício com recurso a uma espessura de 0,10m de reboco armado em ambas as faces do paramento. Uma vez que segundo a direcção Y a estrutura não é simétrica, tal assimetria poderá provocar efeitos de torção no edifício, uma vez que o centro de rotação é mais afastado do seu centro de massa nesta direcção. Assim, ao reforçar a parede de fachada (direcção Y), há uma tentativa de aproximar o centro de rigidez do centro de massa da estrutura, minorando o efeito da torção.

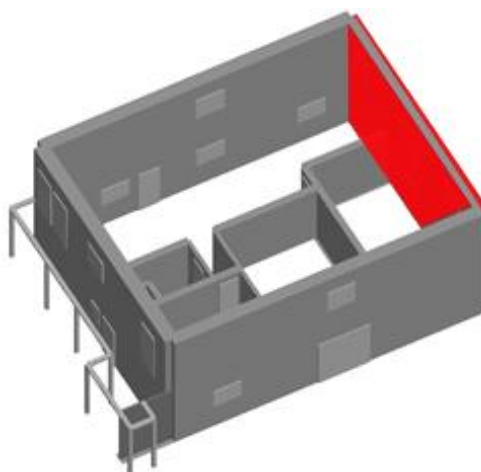


Figura 6.10 – Esquema de execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal

De facto, a solução de reforço proposta, conforme se observa na Tabela 6.6, reduz os efeitos de torção no edifício, proporcionando a verificação da segurança em todas as direcções e sentidos principais, para ambas as acções sísmicas de referência. Os valores de aceleração espectral na direcção Y (mais desfavorável) aumentam substancialmente em comparação com o edifício original, com a particularidade do patamar plástico também ser incrementado segundo Y^+ , implicando uma maior ductilidade neste sentido, havendo o conseqüente aumento da capacidade resistente global da estrutura, tal como apresentado na figura 6.11.

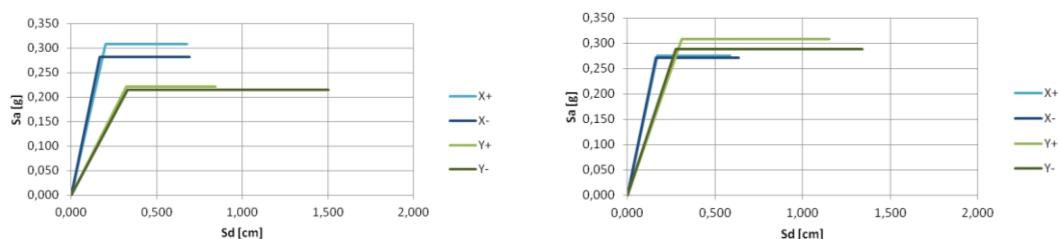


Figura 6.11 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal

Tabela 6.6 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,41	0,59	1,43	0,38	0,68	1,79
	X-	0,41	0,63	1,53	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,52	1,15	2,22	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,54	1,34	2,49	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,32	0,59	1,84	0,33	0,68	2,08
	X-	0,31	0,63	2,00	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,46	1,15	2,50	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,45	1,34	3,00	0,67	1,5	2,25

6.5.2. Execução de reboco armado numa face das paredes resistentes

Foi realizada a aplicação de reboco armado, com 0,05m de espessura numa face das paredes mestras (ou estruturais) do edifício, nas fachadas principal e de tardo, nas fachadas laterais e ainda em todas as fachadas simultaneamente, como evidenciado nas figuras 6.12, 6.14, 6.16 e 6.18. A simulação deste reforço, à semelhança da solução de reforço RA2F, foi executada através da aplicação de um coeficiente majorativo às propriedades resistentes das paredes em alvenaria de pedra ordinária. Salienta-se que a simulação desta solução no modelo do edifício fornece resultados idênticos quer o reforço seja aplicado na face exterior das paredes ou na face interior das mesmas.

a) Execução de reboco armado numa face das fachadas laterais

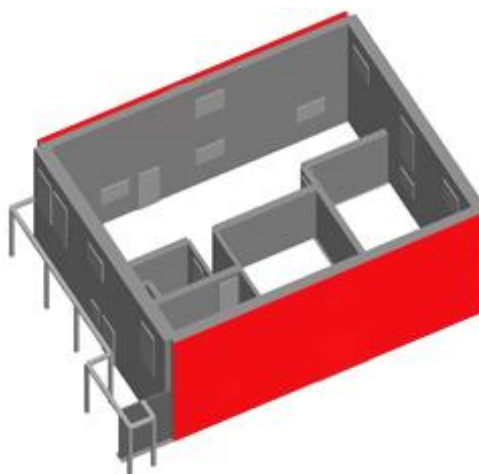


Figura 6.12 – Esquema de execução de reboco armado numa face das fachadas laterais

A introdução de reboco armado apenas numa das faces das paredes estruturais, segundo a direcção X, não melhora o comportamento do edifício segundo a direcção mais desfavorável Y⁺. Nesta direcção, e conforme Tabela 6.7, a segurança não é verificada pois a condição necessária para a sua verificação é inferior a 1:

$$\frac{Sd_{\text{último}}}{Sd_{\text{alvo}}} = \frac{0,85}{0,94} = 0,90$$

Relativamente à capacidade resistente do edifício após a aplicação desta solução de reforço, através da observação dos espectros de capacidade do edifício, verifica-se que existe um aumento dos valores de deslocamento espectral na direcção X, embora os valores para a direcção Y permaneçam idênticos aos registados para o edifício original (Figura 6.13). Deste modo, é possível afirmar que, à semelhança dos resultados obtidos após a introdução de reboco armado nas duas faces das paredes exteriores segundo a direcção favorável (X), que não existem melhorias no comportamento global da edificação perante uma acção sísmica, pois a estrutura segundo a direcção Y⁺ continua sem verificar a condição de segurança. Apesar de existir um incremento do patamar plástico em X, comparativamente ao edifício sem reforço, este mesmo patamar é reduzido para a direcção Y, traduzindo-se numa diminuição da ductilidade do edifício, e consequentemente, numa redução da sua capacidade resistente global.

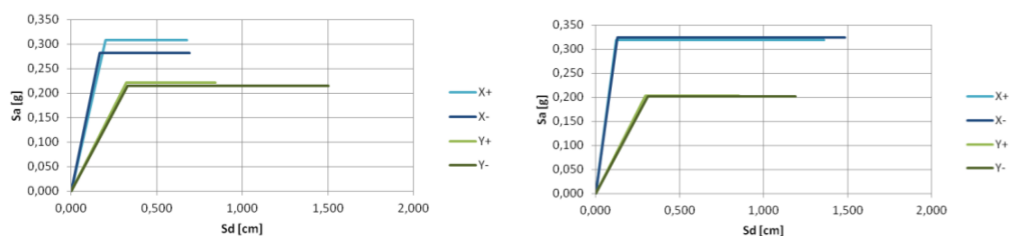


Figura 6.13 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face das fachadas laterais

Tabela 6.7 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face das fachadas laterais

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,24	1,36	5,66	0,38	0,68	1,79
	X-	0,24	1,48	6,18	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,94	0,85	0,90	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,98	1,19	1,21	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,21	1,36	6,47	0,33	0,68	2,08
	X-	0,22	1,48	6,87	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,64	0,85	1,32	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,67	1,19	1,78	0,67	1,5	2,25

b) Execução de reboco armado numa face das fachadas principal e de tardo

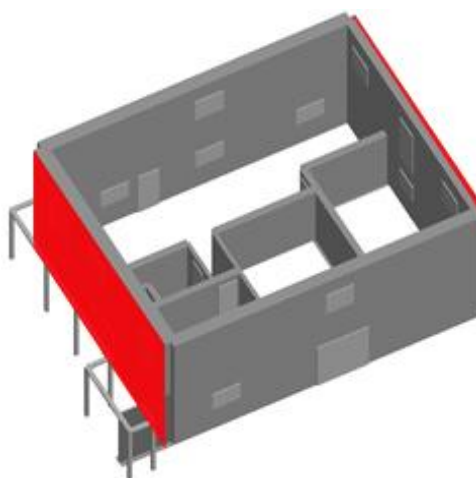


Figura 6.14 – Esquema de execução de reboco armado numa face das fachadas principal e de tardo

Aplicando reboco armado somente numa das faces das paredes exteriores do edifício, nas fachadas principal e de tardo, verifica-se uma melhoria notória no comportamento global da estrutura, quando sujeita a ambas as acções sísmicas de referência. Os valores de deslocamento espectral em X mantém-se, diminuindo um pouco os valores de aceleração espectral para esta direcção. Por outro lado, para a direcção mais desfavorável, agora reforçada, os valores de aceleração espectral aumentam substancialmente comparativamente com os valores do edifício original, havendo um incremento médio de 0,21g para cerca de 0,31g. Comprova-se, deste modo, o aumento da capacidade resistente destas paredes, resultando num incremento da

capacidade de resistência global de todo o edifício. A condição de segurança é verificada para todas as direcções e sentidos principais.

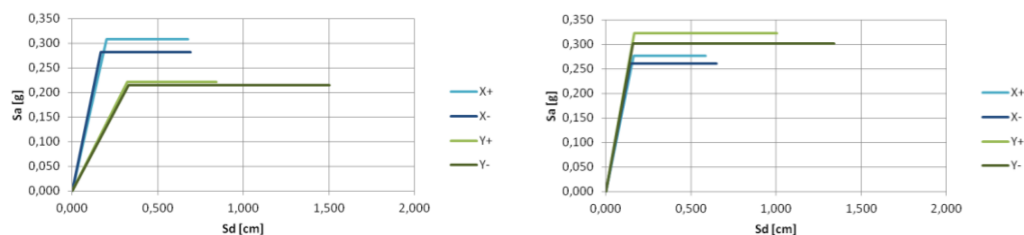


Figura 6.15 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face das fachadas principal e de tardo

Tabela 6.8 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face das fachadas principal e de tardo

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d,alvo}$ [cm]	$S_{d,u}$ [cm]	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$	$S_{d,alvo}$ [cm] Edifício original	$S_{d,u}$ [cm] Edifício original	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$ Edifício original
1	X+	0,38	0,58	1,53	0,38	0,68	1,79
	X-	0,38	0,65	1,73	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,52	1	1,93	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,49	1,34	2,71	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,30	0,58	1,90	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,65	2,27	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,38	1	2,65	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,37	1,34	3,65	0,67	1,5	2,25

c) Execução de reboco armado numa face de todas as fachadas

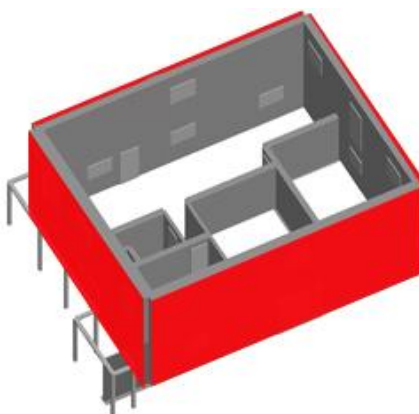


Figura 6.16 – Esquema de execução de reboco armado numa face de todas as fachadas

À semelhança dos resultados obtidos para a aplicação de reboco armado em ambas as faces de todas as paredes de fachada, também a aplicação de reboco armado somente numa face destas paredes se traduz em resultados satisfatórios. A condição de segurança que impõe que o valor do deslocamento-alvo do edifício seja inferior ao seu deslocamento espectral último é verificada em todas as direcções e sentidos principais, para ambas as acções sísmicas de referência (Tabela 6.9). Existe também um acréscimo de valores de aceleração espectral em todas as direcções, indicando um aumento da capacidade resistente do edifício, tal como se pode observar na figura 6.17.

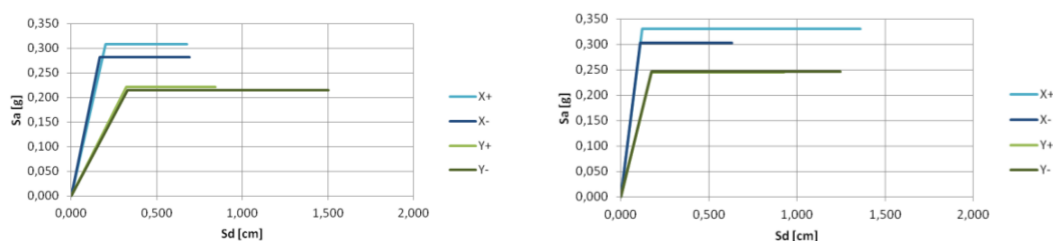


Figura 6.17 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face de todas as fachadas

Tabela 6.9 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face de todas as fachadas

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$
					Edifício original	Edifício original	Edifício original
1	X+	0,38	1,36	3,59	0,38	0,68	1,79
	X-	0,38	0,63	1,68	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,52	0,93	1,80	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,49	1,25	2,53	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,30	1,36	4,47	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,63	2,20	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,38	0,93	2,47	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,37	1,25	3,41	0,67	1,5	2,25

d) Execução de reboco armado numa face da fachada principal

O objectivo desta solução de reforço prende-se com a diminuição dos efeitos de torção no edifício, conforme referido anteriormente, no ponto “Aplicação de reboco armado nas duas faces da parede de fachada”. Neste caso, o reboco armado será somente aplicado numa das faces da fachada.

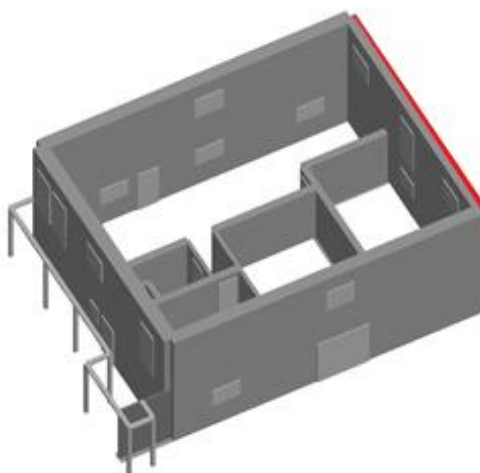


Figura 6.18 – Esquema de execução de reboco armado numa face da fachada principal

Conforme esperado, é verificada a segurança às acções sísmicas com esta solução de reforço (Tabela 6.10). A aplicação de reboco armado numa face da fachada principal foi benéfica do ponto de vista da capacidade resistente global do edifício devido ao aumento da capacidade resistente segundo a direcção da fachada reforçada, verificada na figura 6.19.

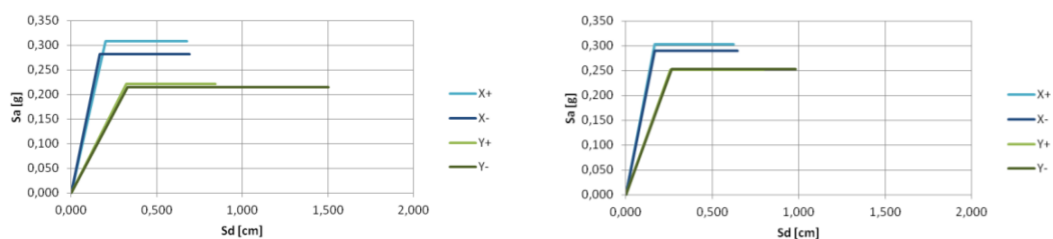


Figura 6.19 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) do edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal

Tabela 6.10 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com reboco armado numa face da fachada principal

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,34	0,62	1,80	0,38	0,68	1,79
	X-	0,38	0,65	1,71	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,65	0,8	1,22	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,66	0,98	1,48	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,29	0,62	2,15	0,33	0,68	2,08
	X-	0,30	0,65	2,14	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,49	0,8	1,64	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,50	0,98	1,97	0,67	1,5	2,25

6.6. Introdução de tirantes

De acordo com o referido no capítulo 3 do presente trabalho (vd. 3.2), o objectivo desta solução de reforço é o confinamento de uma parede, impedindo eventuais anomalias, tais como rotações para fora do seu plano que possam ocorrer na sequência de uma acção sísmica. Deste modo, procedeu-se à introdução de tirantes, com 16 mm de diâmetro, ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão, em ambas as situações aplicados nas paredes de fachada laterais e nas fachadas principal e de tardoz, conforme figuras 6.20, 6.22, 6.24, 6.28 e 6.30.

6.6.1. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1

a) Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas laterais

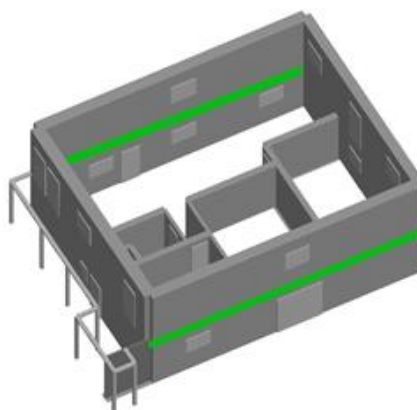


Figura 6.20 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas laterais

No edifício original a direcção Y^+ era a mais desfavorável, não verificando a segurança à acção sísmica do tipo 1. Pela análise à Tabela 6.11, verifica-se que após a introdução de reforço, a condição de segurança não é verificada não só em Y^+ como para os dois tipos de acção sísmica. Particularizando, o valor de deslocamento espectral último, segundo Y^+ , passa de 0,84cm no edifício original para apenas 0,59cm no edifício reforçado com esta solução. Deste modo, e observando os espectros de capacidade da figura 6.21, verifica-se uma diminuição substancial do patamar plástico dos deslocamentos espectrais e um ligeiro incremento nos valores de aceleração espectral e de deslocamento elástico segundo a direcção Y^+ . Tal significa que a capacidade resistente aumenta ligeiramente, sendo que os fenómenos de fendilhação ocorrerão mais tardiamente na estrutura. Porém, a introdução deste reforço não é suficiente para garantir a verificação da segurança do edifício a um evento sísmico.

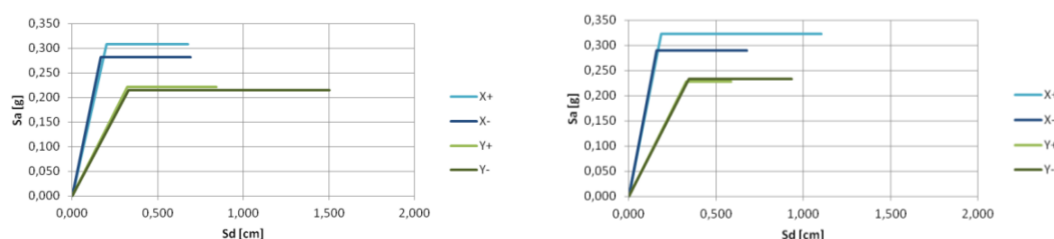


Figura 6.21 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas laterais

Tabela 6.11 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas laterais

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,32	1,1	3,42	0,38	0,68	1,79
	X-	0,37	0,68	1,86	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,88	0,59	0,67	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,89	0,93	1,05	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,29	1,1	3,79	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,68	2,31	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,64	0,59	0,93	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,65	0,93	1,43	0,67	1,5	2,25

b) Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz

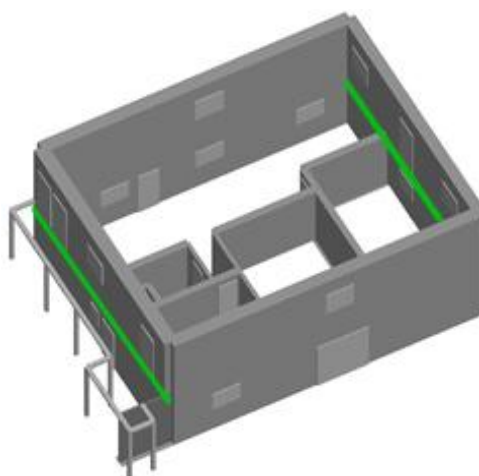


Figura 6.22 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz

A aplicação desta solução de reforço revela-se, à semelhança do verificado para a direcção X, inadequada no que concerne à verificação da segurança do edifício na eventualidade de um sismo (Tabela 6.12). Embora ocorra um aumento dos valores de aceleração espectral na direcção X (perpendicular à aplicação do tirante) e os valores de deslocamento espectral se mantenham relativamente ao edifício original, segundo Y tanto os valores de aceleração como de deslocamento espectral decrescem com a aplicação do reforço, conforme se observa na figura 6.23. Dado que é precisamente esta a direcção desfavorável que se pretende beneficiar, para que haja uma melhoria global de toda a estrutura, conclui-se que este reforço não acresce capacidade resistente ao edifício.

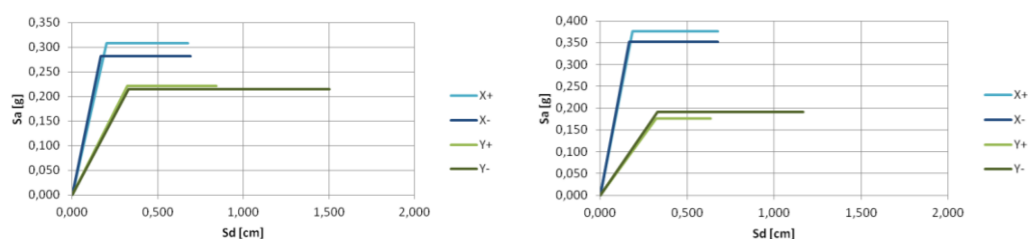


Figura 6.23 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz

Tabela 6.12 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,36	0,68	1,90	0,38	0,68	1,79
	X-	0,39	0,68	1,76	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,93	0,64	0,69	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,86	1,17	1,37	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,31	0,68	2,22	0,33	0,68	2,08
	X-	0,31	0,68	2,21	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,65	0,64	0,98	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,62	1,17	1,87	0,67	1,5	2,25

c) Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas

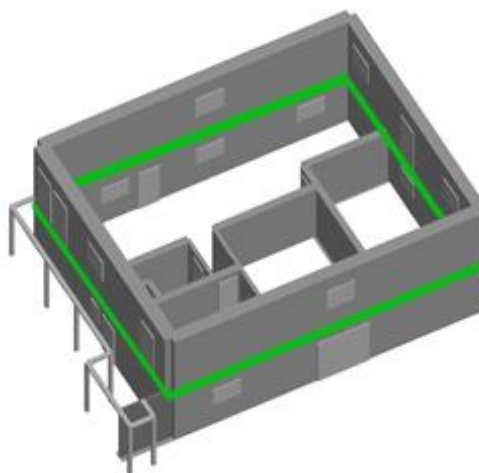


Figura 6.24 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas

Efectuou-se a introdução de tirantes em todas as fachadas, em simultâneo, ao nível do pavimento do piso elevado. Uma vez mais, e conforme Tabela 6.13, a condição de segurança não foi verificada na direcção mais desfavorável, tendo inclusivamente, o deslocamento espectral último reduzido de 0,84cm para 0,60cm face ao edifício original. A ductilidade da estrutura, segundo Y, diminui, havendo incremento da capacidade resistente nesta direcção, uma vez que os valores de deslocamento elástico e, em particular, de aceleração espectral, aumentam (Figura 6.25). Deste modo, conclui-se que a aplicação deste reforço, embora melhore a

capacidade resistente da estrutura, não é suficiente para garantir a segurança relativamente a uma acção sísmica.

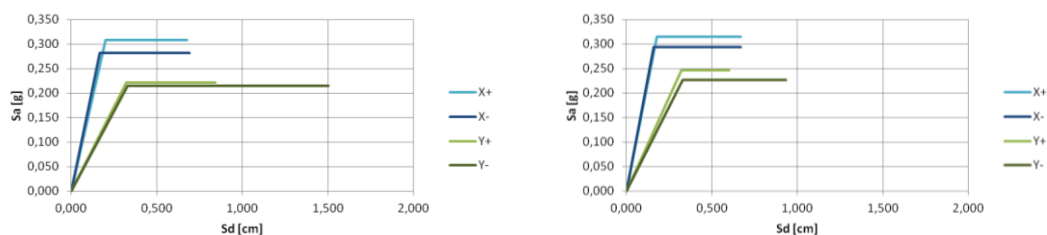


Figura 6.25 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas

Tabela 6.13 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas

Tipo Sismo	Direcção	Sd _{alvo} [cm]	Sd _u [cm]	S _{du} /Sd _{alvo}	Sd _{alvo} [cm]	Sd _u [cm]	S _{du} /Sd _{alvo}
					Edifício original	Edifício original	Edifício original
1	X+	0,33	0,67	2,04	0,38	0,68	1,79
	X-	0,36	0,67	1,88	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,79	0,60	0,76	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,89	0,93	1,04	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,29	0,67	2,33	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,67	2,31	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,59	0,60	1,02	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,64	0,93	1,45	0,67	1,5	2,25

6.6.2. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão

a) Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas laterais

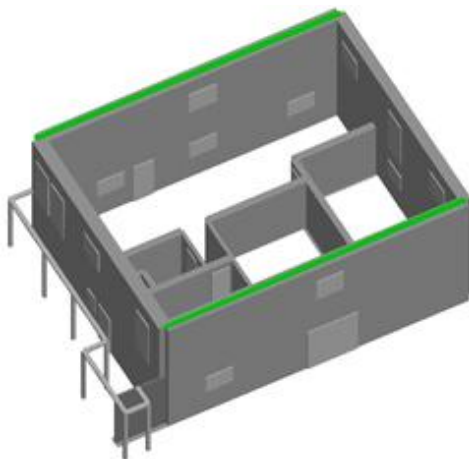


Figura 6.26 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas laterais

Introduzindo os tirantes ao nível da cobertura, nas paredes exteriores laterais do edifício, obtêm-se espectros de capacidade semelhantes, relativamente às acelerações e deslocamentos espectrais, em comparação com o edifício original (Figura 6.27). No entanto, os valores dos deslocamentos espectrais últimos da estrutura não reforçada são um pouco superiores, com excepção da direcção Y^+ , cujo valor é igual ao do edifício original. Por outro lado, o deslocamento-alvo estimado para o edifício nesta direcção, tendo em consideração a acção sísmica afastada, é inferior com esta solução (0,89cm) face ao valor verificado para o edifício sem reforço (0,91cm). Este facto tem como consequência a condição de segurança ao sismo não ser verificada para a referida direcção e acção sísmica, conforme verificado na Tabela 6.14.

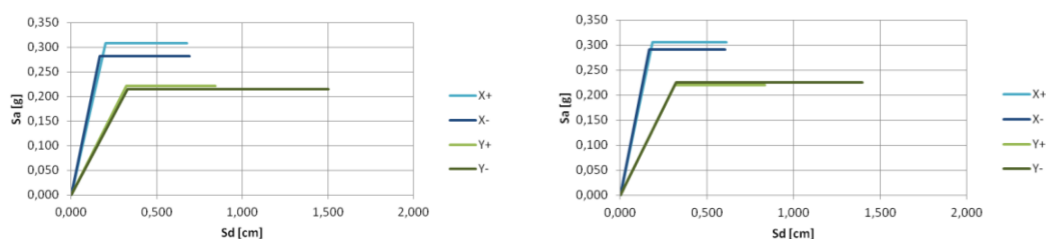


Figura 6.27 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas laterais

Tabela 6.14 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas laterais

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,36	0,61	1,68	0,38	0,68	1,79
	X-	0,38	0,6	1,59	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,89	0,84	0,94	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,88	1,4	1,59	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,31	0,61	1,98	0,33	0,68	2,08
	X-	0,30	0,6	1,97	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,63	0,84	1,33	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,63	1,4	2,22	0,67	1,5	2,25

b) Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

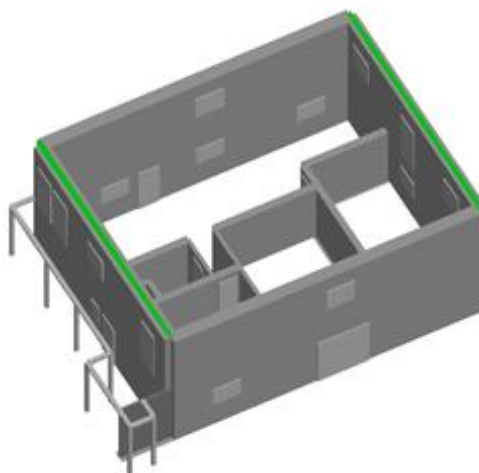


Figura 6.28 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

Esta solução de reforço não é indicada para este edifício, uma vez que a capacidade resistente do mesmo não melhora em comparação com o edifício original; embora as acelerações espectrais mantenham idênticos valores numa e noutra situação, o valor dos deslocamentos últimos reduz-se em todas as direcções e sentidos principais, para ambas as acções sísmicas (Figura 6.29). Como tal, a verificação à segurança é comprometida, evidenciando-se esse resultado segundo a direcção mais desfavorável (Tabela 6.15).

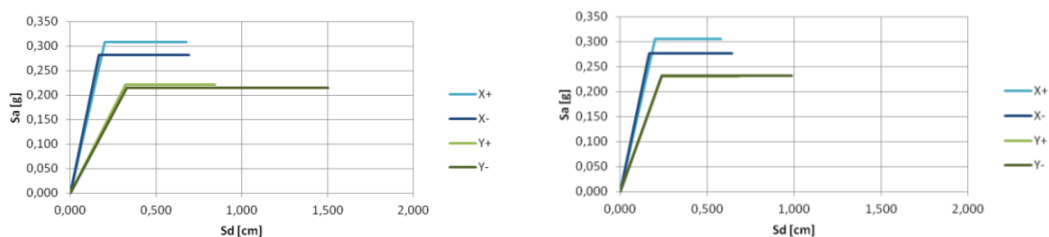


Figura 6.29 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

Tabela 6.15 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d,alvo}$ [cm]	$S_{d,u}$ [cm]	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$	$S_{d,alvo}$ [cm] Edifício original	$S_{d,u}$ [cm] Edifício original	$S_{d,u}/S_{d,alvo}$ Edifício original
1	X+	0,39	0,58	1,50	0,38	0,68	1,79
	X-	0,42	0,64	1,54	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,71	0,68	0,96	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,70	0,98	1,41	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,33	0,58	1,76	0,33	0,68	2,08
	X-	0,32	0,64	1,99	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,50	0,68	1,36	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,50	0,98	1,98	0,67	1,5	2,25

c) Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão em todas as fachadas

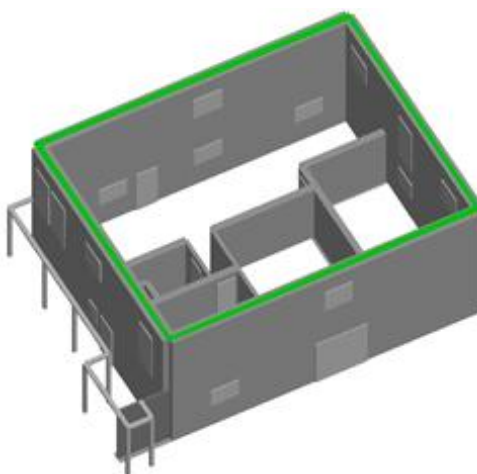


Figura 6.30 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão em todas as fachadas

A aplicação de tirantes ao nível do pavimento do sótão, em todas as fachadas, não melhora o comportamento do edifício face às acções sísmica actuantes. De modo semelhante ao já verificado para o reforço com introdução de tirantes em todas as fachadas, a condição de segurança não é verificada (Tabela 6.16). Analogamente, por observação dos espectros de capacidade do edifício, a capacidade resistente do mesmo diminui comparativamente ao edifício sem reforços, situação que denuncia a ineficiência deste reforço aplicado nestas condições (Figura 6.31).

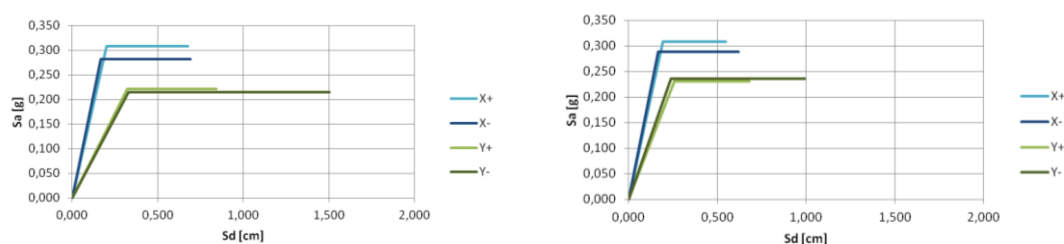


Figura 6.31 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão em todas as fachadas

Tabela 6.16 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão em todas as fachadas

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,37	0,55	1,49	0,38	0,68	1,79
	X-	0,38	0,62	1,62	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,74	0,68	0,92	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,69	0,99	1,44	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,32	0,55	1,73	0,33	0,68	2,08
	X-	0,31	0,62	2,02	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,52	0,68	1,30	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,49	0,99	2,02	0,67	1,5	2,25

6.7. Aplicação conjunta de soluções de reforço sísmico

No capítulo 3 do presente trabalho (vd. 3.10), salientou-se a importância da conjugação de várias técnicas, que colaborem entre si e potenciem a obtenção de resultados otimizados com o objectivo de incrementar a capacidade resistente do edifício perante uma acção sísmica. Deste modo, serão seguidamente apresentadas várias hipóteses de utilização simultânea de duas ou três soluções de reforço.

6.7.1. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais

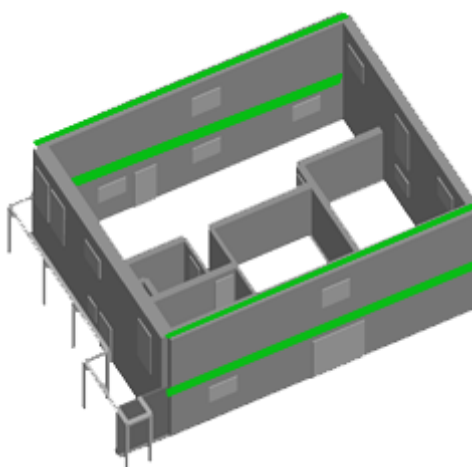


Figura 6.32 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais

Observando os espectros de capacidade antes e após o reforço do edifício, reforçado conforme figura 6.32, conclui-se que os valores das acelerações espectrais se mantêm aproximadamente idênticos. Por outro lado, nos valores de deslocamentos espectrais é notório um decréscimo do deslocamento espectral último, na direcção Y, quando são aplicadas as soluções de reforço. Deste modo, a capacidade resistente do elemento edificado diminui com a aplicação dos reforços (Figura 6.33). No que concerne à segurança do edifício, relativamente a ambas as acções sísmicas, segundo a direcção Y^+ , a condição não é verificada (Tabela 6.17). Para a acção sísmica tipo 1, obtém-se:

$$\frac{Sd_{\text{último}}}{Sd_{\text{alvo}}} = \frac{0,57}{0,88} = 0,65$$

Para a acção sísmica tipo 2, tem-se:

$$\frac{Sd_{\text{último}}}{Sd_{\text{alvo}}} = \frac{0,57}{0,64} = 0,89;$$

Assim, é possível afirmar que o desempenho sísmico do edifício piora perante um sismo afastado para a direcção Y^+ (a relação $Sd_{\text{último}}/Sd_{\text{alvo}}$ passa de 0,93 no edifício original para 0,65 com os reforços), deixando a condição de segurança de ser verificada para um sismo próximo para a mesma direcção.

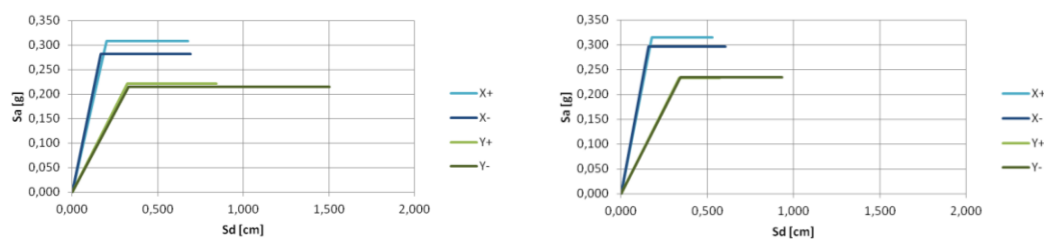


Figura 6.33 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais

Tabela 6.17 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas laterais

Tipo Sismo	Direcção	Sd_{alvo} [cm]	Sd_u [cm]	Sd_u/Sd_{alvo}	Sd_{alvo} [cm] Edifício original	Sd_u [cm] Edifício original	Sd_u/Sd_{alvo} Edifício original
1	X+	0,33	0,53	1,61	0,38	0,68	1,79
	X-	0,35	0,6	1,70	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,88	0,57	0,65	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,88	0,93	1,05	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,29	0,53	1,84	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,6	2,09	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,64	0,57	0,89	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,65	0,93	1,44	0,67	1,5	2,25

6.7.2. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

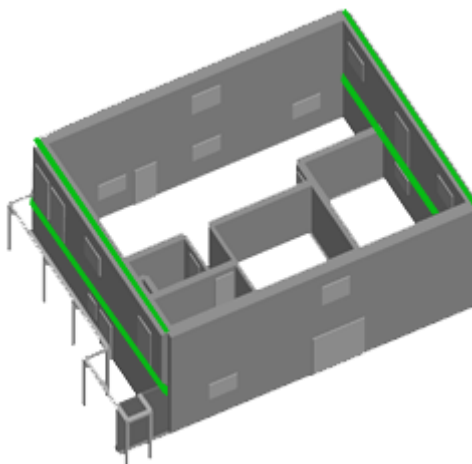


Figura 6.34 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

A segurança às acções sísmicas de referência é confirmada, embora para a acção tipo 1, na direcção Y^+ (direcção desfavorável no edifício original) a relação $S_{d_{\text{último}}}/S_{d_{\text{alvo}}}$ seja muito próxima da unidade. De acordo com a figura 6.35, a capacidade resistente da estrutura não é incrementada uma vez que, embora as acelerações espectrais aumentem ligeiramente, em Y , com o reforço, os valores dos deslocamentos espectrais últimos reduzem-se, o que denuncia uma fraca resposta sísmica quando o edifício é reforçado sismicamente tal como representado na figura 6.34.

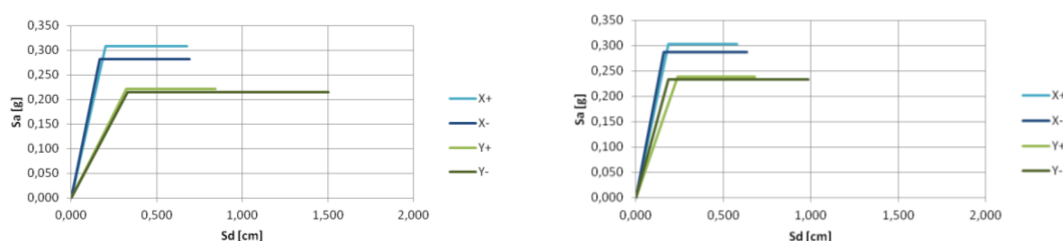


Figura 6.35 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

Tabela 6.18 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão nas fachadas principal e de tardoz

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,37	0,58	1,56	0,38	0,68	1,79
	X-	0,37	0,64	1,71	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,67	0,68	1,01	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,58	0,98	1,69	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,31	0,58	1,86	0,33	0,68	2,08
	X-	0,30	0,64	2,15	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,48	0,68	1,40	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,41	0,98	2,42	0,67	1,5	2,25

6.7.3. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas

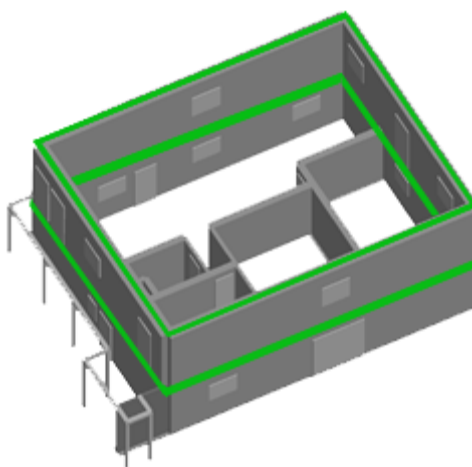


Figura 6.36 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas

A condição de segurança ao sismo é verificada em todas as direcções e sentidos principais, embora para a acção tipo 1, na direcção Y^+ , a condição está no limiar (Tabela 6.19). Através dos espectros de capacidade do edifício, verifica-se uma diminuição no valor do deslocamento de cedência na estrutura aquando do reforço, havendo inclusivamente diminuição do patamar plástico (Figura 6.37). Assim, a capacidade resistente da edificação não aumenta com a conjugação de reforços que se evidencia na figura 6.36.

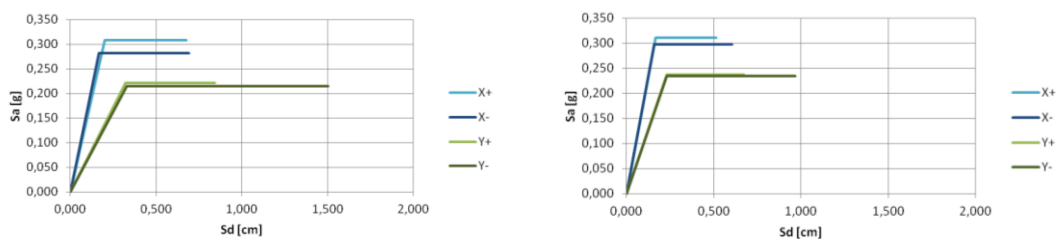


Figura 6.37 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas

Tabela 6.19 – Verificação da condição de segurança do edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão em todas as fachadas

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,33	0,51	1,55	0,38	0,68	1,79
	X-	0,35	0,6	1,73	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,66	0,67	1,01	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,67	0,97	1,44	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,28	0,51	1,81	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,6	2,10	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,47	0,67	1,41	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,48	0,97	2,02	0,67	1,5	2,25

6.7.4. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

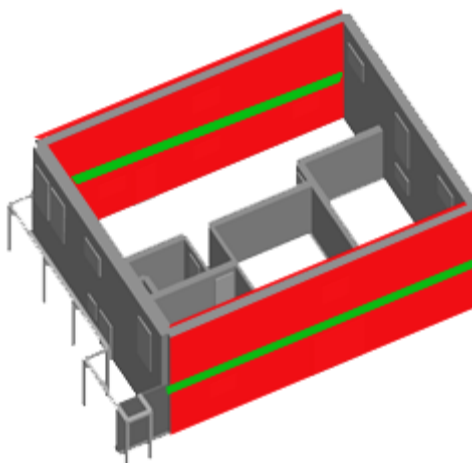


Figura 6.38 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

Conforme se pode verificar na tabela 6.20, a aplicação de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais, em conjunto com a introdução de tirantes ao nível do piso 1 nas mesmas paredes (Figura 6.38), produz um comportamento positivo da estrutura relativamente às acções sísmicas aplicadas. Com efeito, os deslocamentos espectrais últimos aumentam em todas as direcções e sentidos principais, registando-se o aumento do valor do deslocamento de cedência na direcção Y, em comparação com o edifício original. Não obstante esse mesmo deslocamento diminuir em X, a conjugação destas duas técnicas é interessante do ponto de vista sísmico, uma vez que incrementa a capacidade resistente global da estrutura (Figura 6.39). Tendo em conta que a introdução isolada de tirantes no edifício não produziu resultados satisfatórios, é de salientar o resultado positivo obtido, essencialmente devido à boa prestação de confinamento que a aplicação de reboco armado impõem na estrutura. Aplicando reboco isoladamente nos paramentos não iria melhorar o comportamento do edifício, uma vez que é a armadura, pelas propriedades do seu material, que introduz um aumento da ductilidade e confinamento substancial na estrutura.

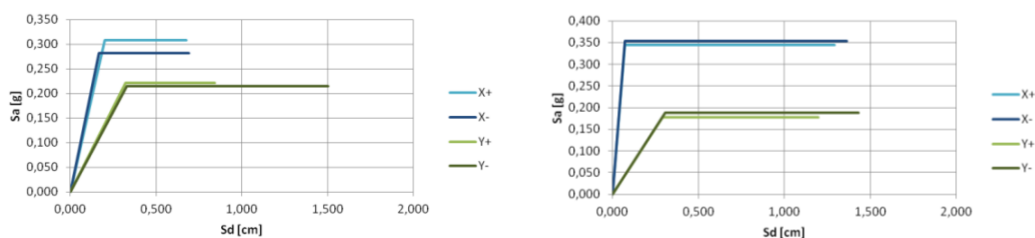


Figura 6.39 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) do edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

Tabela 6.20 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$
					Edifício original	Edifício original	Edifício original
1	X+	0,10	1,29	12,72	0,38	0,68	1,79
	X-	0,08	1,36	16,04	0,40	0,69	1,72
	Y+	1,07	1,2	1,12	0,91	0,84	0,93
	Y-	1,04	1,43	1,37	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,11	1,29	11,44	0,33	0,68	2,08
	X-	0,11	1,36	12,92	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,71	1,2	1,69	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,70	1,43	2,03	0,67	1,5	2,25

6.7.5. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz

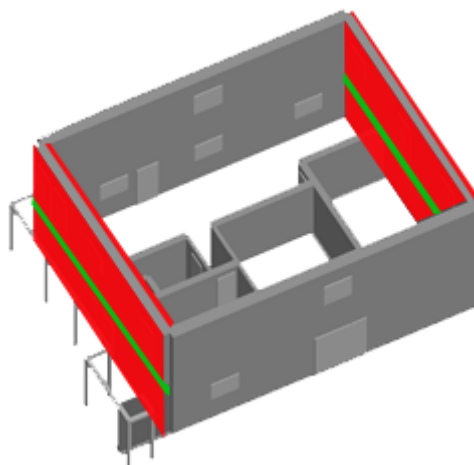


Figura 6.40 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz

Quando as soluções de reforço são dispostas tal como representado na figura 6.40, e por observação dos espectros de capacidade do edifício antes e após o reforço, verifica-se um acréscimo de acelerações espectrais na direcção Y. No entanto, a direcção X é prejudicada, uma vez que os valores de aceleração diminuem, denunciando uma diminuição da capacidade resistente da estrutura após a introdução de reforço sísmico. Esta redução parcial de capacidade afeta o edifício na íntegra, pelo que não é uma solução vantajosa. Por outro lado, a condição de segurança ao sismo não é verificada para a direcção X, quando a estrutura é sujeita a uma acção sísmica do tipo afastado, comprovando a ineficácia do reforço. Comparando esta solução

conjunta de reforço com cada uma das soluções aplicadas isoladamente, por análise da figura 6.41, verifica-se que a solução conjunta aumenta os valores de aceleração espectral relativamente à solução de tirantes para a direcção Y, diminuindo estes valores segundo X. Por outro lado, comparando a solução conjunta com a técnica de reboco armado, é notória a diminuição de valores de aceleração espectral com a solução conjunta. Relativamente aos deslocamentos espectrais, os deslocamentos elásticos diminuem com a solução conjunta, em todas as direcções, comparativamente a cada solução aplicada isoladamente, observando-se ainda uma diminuição dos deslocamentos espectrais últimos em todas as direcções. Através da Tabela 6.22, verifica-se que segundo a direcção X, para ambas as acções sísmicas de referência, a introdução da solução conjunta não verifica a condição de segurança para a direcção X perante a acção sísmica tipo 1. Desta forma, é possível concluir que a capacidade resistente global do edifício não é incrementada quando são introduzidos tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em simultâneo com aplicação de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz.

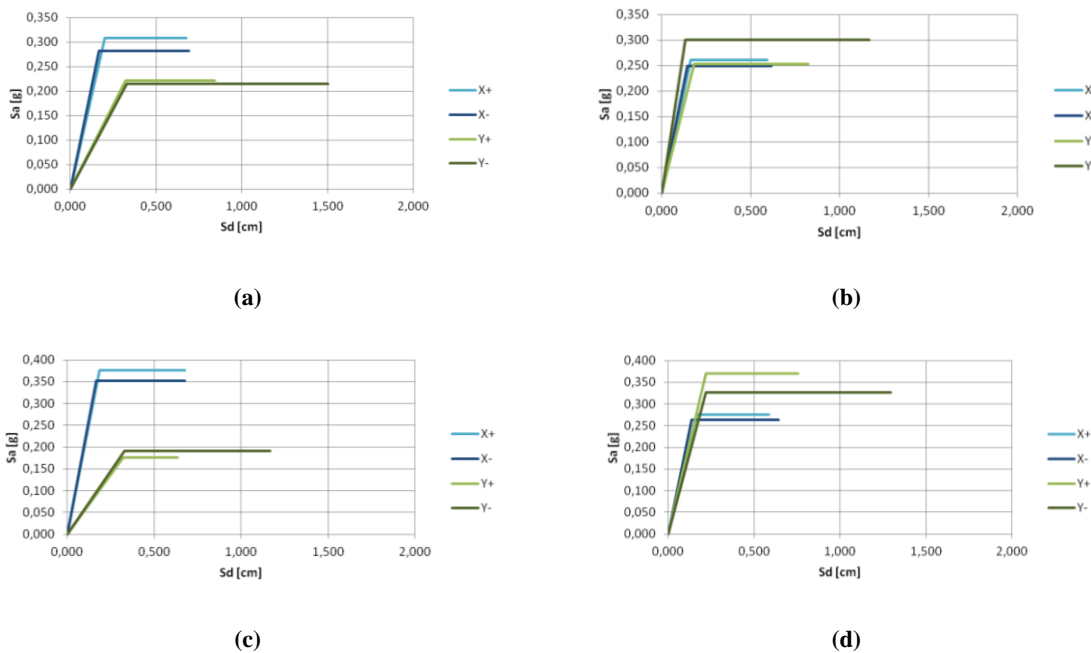


Figura 6.41 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (a) edifício original; (b) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz; (c) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 nas fachadas principal e de tardoz; (d) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz

Tabela 6.21 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoz

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,77	0,59	0,77	0,38	0,68	1,79
	X-	0,74	0,62	0,84	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,51	0,82	1,60	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,30	1,17	3,90	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,33	0,59	1,78	0,33	0,68	2,08
	X-	0,32	0,62	1,92	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,37	0,82	2,19	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,25	1,17	4,75	0,67	1,5	2,25

Tabela 6.22 – Análise comparativa entre as soluções de reforço aplicadas isoladamente e em conjunto

Tipo Sismo	Direcção	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ TP+RA2F	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ TP	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ RA2F	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,77	1,90	1,41	1,79
	X-	0,84	1,76	1,64	1,72
	Y+	1,60	0,69	3,05	0,93
	Y-	3,90	1,37	3,62	1,58
2	X+	1,78	2,22	1,83	2,08
	X-	1,92	2,21	2,22	2,19
	Y+	2,19	0,98	2,70	1,31
	Y-	4,75	1,87	3,92	2,25

6.7.6. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

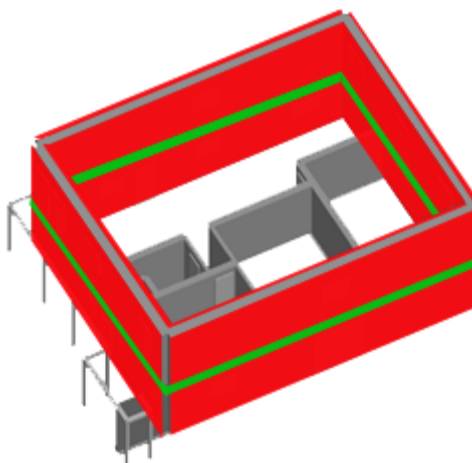


Figura 6.42 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

A introdução desta conjugação de reforços (Figura 6.42) produz um efeito muito benéfico na estrutura ao nível da sua capacidade resistente: os valores de aceleração espectral aumentam em todas as direcções e sentidos principais, sendo que, ao nível dos valores de deslocamento espectral último, os mesmos apresentam um incremento segundo a direcção X. Comparando os espectros de capacidade antes e após o reforço, verifica-se também que para a direcção Y, o deslocamento espectral último reduz de cerca de 1,5cm para 1,0cm. No entanto, em Y⁺ este valor aumenta, havendo uma uniformização dos deslocamentos na direcção Y. A condição de segurança às acções sísmicas é verificada para as direcções e sentidos principais (Tabela 6.23). Efectuando-se uma análise comparativa entre as soluções de reforço aplicadas isoladamente e a solução conjunta, por observação da figura 6.43, verifica-se um claro aumento dos valores de aceleração espectral em todas as direcções e sentidos principais, com excepção da direcção Y⁺ cujo valor se mantém idêntico ao da solução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas. Embora os deslocamentos elásticos, com a aplicação da solução conjunta, se mantenham face à solução de reboco armado, e diminuam com a introdução de tirantes, o patamar de cedência mantém-se elevado tal como com a solução de reboco armado, havendo uma ductilidade elevada do edifício em todas as direcções. Por outro lado, através da tabela 6.24 é possível concluir que a condição de segurança à acção sísmica é verificada quando executado este conjunto de técnicas. Trata-se, portanto, de uma opção de reforço sísmico benéfica para o edifício no que concerne ao melhor desempenho sísmico do mesmo.

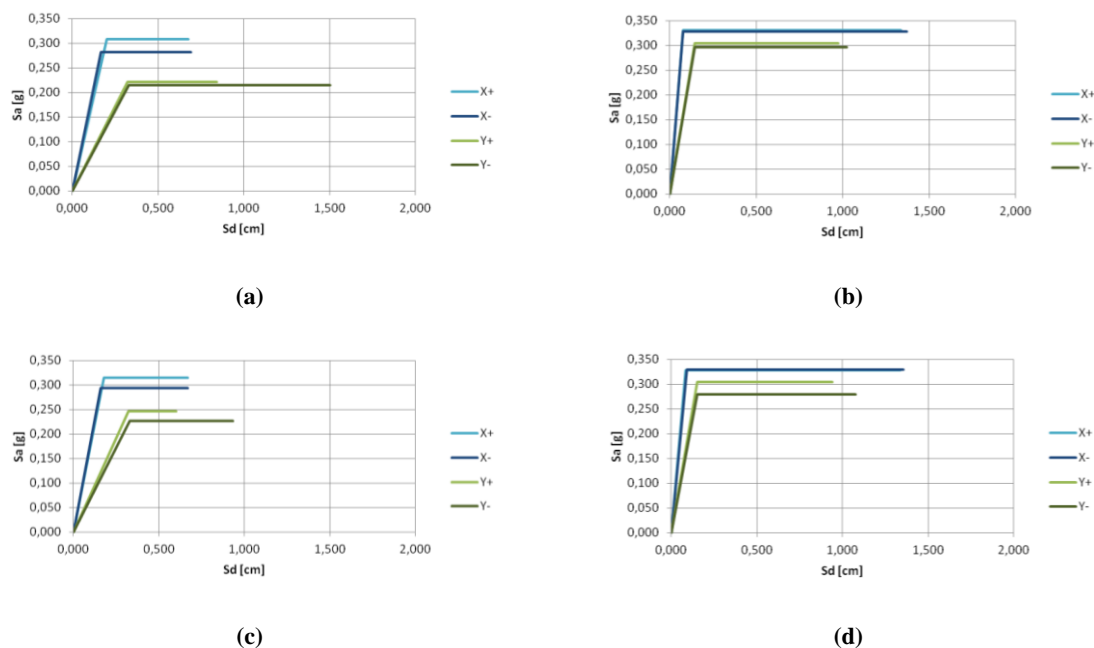


Figura 6.43 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (a) edifício original; (b) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces de todas as fachadas; (c) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 em todas as fachadas; (d) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

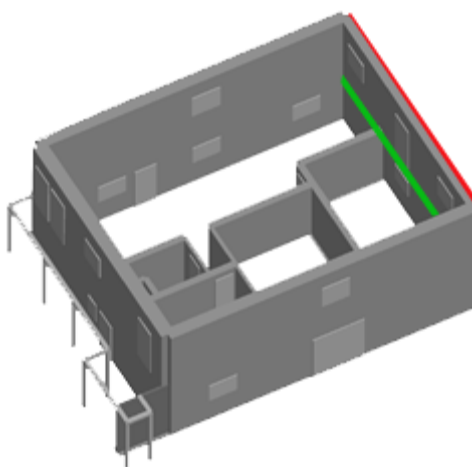
Tabela 6.23 - Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado nas duas faces de todas as fachadas

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$
					Edifício original	Edifício original	Edifício original
1	X+	0,04	1,34	34,82	0,38	0,68	1,79
	X-	0,04	1,37	32,15	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,41	0,97	2,34	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,43	1,02	2,35	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,08	1,34	16,04	0,33	0,68	2,08
	X-	0,09	1,37	16,05	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,31	0,97	3,15	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,32	1,02	3,22	0,67	1,5	2,25

Tabela 6.24 – Análise comparativa entre as soluções de reforço aplicadas isoladamente e em conjunto

Tipo Sismo	Direcção	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ TP+RA2F	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ TP	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ RA2F	$S_{du}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	34,82	2,04	8,12	1,79
	X-	32,15	1,88	7,76	1,72
	Y+	2,34	0,76	2,98	0,93
	Y-	2,35	1,04	2,84	1,58
2	X+	16,04	2,33	8,98	2,08
	X-	16,05	2,31	8,51	2,19
	Y+	3,15	1,02	3,55	1,31
	Y-	3,22	1,45	3,67	2,25

6.7.7. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da fachada principal

**Figura 6.44** – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da fachada principal

Uma vez que a aplicação de reboco armado numa face da parede de fachada principal se revelou vantajosa em termos de incremento de capacidade resistente do edifício, optou-se por conjugar esta solução de reforço com a introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1, tal como representado na figura 6.44. Procedendo a uma comparação entre a resposta sísmica do edifício original e o edifício após a aplicação destas soluções de reforço, verifica-se que a segurança sísmica está garantida para todas as direcções e sentidos principais e para ambas as acções sísmicas de referência (Tabela 6.25). Relativamente à capacidade resistente da estrutura,

conforme se observa na figura 6.45, segundo o eixo X a mesma é mantida, sendo que existe uma diminuição do patamar plástico dos deslocamentos em Y⁻. No entanto, segundo a direcção Y, a capacidade resistente aumenta. É possível concluir que estas soluções de reforço conjuntas, apesar de verificarem a segurança às acções sísmicas de referência, não melhoram a capacidade resistente da estrutura relativamente à original.

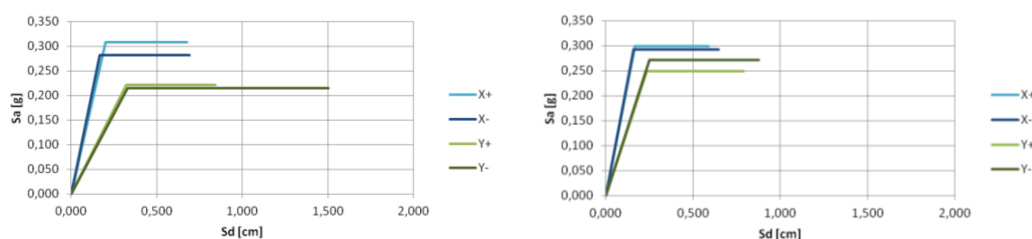


Figura 6.45 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado numa face da fachada principal

Tabela 6.25 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e reboco armado numa face da fachada principal

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,36	0,59	1,66	0,38	0,68	1,79
	X-	0,36	0,65	1,81	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,62	0,79	1,27	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,57	0,88	1,54	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,29	0,59	2,01	0,33	0,68	2,08
	X-	0,29	0,65	2,25	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,46	0,79	1,73	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,44	0,88	1,98	0,67	1,5	2,25

6.7.8. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal

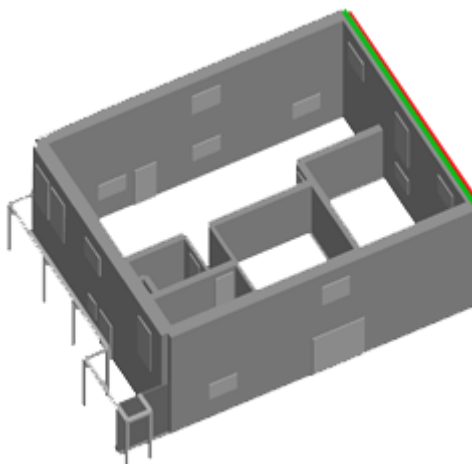


Figura 6.46 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal

Tendo em conta que a aplicação da solução de reforço RA1F na fachada principal se revelou positiva em termos de comportamento sísmico da estrutura, optou-se por tentar maximizar tais resultados com a conjugação da solução RA1F com a introdução da solução TS (Figura 6.46). Conforme é possível concluir através da figura 6.47 e por observação da Tabela 6.26, que esta solução de reforço conjunta, embora mantenha a verificação da segurança às acções sísmica na estrutura, não incrementa a sua capacidade resistente relativamente ao edifício original.

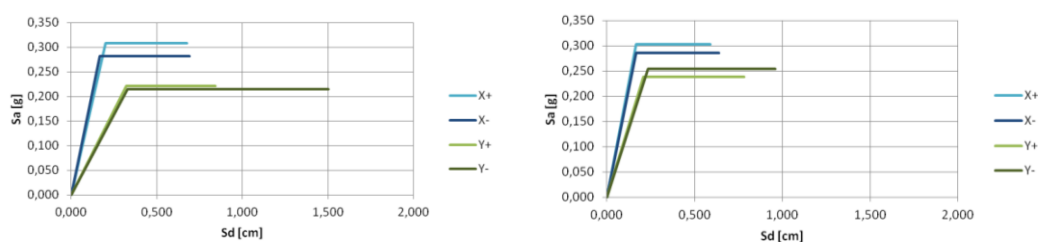


Figura 6.47 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) do edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão e reboco armado numa face da fachada principal

Tabela 6.26 – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão e reboco armado numa face da fachada principal

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,35	0,59	1,70	0,38	0,68	1,79
	X-	0,39	0,64	1,65	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,62	0,78	1,27	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,60	0,96	1,60	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,29	0,59	2,04	0,33	0,68	2,08
	X-	0,31	0,64	2,08	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,44	0,78	1,78	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,45	0,96	2,15	0,67	1,5	2,25

6.7.9. Introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal

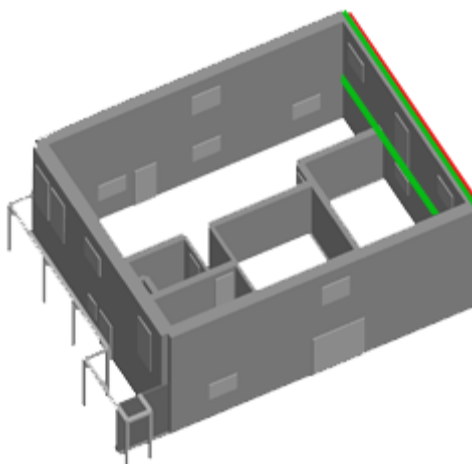


Figura 6.48 – Esquema de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e execução de reboco armado numa face da fachada principal

A aplicação simultânea das soluções de reforço RA1F, TP e TS na fachada principal (Figura 6.48), embora produza resultados eficientes ao nível do comportamento sísmico da estrutura, não revela um incremento da capacidade resistente da mesma. Com efeito, na direcção Y, verifica-se que os valores de deslocamento espectral de cedência diminuem, bem como os deslocamentos espectrais últimos. Assim, perante o decréscimo do patamar plástico do edifício após o reforço, comparativamente à estrutura não reforçada, conclui-se que reforçar

sismicamente a edificação com este conjunto de reforços é desnecessária, uma vez que não produz vantagens sísmicas no edifício, conforme se observa na figura 6.49 e na Tabela 6.27.

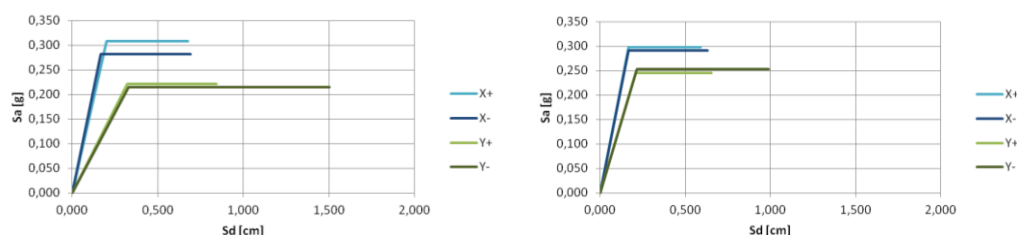


Figura 6.49 – Espectros de capacidade para cada uma das direcções e sentidos principais (esq.) edifício original; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão, e com reboco armado numa face da fachada principal

Tabela 6.27. – Verificação da condição de segurança do edifício, reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão, e com reboco armado numa face da fachada principal

Tipo Sismo	Direcção	$S_{d_{alvo}}$ [cm]	S_{d_u} [cm]	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$	$S_{d_{alvo}}$ [cm] Edifício original	S_{d_u} [cm] Edifício original	$S_{d_u}/S_{d_{alvo}}$ Edifício original
1	X+	0,36	0,59	1,65	0,38	0,68	1,79
	X-	0,38	0,63	1,68	0,40	0,69	1,72
	Y+	0,59	0,65	1,10	0,91	0,84	0,93
	Y-	0,60	0,99	1,65	0,95	1,5	1,58
2	X+	0,29	0,59	2,00	0,33	0,68	2,08
	X-	0,30	0,63	2,08	0,31	0,69	2,19
	Y+	0,43	0,65	1,53	0,64	0,84	1,31
	Y-	0,45	0,99	2,22	0,67	1,5	2,25

6.8. Comparação de soluções de reforço sísmico

O objectivo desta secção é comparar as diversas soluções de reforço apresentadas que registaram resultados positivos ao nível do aumento da capacidade resistente da estrutura bem como da garantia da segurança face a um evento sísmico. Apresentar-se-á uma comparação não só entre as soluções que isoladamente são eficientes sísmicamente, como entre soluções que funcionam melhor em conjunto do que individualmente, e vice-versa.

a) Comparação da execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoiz com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas

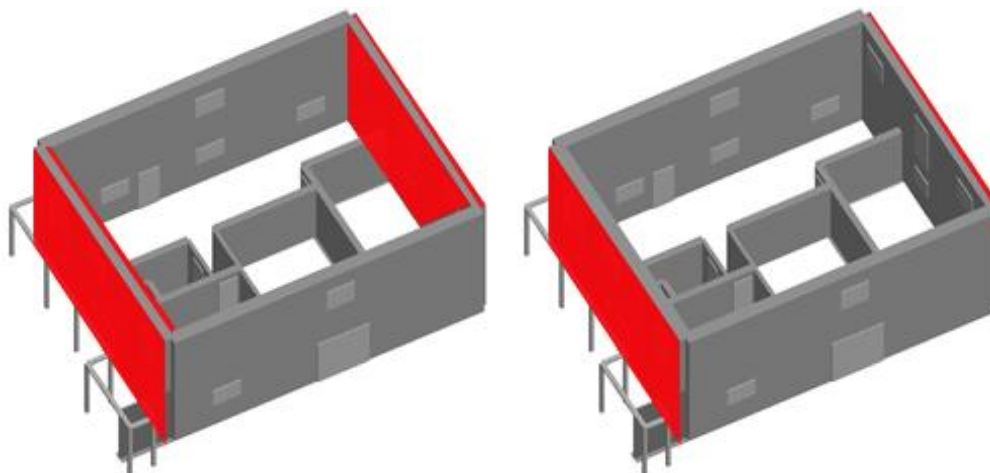


Figura 6.50 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoiz com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas

Pode então estabelecer-se uma análise comparativa entre os valores obtidos em termos de capacidade resistente do edifício com aplicação de reboco armado, nas duas faces das fachadas principal e de tardoiz, com a aplicação de reboco armado somente numa face destas paredes (Figura 6.50). A nível global, a estrutura aumenta a sua capacidade resistente com ambas as soluções de reforço. No entanto, particularizando os valores obtidos em termos de deslocamentos espectrais, verifica-se que a ductilidade do edifício é maior quando é executado reboco armado somente numa face das paredes. O incremento de ductilidade com a aplicação de reboco armado somente numa face das paredes explica-se pelo facto do paramento não ficar sujeito a uma rigidez tão elevada. De facto, ao considerar uma solução de reforço que implique menor rigidez nas paredes, e consequentemente, na globalidade do edifício, o comportamento da estrutura melhora a sua resposta perante uma acção sísmica, tal como se pode observar na Tabela 6.28.

Tabela 6.28 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado nas duas faces das fachadas principal e de tardoiz, e reforçado com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas

Solução de reforço	Direcção	S _{dy}	S _{du}	Ductilidade
Aplicação de reboco armado em 2 faces	X+	0,17	0,59	0,42
	X-	0,14	0,64	0,50
	Y+	0,22	0,76	0,54
	Y-	0,22	1,29	1,07
Aplicação de reboco armado numa face	X+	0,16	0,58	0,42
	X-	0,15	0,65	0,50
	Y+	0,17	1	0,83
	Y-	0,16	1,34	1,18

b) Comparação da execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas

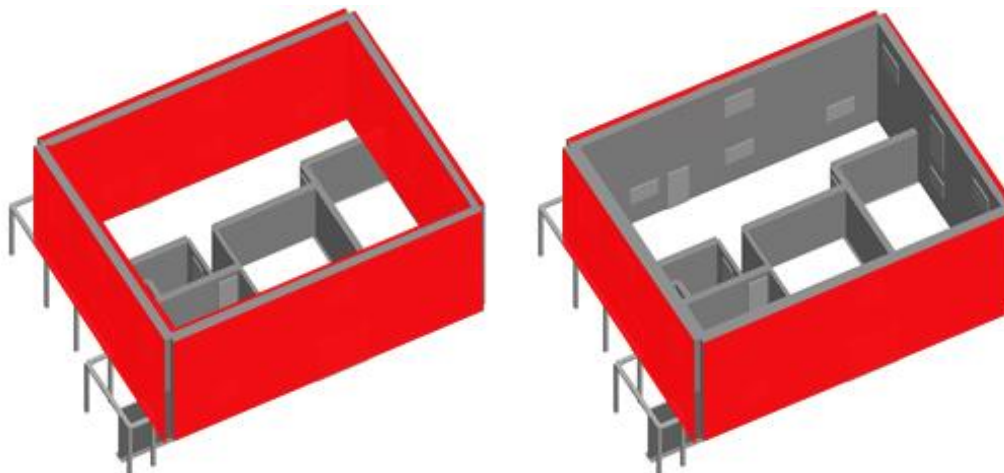


Figura 6.51 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas com execução de reboco armado numa face das mesmas fachadas

A relação Sd_u/Sd_{alvo} apresenta valores superiores, em cada direcção e sentido principal e para ambas as acções sísmicas de referência, para a solução de aplicação de reboco armado em ambas as faces das paredes. No entanto, tanto numa como noutra solução o edifício verifica a segurança às acções sísmicas. Uma vez que em termos de valores de aceleração espectral também se verifica incremento em relação ao edifício original, fará sentido optar pela solução com reforço de uma face das paredes em detrimento da outra solução (Figura 6.51), pois o incremento de capacidade resistente do edifício é semelhante nos dois casos.

c) Comparação da execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal com execução de reboco armado numa face da mesma fachada

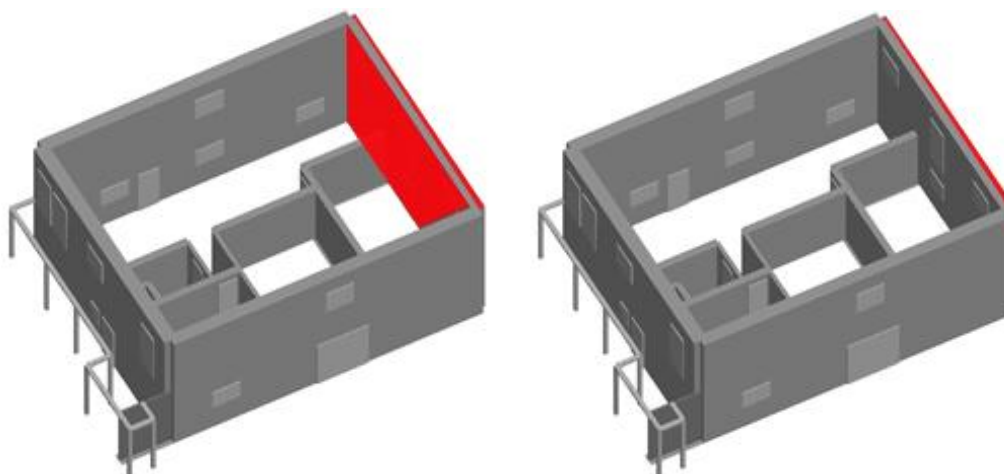


Figura 6.52 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal com execução de reboco armado numa face da mesma fachada

A aplicação de ambas as soluções de reforço produz efeitos benéficos ao nível da capacidade resistente global do edifício, comparativamente com o edifício sem qualquer reforço. Reforçando apenas a fachada principal, obtêm-se resultados satisfatórios ao nível da verificação da segurança às acções sísmicas tipo 1 e tipo 2, uma vez que a torção provocada pela actuação de forças horizontais na estrutura é reduzida com ambos os reforços. Comparando os espectros de capacidade entre o edifício com a solução RA2F e a solução RA1F (Figura 6.52), verifica-se que as acelerações espectrais segundo a direcção X diminuem um pouco quando é aplicado o reboco armado nas duas faces da parede, mas em contrapartida, segundo Y, os valores de aceleração aumentam, sendo o patamar plástico também incrementado relativamente à execução de reboco armado só numa face da fachada principal, como evidenciado na figura 6.53 e na tabela 6.29. Assim, deverá ser considerada a solução de reforço RA2F em detrimento da solução RA1F, pois torna-se mais vantajosa para o desempenho sísmico da estrutura.

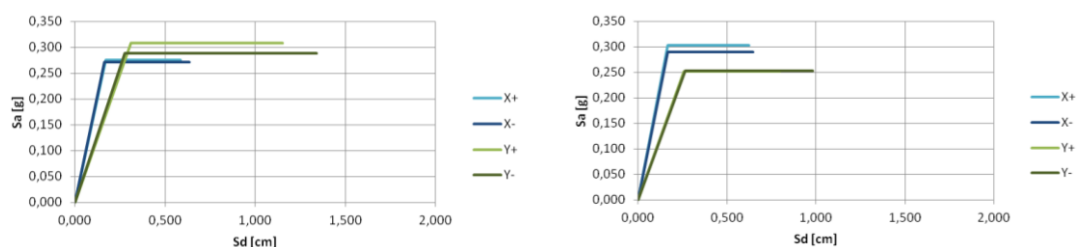


Figura 6.53 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal

Tabela 6.29 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado nas duas faces da fachada principal, e reforçado com execução de reboco armado numa face da mesma fachada

Solução de reforço	Direcção	S _{dy}	S _{du}	Ductilidade
Reboco armado em 2 faces	X+	0,17	0,59	0,42
	X-	0,16	0,63	0,47
	Y+	0,31	1,15	0,84
	Y-	0,28	1,34	1,06
Reboco armado numa face	X+	0,17	0,62	0,45
	X-	0,17	0,65	0,48
	Y+	0,26	0,8	0,54
	Y-	0,27	0,98	0,71

d) Comparação da execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das mesmas fachadas

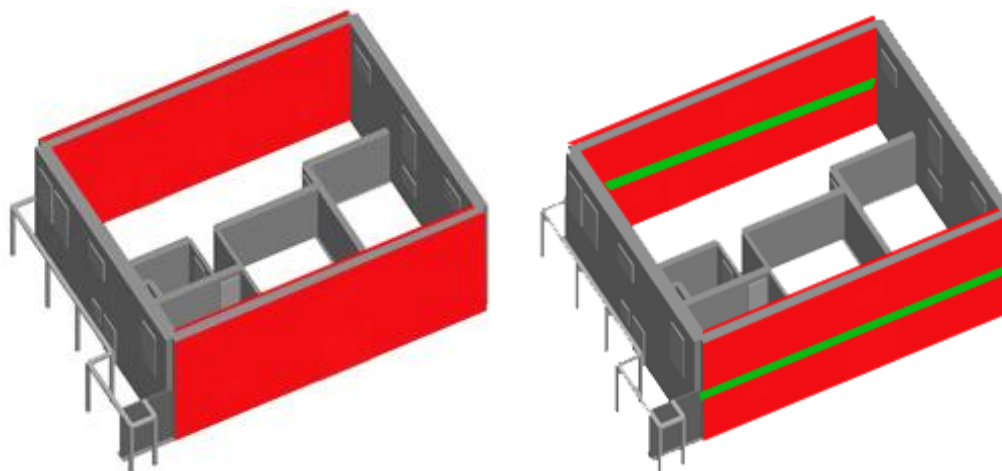


Figura 6.54 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces das fachadas laterais com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das mesmas fachadas

A solução de reforço RA2F quando aplicada nas fachadas laterais do edifício revelou-se ineficaz na verificação da segurança face ao sismo. No entanto, quando acrescida da introdução de tirantes ao nível do piso 1 (solução TP), o edifício apresenta uma boa resposta sísmica e incremento de capacidade resistente, conforme figura 6.54. Pela observação dos espectros de capacidade da estrutura quando reforçada com uma e outra solução (Figura 6.55), verifica-se que o reforço conjunto RA2F e TP, na direcção Y, aumenta substancialmente não só os valores do deslocamento espectral de cedência (passam de 0,23cm para 0,30cm, em média) e o deslocamento espectral último (aumenta, em média, de 0,75cm para 1,30cm). Tais resultados induzem à conclusão de que a introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 do edifício produz um incremento significativo na capacidade resistente da estrutura bem como na sua segurança a um eventual sismo.

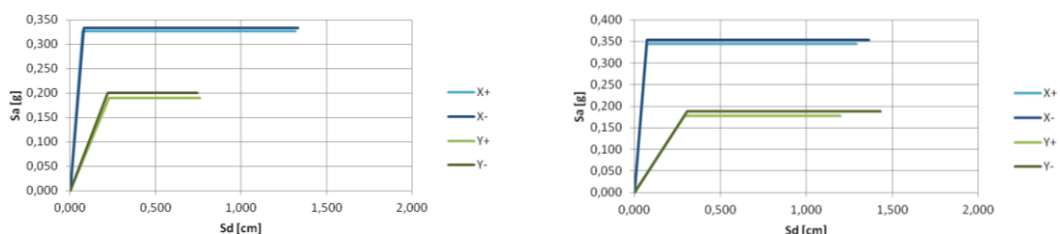


Figura 6.55 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e com reboco armado nas duas faces das fachadas laterais

- e) **Comparação da execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das mesmas fachadas**

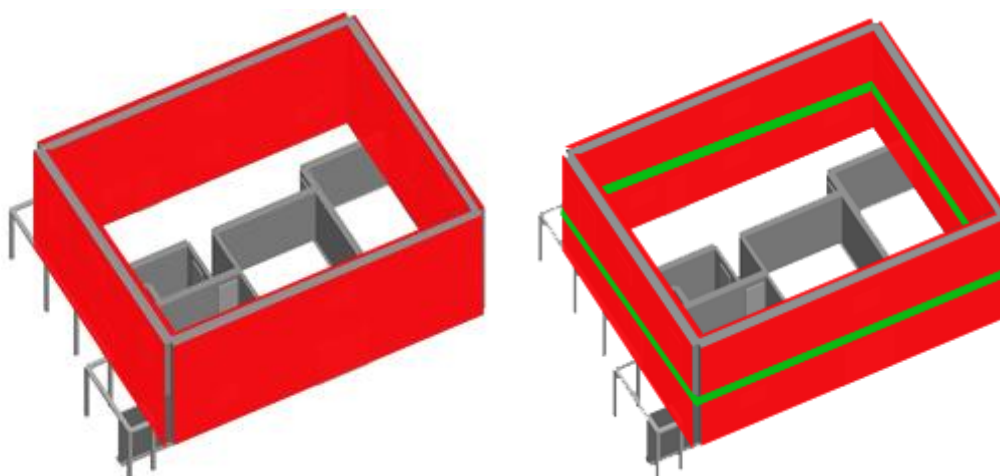


Figura 6.56 – Comparação da execução de reboco armado nas duas faces de todas as fachadas com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado nas duas faces das mesmas fachadas

À semelhança do ponto anterior, também a resposta sísmica do edifício melhora significativamente com a introdução de tirantes no pavimento do piso 1, complementando o reforço com reboco armado nas duas faces de todas as paredes de fachada (Figura 6.56). Ainda que a solução RA2F não melhore o comportamento do edifício quando aplicada em todas as fachadas, o mesmo não se verifica quando esta solução de reforço é aplicada em conjunto com a introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1. Os tirantes complementam a acção de confinamento do reboco armado nas paredes estruturais do edifício, melhorando a sua capacidade resistente e segurança às acções sísmicas de referência.

f) **Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da mesma fachada**

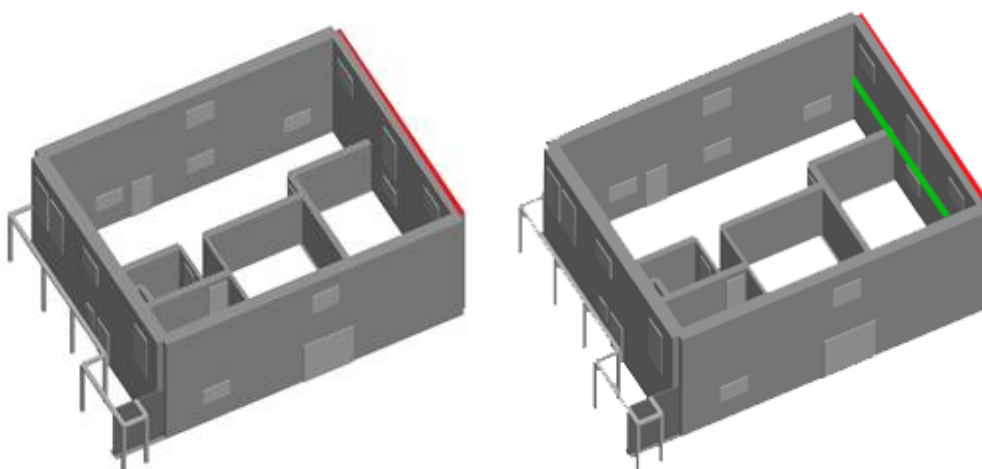


Figura 6.57 – Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da mesma fachada

Comparando ambos os conjuntos de soluções de reforço, tal como representado na figura 6.57, e não obstante o facto de ambas as soluções verificarem a segurança do edifício face às acções sísmicas actuantes (Tabela 6.30), a ductilidade em ambas as soluções de reforço é muito semelhante. Os espectros de capacidade são idênticos em termos de deslocamentos espectrais, havendo uma diferença ao nível de valores de aceleração espectral, segundo Y , no edifício reforçado com RA1F e TP (Figura 6.58). Deste modo, verifica-se que a introdução de tirantes ao nível do piso é desnecessária face ao eficiente reforço proporcionado pela aplicação da solução RA1F.

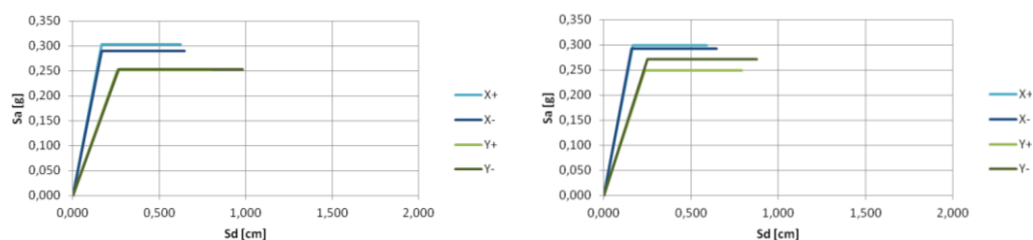


Figura 6.58 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e com reboco armado numa face da fachada principal

Tabela 6.30 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado numa face da fachada principal, e reforçado com introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e execução de reboco armado numa face da mesma fachada

Solução de reforço	Direcção	S _{dy}	S _{du}	Ductilidade
RA1F, fachada principal	X+	0,17	0,62	0,45
	X-	0,17	0,65	0,48
	Y+	0,26	0,80	0,54
	Y-	0,27	0,98	0,71
RA1F, fachada principal, e TP	X+	0,17	0,59	0,42
	X-	0,16	0,65	0,49
	Y+	0,23	0,79	0,56
	Y-	0,25	0,88	0,63

g) Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada

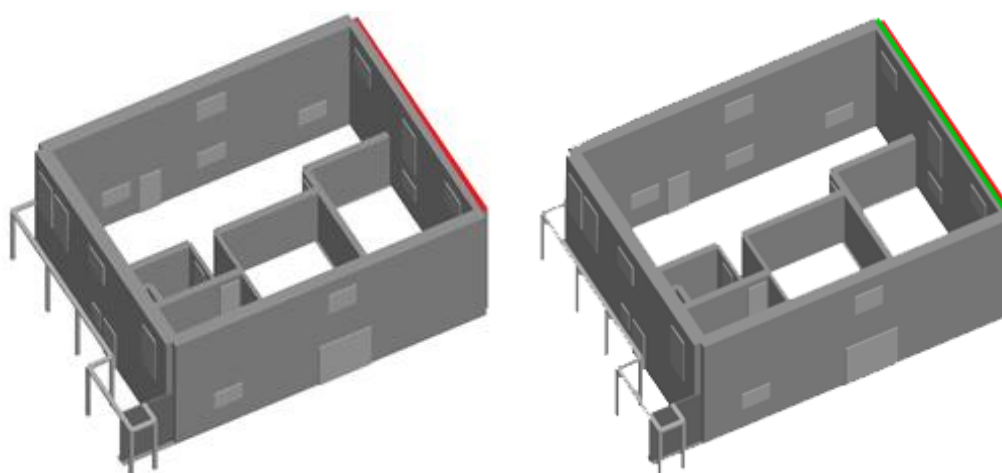


Figura 6.59 – Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada

A solução RA1F, aplicada isoladamente, produz resultados vantajosos na resposta sísmica da estrutura. Embora a aplicação da solução conjunta RA1F e TS garanta igualmente a condição de segurança às acções sísmicas, não é notória qualquer melhoria no edifício com a introdução dos tirantes na cobertura, conforme se apresenta na figura 6.59 e denunciado através da análise da figura 6.60 e Tabela 6.31. Os valores de ductilidade para a solução RA1F são mais elevados que os valores para a solução conjunta RA1F e TS. Como tal, o patamar plástico do edifício é maior perante a solução de reforço aplicada isoladamente. Pela observação dos espectros de capacidade, figura 6.60, a capacidade resistente do elemento edificado não aumenta com a solução conjunta. Isto significa que a introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão

como complemento ao reforço com aplicação de reboco armado numa face da fachada principal não se traduz em melhorias para a estrutura, pelo que não deverá ser tida em consideração.

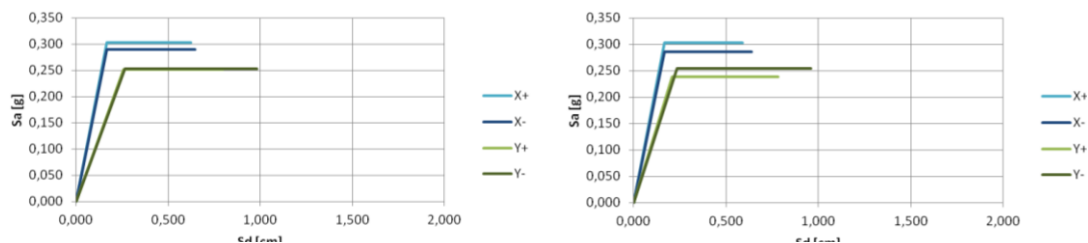


Figura 6.60 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do sótão e com reboco armado numa face da fachada principal

Tabela 6.31 – Comparação entre valores de ductilidade do edifício, reforçado com execução de reboco armado numa face da fachada principal, e reforçado com introdução de tirantes ao nível do pavimento do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada

Solução de reforço	Direcção	S_{dy}	S_{du}	Ductilidade
RAIF, fachada principal	X+	0,17	0,62	0,45
	X-	0,17	0,65	0,48
	Y+	0,26	0,80	0,54
	Y-	0,27	0,98	0,71
RAIF, fachada principal, e TC	X+	0,17	0,59	0,42
	X-	0,17	0,64	0,47
	Y+	0,21	0,78	0,57
	Y-	0,23	0,96	0,73

h) Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada

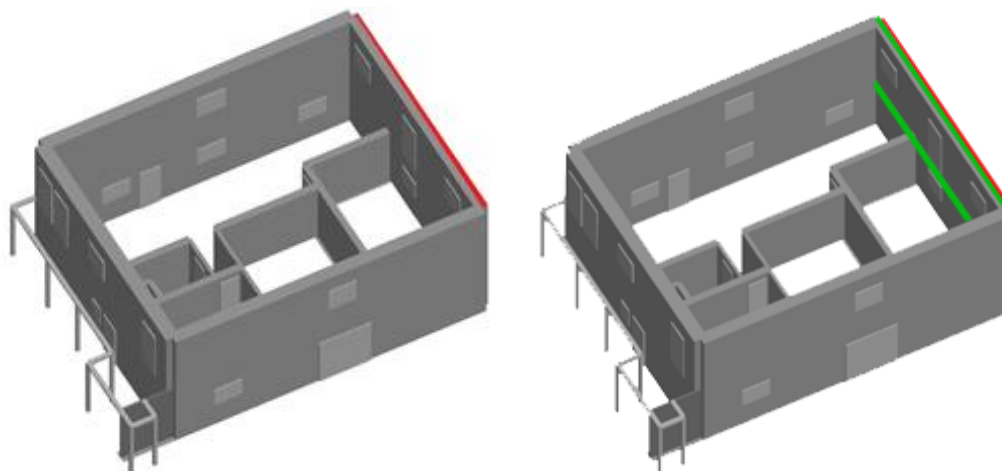


Figura 6.61 – Comparação da execução de reboco armado numa face da fachada principal com a solução conjunta de introdução de tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do sótão e execução de reboco armado numa face da mesma fachada

Pretende comparar-se o comportamento sísmico do edifício quando reforçado com a solução RA1F e quando reforçado com três soluções em simultâneo: RA1F, TP e TS, conforme figura 6.61. Os espectros de comportamento do edifício com ambas as soluções demonstram que o reforço sísmico apenas com aplicação de reboco armado numa face da fachada principal é suficiente para assegurar uma eficiente capacidade resistente e segurança às acções sísmicas, como se verifica na figura 6.62. Assim, a introdução de tirantes tanto ao nível do piso 1 como do sótão são considerados ineficazes e desnecessários, uma vez que não incrementam as propriedades resistentes do elemento edificado.

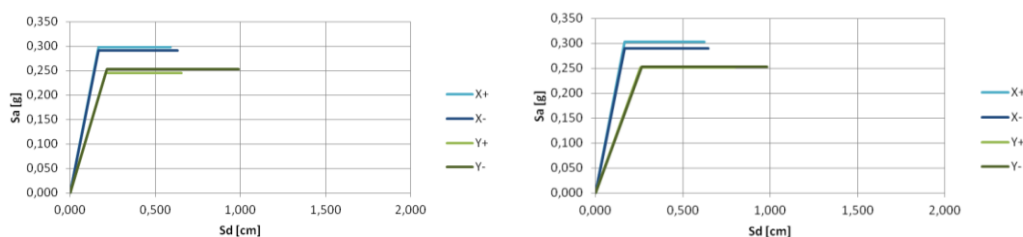


Figura 6.62 – Espectros de capacidade (esq.) edifício reforçado com reboco armado numa face da fachada principal; (dir.) edifício reforçado com tirantes ao nível do pavimento do piso 1 e do pavimento do sótão e com reboco armado numa face da fachada principal

6.9. Conclusões

Neste capítulo foram apresentadas várias soluções de reforço sísmico a aplicar ao edifício em estudo, com o objectivo de incrementar a sua capacidade resistente bem como garantir a eficaz segurança às acções sísmicas, tipo 1 e tipo 2, de referência. Das soluções apresentadas destacam-se a aplicação de reboco armado, tanto em ambas as faces das paredes de fachada, como somente numa das faces dos paramentos estruturais. Verificou-se ainda que a aplicação desta solução de reforço na fachada principal produz bons resultados relativamente ao desempenho sísmico da estrutura.

Por outro lado, a solução em que se obtém a pior resposta sísmica para o edifício em estudo é a rigidificação do pavimento flexível do piso elevado. Com efeito, esta solução aumenta significativamente o peso próprio do edifício, transmitindo este aumento de massa às paredes estruturais, situação que prejudica a prestação da estrutura quando sujeita a acções de natureza horizontal, como é o caso das acções sísmicas.

A introdução de tirantes tanto ao nível do pavimento do piso 1 como do pavimento do sótão do elemento edificado, quando aplicados isoladamente apresentam resultados que não melhoram o comportamento do edifício perante um sismo. Não obstante, quando esta solução é aplicada ao nível do pavimento do piso 1 e é conjugada com a aplicação de reboco armado em ambas as faces das paredes, nomeadamente nas fachadas laterais e/ou em todas as fachadas, torna-se vantajosa. De modo inverso, quando se aplica reboco armado numa das faces das paredes mestras, e simultaneamente se introduz tirantes, tanto ao nível do sótão como do pavimento do piso 1, estes apresentam-se ineficazes.

É possível concluir, de acordo com a análise efectuada, que o reforço sísmico, quando executado numa direcção em que não se mostra necessário, poderá provocar o efeito contrário ao pretendido. Assim, as técnicas de reforço sísmico não devem ser aplicadas “aleatoriamente”, mas exclusivamente nos locais considerados necessários à melhoria na resposta sísmica do edifício.

7. Conclusões e perspectivas futuras

7.1. Conclusões

No presente trabalho pretendeu-se analisar a viabilidade do reforço sísmico de um edifício, de pequeno porte, pertencente à tipologia de edifícios com paredes em alvenaria de pedra ordinária e pavimentos em madeira. Estas edificações são constituídas por paredes com elevadas espessuras, apresentando boa capacidade resistente a esforços de compressão, porém, com diminuta capacidade de resistir a esforços de tracção, dominantes em acções de natureza sísmica. Relativamente aos pavimentos em madeira, são vantajosos do ponto de vista da capacidade resistente a esforços de flexão, possuindo um reduzido peso próprio, importante para que não ocorra o esmagamento da alvenaria das paredes no local de união parede/pavimento. Poderão, no entanto, sofrer ataques de térmitas ao longo do tempo, ocorrendo assim a redução da espessura das secções dos pavimentos, podendo comprometer a boa prestação do material, e consequentemente permitir maior probabilidade de deformação nos pavimentos.

A existência, em Portugal, de uma percentagem significativa de edifícios com estas características, e portanto, com elevada vulnerabilidade sísmica, sugere a adopção de soluções de reforço sísmico, de modo a incrementar a capacidade resistente destas edificações perante uma acção sísmica. O reforço sísmico de um elemento edificado poderá ser efectuado recorrendo não só a uma técnica de reforço, mas através da conjugação de várias técnicas, que permitam obter resultados otimizados no que concerne à capacidade resistente do edifício a um evento sísmico. As soluções de reforço a adoptar poderão ser baseadas em vários factores, entre eles, os recursos disponíveis, a idade do edifício e o seu estado de conservação/degradação.

Determinar se uma dada técnica de reforço melhora o comportamento de uma estrutura perante um sismo depende da análise comparativa entre a resposta sísmica do edifício antes da aplicação do reforço e após a introdução do mesmo. Deste modo, foi executado um modelo do edifício em estudo no programa 3Muri e efectuado um estudo do seu comportamento sísmico através de uma análise estática não linear (ou *Pushover*). Nesta análise foi possível identificar o progressivo colapso do edifício assim como a localização dos principais danos na estrutura. Posteriormente à realização da análise *Pushover*, aplicaram-se algumas soluções de reforço sísmico ao edifício, com o objectivo de verificar o aumento do seu desempenho sísmico.

Concluiu-se, através de uma análise comparativa à capacidade resistente da estrutura e respectivos deslocamentos, quais as soluções de reforço mais viáveis do ponto de vista técnico. Foi possível concluir que a introdução de uma mesma solução de reforço em locais distintos do edifício, produz respostas sísmicas distintas. Assim, as técnicas que implicaram comportamentos mais favoráveis na estrutura foram as que incrementaram a sua capacidade

resistente, como por exemplo, a execução de reboco armado em paredes de fachada. A introdução conjunta de soluções de reforço foi, em alguns casos, benéfica, como é o caso da introdução de tirantes ao nível dos pavimentos em complemento à aplicação de reboco armado nas paredes mestras. Por outro lado, a execução de pavimento rígido (através da introdução de uma laje em betão armado), ou a aplicação isolada de tirantes, teve efeitos desfavoráveis no comportamento da estrutura, não melhorando a sua capacidade resistente, tendo inclusivamente, produzido um decréscimo da mesma comparativamente ao edifício sem qualquer reforço sísmico.

As soluções de reforço sísmico existentes no mercado constituem um leque vasto de técnicas passíveis de utilização. A escolha da aplicação de cada solução deverá basear-se nas condições, características e anomalias que um paramento ou edifício apresentam, pois o objectivo é único: melhorar o seu desempenho sísmico.

A resposta sísmica global de uma estrutura poderá ser incrementada com a aplicação de soluções de reforço isoladas, ou com a introdução de soluções que se complementem entre si, promovendo um aumento da capacidade resistente global do edifício.

As edificações assimétricas possuem maior probabilidade de danos ou colapso segundo a direcção em que é verificada essa assimetria, e por conseguinte, toda a estrutura é afectada. A redução das irregularidades estruturais de um edifício, através da aplicação de soluções de reforço adequadas, possibilita a melhoria do comportamento global.

7.2. Perspectivas futuras

No que concerne a desenvolvimentos futuros relativamente à temática em assunto, revelou-se necessária a execução de ensaios experimentais às paredes em alvenaria de pedra ordinária bem como às paredes divisórias em tabique. Isto porque existem lacunas no conhecimento das propriedades e características mecânicas destas paredes, o que dificulta a realização de estudos com resultados fiáveis.

Por outro lado, torna-se importante o estudo de outras soluções de reforço sísmico aplicadas a este tipo de edifícios, de modo determinar o seu comportamento perante uma acção sísmica.

Referências Bibliográficas

AGUIAR, J.; CABRITA, A.; APPLETON, J. (1998) – **Guião de Apoio à Reabilitação de Edifícios Habitacionais** – Volume 2. Lisboa: LNEC. ISBN 972-49-1726-6.

ANDRADE, H (2011) – **Caracterização de Edifícios Antigos. Edifícios “Gaioleiros”**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 6 Jan. 2012]. Disponível em WWW:URL:<run.unl.pt/handle/10362/6043>.

APPLETON, J. (Setembro 2003) – **Reabilitação de Edifícios Antigos** – Patologias e Tecnologias de Intervenção. Lisboa: Edições Orion. ISBN 972-8620-03-9.

ATC (Novembro 1996) – ATC40 – **Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings**, Volume 1, Applied Technology Council, California Seismic Safety Commission, CA 94065.

AUGENTI, N (2004) - **Il calcolo sismico degli edifice in muratura**. UTET Libreria, Torino, Itália

AZEVEDO, H. (2010) – **Reforço de Estruturas de Alvenaria de Pedra, Taipa e Adobe com Elementos de Madeira Maciça**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade do Porto. [Consult. 7 Jan. 2012]. Disponível em WWW:URL:<paginas.fe.up.pt/~jmfaria/TesesOrientadas/MIEC/HelderAzevedopdf/Refor_AlvsTapAdob_Madeira.pdf>.

BASTOS, J. (2011) – **Asnas Tradicionais de Madeira: Caracterização e Reforço**. [em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade de Aveiro. [Consult. 28 Nov. 2012]. Disponível em WWW:<URL:ria.ua.pt/bitstream/10773/8579/1/248469.pdf>.

BRANCO, F.; BRITO, J.; FLORES, I.; SÁ OLIVEIRA, F.; CRAVINHO, A.; GOMES, J.; Ferreira (2004) - V., **Curso de inspeção e reabilitação de construções em alvenaria de pedra**. [Em linha]. Programa Operacional Sociedade da Informação – POSI, DECivil-GESTEC, Instituto Superior Técnico, Lisboa. [Consult. 9 Set. 2013]. Disponível em WWW:URL:<civil.ist.utl.pt/~joaof/ad/05%20-%20Alvenaria%20de%20pedra-patologia%20e%20Inspecc%C3%A7%C3%A3o%20-%20PB.pdf>.

BRANCO, J.; SANTOS, A.; CRUZ, P. (2008) – **Asnas Tradicionais de Madeira: Evolução, Comportamento e Reforço com Materiais Compósitos**. [Em linha]. “Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas”. ISSN 0870-984. Série 2:3. Disponível em WWW:URL:<repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/9210>.

BRANCO, F.; BRITO, J. – **Reabilitação de Edifícios de Alvenaria Resistente**. [Em linha]. Folhas de apoio à unidade curricular de Técnicas de Reabilitação de Construções. Instituto Superior Técnico. [Consult. 14 Ago. 2013]. Disponível em WWW:URL:<civil.ist.utl.pt/~joaof/ad/06%20-%20Alvenaria%20de%20pedra-interven%C3%A7%C3%A3o%20-%20COR.pdf>.

BENTO, R. (Junho 2003) – **Análises Estáticas Não Lineares – Eurocódigo 8**. [Em linha]. Folhas da cadeira de Dinâmica e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico. [Consult. 20 Jan. 2014]. Disponível em WWW:<[URL:www.civil.ist.utl.pt/~rbento/css/AENL_6_03.PDF](http://www.civil.ist.utl.pt/~rbento/css/AENL_6_03.PDF)>.

CLEMENTE, J. (Novembro 1976) – Estruturas de Madeira em Coberturas de Edifícios Correntes. in: **Coberturas de Edifícios – Cursos de Promoção Profissional**. Lisboa: LNEC.

CÓIAS, V. (2006) – Reabilitação “amiga do património”. O novo desafio à criatividade. Workshop – O habitat do futuro inserido no património construído: desafios e oportunidades para o sector da reabilitação. InovaDomus – Projecto casa do futuro. Aveiro Domus, 2006.

CÓIAS, V. (Maio 2007) – **Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos**. 2ª ed. Lisboa: Argumentum. ISBN 978-972-8479-40-9.

DIAS, T. (2008) – **Pavimentos de Madeira em Edifícios Antigos. Diagnóstico e Intervenção Estrutural**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade do Porto. [Consult. 5 Dez. 2012]. Disponível em WWW:<[URL:civil.ist.utl.pt/~luisg/Estruturas%20de%20Madeira/TiagoDias.pdf](http://civil.ist.utl.pt/~luisg/Estruturas%20de%20Madeira/TiagoDias.pdf)>.

FEMA (2003) – **Multi-hazard loss estimation methodology. Earthquake model. HAZUS MR4. Technical manual**. [Em linha]. FEMA & NIBS Mitigation Division, Washington, D.C. [Consult. 2 Jun. 2014]. Disponível em WWW:<[URL:fema.gov/media-library-data/20130726-1716-25045-6422/hazus_mr4_earthquake_tech_manual.pdf](http://fema.gov/media-library-data/20130726-1716-25045-6422/hazus_mr4_earthquake_tech_manual.pdf)>.

GOMES, L. (2010) – **Análise Pushover – Caso de Estudo**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 5 Fev. 2014]. Disponível em WWW:<[URL:run.unl.pt/handle/10362/4994](http://run.unl.pt/handle/10362/4994)>.

GONÇALVES, A. (2010) – **Manutenção de Alvenarias e Cantarias / Ensaios sobre argamassas de refechamento de juntas de alvenarias secas de xisto da 1ª Casa dos Vasconcelos em Macedo de Cavaleiros**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro. [Consult. 6 Ago. 2012]. Disponível em WWW:<[URL:repositorio.utad.pt/handle/10348/521](http://repositorio.utad.pt/handle/10348/521)>.

GUERREIRO, L. (2008) – **Comportamento fisicamente não linear de estruturas em betão armado**. [Em linha]. Apontamentos da Unidade Curricular de Dinâmica e Engenharia Sísmica. Instituto Superior Técnico. Lisboa. [Consult. 15 Jul. 2013]. Disponível em WWW:<URL:civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Folhas2_24_5.pdf>.

Instituto Nacional de Estatística – INE (2011). [Em linha]. [Consult. 6 Nov. 2013]. Disponível em WWW:<censos.ine.pt/xportal/xmain?xpid=CENSOS&xpgid=censos_quadros_edif>.

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

Instituto Superior Técnico – IST - Apontamentos de mestrado em Engenharia de Estruturas: Edifícios em B.A. – Fundações Indirectas por Estacas. [Em linha]. [Consult. 24 Jan. 2015]. Disponível em WWW:<civil.ist.utl.pt/~crisina/EBAP/MEE_FundacoesEstacas.pdf>.

LAIRES, J. (2012) – **Reutilização de Elementos Provenientes da Demolição de Edifícios Antigos na Reabilitação de Construções**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 6 Dez. 2012]. Disponível em WWW:<URL:run.unl.pt/handle/10362/7722> .

LAMEGO, P. (Janeiro 2005) – **Análise de Anomalias numa Construção**. Técnicas de Inspeção e Avaliação Estrutural. Instituto Superior Técnico.

LAMEGO, P. (Maio 2007) – **Avaliação de Técnicas Construtivas Utilizadas na Reabilitação Sísmica de Edifícios em Alvenaria de Pedra**. Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico.

LAMEGO, P. (Janeiro 2014) – **Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco**. Tese de doutoramento. Universidade do Minho.

LAMEGO, P.; LOURENÇO, P.; SOUSA, L. (Outubro 2011) – **Seismic Vulnerability Analysis by the Spectrum Capacity Method**. Semana da Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 24 a 27 Outubro.

LANÇA, P. – **Paredes**. [Em linha]. Apontamentos da unidade curricular de Processos de Construção. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Beja. [Consul. 6 Dez. 2012]. Disponível em WWW:<URL: estig.ipbeja.pt/~pdnl/Sub-paginas/ProcesConst_apoio_ficheiros/aulas/PC_Cap9_Paredes_web.pdf>.

- LNEC (2005) - **Evolução das tipologias construtivas em Portugal**. [Em linha]. Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, LNEC. Lisboa. 2005. [Consult. 6 Set. 2012]. Disponível em WWW:<URL: www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol_tipol.html>
- MACIEL, I. (Maio 2007) – **Avaliação de software de dimensionamento em alvenaria estrutural**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade do Minho. [Consult. 18 Set. 2014]. Disponível em WWW:<URL:repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/8206>.
- MARQUES, R. (Dezembro 2012) – **Metodologias Inovadoras no Cálculo Sísmico de Estruturas em Alvenaria Simples e Confinada**. [Em linha]. Tese de doutoramento. [Consult. 3 Set. 2014]. Disponível em WWW:<URL:repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/24404>.
- MARTINS, N. (2012) – **Reforço de paredes de edifícios antigos com base em soluções que incorporem confinamento transversal. Levantamento, técnicas de aplicação e características**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 10 Ago. 2013]. Disponível em WWW:<URL:run.unl.pt/handle/10362/7731>.
- MASCARENHAS, J. (2012) – Reabilitação Urbana. in: **Sistemas de Construção**. Coleção: Técnicas de Construção. 1ª ed. Lisboa: Livros Horizonte. ISBN 978-972-24-1757-0.
- MATOS, J. (Dezembro 2009) – **Análises Estáticas não Lineares em Pontes Equipadas com Aparelhos Óleo-Dinâmicos. O Caso do Viaduto Padre Cruz, Eixo Norte-Sul**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico. [Consult. 5 Fev. 2014]. Disponível em WWW:<URL:fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/2589867753021/Dissertacao.pdf>..
- MENDES, P. (Abril 2012) – Dinâmica de Estruturas. Folhas de apoio à unidade curricular de Dinâmica de Estruturas. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- MENDONÇA, P. (2005) – **Habitar Sob Uma Segunda Pele – Estratégias para a Redução do Impacto Ambiental de Construções Solares Passivas em Climas Temperados**. [Em linha]. Tese de doutoramento. Universidade do Minho. [Consult. 6 Ago. 2012]. Disponível em WWW:<URL:repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/4250>.
- MILUTINOVIC, Z.; TRENDAFILOSKI, G. (2003) - **RISK UE Project. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings**. European Commission.
- MOTA, M. (Julho 2010) – **Aplicação e Comparação de Métodos “Pushover” de Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade do Porto. [Consult. 5 Fev. 2014]. Disponível em WWW:<URL:repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/59425/1/000144920.pdf>.

OPCM 3431 (2005) Ordinanza P. C. M. no. 3431 del 03/05/2005. Modificação da Ordinanza no. 3274 del 20/03/2003. **Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici**. Presidenza del Consiglio dei Ministri, Roma, Itália.

PALMA, A. (2010) – **Principais Métodos de Diagnóstico de Anomalias de Paredes de Edifícios Antigos. Exemplos de Aplicação**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 2 Set. 2012]. Disponível em WWW:<URL:run.unl.pt/handle/10362/4114>.

PEREIRA, V.; MARTINS, J. (2005) – **Materiais e Técnicas Tradicionais de Construção**. Série Reabilitação. 1ª ed. Universidade Fernando Pessoa, Porto.

PEREIRA, D. (Novembro 2009) – **Estudo Sísmico de Edifícios Antigos – Reforço e análise não linear**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico. [Consult. 18 Out. 2012]. Disponível em WWW:<URL:dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/575345/1/dissertacao.pdf>.

PINHO, F. (2008) – **Paredes de Edifícios Antigos em Portugal**. 2ª ed. Lisboa: LNEC. ISBN 9789724918648.

Portaria n.º 79/2013 de 19 de Fevereiro in Diário da República, 1.ª série – N.º 35 – 19 de Fevereiro de 2013. Ministérios da Agricultura, do Mar, do Ambiente e do Ordenamento do Território e da Solidariedade Social, Lisboa.

RAMALHO, M.; RIBEIRO, M.; SERRALHEIRO, A.; ALMEIDA, F. (1999) – **Carta Geológica de Portugal, na escala de 1:50 000 – Folha 34 – C (Cascais)**. 4ª Edição. Laboratório Nacional de Energia e Geologia. Lisboa.

RAMALHO, M.; REY, J.; ZBYSZEWSKI, G.; MATOS ALVES, C.; PALÁCIOS, T.; MOITINHO DE ALMEIDA, F.; COSTA, C.; KULLBERG, M. (2001). **Notícia Explicativa da Folha Geológica 34-C Cascais, da Carta Geológica de Portugal, na escala de 1:50.000**. Laboratório Nacional de Energia e Geologia. Lisboa.

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes – I série – N.º 125 – 31-5-1983. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes. Lisboa.

REIS, M. (Julho 2011) – **Inspecção e Proposta de Reabilitação de um Edifício de Alvenaria de Pedra**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade do Porto. [Consult. 2 Set. 2012]. Disponível em WWW:<URL:repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/65327/1/000149554.pdf>.

RODRIGUES, M. (2004) – **Argamassas de Revestimento para Alvenarias Antigas – Contribuição para o estudo da influência dos ligantes**. [Em linha]. Tese de doutoramento. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 23 Jul. 2013]. Disponível em WWW:<URL: run.unl.pt/bitstream/10362/1129/3/faria_2004.pdf>.

RODRIGUES, J. (2010) – **Principais técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 10 Ago. 2012]. Disponível em WWW:<URL: run.unl.pt/handle/10362/5135>.

ROQUE, J. (Setembro 2002) – **Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade do Minho. [Consult. 4 Out. 2012]. Disponível em WWW:<URL: bibliotecadigital.ipb.pt/handle/10198/1724>.

ROQUE, J.; LOURENÇO, P. (2003) – **Técnicas de Intervenção Estrutural em Paredes Antigas de Alvenaria**. [Em linha]. 3º *Encore* - Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. LNEC. [Consult. 4 Out. 2012]. Disponível em WWW:<URL: www.civil.uminho.pt/masonry/publications/nat_journ/2003_roque_lourenco.pdf>.

ROSEIRO, J. (Novembro 2012) – **Causas, Anomalias e Soluções de Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 15 Jul. 2013]. Disponível em WWW:<URL: google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&ved=0CEMQFjAA&url=http%3A%2F%2Frun.unl.pt%2Fbitstream%2F10362%2F8759%2F1%2FRoseiro_2012.pdf&ei=Ml3IUY6vEI7n7Abg0YAAQ&usg=AFQjCNGl6dkG7zyuTWkf2VIBRceTC1X0og&sig2=rUmzzvvt27fOS-HIKJGpQQ&bvm=bv.48705608,d.ZGU>.

SERRA, C. (Outubro 2008) – **Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico. [Consult. 1 Set. 2014]. Disponível em WWW:<URL: civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Tese%20Carlos%20Serra.pdf >.

S.T.A. DATA (2009) – **Manual de utilizador do programa 3Muri**. [Em linha]. Turim, Itália. [Consult. 4 Jul. 2014]. Disponível em WWW:<URL: 3muri.com/file.asp?table=3Muri_Descrizione&lang=en>.

TRINDADE, V. (Outubro 2008) – **Construção Tradicional do Algarve – Caracterização Construtiva, Análise de Anomalias e Propostas de Intervenção**. [Em linha]. Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. [Consult. 18 Out. 2013]. Disponível em WWW:<URL: run.unl.pt/bitstream/10362/5080/1/Trindade_2008.pdf>.

VASCONCELOS, G.; LOURENÇO, P.; MARQUES, R.; GOUVEIA, J.; AVILA, J. (Dezembro 2012) – **Implementação de uma Solução em Alvenaria Estrutural de Blocos de Betão**. [Em linha]. Universidade do Minho. 4º Congresso Nacional Construção 2012, Coimbra. [Consult. 4 Set. 2014]. Disponível em WWW:<URL:repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/21841>.

VICENTE, R. (2008) – **Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana**. [Em linha]. Tese de doutoramento. Universidade de Aveiro. [Consult. 07 Fev. 2014]. Disponível em WWW:URL:<sweet.ua.pt/romvic/index_ficheiros/Tese_Romeu_Vicente.pdf>.

VICENTE, R., VARUM, H., SILVA, J., LAGOMARSINO, S. (2010) – **Avaliação da vulnerabilidade de edifícios antigos e do risco sísmico à escala do centro histórico – O caso da Baixa de Coimbra – Portugal**. [Em linha]. Territorium 17, 2010, 189-200. [Consult. 22 Mar. 2014]. Disponível em WWW:<URL:www.uc.pt/fluc/nicif/riscos/Documentacao/Territorium/T17_artg/21Territorium_189-200.pdf>.

Webgrafia

AMTQT (2010)- <http://www.tabiquenaamtqt.blogs.sapo.pt> [Consult. 4 Ago. 2013].

Booking (2013)- <http://www.booking.com/hotel/pt/nave-redonda-do-cerro-turismo-rural.en.html> [Consult. 14 Out. 2013].

Coisas da Arquitectura (2013) - <https://coisasdaarquitectura.wordpress.com/2010/09/06/tecnicas-construtivas-do-periodo-colonial-i/> [Consult. 2 Ago. 2013].

Cristalproof (2013) - http://cristalproof.pt/site/index.php?page=shop.product_details&flypage=&product_id=9&category_id=0&option=com_virtuemart&Itemid=1&vmcchk=1&Itemid=1 [Consult. 6 Set. 2013].

CYPE Ingenieros (2013) - http://geradordeprecos.info/obra_nova/Estruturas/Madeira/Estruturas_para_coberturas/Asna_de_grande_esquadria.html [Consult. 4 Ago. 2013].

Filippo Cucco (2011) - http://www.ordineingegnerics.it/spaw2/uploads/files/convegni/atti/rossano_presentazione_cucco_cm.pdf [Consult. 4 Out. 2013].

Lusotimber (2013) - <http://www.hotfrog.pt/Empresas/Lusotimber-Ind-stria-de-Madeiras-Lda> [Consult. 2 Ago. 2013].

NCREP (2013) - <http://www.ncrep.pt/view.php?id=14328> [Consult. 5 Ago. 2013].

Suspiros (2010) - <http://www.suspiros.org/servi%C3%A7os/servi%C3%A7o%20%233/#!>
[Consult. 22 Out. 2013].

Terracota do Algarve (2013) - <http://terracotadoalgarve.com/tectos-em-terracota/> [Consul. 2 Ago. 2013].

Verlag Dashofer (2013) -
<http://reabilitacaodeedificios.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=12021> [Consul. 2 Ago. 2013].