

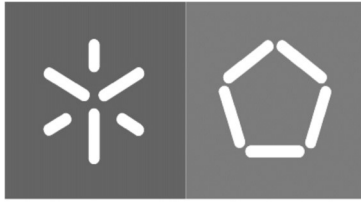


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Francisca Manuela Fernandes de Almeida

**Avaliação da segurança sísmica de edifícios
antigos de alvenaria**

Março de 2022



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Francisca Manuela Fernandes de Almeida

**Avaliação da segurança sísmica de edifícios
antigos de alvenaria**

Dissertação de Mestrado
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Dr. Daniel V. Oliveira e do Dr. Paulo Candeias

DIREITOS DE AUTOR E CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO TRABALHO POR TERCEIROS

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos. Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada. Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.

Licença concedida aos utilizadores deste trabalho



**Atribuição
CC BY**

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

AGRADECIMENTOS

No decorrer deste percurso académico, desenvolvi uma série de competências a nível profissional e social que ajudaram e possibilitaram as melhores condições, para alcançar todos os objetivos e realizar a graduação académica com sucesso.

Aos meus orientadores, Doutor Daniel V. Oliveira e Doutor Paulo Candeias, agradeço toda a ajuda e confiança depositada para a realização deste trabalho.

À S.T.A DATA pela licença do software 3Muri, em particular à Doutora Ana Simões por ser representante desta marca e pela disponibilidade para esclarecer dúvidas e prolongação da licença. Ao Doutor Rui Marques por me ter esclarecido algumas dúvidas do Software 3Muri.

A todos os meus amigos, que me apoiaram ao longo de todo o percurso académico e me ajudaram a ultrapassar os momentos mais difíceis. Em especial à Antonya Ivanova, à Bruna Morreira, à Cláudia Abreu, ao Hugo Ribeiro, ao Renato Correia e ao Vítor Santos com os quais realizei vários trabalhos académicos e me ajudaram a desenvolver um conhecimento mais aprofundado sobre alguns dos assuntos relatados neste projeto de investigação, e estes tem sido uma grande ajuda desde o início deste projeto.

Aos meus familiares, em especial aos meus pais e irmã, agradeço o suporte, amor e paciência que demonstraram no decorrer deste percurso académico. Sem eles não teria sido possível a conclusão desta etapa da minha vida.

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Eu Francisca Manuela Fernandes de Almeida, declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho académico e confirmo que não recorri à prática de plágio nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o código de conduta ética da Universidade do Minho.

RESUMO

A conservação de edifícios antigos é um tema que tem suscitado um interesse crescente na comunidade em geral, contribuindo para a preservação do património edificado português. As construções antigas de alvenaria não reforçada constituem de forma predominante várias cidades mundiais, e devido à sua vulnerabilidade às ações sísmicas, a avaliação da sua segurança torna-se essencial. O principal objetivo deste trabalho consiste na avaliação da segurança sísmica de edifícios antigos de alvenaria segundo a metodologia inovadora presente no Eurocódigo 8 parte 3, estabelecendo-se a segurança sísmica com base na definição da capacidade do edifício baseado num modelo numérico e na abordagem do desempenho estrutural em termos de deslocamento.

É realizada uma caracterização arquitetónica e estrutural de forma detalhada do edifício em estudo. Este caso de estudo foi obtido através da literatura, sendo um caso realista, mas não real. A análise do comportamento sísmico aborda a resposta global da estrutura, governada principalmente pela capacidade das paredes no seu plano. A avaliação compreende a comparação entre a capacidade de deslocamento da estrutura e a exigência da ação sísmica, expressa por um espetro de resposta devidamente reduzido segundo o período de retorno identificado para os diferentes estados limites.

O comportamento global é determinado através de análises estáticas não-lineares (*pushover*) considerando um modelo numérico global. Estas análises são realizadas para definir a capacidade da estrutura. Estas análises estáticas não-lineares podem ser avaliadas para diferentes níveis de desempenho para sismos com diferentes períodos de retorno e são realizadas por meio de um modelo numérico do software 3Muri.

De forma a compreender a influência da sismicidade nacional na segurança do edifício, realiza-se uma análise paramétrica variando a localização. Com o intuito de melhorar o comportamento estrutural do edifício são estudados dois tipos de reforço estrutural, com a colocação dos mesmos apenas numa direção ou nas duas analisando-se a variação dos resultados.

Palavras-chave: avaliação sísmica, curva de capacidade, edifícios de alvenaria, *pushover*

ABSTRACT

The conservation of ancient buildings is a topic that has raised a growing interest in the community in general, looking at preserving the Portuguese built heritage. Ancient unreinforced masonry buildings constitute a large part of the building stock in several cities worldwide and, due to their vulnerability to seismic actions, the evaluation of their seismic safety becomes essential. The main objective of this work is to evaluate the seismic safety of ancient masonry buildings according to the innovative methodology present in Eurocode 8 part 3. The seismic safety evaluation is grounded on the definition of the building capacity through a numerical model and the structural performance approach in terms of displacement.

A detailed architectural and structural characterization of the building under study is performed. This case study was obtained from the literature, being a realistic but not a real building. The seismic behaviour analysis addresses the overall response of the structure, governed mainly by the capacity of the walls in its plane. The evaluation comprises the comparison between the displacement capacity of the structure and the seismic demand, expressed by a response spectrum properly reduced according to the return period identified for the different limit states.

The global behavior is determined through nonlinear static (pushover) analyses considering a detailed numerical model of the structure, allowing to define the capacity of the structure. Different performance levels are assessed for earthquakes with different return periods the 3Muri structural analysis software.

To understand how the seismic region where the building is located influences its safety, a parametric analysis is carried out considering the variation of the location. Moreover, to improve the structural behavior of the building, two different types of reinforcements are studied analysing how their placement (one direction or in both directions) affects the results.

Keywords: seismic assessment, capacity curve, masonry buildings, pushover

ÍNDICE

Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Índice.....	ix
Lista de Figuras.....	xi
Lista de Tabelas.....	xv
1 Introdução.....	1
1.1 Introdução e motivação.....	1
1.2 Objetivos e metodologias.....	4
2 Construção em alvenaria.....	7
2.1 História e evolução das construções em alvenaria.....	8
2.2 Efeito dos sismos em alvenaria.....	9
2.2.1 Análise da resposta temporal.....	13
2.2.2 Análise por espectros de resposta.....	14
2.3 Comportamento sísmico de estruturas de alvenaria.....	15
2.3.1 Comportamento para fora do plano.....	17
2.3.2 Comportamento no plano.....	19
2.4 Modelação de estruturas de alvenaria.....	22
2.5 Métodos de reforço de estruturas de alvenaria.....	26
3 Aspetos regulamentares.....	28
3.1 Eurocódigo 8 Parte 1.....	29
3.2 Eurocódigo 8 Parte 3.....	34
3.2.1 Nível de conhecimento.....	35
3.2.2 Avaliação.....	37
3.2.3 Métodos de análise.....	37
4 Software 3Muri.....	42
5 Caso de estudo.....	50
5.1 Definição do modelo numérico.....	51
5.2 Validação do modelo numérico.....	52
5.3 Análise modal.....	54

5.4	Curvas de Capacidade.....	59
5.5	Definição da ação sísmica	63
5.6	Avaliação regulamentar do edifício.....	64
6	Análise paramétrica	70
7	Reforço da estrutura	74
8	Observações finais e trabalhos futuros	89
9	Bibliografia	91
	Anexo A – Plantas do edifício	93
	Anexo B – Nomenclatura das paredes	95
	Anexo C – 3Muri	97
	Anexo D – Designações dos danos.....	103

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1 - Avaliação da vulnerabilidade sísmica (adaptado de (FEMA & NIBS, 2015)).....	2
Figura 1-2 – Classes de vulnerabilidade de edifícios de alvenaria (original de (M. L. Sousa, 2006) traduzido de (Grünthal, 1998)).....	3
Figura 1-3 – Classificação de danos em edifícios de alvenaria (adaptado de (Grünthal, 1998)).....	3
Figura 2-1 - Muralha do Jericó (Sousa, 2003).....	8
Figura 2-2 - Sismo de Benavente em 1909	10
Figura 2-3 – Acelorograma (Calero, 2008)	10
Figura 2-4 - Espectro de resposta (Estêvão & Carvalho, 2014).....	11
Figura 2-5 - Fonteiras das placas tectónicas (Escobar; Muller, n.d.)	12
Figura 2-6 – Epicentro (<i>Abalos Sísmicos</i> , n.d.)	13
Figura 2-7 - Esquema de um edifício típico de alvenaria sob excitação sísmica(Araujo, 2014)	16
Figura 2-8 - Deformação típica e danos em edifícios de alvenaria não reforçados sob cargas sísmicas	16
Figura 2-9- Desempenho sísmico dos edifícios URM: a) mecanismos locais de danos (D'Ayala e Speranza, 2003) e b) resposta global (Magenes e Penna, 2009)	17
Figura 2-10 Exemplos de comportamento para fora do plano durante terremotos: (a) rotação da fachada; (b) derrubamento de partes da fachada; (c) derrubamento parcial da fachada e (d) derrubamento do cunhal do edifício (Araujo, 2014)	19
Figura 2-11 - Comportamento no plano.....	20
Figura 2-12 - Parede típica em alvenaria de plano e principais elementos (Araujo, 2014).....	21
Figura 2-13 - Mecanismos de falha de pilares de alvenaria: (a) Derrubamento ; (b) Esmagamento; (c) Deslizamento; (d) Fendinção diagonal (Araujo, 2014)	22
Figura 2-14 - Métodos de análise	23
Figura 2-15 - Método dos elementos discretos(Invernizzi, n.d.)	24
Figura 2-16 - Modelação por macro-blocos (Nunes, 2013).....	25
Figura 2-17 – Confinamento lateral das paredes	27
Figura 2-18 – Pregagem de paredes	27
Figura 2-19 - Consolidação por injeção.....	27
Figura 2-20 - Refechamento das juntas com argamassa.....	27
Figura 3-1 - Quadro 3.1 do EC8-1	31
Figura 3-2 - Forma do espectro de resposta elástica (IPQ, 2010).....	33

Figura 3-3 - Quadro NA.I EC8-3.....	35
Figura 3-4 - Quadro 3.1 EC8-3 - Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise	36
Figura 3-5 - Quadro D.6 do Eurocódigo 8 Parte 3 (Versão inglesa 2021).....	40
Figura 4-1 - Discretização dos macroelementos segundo o método FME (Silva, 2016)	43
Figura 4-2 - Mecanismo de rotura no plano das paredes de alvenaria (Silva, 2016).....	44
Figura 4-3 - Mecanismos de colapso no plano (a) global (b) <i>soft story</i> (Silva, 2016)	44
Figura 4-4 - Formulação tridimensional : (a) nó 3D; e (b) repartição da massa fora do plano (Gomes, 2017).....	46
Figura 4-5- Leis constitutivas multilíneas força-deformação para nimbos e lintéis. (Simões et al., 2014).....	47
Figura 5-1 – Planta geral do edifício	50
Figura 5-3 – Vista em perspetiva do modelo numérico 3D	52
Figura 5-4 - Verificação vertical	53
Figura 5-4 - Evolução da massa modal acumulada em função da frequência	55
Figura 5-5 - Primeiro modo de vibração: Planta e alçados das paredes WX5 e WX1	56
Figura 5-6 - Segundo modo de vibração: Planta e alçados das paredes WY1 e WY9	57
Figura 5-7- Terceiro modo de vibração: Planta e alçados das paredes WX1 e WX5	57
Figura 5-8 – Sexto modo de vibração: Planta e alçados das paredes WX5 e WX1	58
Figura 5-9 - Sétimo modo de vibração: Plantas e alçados das paredes WY9 e WY1	58
Figura 5-10 - Alteração da definição de deslocamento último (redução de 20% para 30% da força máxima).....	59
Figura 5-11 - Curvas de capacidade no sentido positivo da direção X.....	60
Figura 5-12- Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção X sentido positivo	60
Figura 5-13- Curvas de capacidade no sentido negativo da direção X.....	61
Figura 5-14- Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção X e sentido negativo	61
Figura 5-15- Curvas de capacidade no sentido positivo da direção Y	61
Figura 5-16- Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção Y e sentido positivo.....	62
Figura 5-17- Curvas de capacidade no sentido negativo da direção Y	62

Figura 5-18 – Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção Y e sentido negativo.....	62
Figura 5-19 - Espectros de resposta para Lisboa: (a) Ação tipo 1, (b) Ação tipo 2	64
Figura 5-20 - Curva bilinear.....	65
Figura 5-21 - Curva de capacidade com representação dos valores de d_m e d_t	65
Figura 6-1 - Espectros de resposta para Porto, Coimbra, Lisboa, Faro e Lagos: (a) Ação tipo 1, (b) ação tipo 2	71
Figura 6-2 – Resumo dos resultados da análise paramétrica: coeficientes mínimos obtidos nas avaliações de segurança do edifício em estudo considerando várias localizações e três estados limite (DL, SD e NC).....	72
Figura 7-1 - Propriedades da pedra: (a) antes reforço; (b) depois reforço	75
Figura 7-2 - Modos de vibração antes do reforço	75
Figura 7-3 - Modos de vibração depois do reforço por injeção	75
Figura 7-4 - Evolução da massa modal acumulada na direção X em função da frequência antes e depois do reforço.....	76
Figura 7-5 - Evolução da massa modal acumulada na direção Y em função da frequência antes e depois do reforço.....	76
Figura 7-6 - Comparação dos coeficientes mínimos da avaliação antes e depois do reforço.....	77
Figura 7-7 Propriedades da alvenaria de pedra: (a) reforço por injeção; (b) combinação de reforços... ..	79
Figura 7-8 - Propriedades da alvenaria de tijolo: (a) antes do reforço; (b) depois do reforço	79
Figura 7-9- Modos de vibração depois da combinação de reforços.....	80
Figura 7-10 – Evolução da massa modal acumulada na direção X em função da frequência antes e depois da combinação de reforços.....	80
Figura 7-11 – Evolução da massa modal acumulada na direção Y em função da frequência antes e depois da combinação de reforços.....	80
Figura 7-12 - Comparação dos coeficientes mínimos da avaliação antes e depois da combinação de reforços.....	81
Figura 7-13 – Evolução das massas modais acumuladas na direção X em função da frequência	82
Figura 7-14 – Evolução das massas modais acumuladas na direção Y em função da frequência.....	83
Figura 7-15 - Comparação dos coeficientes mínimos da avaliação com os vários reforços.....	84
Figura 7-16 - Curvas de capacidade +X ação sísmica tipo 1.....	85
Figura 7-17 - Curvas de capacidade +X ação sísmica tipo 2.....	85

Figura 7-18 - Curvas de capacidade -X ação sísmica tipo 1.....	86
Figura 7-19 - Curvas de capacidade -X ação sísmica tipo 2.....	86
Figura 7-20 - Curvas de capacidade +Y ação sísmica tipo 1.....	86
Figura 7-21 - Curvas de capacidade +Y ação sísmica tipo 2.....	87
Figura 7-22 - Curvas de capacidade -Y ação sísmica tipo 1.....	87
Figura 7-23 - Curvas de capacidade -Y ação sísmica tipo 2.....	87
Anexo A- 1 - Dimensões em Planta e Sentido das Lajes.....	93
Anexo A- 2 - Espessuras das Paredes.....	93
Anexo B- 1- Nomenclatura das Paredes.....	95
Anexo D- 1 - Designação dos Danos.....	103
Anexo D- 2 – Diagrama: nembo com mecanismo de corte.....	104
Anexo D- 3 - Descrição dos torços do digrama nembo com mecanismo de corte.....	104
Anexo D- 4 – Diagrama: nembo com mecanismo de flexão.....	104
Anexo D- 5 - Descrição dos torços do digrama nembo com mecanismo de flexão.....	105
Anexo D- 6 - Spandrel beams.....	105
Anexo D- 7 – Diagrama: Com degradação da resistência ao valor residual.....	105
Anexo D- 8 – Descrição dos torços do diagrama com degradação da resistência ao valor residual....	105
Anexo D- 9 – Diagrama:Com resistência igual ao valor residual.....	106
Anexo D- 10 -Descrição dos torços do diagrama com resistência igual ao valor residual.....	106
Anexo D- 11 – Diagrama: Sem resistência residual.....	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 4-1 - Critérios para esforços últimos utilizados no 3Muri.....	47
Tabela 5-1 - Propriedades dos materiais.....	51
Tabela 5-2 - Cargas da estrutura	52
Tabela 5-3 - Verificação de segurança	53
Tabela 5-4 – Características dos primeiros 10 de vibração	54
Tabela 5-5 - Valores da aceleração de pico regulamentar (a_g).....	63
Tabela 5-6 - Resultados da avaliação na direção X.....	66
Tabela 5-7- Resultados da avaliação na direção Y.....	67
Tabela 7-1- Resultados da avaliação do edifício na direção X após o reforço com injeção de argamassa de reforço nas paredes de alvenaria de pedra	77
Tabela 7-2- Resultados da avaliação do edifício na direção Y após o reforço com injeção de argamassa de reforço nas paredes de alvenaria de pedra	77
Tabela 7-3– Resultados da avaliação do edifício na direção X com os reforços combinados	81
Tabela 7-4– Resultados da avaliação do edifício na direção Y com os reforços combinados	81
Tabela 7-5– Resultados da avaliação na direção X para a combinação de reforços + reforço 1 na direção X.....	83
Tabela 7-6– Resultados da avaliação na direção Y para a combinação de reforços + reforço 1 na direção X.....	84

1 INTRODUÇÃO

1.1 Introdução e motivação

A alvenaria tem sido o material de construção mais comum e básico, sendo que a construção em alvenaria remonta há muitos séculos, tendo sido aplicada a edifícios comuns e monumentais. Pode-se encontrar por todo o mundo estruturas que sobreviveram desde a sua edificação, tendo passado pelo chamado “teste da história”. Vários destes edifícios históricos de alvenaria tornaram-se de valor cultural e histórico, um aspeto que juntamente com as debilidades de estruturas de alvenaria a ações sísmicas são bastante relevantes na avaliação da vulnerabilidade sísmica e na definição de intervenções de reforço. Ao longo dos últimos anos tem-se desenvolvido um número elevado de códigos que introduzem novas especificações e métodos de avaliação, contendo no seu âmbito edifícios existentes de alvenaria, betão e madeira.

Uma vez que *Earthquakes do not injure or kill people, poorly built manmade structures injure and kill people* (Beavers, n.d.), as estruturas históricas podem não satisfazer o requisito de serem bem construídas e necessitar de um método de avaliação da vulnerabilidade sísmica e intervenção de reforço para a sua preservação.

Os terremotos são dos fenómenos com maior impacto económico e humano, sendo que a sua escala de devastação pode induzir muitos anos de estagnação económica. Existe também uma responsabilidade social coletiva de proteção do património, garantido que a identidade cultural se perpetue às gerações futuras, o que origina uma crescente consciencialização relativamente á preservação de edifícios tradicionais de alvenaria e património histórico. Para além das décadas de estagnação económicas os danos e colapsos destas estruturas são uma ameaça permanente para as vidas humanas. Daí que a análise da vulnerabilidade sísmica seja fundamental com o intuito de introduzir medidas que reduzam as perdas devidas a futuros sismos (Simões, 2018).

Estudos de danos de eventos sísmicos passados mostram que os danos e colapsos de edifícios de alvenaria causam grandes perdas humanas e económicas em zonas em que este tipo de construção é generalizado. A falta de intervenção de reforço neste tipo de estruturas destaca-se claramente.

O comportamento estrutural de estruturas de alvenaria tem sido estudado por vários investigadores, no entanto o número elevado de combinações possíveis geradas pelas características da argamassa, a geometria das paredes, a disposição das unidades e as técnicas de construção tornam bastante difícil a caracterização adequada das diferentes estruturas de alvenaria.

Introdução

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos de madeira requer a utilização de métodos adequados de análise e verificação, que tenham em conta a resposta sísmica local, global e o comportamento flexível dos diafragmas. Esta avaliação tanto pode ser realizada num contexto individual, quando se analisa um dado edifício, como num contexto coletivo, onde se recorre a um protótipo que simboliza as características de um conjunto de edifícios. No primeiro caso, e por se tratar de um edifício específico, a avaliação resulta de um processo de recolha de informações sobre a sua estrutura, de modelação dos elementos estruturais e não estruturais, de análise da sua capacidade sísmica e de comparação com a exigência sísmica. Já no segundo caso a avaliação assenta na definição de classes de edifícios, ditas tipologias construtivas, com características comuns e distintivas das demais (Candeias, 2008). Esta pode ser classificada em dois grupos, os métodos de vulnerabilidade calculada e os métodos de vulnerabilidade observada ou subjetiva (M. L. Sousa, 2006). No primeiro grupo incluem-se métodos onde se avaliam, em sequência, a resposta sísmica e os danos como se ilustra na Figura 1-1. Em alternativa, os danos podem ser representados diretamente como uma função da excitação, incorporando a resposta sísmica, designando-se então por curvas de vulnerabilidade. Aqui, a avaliação é mais expedita, baseada em indicadores de vulnerabilidade a que se associam classes de vulnerabilidade como se ilustra na Figura 1-2.

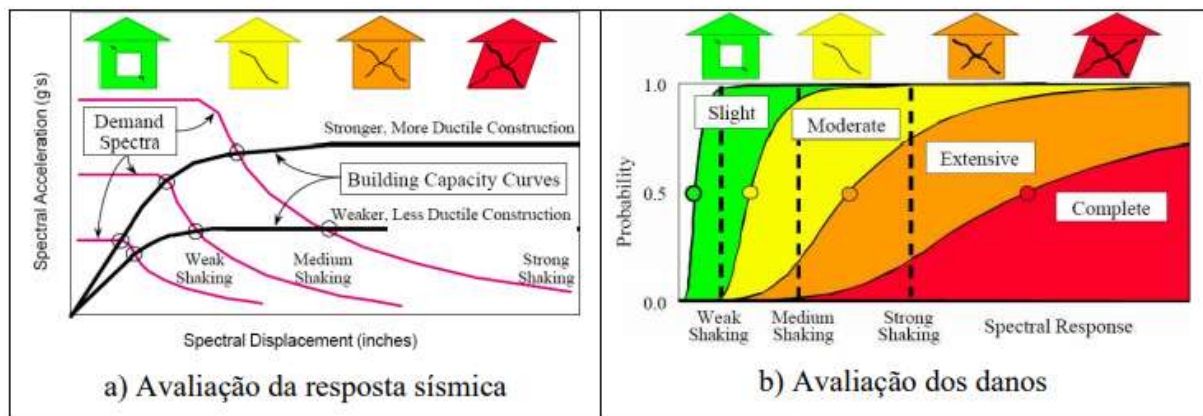


Figura 1-1 - Avaliação da vulnerabilidade sísmica (adaptado de (FEMA & NIBS, 2015))

Tipo de estrutura		Classe de vulnerabilidade					
		A	B	C	D	E	F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	○					
	Adobe	○	—				
	Alvenaria de pedra (aparelhada)	—	○				
	Pedra aparelhada (monumentos)	—	—	○			
	Alvenaria não reforçada de tijolo e blocos de betão	—	—	—	○		
	Alvenaria não reforçada com placa				—	○	
Alvenaria reforçada ou confinada				—	—	○	

- Classe mais provável;
- Classe provável;
- Classe pouco provável ou casos excepcionais.

Figura 1-2– Classes de vulnerabilidade de edifícios de alvenaria (original de (M. L. Sousa, 2006) traduzido de (Grünthal, 1998))

Os danos da estrutura podem ser classificados desde de danos negligenciáveis até destruição, como representado na Figura 1-3.






	<p>Danos negligenciáveis:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Sem danos estruturais • Ligeiros danos não estruturais
	<p>Danos moderados:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Danos estruturais ligeiros • Danos não estruturais moderados
	<p>Danos substanciais a severos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Danos estruturais moderados • Danos não estruturais severos
	<p>Danos muito severos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Danos estruturais severos • Danos não estruturais muito severos
	<p>Destruição:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Danos estruturais muito severos

Figura 1-3 – Classificação de danos em edifícios de alvenaria (adaptado de (Grünthal, 1998))

A realização deste estudo resultou da necessidade de dar resposta a questões como “porque é que se considera que edifícios de alvenaria têm uma elevada vulnerabilidade sísmica?” e “que tipo de soluções de reforço podem ser utilizadas para melhorar o seu comportamento?”, bem como a possibilidade de contribuir para estudos complementares no domínio da engenharia sísmica.

1.2 Objetivos e metodologias

O principal objetivo desta dissertação é aplicar a metodologia presente no Eurocódigo 8 parte 3 na avaliação numérica da vulnerabilidade sísmica de um edifício antigo de alvenaria. Esta metodologia considera uma avaliação baseada no desempenho apoiada por uma abordagem baseada no deslocamento ou deformação para determinar o nível de segurança da estrutura de alvenaria em estudo.

O desenvolvimento de conceitos baseados no desempenho levou a uma crescente utilização de análises estáticas não lineares (*pushover*). Estes procedimentos simplificados compreendem a comparação entre a capacidade de deslocação da estrutura e a exigência sísmica, que depende tanto da estrutura como das características da ação sísmica (Simões, 2018). A capacidade de deslocamento de uma estrutura é descrita por uma curva de força-deslocamento (curva *pushover*) que fornece a resposta global inelástica da estrutura sob cargas sísmicas horizontais em termos de rigidez, força global e capacidade de deslocamento final. Esta curva pode ser obtida através de uma análise estática incremental não linear (*pushover*), ou seja, sujeitando a estrutura a uma distribuição de carga lateral estática de intensidade crescente (simulando as forças sísmicas de inércia). A curva *pushover* é então convertida na curva de capacidade de um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF) e comparada com a exigência sísmica, obtida através de um espectro de resposta de aceleração-deslocamento devidamente reduzido.

Nos últimos anos foram discutidos vários problemas relativamente à aplicação do Eurocódigo 8 parte 3 (IPQ, 2017) a edifícios de alvenaria (Cattari & Lagomarsino, 2009; Magenes & Penna, 2009) motivando o desenvolvimento de projetos de investigação destinados a fornecer soluções alternativas consistentes e a publicação de códigos como o Código de Construção Italiano (NTC, 2018). Algumas dos problemas relacionam-se com a análise de mecanismos locais, o comportamento dos edifícios como unidades estruturais, a definição de estados limites de desempenho ou a definição do nível de conhecimento (KL). Alguns destes pontos não são abordados no Eurocódigo 8 parte 3 (IPQ, 2017).

A metodologia presente no Eurocódigo 8 parte 3 (IPQ, 2017) será aplicada a um caso de estudo considerando as seguintes etapas:

- Caracterização detalhada da construção existente;

- Modelação e análise da estrutura;
- Aplicação da regulamentação;
- Análise de reforço compatível com a construção.

O documento está organizado em oito capítulos. O primeiro capítulo incide sobre a introdução, motivação, objetivos e metodologia. O segundo foca-se no comportamento de estruturas de alvenaria, onde se descreve o comportamento das estruturas de alvenaria sob a ação sísmica, os tipos de comportamento e os modos de rutura associados, bem como a capacidade e alguns tipos de reforços que se podem aplicar às estruturas de alvenaria. No capítulo 3 discute-se os aspetos regulamentares sobre a avaliação sísmica de estruturas de alvenaria, focando se principalmente o Eurocódigo 8 partes 1 e 3. O capítulo 4 foca-se no software 3Muri, nos seus pressupostos, tipo de modelação e forma de análise. O capítulo 5 está centrado no caso de estudo, abordando-se a localização, a geometria, os materiais, bem como a ação sísmica a que está sujeito, finalizando-se com a análise e a avaliação estrutural. O sexto capítulo foca-se na análise paramétrica do edifício onde se altera a sua localização, alterando-se assim a ação sísmica à qual está sujeito. O capítulo 7 relata dois possíveis reforços da estrutura com o intuito de discutir a sua viabilidade, bem como o comportamento da estrutura reforçada. Por fim, o capítulo 8 é sobre as considerações finais e os trabalhos futuros.

Esta página é deixada em branco de propósito

2 CONSTRUÇÃO EM ALVENARIA

A construção em alvenaria não reforçada é predominante em muitas áreas urbanas em todo o mundo, particularmente dando forma a impressionantes edifícios históricos que atualmente são pontos de referência cultural e são edifícios residenciais típicos dos núcleos de muitas cidades (Araujo, 2014). A alvenaria é um material heterogêneo sendo o resultado de uma composição básica de blocos (pedra, tijolo argiloso, adobe, etc.) unidos entre si por juntas (preenchidas ou não por argamassa), ou apenas por sobreposição, constituindo uma estrutura com resistência e estabilidade. A alvenaria estrutural é toda a estrutura em alvenaria, predominantemente laminar, dimensionada por procedimentos racionais de cálculo para suportar cargas além do seu peso próprio (Pestana et al., 2014).

A compreensão do funcionamento da alvenaria é essencial para a avaliação sísmica das estruturas de alvenaria. As propriedades mecânicas da alvenaria estão relacionadas com as propriedades dos constituintes e com a dimensão, forma e imbricamento das unidades. O ponto comum do comportamento mecânico de todos os diferentes tipos de alvenaria é a baixa resistência à tração. No que diz respeito ao sistema estrutural, é feita uma distinção entre edifícios de alvenaria dimensionados (Araujo, 2014) e não dimensionados. Os primeiros foram especificamente concebidos para resistir a cargas sísmicas, quer como alvenaria não reforçada, confinada ou reforçada (Simões, 2018).

Considerando os sismos passados e mais recentes, os edifícios de alvenaria, particularmente se os seus elementos construtivos (paredes e pavimentos) estiverem inadequadamente ligados, foram reconhecidos como muitos vulneráveis a sismos. Muitos dos edifícios de alvenaria sujeitos à ação sísmica conduzem a perdas humanas e materiais relevantes devido a uma resistência mecânica inadequada da estrutura. No passado, os edifícios de alvenaria eram construídos aprendendo com a experiência em estruturas semelhantes, onde a conceção destes edifícios foi o resultado de um processo de tentativa e erro tendo em conta apenas ações estáticas. Desta forma, os edifícios de alvenaria são geralmente capazes de suportar as cargas verticais de forma segura e estável, mas tendem a não responder bem às cargas sísmicas, colocando assim muito do património arquitetónico e cultural mundial em risco permanente devido a esta ameaça. Infelizmente na Europa existem várias áreas caracterizadas por um elevado nível de perigosidade sísmica, onde a vulnerabilidade das antigas estruturas de alvenaria é frequentemente relevante. A crescente consciencialização relativamente à preservação dos edifícios patrimoniais como forma de os proteger para as gerações futuras leva a uma necessidade do estudo e avaliação dos edifícios de alvenaria (Araujo, 2014).

2.1 História e evolução das construções em alvenaria

A alvenaria estrutural tem as suas origens na Pré-história, sendo um dos mais antigos sistemas de construção da humanidade. As primeiras alvenarias, em pedra ou em tijolo seco ao sol (adobe), apresentavam grandes espessuras em obras mais imponentes e eram erguidas segundo regras puramente empíricas e intuitivas, baseadas nos conhecimentos adquiridos ao longo do tempo (Cavalheiro, n.d.).

As construções tradicionais de alvenaria eram genericamente resistentes, embora predominassem os materiais de carácter regional, o número de materiais era reduzido sendo usados apenas a pedra, o tijolo e a madeira. Na cidade de Jericó pode-se encontrar o estabelecimento urbano mais antigo, uma vez que já existia deste 7000 A.C.; trata-se de uma cidade fortificada em frente ao rio Jordão que dispunha de sólidas muralhas e edifícios com paredes de adobe e tijolo cozido ao sol (Sousa, 2003).



Figura 2-1 - Muralha do Jericó (Sousa, 2003)

Na Mesopotâmia surgiram os primeiros sinais da escrita onde de forma genérica se encontra os vestígios mais antigos de construções em que foram utilizadas alvenarias. São as civilizações em torno do Mediterrâneo que vão desenvolver utensílios que permitiram extrair e talhar a pedra a usar nas construções monumentais, por exemplo os egípcios que deixaram um legado que ainda hoje pode ser apreciado. Entretanto, desenvolveram-se civilizações que deixaram legados impressionantes de construções em alvenaria, entre eles a muralha da China, o palácio de Cnossos e as ruínas do palácio Nabucodonosor (Sousa, 2003).

É na antiguidade clássica com os gregos e os romanos que a construção sofre um grande desenvolvimento, marcando a mesma até ao presente. Por volta de 1800, com a revolução industrial, a

descoberta da máquina a vapor conduziu à industrialização do processo de produção de tijolo cerâmico (Sousa, 2003), passado estes a ser cozidos em fornos de fogo contínuo em vez dos tradicionais fornos ou fogueiras. Na primeira metade do século XX só alguns arquitetos mantiveram o uso de alvenaria histórica, de realçar o trabalho do arquiteto António Gaudi na igreja da Sagrada Família em Barcelona.

Em Portugal, deve-se referir a reconstrução pombalina, dado que se trata de uma operação de reconstrução maciça num curto espaço de tempo e suportada por estudos evoluídos para a época, utilizando uma tecnologia antissísmica. A estrutura em madeira (a gaiola) precede a execução da alvenaria. Os pavimentos elevados tinham por base a madeira, embora fossem usados arcos e abóbadas de alvenaria; estes pavimentos em madeira procuravam evitar contato com a água e a humidade. A ligação com as paredes podia ser por encaixe ou através da criação de uma base que também repartia as cargas. Em algumas situações, o pavimento descarregava em vigas de madeira ligadas rigidamente à parede (Sousa, 2003).

2.2 Efeito dos sismos em alvenaria

A origem da engenharia sísmica é bastante controversa pois esta é uma engenharia muito antiga visto que já se fala de sismos há mais de 3000 anos, e ao mesmo tempo muito nova uma vez que ainda há muito para descobrir sobre a mesma que começou a ser estudada cientificamente no final do séc. XIX. Por exemplo, pode-se remeter a 1906 na história dos sismos, onde no sismo de São Francisco a falha de Santo André sofreu uma translação de aproximadamente 3 metros. Existem registos fotográficos do sismo de Benavente em 1909 como se pode ver na Figura 2-2. E ao longo dos anos foram ocorrendo vários sismos por todo o mundo, como em 1755 o maior sismo registado em Portugal com magnitude estimada superior a 8 (Sismo de Lisboa), em 1970 no Peru, em Los Angeles em 1994, 1995 em Kobe, Japão. No ano de 1998 ocorreram escorregamentos de terrenos no Faial, na Turquia no ano de 1999 e o último grande sismo registado foi em 2004 na Indonésia onde este sismo originou um tsunami.



Figura 2-2 - Sismo de Benavente em 1909

A primeira plataforma sísmica apareceu em 1927, em Tóquio, ano em que foi realizado o primeiro ensaio sísmico. Em 1933 foi possível o registo do primeiro sismo, proporcionando a obtenção de um acelerograma (representada na Figura 2-3), a partir do qual se podem desenvolver espetros de resposta (representados na Figura 2-4).

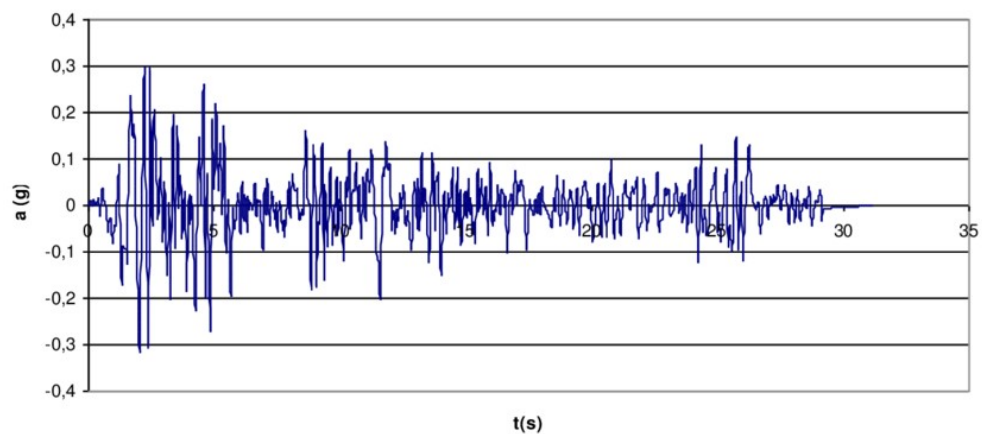


Figura 2-3 – Acelorograma (Calero, 2008)

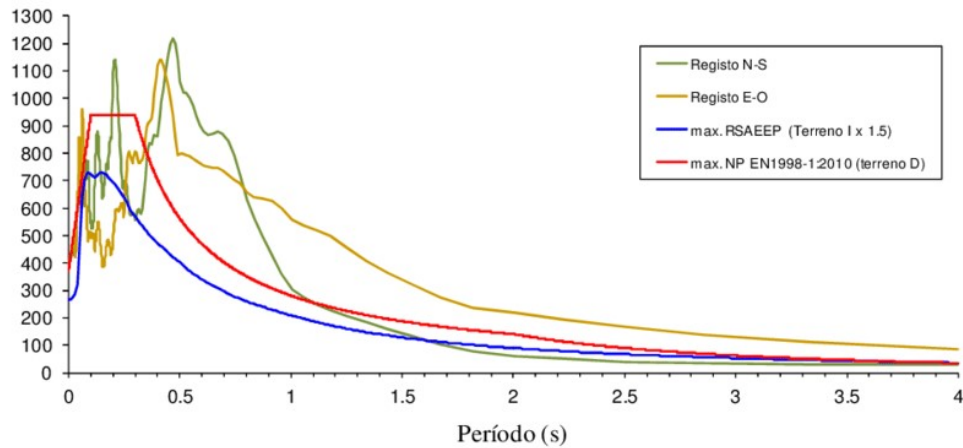


Figura 2-4 - Espectro de resposta (Estêvão & Carvalho, 2014)

Como é de conhecimento geral, a terra é constituída por 4 camadas tendo a camada exterior da terra (crosta terrestre) uma espessura variável. Esta camada está dividida em várias placas, ditas placas tectónicas. A segunda camada é o manto, o qual possui uma temperatura elevada e encontra-se num estado semi-viscoso, sendo responsável pelo movimento das placas tectónicas. Continuando para o interior, tem-se o núcleo externo que se encontra no estado líquido e por fim o núcleo interno que se encontra no estado sólido.

Para uma melhor compreensão de como ocorrem os sismos deve-se entender a teoria da recuperação elástica, mas antes disso é necessário perceber como é que as placas tectónicas se movem. As placas movem-se devido as correntes de convecção existentes no manto, onde o material mais quente do manto (que se encontra junto ao núcleo externo) sobe, conseqüentemente o material mais frio desce, este tipo de movimentos provoca tensões tangenciais sendo um movimento lento devido ao manto ser viscoso. A forma mais correta de conhecer as fronteiras das placas tectónicas é colocar todos os epicentros sísmicos num só mapa como na Figura 2-5.



Figura 2-5 - Fonteiras das placas tectônicas (Escobar; Muller, n.d.)

A teoria da recuperação elástica refere que o movimento das placas permite a acumulação de energia de deformação, que se liberta a quando da rotura material, originando assim um abalo sísmico. Este processo repete-se podendo ser possível antecipar a periodicidade dos sismos. O movimento das placas tem uma elevada resistência, mas o material, apesar de acumular uma elevada quantidade de energia, apresenta frequentemente uma rotura frágil.

Ao ocorrer um abalo sísmico são geradas ondas sísmicas volumétricas (de corpo) e de superfície. As ondas de corpo são as ondas mais rápidas, sendo elas as ondas p e s. As ondas p só provocam um efeito nas partículas paralelas ao seu vetor de propagação e propagam-se em sólidos e em líquidos, já as ondas s tem uma movimentação perpendicular à direção de propagação e só se propagam em sólidos uma vez que os líquidos não tem resistência ao corte, daí estas ondas serem conhecidas também por ondas de corte. As ondas de superfície são as ondas *Love* e as ondas *Rayleigh*, sendo que as *Love* surgem da interceção das ondas de corpo com a superfície e as *Rayleigh* as restantes.

Através do registo de chegada das ondas p e s é possível calcular o Epicentro do abalo sísmico, na Figura 2-6 pode-se observar a localização do epicentro e hipocentro.



Figura 2-6 – Epicentro (*Abalos Sísmicos*, n.d.)

Os abalos sísmicos são medidos por duas escalas de natureza distinta. As mais conhecidas são a escala de *Mercali Modificada*, que é uma escala qualitativa, e a escala de *Richter* que é quantitativa e mais interessante para as questões da engenharia civil.

É ainda bastante importante conhecer o conceito de perigosidade sísmica, vulnerabilidade sísmica, exposição dos ativos e risco sísmico. A perigosidade é a probabilidade de ocorrência de um sismo, a vulnerabilidade sísmica é o grau de dano estrutural causado por um sismo, a exposição dos ativos é a presença de construções no território e por fim o risco sísmico está associado às perdas económicas e de vidas humanas.

A análise sísmica deve ser uma análise dinâmica (e não estática) uma vez que o valor e o sentido das forças sísmicas variam no tempo. A equação de equilíbrio dinâmico apresenta a forma abaixo:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad 2-1$$

onde $u'(t) = u(t) + 1 u_g(t)$, sendo que o vetor unitário toma o valor de 1 na direção onde existe ação sísmica e zero nas restantes direções.

Pode-se recorrer a análises elásticas e a métodos não lineares, sendo que a análise por espectros de resposta e a análise da resposta temporal são os métodos lineares elásticos mais utilizados e o método por análise estática não linear é o método mais utilizado em estruturas existentes para avaliar a capacidade sísmica.

2.2.1 Análise da resposta temporal

O sistema a resolver é o dado pela equação abaixo:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m1\ddot{u}_g(t) \quad 2-2$$

A resposta da equação

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad 2-3$$

é dada por

$$q_n\ddot{(t)} + 2\xi_n W_n q_n\dot{(t)} + W_n^2 q_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} = -\Gamma_n u\ddot{g}(t) \quad 2-4$$

onde $P_n(t)$ é a força nodal e $\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}$ é o fator de participação modal (varia de modo para modo) e $L_n =$

$\phi_n^T m1$ é o fator modal da excitação sísmica. A resposta é dada por:

$$u_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad 2-5$$

que apenas fornece a resposta do modo n. A resposta completa é obtida fazendo o somatório das contribuições de cada modo, sendo que os primeiros modos tem uma contribuição superior.

O parâmetro q_n pode ser obtido através do método de *Newmark*. Com este método apenas se conhece o que se passa em instantes discretos. Depois da ação e das propriedades da estrutura conhecidas, bem como as condições iniciais de deslocamento e velocidade definidas pode-se então implementar o método de *Newmark*. Como projetistas o mais importante é saber o deslocamento máximo, visto que é através do mesmo que se irá dimensionar a estrutura.

2.2.2 Análise por espectros de resposta

Recorrendo a espectros de resposta pode-se obter o máximo valor da coordenada modal q_n através da expressão

$$Q_n(t) = \Gamma_n \frac{1}{W_n^2} S_{a,n} \quad 2-6$$

E do deslocamento máximo através da equação:

$$u_{n,max} = \Gamma_n \phi_n \frac{1}{W_n^2} S_{a,n} \quad 2-7$$

Para sabermos qual o u_{max} da estrutura não se pode simplesmente somar os u_{max} de cada modo, uma vez que estes ocorrem em instantes diferentes, e fazer a simples soma de todos os modos seria demasiado conservativo. A segunda forma de somar as contribuições modais seria fazer a raiz quadrada do somatório dos quadrados, mas é preciso garantir que as frequências estão afastadas entre si. A melhor forma de calcular o u_{max} é pela combinação quadrática completa, dada pela expressão seguinte:

$$u_{imax} = \sqrt{\sum_{m=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{mn} u_{imax,m} u_{imax,n}} \quad 2-8$$

As análises dinâmicas não lineares da história temporal são o método mais preciso para a avaliação sísmica, uma vez que o comportamento dinâmico da estrutura é diretamente considerado.

2.3 Comportamento sísmico de estruturas de alvenaria

Como já referido a alvenaria é um material heterogéneo, difícil de caracterizar e existe uma dificuldade significativa na realização de testes avançados das estruturas existentes, uma vez que é impossível a caracterização do comportamento de toda a estrutura com base num único exemplar. Obter uma caracterização das estruturas e materiais existentes com um detalhe bom para ser utilizada por modelos avançados é um processo, na maioria das vezes, muito exigente. Embora exista a viabilidade de realizar ensaios destrutivos em edifícios antigos de forma a obter informação que os ensaios não destrutivos não permitem, não é possível realizar tais ensaios devido a questões de conservação na maioria dos casos. O desempenho estrutural da alvenaria só pode ser caracterizado se forem conhecidos a geometria, as características da sua morfologia, os componentes físicos, químicos e mecânicos e as características da alvenaria como material compósito.

Analisando mapas de perigosidade sísmica, percebe-se que as regiões mais populosas e importantes do passado coincidem com zonas perigosidade relevante, pelo que as tecnologias construtivas se desenvolveram nestas zonas. Apesar da alvenaria ser um material frágil e sísmicamente pouco resistente, existem edifícios de alvenaria em zonas sísmicas, tratando-se quase sempre de edificações monumentais, que em alguns casos sofreram danos periódicos graves. As características principais que permitem a sobrevivência destas construções às ações sísmicas foram sobretudo a sua regularidade morfológica e construtiva, com a presença de percursos estruturais homogéneos e ininterruptos, sendo capazes de conduzir adequadamente os esforços induzidos pela ação sísmica e o correto emprego de materiais capazes de fornecer à alvenaria uma resistência adequada às ações horizontais (Sousa, 2003).

Os edifícios típicos de alvenaria não reforçada são compostos por paredes de alvenaria de panos múltiplos dispostas em planos ortogonais, e diafragmas de pavimento relativamente flexíveis. Na ocorrência de um evento sísmico assume-se que a direção do movimento do solo é paralela a uma das direções principais do edifício. Na Figura 2-7 apresenta-se um esquema dos vários elementos estruturais de edifícios típicos de alvenaria sob a excitação sísmica.

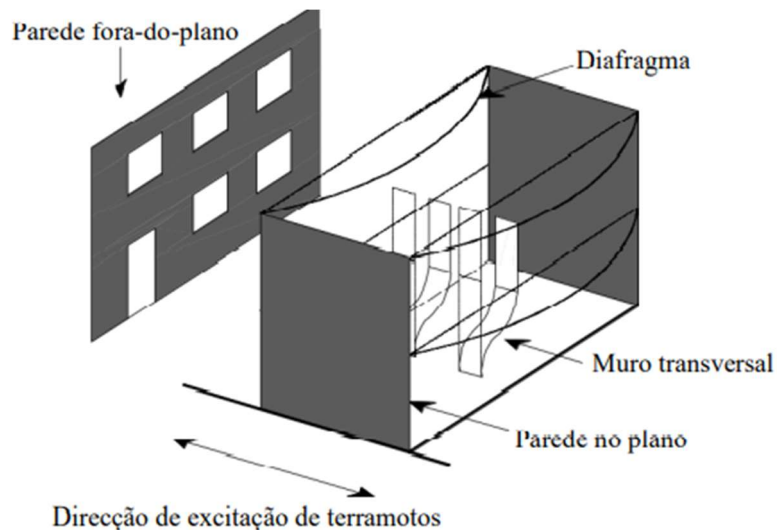


Figura 2-7 - Esquema de um edifício típico de alvenaria sob excitação sísmica(Araujo, 2014)

A resposta sísmica de um edifício de alvenaria é definida pelas interações entre as paredes interiores, as paredes exteriores e os diafragmas através das suas ligações. Os levantamentos de danos pós-terramoto realizados em todo o mundo permitiram caracterizar o comportamento típico dos edifícios de alvenaria sob cargas sísmicas. A deformação e o tipo típico de danos nas paredes estruturais de um edifício de alvenaria simples sujeito à carga sísmica é apresentada na Figura 2-8. O padrão de danos característico inclui: fissuras nos cantos e intersecções das paredes, que ocorrem como resultado de ligações insuficientes; flexão fora do plano devido à falta de ligação entre paredes e pisos; fissuras diagonais nas paredes internas, entre outras. Assim, os danos em edifícios de alvenaria podem ser essencialmente interpretados com base em dois mecanismos fundamentais de colapso: para fora do plano e no plano. Durante um terremoto, tanto a resposta fora do plano como a resposta no plano são simultaneamente mobilizadas (Araujo, 2014).

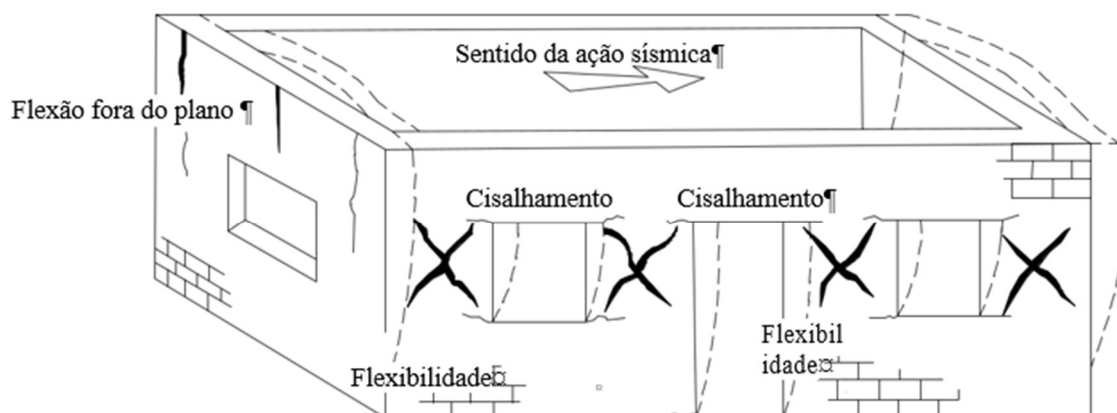


Figura 2-8 - Deformação típica e danos em edifícios de alvenaria não reforçados sob cargas sísmicas

A alvenaria tem uma elevada resistência a ações no seu plano, ou seja, ações paralelas às suas paredes. Mas infelizmente tem pouca resistência a ações para fora do seu plano, sendo com estas ações as mais preocupantes quando se realiza a avaliação sísmica de uma estrutura de alvenaria. Faz-se notar que o comportamento para fora do plano está relacionado com os mecanismos locais, consistindo no derrube de partes da estrutura insuficientemente ligadas ao restante edifício, Figura 2-9. Por sua vez, a resposta no plano está relacionada com a ocorrência de um comportamento global controlado pela capacidade das paredes no plano e pela rigidez dos diafragmas horizontais. Assim, o desempenho estrutural dos edifícios de alvenaria tradicional sob a ação sísmica depende da sua capacidade de redistribuir as cargas horizontais através de elementos verticais, permitindo explorar ao máximo a resistência das paredes no seu plano e evitar os mecanismos para fora do plano (Araujo, 2014).

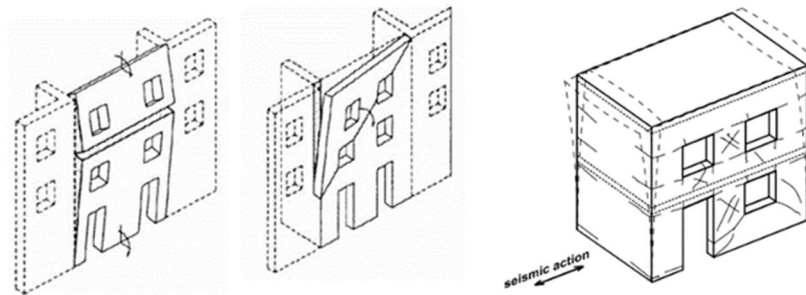


Figura 2-9- Desempenho sísmico dos edifícios URM: a) mecanismos locais de danos (D'Ayala e Speranza, 2003) e b) resposta global (Magenes e Penna, 2009)

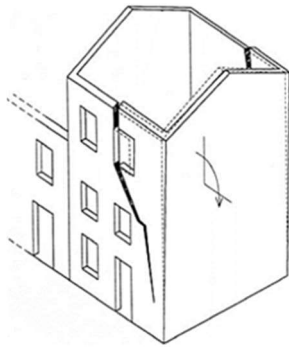
O comportamento para fora do plano de cada parede é muito influenciado pelo tipo e resistência da ligação com as restantes paredes. Onde o comportamento tipo caixa é proporcionado pela ligação entre paredes ortogonais, da flexibilidade dos diafragmas e da sua ligação com as paredes de alvenaria. Quando o comportamento global do tipo caixa não é assegurado, as paredes são vulneráveis ao derrubamento para fora do plano, sendo esta uma das principais causas de danos ou colapsos induzidos por sismos. Os mecanismos são causados principalmente por forças perpendiculares ao seu plano.

2.3.1 Comportamento para fora do plano

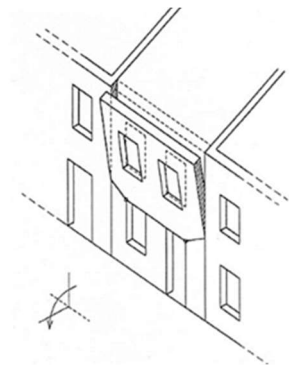
A comportamento para fora do plano de paredes de alvenaria não reforçada constitui o mais grave risco de segurança de vida nos edifícios de alvenaria, por esta razão, o comportamento fora do plano é o mais exigente e representa a resposta das paredes de alvenaria a ações horizontais perpendiculares ao seu plano, que geralmente colapsam. Estes colapsos são originados pela deformação excessiva dos diafragmas e pela ligação insuficiente entre eles. Este tipo de comportamento pode ser evitado se for prevista uma ancoragem suficiente entre as paredes e os pavimentos, bem como a ligação eficaz entre paredes dentro e fora do plano. Este tipo de comportamento é tipicamente local, ocorrendo

Construção em alvenaria

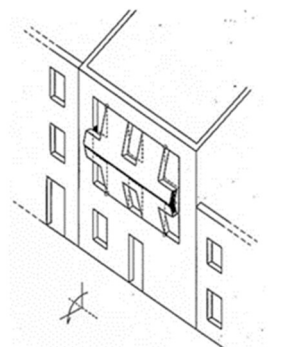
normalmente em elementos estruturais que causam o colapso de partes do edifício. A Figura 2-10a apresenta uma rotação fora do plano da fachada devido à falta de ligação entre paredes ortogonais e diafragmas. Um colapso fora do plano, com o tombamento das paredes da fachada do último andar, é mostrado na Figura 2-10b para um edifício danificado pelo terremoto de Christchurch 2011. Esta falha foi resultado da falta de ligação entre paredes internas e externas bem como a falta de ligação ao pavimento, não permitindo o desenvolvimento do comportamento da caixa. Um exemplo de um mecanismo de falha causado pela consolidação inadequada das paredes com o pavimento rígido é apresentado na Figura 2-10c. Finalmente, a Figura 2-10d apresenta um exemplo da inversão de uma cunha de canto devida a ligação ineficaz entre paredes exteriores, a insuficiente ancoragem dos pavimentos às paredes e a presença de aberturas perto dos bordos (a linha de fendas segue frequentemente a distribuição das aberturas da fachada) (Araujo, 2014).



(a)



(b)



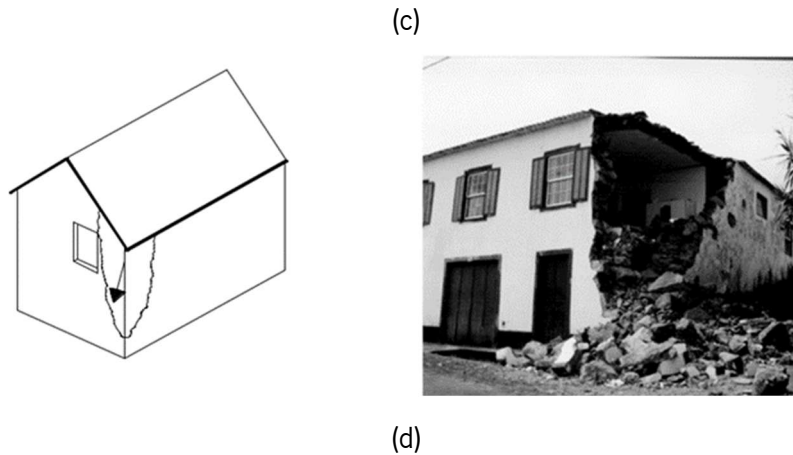


Figura 2-10 Exemplos de comportamento para fora do plano durante terremotos: (a) rotação da fachada; (b) derrubamento de partes da fachada; (c) derrubamento parcial da fachada e (d) derrubamento do cumhal do edifício (Araujo, 2014)

2.3.2 Comportamento no plano

O comportamento dentro do plano das paredes de alvenaria pode ser ativado quando é conseguida uma resposta global eficaz, evitando o comportamento para fora do plano com ligações apropriadas entre elementos. Logo, quando as ligações são melhoradas por sistemas de reforço apropriados a fim de evitar mecanismos locais, pode desenvolver-se um comportamento global governado pela resposta dentro do plano.

As falhas típicas no plano podem ser representadas pelos exemplos presentes na Figura 2-11. Fazendo uma comparação entre a Figura 2-10 e Figura 2-11 verificamos que os danos presentes nas paredes no plano são notavelmente diferentes dos danos apresentados nas paredes para fora do plano, onde o comportamento para fora do plano envolve frequentemente o colapso de parte da estrutura, o que não se verifica em relação ao comportamento dentro do plano (Araujo, 2014).

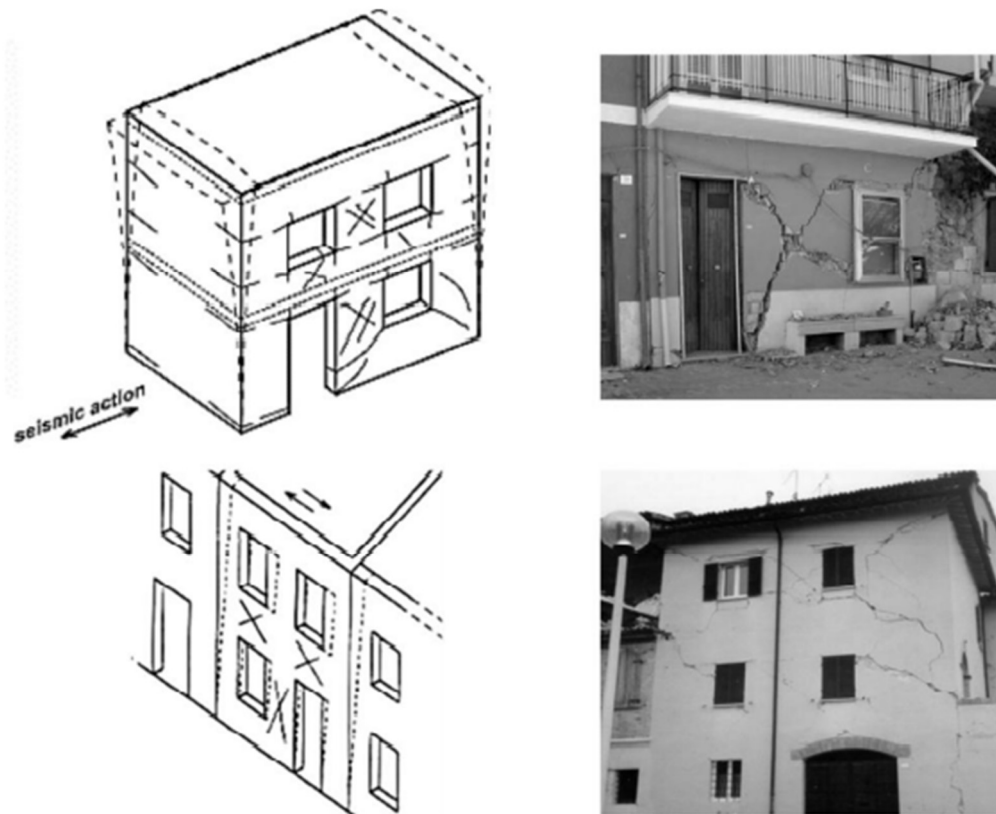


Figura 2-11 - Comportamento no plano

Os métodos para avaliar o desempenho sísmico dos edifícios de alvenaria existentes baseados na individualização da resposta no plano das paredes estruturais são bem conhecidos e têm sido amplamente utilizados. Numa parede de alvenaria com aberturas os dois elementos principais que podem ser distinguidos são: os nembos, que são as paredes entre aberturas, e os lintéis, que são as partes acima e abaixo das aberturas, ver Figura 2-12. Os principais elementos verticais resistentes às cargas sísmicas são os nembos e geralmente as falhas no plano ocorrem apenas num destes dois elementos e o colapso final destas estruturas ocorre como resultado da falha no nó (Araujo, 2014). (Araujo, 2014).

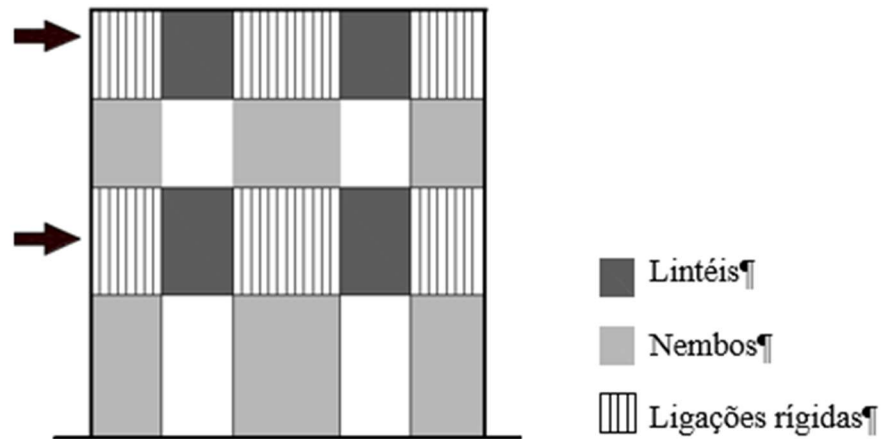


Figura 2-12 - Parede típica em alvenaria de plano e principais elementos (Araujo, 2014)

O comportamento no plano pode ser definido por quatro tipos de mecanismo, dois de flexão, derrubamento e esmagamento, e dois de corte, deslizamento e fendilhação diagonal. Embora vários autores considerem apenas três modos de rotura, considerando os mecanismos de flexão como apenas um só. O derrubamento ocorre quando a parede se começa a comportar como um elemento quase rígido e a rodar em torno da extremidade, geralmente quando a carga vertical é baixa em relação à resistência à compressão. Já o esmagamento está associado à rotura por compressão da alvenaria. Este modo de falha ocorre tipicamente quando a carga vertical aplicada é elevada e a carga horizontal causa fissuras sub-verticais progressivas. A falha de deslizamento é caracterizada pela deformação da parede por deslizamento ao longo de um plano horizontal, normalmente localizado numa das extremidades do pilar. A fendilhação diagonal ocorre devido à formação de fendas diagonais que se desenvolvem normalmente no centro da parede e se propagam para os cantos. Este modo de falha ocorre geralmente entre as unidades e a argamassa, porque esta é frequentemente o elo mais fraco. As fissuras através das juntas de argamassa dependem da resistência relativa da ligação e das unidades. As paredes falharão no modo de rotura que apresente menor capacidade e a sua ocorrência depende da geometria da parede, condições de contorno, estado de tensão e propriedades mecânicas da alvenaria (Araujo, 2014).

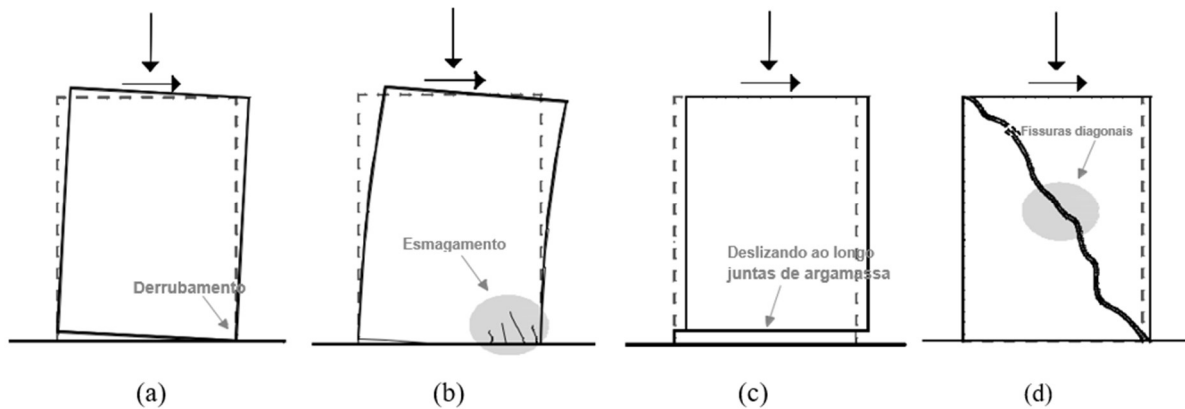


Figura 2-13 - Mecanismos de falha de pilares de alvenaria: (a) Derrubamento ; (b) Esmagamento; (c) Deslizamento; (d) Fendilhação diagonal (Araujo, 2014)

O enorme número de combinações possíveis geradas pela geometria, propriedades mecânicas da alvenaria, estado de tensão e as condições de contorno são um desafio para a caracterização de paredes de alvenaria. A análise numérica pode ser considerada como auxiliar aos testes experimentais, permitindo a avaliação do comportamento das paredes de alvenaria no plano ao variar alguns parâmetros sem a necessidade de trabalho experimental extensivo (Araujo, 2014).

2.4 Modelação de estruturas de alvenaria

A modelação numérica de edifícios em alvenaria constitui um desafio para a engenharia de estruturas (Ferreira, 2014). A avaliação do comportamento sísmico de estruturas ou subestruturas de alvenaria pode ser obtida aplicando uma análise estática ou dinâmica com comportamento linear ou não linear. Ainda podem ser estudados através da análise limite, avaliando os principais mecanismos de falha suscetíveis de ocorrer, a fim de obter o mecanismo que desencadeia o colapso e a correspondente carga. A Figura 2-14 apresenta um esquema que agrupa os principais métodos de análise utilizados para as

estruturas de alvenaria de análise sísmica (Araujo, 2014).

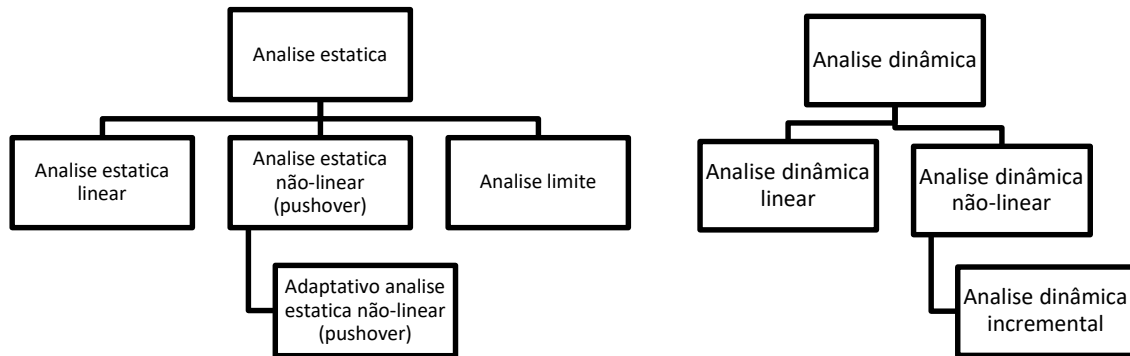


Figura 2-14 - Métodos de análise

As análises estáticas lineares em geral não são apropriadas para construções antigas, considerando que a alvenaria apresenta um comportamento não linear. A natureza não linear do comportamento da alvenaria e o aspeto dinâmico intrínseco das ações sísmicas sugerem que a melhor opção para avaliar a vulnerabilidade de um edifício à excitação sísmica é considerar tanto a não linearidade do material como a natureza dinâmica da excitação. A análise dinâmica não-linear com integração temporal é o método mais poderoso fornecido com modelos constitutivos precisos e apropriados, o que pode conduzir a resultados mais rigorosos. A análise dinâmica temporal de resposta é obtida a partir da integração numérica de equações diferenciais de movimento, considerando a inércia e o amortecimento. Já a abordagem dinâmica não linear é um método paramétrico e consiste em submeter a estrutura a uma série de análises dinâmicas temporais de intensidade crescente de forma a estimar a capacidade estrutural sob a ação sísmica. Nos métodos dinâmicos lineares, o comportamento linear-elástico da estrutura é considerado e a ação sísmica simulada como dinâmica.

A abordagem habitual é utilizar uma análise modal de uma estrutura considerando todos os modos de vibração e simular a ação sísmica através de um espectro de resposta (Araujo, 2014). Apesar de os resultados obtidos nas análises dinâmicas serem bastante melhores que os das análises estáticas, os conhecimentos necessários bem como a capacidade de cálculo e de interpretar os resultados consomem muito tempo e custos, para além de requerer uma caracterização detalhada do comportamento da alvenaria.

A análise *pushover* pode ser uma alternativa eficaz aos métodos tradicionais de análise sísmica linear, considerando as dificuldades relacionadas com a análise não linear da história temporal. A análise *pushover* inclui um comportamento material não linear e a ação sísmica é simulada por forças horizontais

estáticas (Araujo, 2014), que pode ser simulada segundo quatro perfis de carga, sendo os mais comuns o uniforme, proporcional à massa e proporcional aos modos de vibração.

O modelo estrutural de um edifício de alvenaria deve conter e simular os aspectos que influenciam a resposta estrutural (geometria, morfologia do edifício, propriedades dos materiais, danos existentes e interação solo estrutura), contudo a abordagem de modelação deve equilibrar o detalhe com os esforços de preparação do modelo e o tempo de análise, mantendo o mesmo o mais simples possível (Araujo, 2014).

Atualmente existem inúmeros métodos e ferramentas computacionais, apoiadas em diferentes técnicas e estratégias, permitindo a simulação da resposta estrutural de materiais complexos como a alvenaria. Estes modelos fornecem informação relativamente ao comportamento da estrutura, destacando os mecanismos de dano. Os tipos de modelação mais conhecidos por ordem crescente de complexidade são a modelação por macro-blocos, o método dos elementos finitos por macro-modelação e por micro-modelação (sendo a segunda mais complexa) e o método dos elementos discretos.

No método dos elementos discretos, Figura 2-15, a abordagem “descontínua” para estruturas compostas por blocos ligados por juntas, permite grandes deslocações e rotações entre os blocos, mas exige tipicamente grande capacidade computacional.

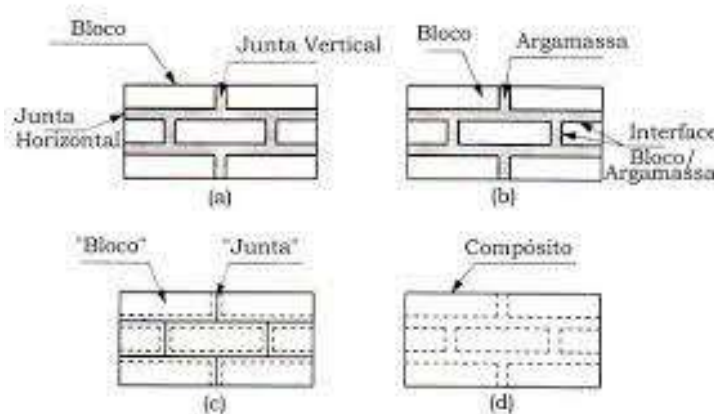


Figura 2-15 - Método dos elementos discretos(Invernizzi, n.d.)

Na micro-modelação as interfaces e a argamassa são modeladas no mesmo elemento de junta sendo os blocos representados com a geometria expandida. Este tipo de modelação é ideal para uma análise local detalhada, com estados de tensão e deformação heterogêneos, os resultados obtidos são de grande precisão, mas requer um esforço computacional elevado. Na macro-modelação a alvenaria é modelada como um material contínuo e equivalente, sendo esta modelação utilizada tipicamente para a análise estrutural global da estrutura. Estes dois tipos de técnicas de discretização geométrica têm sido

muito utilizados na simulação numérica do comportamento estrutural de construções em alvenaria através do método dos elementos finitos (Nunes, 2013).

As técnicas de macro-blocos recorrem à discretização das paredes em blocos de grande dimensão (macro-elementos) que representam componentes estruturais, enquanto os pavimentos podem ser modelados como diafragmas deformáveis ou rígidos. Nestes modelos o comportamento não linear é definido, para cada macro-elemento, à custa de leis constitutivas estabelecidas em termos de forças e de deformações generalizadas (Nunes, 2013). A sua orientação para a prática profissional é indicada devido ao tempo reduzido de geração do modelo e análise estrutural. Existem várias modelações por macro-blocos, mas a metodologia de macro-elementos proposta por *Gambarrota* e *Lagomarsino* em 1996 é a base da metodologia implementada no programa 3Muri (S.T.A Data, n.d.).

As metodologias baseadas em macro-elementos consistem na divisão da estrutura dos edifícios de alvenaria em elementos rígidos e danificáveis. Os elementos rígidos são designados de nós rígidos, são isentos de deformações e estabelecem a conexão entre os elementos danificáveis. Os elementos danificáveis dividem-se em lintéis e nembos e deformam-se em função dos seguintes modos locais: flexão, deslizamento por corte e corte com fissuração diagonal. Os lintéis localizam-se acima ou abaixo das aberturas e os nembos encontram-se na lateral em relação às aberturas. O conjunto dos elementos mencionados constitui o designado pórtico equivalente (Nunes, 2013).

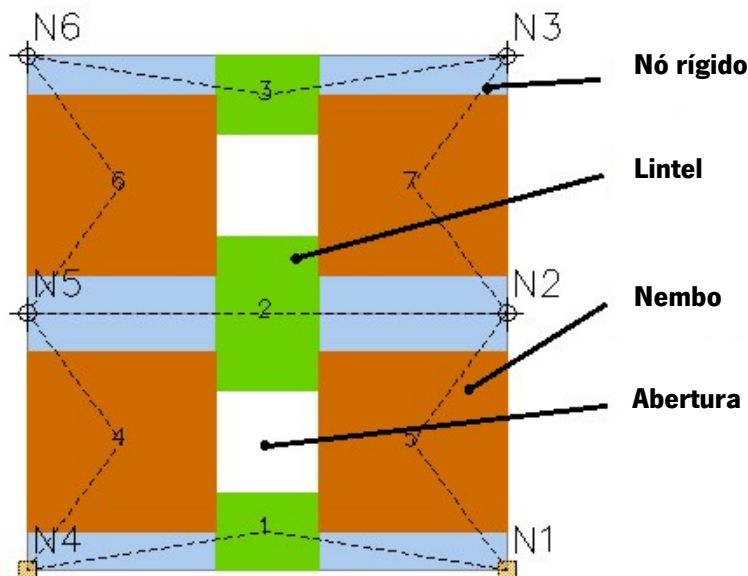


Figura 2-16 - Modelação por macro-blocos (Nunes, 2013)

As curvas de capacidade tem o intuito de caracterizar a resistência sísmica dos edifícios, sendo definidas aplicando um incremento de forças estáticas laterais à estrutura e registando o esforço transversal na base e o deslocamento de um ponto no topo da estrutura, sendo este o nó de controlo normalmente localizado no centro de massa do último piso. Estas curvas pretendem descrever a resposta

não linear global da estrutura, bem como a sua resistência, rigidez e ductilidade (Silva, 2016). Ao analisar este tipo de curvas para os diversos tipos de perfil de carga aplicado pode-se entender como a capacidade da estrutura se altera, bem como avaliar a capacidade máxima da estrutura. A iminência de colapso ocorre convencionalmente quando a estrutura perde 20% da sua capacidade máxima, ver ainda o capítulo 5 para mais detalhes.

2.5 Métodos de reforço de estruturas de alvenaria

Foram desenvolvidas diferentes técnicas de reforço para mitigar mecanismos de rotura que se desenvolvem em edifícios de alvenaria sujeitos à ação sísmica. As soluções podem ser aplicadas a nível global ou local, melhorando o comportamento de partes estruturais ou assegurando o comportamento “monolítico” (tipo “caixa”) da estrutura. As técnicas de reforço podem dividir-se em técnicas para paredes e pavimentos e melhoria das ligações entre elementos.

De forma a melhorar a capacidade sísmica das paredes de alvenaria, o refecimento das juntas com uma argamassa apropriada é uma técnica recorrentemente utilizada, ver Figura 2-20. O refecimento das juntas de argamassa consiste na remoção da argamassa deteriorada e a colocação de uma nova com melhores características em termos de resistência e durabilidade. Outra técnica utilizada é a injeção das paredes com caldas à base de cimento ou cal, sendo apenas utilizada em paredes de alvenaria com vazios, de forma a que a sua injeção seja viável, Figura 2-19. Pode-se também optar por confinar lateralmente as paredes de alvenaria, podendo-se melhorar significativamente a resistência e a capacidade de dissipação de energia destes elementos. O objetivo é confinar a secção transversal das paredes promovendo a sua integridade estrutural através de uma boa ligação entre faces, ver Figura 2-17. Por outro lado, a aplicação de materiais compósitos de FRP ou TRM para o reforço das paredes é uma técnica inovadora. A colagem de FRP ou aplicação de TRM é utilizada para aumentar a resistência e a ductilidade das paredes sujeitas a cargas no plano ou fora do plano, Figura 2-18.

Quanto aos pavimentos, o principal objetivo no comportamento sísmico é transferir as ações horizontais através dos elementos verticais, onde existem várias técnicas de reforço dos pavimentos de madeira de forma a melhorar a rigidez no plano. O reforço das ligações utilizando sistemas de ancoragem e inserção de tirantes de aço ao nível dos pavimentos e cobertura provou ser eficaz na prevenção do colapso local de paredes para fora do plano sob eventos sísmicos. As ancoragens injetadas são particularmente adequadas para reparar e reforçar edifícios de alvenaria antigos, uma vez que permitem uma ligação mais eficaz entre elementos adjacentes, evitando assim o derrube de paredes excitadas para fora do plano, sendo um método comum de reforço de edifícios de alvenaria. (Araujo, 2014).

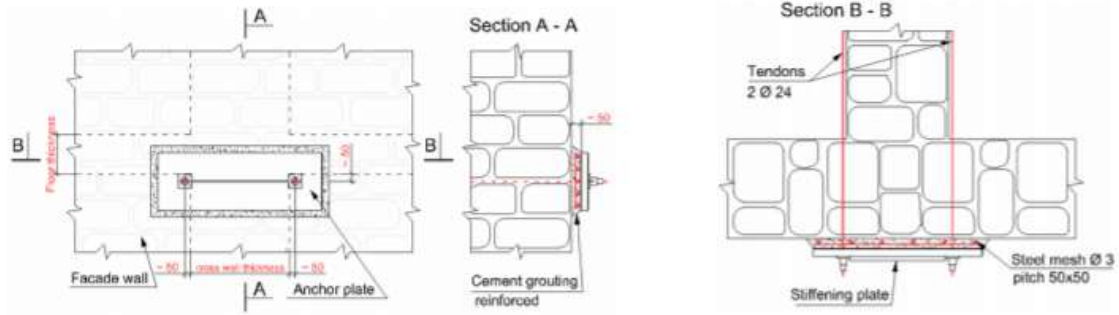


Figura 2-17 – Confinamento lateral das paredes

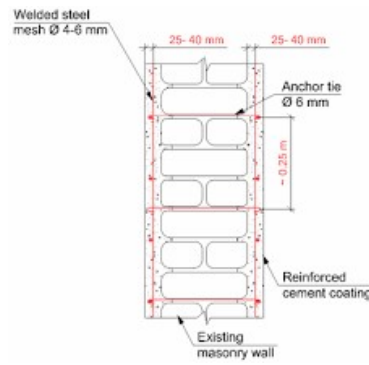


Figura 2-18 – Pregagem de paredes



Figura 2-19 - Consolidação por injeção

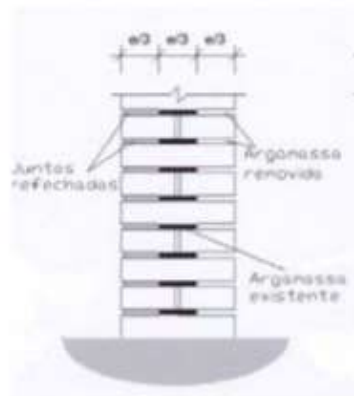


Figura 2-20 - Refechamento das juntas com argamassa

3 ASPETOS REGULAMENTARES

O governo português criou recentemente as condições para que a reabilitação assuma um papel relevante nas intervenções ao nível do edificado e do desenvolvimento urbano, deixando a reabilitação de ser uma exceção à regra para passar a implicar uma intervenção integrada em diversos domínios. Para que ocorresse uma dinamização no setor da construção e do imobiliário, a reabilitação passou a beneficiar de um quadro legal atualizado e adequado às duas especificações, podendo então conciliar as legítimas expectativas em termos de padrões de segurança, habitabilidade, conforto, e simplificação dos processos de reabilitação, com os princípios da sustentabilidade ambiental e da proteção do património edificado (DR, 2019a).

O principal objetivo do projeto «Reabilitar como Regra» é o de apresentar uma proposta que visa a revisão do enquadramento legal e regulamentar da construção, de modo a adequá-lo às exigências e especificações da reabilitação, conciliando-o com os atuais padrões de segurança, habitabilidade, conforto e simplificando o processo de reabilitação. Através dele definem-se os princípios fundamentais da reabilitação de edifícios e frações autónomas, conciliando a melhoria das condições de habitabilidade com uma resposta responsável e proporcionada em termos de respeito pela preexistência e pela sustentabilidade ambiental (DR, 2019a).

Também no domínio da segurança estrutural, este decreto-lei prevê que sejam definidas as situações em que a reabilitação de edifícios fica sujeita à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica e o eventual reforço dos edifícios, contribuindo deste modo para garantir que estas intervenções salvaguardam as questões de segurança estrutural, acautelando assim uma preocupação que vinha sendo manifestada pela comunidade científica relativa a esta questão sensível. Pretende-se desta forma garantir que os edifícios sejam sujeitos a uma avaliação da vulnerabilidade sísmica, seja em função da sua classe de importância em termos sísmicos, seja quando forem identificados sinais de degradação da estrutura, seja ainda quando resultem alterações estruturais (DR, 2019a).

A portaria n.º 302/2019 define que estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica as obras de ampliação, alteração ou reconstrução sempre que pelo menos uma destas condições acontece:

- Existência de sinais evidentes de degradação da estrutura;
- Procedam a, ou tenham por efeito, uma alteração do comportamento estrutural;

- Cujas área intervencionada, incluindo demolições e ampliações, exceda os 25 % da área bruta de construção do edifício;
- Cujos custos de construção exceda em pelo menos 25 % do custo de construção nova de edifício equivalente.

Sendo que o mesmo ainda é obrigatório para edifícios das classes de importância III ou IV, nas mesmas condições já referidas com a redução dos valores em 15%. É obrigatório ainda a elaboração de um projeto de reforço sísmico se o relatório concluir que este não satisfaz 90 % da ação sísmica (DR, 2019c). A ação sísmica é definida na NP EN 1998-1 (IPQ, 2010).

Em setembro de 2019 foi aprovada a obrigatoriedade de utilização dos Eurocódigos Estruturais. Estes eurocódigos estruturais são documentos de referência, destinando-se a comprovar a conformidade dos edifícios e das obras de engenharia civil com os requisitos básicos estabelecidos no Regulamento (UE) n.º 305/2011 do Parlamento Europeu e do Conselho, designado por Regulamento dos Produtos de Construção (RPC). Estes também permitem consagrar uma base para a elaboração de cadernos de encargos para a execução das obras de construção e para a prestação de serviços de engenharia com eles relacionados e servir de base para a elaboração de especificações técnicas europeias harmonizadas para os produtos de construção (ETA). Assumem ainda a forma de normas europeias, mantendo cada Estado-Membro a possibilidade de adicionar um anexo nacional às normas que transpõem as normas europeias para o respetivo acervo nacional (DR, 2019b).

Na elaboração desta dissertação é abordado um dos Eurocódigos estruturais, o Eurocódigo 8 Parte 1 e Parte 3. A parte 1 aplica-se ao projeto de obras de engenharia civil em zonas sísmicas, estabelecendo regras para a quantificação da ação sísmica e as regras gerais de projeto, enquanto a parte 3 trata a avaliação e reabilitação sísmica de edifícios construídos com materiais correntes. A finalidade deste eurocódigo é assegurar que as vidas humanas são protegidas, bem como limitar os danos e assegurar o devido funcionamento de estruturas importantes para a proteção civil. A secção 3.1 da presente dissertação é inspirada na NP EN 1998 parte 1 e 3 (IPQ, 2010, 2017) salvo referência expressa em contrário.

3.1 Eurocódigo 8 Parte 1

A parte 1 do Eurocódigo 8 aplica-se ao projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas. Nele são definidas as regras para a representação das ações sísmicas e para a sua combinação com as restantes ações e na secção 9 as regras específicas para edifícios de alvenaria.

Aspetos regulamentares

A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem colapso local ou global mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o sismo. Esta ação é expressa a partir da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência, tomando o valor de 10% em 50 anos, ou a um período de retorno de referência de 475 anos (valor recomendado).

Para uma devida caracterização da ação sísmica devem ser realizados estudos de reconhecimento geotécnico do terreno, e classificando-o de A a E conforme a descrição dos perfis estratigráficos e os parâmetros apresentados no quadro 3.1 do Eurocódigo 8 (ilustrado na Figura 3-1). Na influência das condições locais do terreno na ação sísmica poderá também ser tomada em conta a influência da geologia profunda.

O terreno deve ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte $v_{s,30}$ ou, se esta não estiver disponível, utilizando o valor de N_{SPT} . É importante referir que para locais cujas condições de terreno correspondem a um tipo de terreno especial são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica, sendo que deve-se considerar a possibilidade de rotura do terreno devido à ação sísmica.

Quadro 3.1 – Tipos de terreno

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 3-1 - Quadro 3.1 do EC8-1

A sismicidade por definição admite-se constante em cada zona sísmica. Esta, para a maioria das aplicações do Eurocódigo 8, é descrita como um único parâmetro, sendo ele o valor de referência da aceleração máxima na base num terreno do tipo A, a_{gR} .

O valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, a_{gR} , escolhido pelas autoridades nacionais para cada zona sísmica e para um período de referência deve ser multiplicado pelo coeficiente de importância γ_I . Quando o período de retorno é igual ao de referência o coeficiente de importância toma o valor de 1, uma vez que o a_{gR} já é definido para esse período. Para períodos de

retorno que não sejam o de referência, o valor do γ_I toma um valor diferente de 1, recomendando-se consultar o Eurocódigo 8 Parte 1. Os edifícios são classificados em 4 classes de importância em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso. Estas classes são caracterizadas por diferentes coeficientes de importância γ_I . As definições das classes de importância são apresentadas no quadro 4.3 do EC8 parte 1. Para Portugal os coeficientes de importância encontram-se no quadro NA.II.

Nas figuras NA.I, NA.II e NA.III do anexo nacional do Eurocódigo 8 podemos encontrar o território nacional dividido em várias zonas sísmicas, sendo que a cada uma delas corresponde, de acordo com o quadro NA.I, um valor de aceleração máxima de referência a_{gR} em m/s^2 para a ação sísmica do tipo 1 e do tipo 2. A ação sísmica tipo 1 representa um sismo de magnitude moderada e pequena distância focal, sendo considerado um sismo próximo, já a ação sísmica tipo 2 representa um sismo de magnitude elevada e grande distância focal, considera-se então este um sismo afastado (Guerreiro, 2000). As ações sísmicas dos dois tipos devem ser consideradas para Portugal continental, enquanto para o arquipélago da Madeira é a ação sísmica do tipo 1 e para o arquipélago dos Açores é a ação sísmica do tipo 2. As situações em que o valor de $a_{g,S}$ é inferior a $0,98 m/s^2$ são consideradas de baixa sismicidade.

No âmbito do Eurocódigo 8 o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração do terreno, designado por “espectro de resposta elástica”. A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. A ação sísmica vertical é representada por um espectro de resposta próprio, componente esta que é igualmente considerada independente. Para as três componentes da ação sísmica poderão adotar-se uma ou mais formas de espectro de resposta, em função das fontes sísmicas e das suas magnitudes. Quando a estrutura é importante deve considerar-se os efeitos de amplificação topográfica.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta cálculo $S_e(T)$ é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad 3-1$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad 3-2$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad 3-3$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad 3-4$$

Onde:

$S_e(T)$ é o espectro de resposta elástico;

T é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g o valor de calculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S o coeficiente de solo;

η coeficiente de correção do amortecimento, dado por $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$.

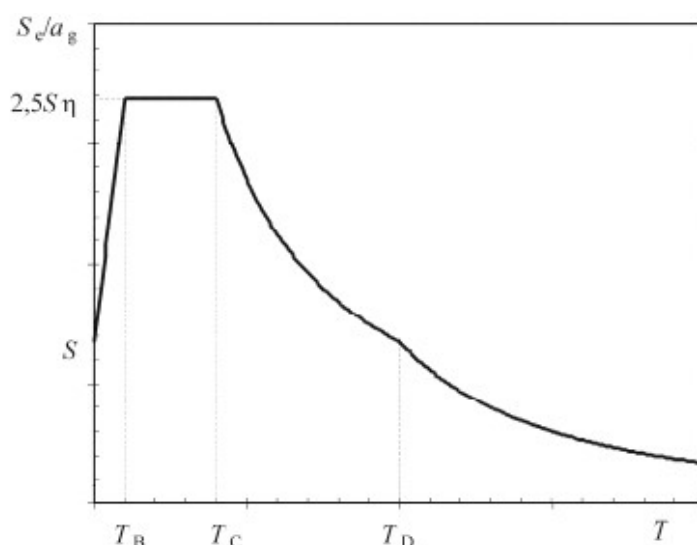


Figura 3-2 - Forma do espectro de resposta elástica (IPQ, 2010)

Os valores dos períodos T_B , T_C e T_D assim como o valor do coeficiente de solo S dependem do tipo de terreno. O Eurocódigo 8 nos quadros NA-3.2 e NA-3.3 apresenta os valores recomendados para estes parâmetros para um sismo do tipo 1 e 2, respetivamente.

Para a definição dos espectros de resposta elásticos em Portugal o valor do parâmetro S deve ser determinado por:

$$\text{Para } a_g \leq 1m/s^2 \quad S = S_{max} \quad 3-5$$

$$\text{Para } 1m/s^2 \leq a_g \leq 4m/s^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad 3-6$$

$$\text{Para } a_g \geq 4m/s^2 \quad S = 1 \quad 3-7$$

Onde a_g corresponde ao valor de calculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A e S_{max} o parâmetro cujo valor é definido nos quadros NA – 3.2 e NA – 3.3.

O espectro de resposta elástica de deslocamento $S_{De}(T)$ é obtido por $S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$, aplicada a períodos de vibração não superiores a 4 s.

Quanto à componente vertical da ação sísmica o espectro de resposta de cálculo é obtido pelas expressões anteriores, com o valor da aceleração à superfície do terreno na direção vertical em vez de a_g e S toma o valor de 1. Os valores recomendados dos parâmetros a_{vg} , T_B , T_C e T_D encontram-se no quadro NA-3.4 do Eurocódigo 8.

3.2 Eurocódigo 8 Parte 3

Os requisitos fundamentais fazem referência ao estado de dano da estrutura, definidos no Eurocódigo 8 Parte 3 por três estados limites: Colapso Iminente (NC – *Near Collapse*), Danos Severos (SD – *Severe Damage*) e Limitação de Danos (DL – *Damage Limitation*). Cada um destes estados limite é caracterizado pelos efeitos que se observam na estrutura, conforme se descreve em seguida.

No estado de colapso iminente, ou NC, a estrutura encontra-se severamente danificada, com a resistência e a rigidez lateral residual reduzidas, mesmo que os elementos verticais mantenham a capacidade de suportar cargas verticais. A maior parte das componentes não estruturais colapsam, mas são observados importantes deslocamentos permanentes. A estrutura encontra-se próxima do colapso e provavelmente não resistirá à ação de outro sismo, mesmo que seja de intensidade moderada.

No estado limite de danos severos, ou SD, a estrutura apresenta danos significativos, com alguma resistência e rigidez lateral residual, e os elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais. Quanto aos elementos não estruturais estes apresentam danos, mesmo não tendo sofrido rotura para fora do plano. Observam-se deslocamentos permanentes moderados, sendo que a estrutura pode suportar réplicas sísmicas de intensidade moderada. A reparação da estrutura provavelmente não é económica.

Quanto ao estado limite de limitação de dano, ou DL, a estrutura apresenta apenas danos ligeiros, mantendo-se os seus elementos estruturais sem incursões significativas no regime plástico e conservando as suas características de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais poderão apresentar fendilhação distribuída, sendo económica a sua reparação. Os deslocamentos laterais permanentes são desprezáveis. A estrutura não precisa de nenhuma reparação.

Em Portugal para edifícios de importância III e IV devem ser verificados estes três estados limites, enquanto para edifícios de importância I e II apenas deve ser verificado o estado limite de danos severos (SD).

Os períodos de retorno considerados em Portugal associados a cada um dos estados limites são de 975 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos, para o estado limite de colapso iminente; de 308 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos, para o estado limite de danos severos; e de 73 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos, para o estado limite de limitação de dano. A aceleração máxima de referência para cada um dos estados limite deve ser obtida multiplicando o valor de a_{gR} (quadro NA.I do Eurocódigo 8 Parte 1) pelos valores do quadro NA.I do Eurocódigo 8 Parte 3. A multiplicação destes valores deve-se aos períodos de retorno de cada estado limite serem diferentes dos 475 anos (período de retorno considerado no Eurocódigo 8 Parte 1), o coeficiente toma valor superior a 1 quando o período de retorno é superior a 475 anos e inferior quando o período de retorno é inferior a 475 anos.

Quadro NA.I – Coeficientes multiplicativos da ação sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da NP EN 1998-3

Estado limite	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
de colapso iminente (NC)	1,62	1,33	1,22
de danos severos (SD)	0,75	0,84	0,89
de limitação de dano (DL)	0,29	0,47	0,55

Figura 3-3 - Quadro NA.I EC8-3

3.2.1 Nível de conhecimento

Para podermos escolher o tipo de análise admissível, e os valores apropriados dos coeficientes de confiança, temos de definir o nível de conhecimento, o qual pode ser de conhecimento limitado (KL1), conhecimento normal (KL2) ou conhecimento integral (KL3). Estes três níveis são determinados pelos seguintes fatores:

- A geometria – as propriedades geométricas do sistema estrutural e dos elementos não estruturais que poderão afetar a resposta estrutural;
- As disposições construtivas – incluem a quantidade e pormenorização da ligação entre os pavimentos e a estrutura resistente as ações laterais, o aparelho e o tipo de junta de alvenaria bem como a natureza de quaisquer elementos de reforço da alvenaria;
- Os materiais – as propriedades mecânicas dos materiais constituintes.

No anexo C do Eurocódigo 8 Parte 3 no ponto C.2 encontra-se especificado como identificar a geometria, as disposições construtivas e os materiais para estruturas de alvenaria.

Aspetos regulamentares

Níveis de conhecimento	Geometria	Disposições Construtivas	Materiais	Análise	CF
KL1	A partir dos desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a partir de uma inspeção integral .	Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir de uma inspeção in situ limitada .	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios in situ limitados .	LF-MRS (coeficiente q)	CF_{KL1} (1,35)
KL2		A partir dos desenhos de pormenor de origem incompletos com uma inspeção in situ limitada ou a partir de uma inspeção in situ alargada .	A partir das especificações do projeto de origem com ensaios in situ limitados ou a partir de ensaios in situ alargados .	Todas as análises	CF_{KL2} (1,20)
KL3		A partir dos desenhos de pormenor de origem com uma inspeção in situ limitada ou a partir de uma inspeção in situ completa .	A partir dos relatórios de ensaios de origem com ensaios in situ limitados ou a partir de ensaios in situ completos .	Todas as análises	CF_{KL3} (1,00)

Figura 3-4 - Quadro 3.1 EC8-3 - Níveis de conhecimento e correspondentes métodos de análise

No nível de conhecimento limitado KL1 a geometria global da estrutura e as dimensões dos elementos são conhecidas, através de inspeção in situ e/ou de desenhos de dimensionamento, as disposições construtivas não são determinadas a partir dos desenhos de pormenor da construção mas poderão ser conhecidas através de um projeto simulado de acordo com a prática normal da época de construção, devendo ser efetuadas inspeções limitadas aos elementos mais críticos a fim de verificar as hipóteses, quanto aos materiais não existe informação direta sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção sendo adotados valores por defeito de acordo com as normas vigentes à data da construção acompanhados de ensaios in situ.

No nível de conhecimento normal KL2 a geometria global da estrutura e as dimensões dos elementos são conhecidas, através de inspeção in situ e/ou de desenhos de dimensionamento, as disposições construtivas são conhecidas através da inspeção in situ alargada e/ou desenhos de pormenor incompletos, existem informações sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção seja a partir de ensaios in situ alargados e/ou das especificações do projeto de origem.

No nível de conhecimento integral KL3 a geometria global da estrutura e as dimensões dos elementos são conhecidas, através de inspeção *in situ* e/ou de desenhos de dimensionamento, as disposições construtivas são conhecidas através da inspeção *in situ* completa e/ou de um conjunto de desenhos de pormenor, existem informações sobre as propriedades mecânicas dos materiais de construção seja a partir de ensaios *in situ* completos e/ou de relatórios de ensaios de origem.

No ponto 3.4 do Eurocódigo 8 Parte 3 podemos encontrar discriminado como identificar o nível de conhecimento. Neste ponto é explicitado quais os desenhos e inspeções se devem realizar para a análise correta da geometria, ter acesso ao projeto e qual o aprofundamento realizado nas inspeções *in situ* para conhecer o melhor possível as disposições construtivas e por fim o tipo de ensaios sejam eles destrutivos ou não destrutivos a realizar aos materiais.

3.2.2 Avaliação

A avaliação é um procedimento quantitativo pelo qual se verifica se um edifício existente, podendo estar danificado ou não, satisfaz o estado limite requerido e correspondente à ação sísmica. O Eurocódigo 8 Parte 3 destina-se à avaliação de edifícios individuais, com o objetivo de decidir sobre a necessidade de uma intervenção na estrutura e de elaborar as medidas de reabilitação que poderão ser necessárias, não sendo destinado à avaliação da vulnerabilidade de populações ou de grupos de edifícios. Com base na informação recolhida deve ser definido um modelo da estrutura, o qual deve permitir a determinação dos efeitos das ações em todos os elementos estruturais para a combinação de ações.

Na elaboração do modelo de análise, a rigidez das paredes deverá ser avaliada tendo em conta simultaneamente a sua deformabilidade de flexão e de esforço transversal.

3.2.3 Métodos de análise

Os efeitos da ação sísmica devem ser combinados com os efeitos das outras cargas, quer permanentes quer variáveis, em concordância com a combinação de ações. Para as estruturas de alvenaria é necessário utilizar métodos adequados às particularidades deste tipo de construção. Para a determinação dos efeitos da ação sísmica nas estruturas existentes podem ser utilizados métodos de análise linear e de análise não linear. Os primeiros devem ser utilizados com precaução em particular nos casos em que as estruturas tenham um comportamento frágil ou apresentem ductilidade, mas que não seja clara a distribuição provável das plastificações. Na secção C3.2 do Eurocódigo 8 Parte 3 indica as condições de aplicabilidade dos métodos lineares, salientando-se:

Aspetos regulamentares

- A predominância dos modos fundamentais e distribuição equilibrada da ductilidade na estrutura secção 4.4.2 Eurocódigo 8 Parte 3, de modo que os resultados da análise linear representem bem o comportamento estrutural;
- As paredes são contínuas ao longo de toda a sua altura e dispostas de forma regular em planta nas duas direções horizontais;
- Os pavimentos possuem uma rigidez no plano suficiente e as ligações destes às paredes periféricas permitem admitir que os pavimentos podem distribuir as forças de inércia entre os elementos verticais como diafragmas rígidos.

Por estas condições, e por as estruturas de alvenaria apresentarem um comportamento essencialmente frágil, poderá tornar impossível a aplicação de métodos de análise linear a estas estruturas e, mesmo que possível, geralmente não é recomendada sua utilização.

O anexo C do Eurocódigo 8 Parte 3 é dedicado a edifícios de alvenaria. O ponto C.3 é dedicado aos métodos de análise, sendo que na elaboração do modelo de análise, a rigidez das paredes deverá ser avaliada tendo em conta a deformabilidade de flexão e de esforço transversal em simultâneo. Para a utilização dos métodos lineares, estático e multimodal, é necessário cumprir as seguintes condições:

- As paredes de contraventamento são dispostas de forma regular nas duas direções horizontais;
- As paredes são contínuas em altura;
- Os pavimentos possuem uma rigidez no plano suficiente e as ligações destes às paredes permite admitir que os mesmos distribuem as forças de inércia entre os elementos verticais como diafragmas rígidos;
- Os pavimentos nos lados opostos de uma mesma parede estão à mesma altura;
- Em cada piso, a relação entre as rigidezes no plano da parede de maior rigidez e da parede sísmica primária mais fraca não excede 2,5;
- Os lintéis de alvenaria incluídos no modelo são feitos de blocos devidamente ligados aos das paredes adjacentes, ou incluem elementos de ligação.

Nos edifícios históricos é difícil reunir todas estas condições, principalmente porque a ligação dos pavimentos com as paredes normalmente não possui as condições necessárias. Logo os métodos lineares não podem ser utilizados, sendo então necessária a utilização dos métodos não lineares, presentes na secção C3.3 do Eurocódigo 8 Parte 3, uma vez que podem ser utilizados de forma geral embora tenham uma maior complexidade e exijam um nível de conhecimento mais elevado (KL2 ou

KL3). Nos métodos não lineares, quer no estático quer no dinâmico, a capacidade é definida em termos de deslocamento ao nível da cobertura.

A análise *pushover* é uma análise estática não linear sob cargas gravíticas constantes e cargas horizontais de crescimento monotónico. Devem ser utilizadas pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais para calcular a curva de capacidade, definida em termos de deslocamento ao nível da cobertura (nó de controlo) e resistência lateral total (corte basal). O deslocamento último é o deslocamento da cobertura para o qual o corte basal desce abaixo de 80% do valor de pico. As cargas a aplicar deverão ser uma distribuição “uniforme” baseada em forças laterais proporcionais à massa independentemente da altura do edifício, e uma distribuição “modal” proporcional às forças laterais correspondentes à distribuição das forças laterais determinada na análise elástica.

Na análise dinâmica não linear no tempo, deve aplicar-se o procedimento indicado no Eurocódigo 8 Parte 1, com a complementação de informação sobre o comportamento dos elementos de alvenaria sob ciclos de descarga e recarga em regime pós-elástico inelástico, Eurocódigo 8 Parte 3. No anexo C a abordagem por coeficiente de comportamento q é considerada não apropriada para estruturas de alvenaria.

Na versão inglesa do Eurocódigo 8 Parte 3 atualizada no ano de 2021 existe um anexo D com informação complementar para edifícios de alvenaria. Neste anexo são definidos os vários tipos de alvenaria existentes, onde são apresentadas as propriedades características de cada tipo de alvenaria, bem como os coeficientes a aplicar a estas propriedades consoante o tipo de reforço, caso seja preciso realizar o reforço da estrutura e não seja possível modelar os mesmos ou fazer ensaios para saber qual as propriedades da estrutura reforçada. A figura que se segue apresenta estes coeficientes.

Aspetos regulamentares

Type of masonry	Lime mortar grouting (*)	Reinforced jacketing (**)	Reinforced repointing and transversal bars (**)	Maximum combined factor
Irregular stone masonry	2	2,5	1,6	3,5
Roughly cut stone masonry, with wythes of irregular thickness	1,7	2,0	1,5	3,0
Uncut stonework with good texture	1,5	1,5	1,4	2,2
Masonry of irregular soft stone blocks	1,4	1,7	1,1	2,0
Regular masonry of soft stone blocks	1,2	1,5	1,2	1,8
Squared stone masonry	1,2	1,2	-	1,4
Solid brick masonry and lime mortar	1,2	1,5	1,2	1,8
Semisolid brick masonry with cement-lime mortar (perforations < 40%)	-	1,3	-	1,3
<p>* The possibility of using the proposed coefficients depends on a preliminary in-situ test of the mortar injectability and the attained result, checked by the improved homogeneity proved, for example, by sonic tests.</p> <p>** Values to be properly reduced in the case of very thick masonry walls (> 0,70 m).</p>				

Figura 3-5 - Quadro D.6 do Eurocódigo 8 Parte 3 (Versão inglesa 2021)

Esta página é deixada em branco de propósito

4 SOFTWARE 3MURI

Atualmente, o panorama da construção em alvenaria, ou de reabilitação da mesma, requer máxima competência na concepção e cálculo de estruturas em áreas sísmicas. A S.T.A DATA oferece o projeto 3Muri, desenvolvido especificamente para alvenaria, para ajuda e apoio aos projetistas. O 3Muri pode ser utilizado para edifícios novos, bem como para edifícios históricos isolados ou agregados de qualquer dimensão, e a sua função é torná-los sólidos e seguros mesmo no caso de eventos sísmicos.

O 3Muri não é um software genérico de elementos finitos adaptado para estruturas de alvenaria, este é o resultado de investigação específica sobre estas estruturas e tira partido de todas as suas características para produzir cálculos seguros e fiáveis. Este é um software para análise de estruturas construídas em alvenaria e materiais mistos através de uma análise estática não linear (*pushover*). Os pontos fortes do 3Muri são o seu método inovador de cálculo (FME – *Frame by Macro Elements*), que é capaz de dar mais informações sobre o comportamento real da estrutura a ações sísmicas, e uma extrema simplicidade de utilização. O método FME considera apenas o comportamento das paredes de alvenaria no seu próprio plano (Lagomarsino et al., 2013), representando o comportamento das estruturas para o caso de o comportamento para fora do plano das paredes não ocorrer (resultando, por exemplo, de intervenções que tenham garantido boas ligações entre paredes exteriores e interiores e entre as paredes exteriores e os pisos).

A 3Muri foi criada por um projeto conjunto da S.T.A. DATA e do grupo de investigação liderado pelo Professor Sergio Lagomarsino, do departamento de Técnica de Construção da Universidade de Génova. Juntamente com outros especialistas (Eng.º Andrea Penna e o Eng.º Alessandro Galasco, do Eucentre de Pavia, e a Eng.ª Serena Cattari, da Universidade de Génova) finalizaram os aspetos teóricos da 3Muri através de experiências e análises de laboratório sobre estruturas reais. Esta colaboração continua garante um *software* sempre atualizado, completamente operacional e fiável para as exigências mais profissionais.

A versão do 3Muri disponibilizada pela S.T.A DATA é utilizada para realizar as análises não lineares considerando uma relação força–deslocamento bilinear para a caracterização dos elementos de alvenaria. No programa 3Muri o modelo tridimensional do edifício é obtido através da montagem de: 1) paredes modeladas como uma estrutura equivalente, e 2) diafragmas horizontais (pavimentos e telhado) modelados como elementos de membrana (Simões, 2018).

Quanto ao modelo numérico do 3Muri, este permite a consideração da não linearidade dos materiais do edifício em análise de modo a representar o comportamento da estrutura permitindo avaliar

o seu comportamento global perante a ação sísmica. Neste *software*, a modelação assenta na definição de um pórtico equivalente constituído por macroelementos ligados entre si por meio de elementos rígidos (ver secção 2.3). Este elementos rígidos foram estabelecidos com base na observação de vários casos anteriores, onde os edifícios de alvenaria não apresentavam fendilhação nestas zonas, pelo que se considerou estes elementos como indeformáveis (Catulo, 2015).

O método FME considera que o comportamento no plano das paredes de alvenaria, pode ser representando por um pórtico equivalente constituído por três tipos de macroelementos, nomeadamente: (i) nembos (*piers*), elementos verticais resistentes que suportam cargas verticais e horizontais; (ii) lintéis (*spandrels*), elementos horizontais situados entre duas aberturas alinhadas verticalmente; e (iii) elementos rígidos (*rigid elements*) confinados entre os nembos e lintéis (Silva, 2016).

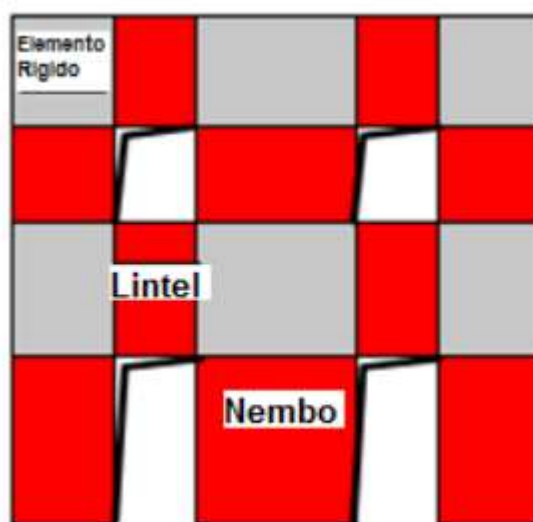


Figura 4-1 - Discretização dos macroelementos segundo o método FME (Silva, 2016)

Os nembos e lintéis representam os elementos estruturais com capacidade de deformação e onde se concentra o comportamento não-linear dos materiais. Esta caracterização derivou da observação de edifícios sujeitos à ação sísmica, registando-se fendas e modos de rotura nestes elementos (Lagomarsino et al., 2013). A restante parte não danificada é representada pelos elementos rígidos.

Na análise estática não linear, utilizando o programa de cálculo 3Muri, o comportamento não linear das paredes é ativado quando um dos esforços na extremidade dos elementos atinge o seu valor máximo limite estimado de acordo com um dos seguintes critérios de resistência de mecanismo de colapso no plano (Silva, 2016):

- (a) por flexão;
- (b) por corte com deslizamento;
- (c) por corte com fendilhação diagonal.

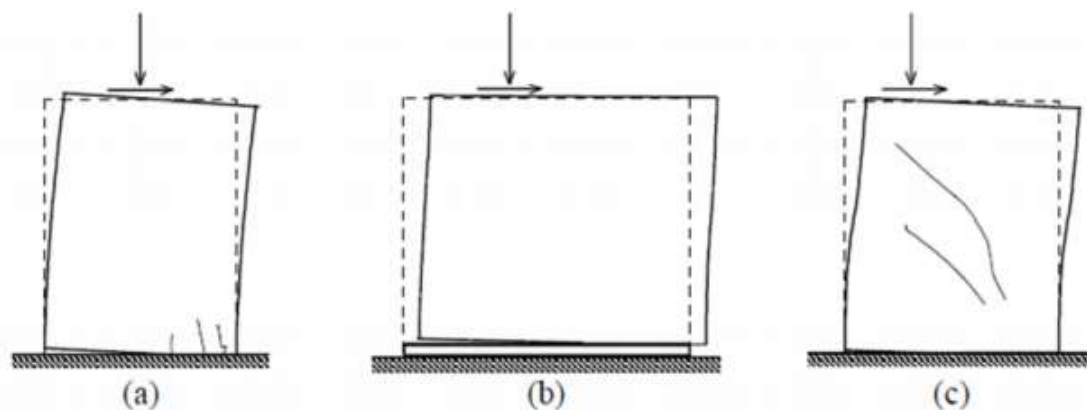


Figura 4-2 - Mecanismo de rotura no plano das paredes de alvenaria (Silva, 2016)

Os mecanismos de rotura podem acontecer de forma isolada ou conjunta, podendo ter dois mecanismos de colapso no plano: o mecanismo global, em que existe uma rotura progressiva de todos os lintéis numa fachada e posteriormente os nembos; e o mecanismo de piso (*soft story*) em que apenas existe a rotura dos nembos do piso térreo (Silva, 2016). Na Figura 4-3 apresentam-se os dois casos.

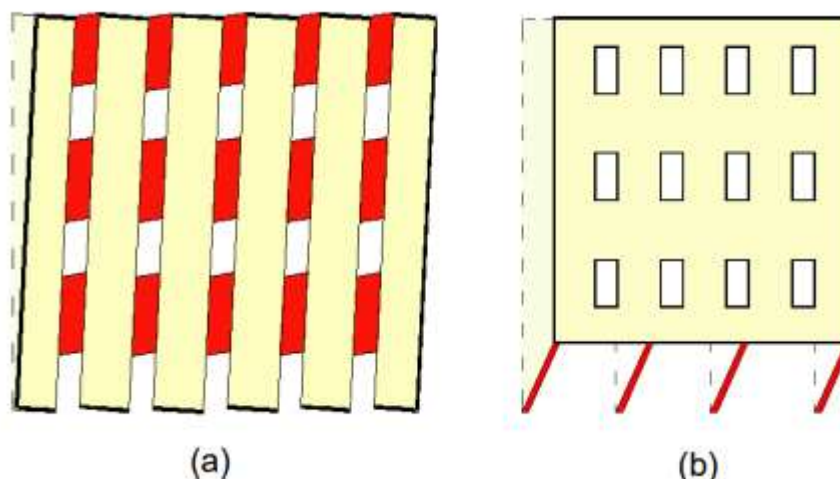


Figura 4-3 - Mecanismos de colapso no plano (a) global (b) *soft story* (Silva, 2016)

O *software* considera a resposta global e as componentes estruturais governadas pelo comportamento no plano, negligenciando a possível formação de mecanismos locais. É pois necessária uma análise local integradora, para a avaliação dos mecanismos locais.

A análise *pushover* realizada pelo *software* é uma análise estática não linear onde a carga é aplicada estaticamente e é aumentada passo a passo. A estrutura modelada é sujeita a um padrão de carga lateral estática representativa da força sísmica horizontal e a força total e/ou deslocamento é progressivamente aumentada. A resposta global inelástica, obtida para os diferentes estados limite, é descrita pela curva de capacidade que relaciona o deslocamento de um ponto da estrutura, que é monitorizado e tomado como nó de controlo de referência, e a força de corte global na base do edifício.

As verificações desta curva dependem do código que foi selecionado entre os disponíveis e os seus respetivos valores limite.

Para além da curva de capacidade (ou *pushover*) o *software* dá também informação sobre os padrões de dano das estruturas, oferecendo uma visão do comportamento de cada elemento de cada parede que compõe a estrutura em termos de nível de dano e por meio de representações visuais 2D e 3D.

Em caso de não verificação da análise, é necessário identificar as intervenções mais eficazes, pelo que o objetivo passa a ser o local, nas últimas etapas da análise, onde se atinge um decréscimo de 20% na resistência dos elementos mais danificados. As intervenções centrar-se-ão então principalmente nestes elementos a reforçar, considerando-os sempre como parte do todo, portanto sempre interagindo com os outros elementos ligados.

Para a utilização do 3Muri inicialmente devemos definir e selecionar qual a norma a ser adotada para a verificação de segurança, no caso da presente dissertação a norma é a NP EN 1998.

Na utilização do 3Muri temos de ter ciente que os valores definidos das características mecânicas, tanto para os materiais predefinidos como para aqueles que devem ser definidos pelo utilizador, referem-se a valores médios. O conceito de nível de conhecimento está presente apenas para a definição do material existente e serve para definir o fator de confiança que o programa aplicará à resistência média. A seguinte lista identifica cada parâmetro característico do material (S.T.A Data, n.d.):

E: Módulo de elasticidade

G: Módulo de distorção

w: peso específico

f_m : Resistência média à compressão

f_{vm0} : (Mohr-Coulomb) A resistência média ao corte sem esforço axial

f_{vim} : (Mohr-Coulomb) O limite de resistência ao corte (valor sugerido 2,2 N/mm²)

τ : (Turnsek e Cacovic) Resistência ao corte

f_i : Valor característico resistência á compressão

γ_m : Fator de segurança material

FC: Fator de confiança

$f_m, f_{vm0}, f_{vim}, \tau$: Os valores listados no formulário devem ser considerados NÃO reduzidos para a fator de confiança (CF), a redução será aplicada diretamente na fase de cálculo.

Tanto para materiais existentes como para materiais novos, pode-se decidir o tipo de modelo de resistência ao corte a utilizar:

- O critério de Turnsek e Cacovic representa um tipo de falha de corte diagonal e recomenda-se a sua utilização especialmente para as paredes existentes.
- O critério de Mohr-Coulomb representa um tipo de falha de tesoura deslizante e recomenda-se a sua utilização especialmente para alvenaria nova.

O valor característico da resistência à compressão é utilizado para realizar a verificação da estrutura às cargas verticais, e toma o valor de 70% do valor da resistência média à compressão. No entanto no caso de alvenaria existente feita de barro, faz sentido decidir adotar critério de Mohr-Coulomb a fim de examinar um critério de falha mais apropriado para o tipo de paredes examinadas (S.T.A Data, n.d.).

Os pavimentos são modelados através de elementos finitos de laje ortotrópicos com 3 ou 4 nós, cada um com dois graus de liberdade, que distribuem as ações horizontais entre paredes proporcionalmente à sua rigidez. A contribuição das cargas verticais distribuídas é feita em termos de massa nodal, e é calculada consoante o funcionamento da laje, definida pelo utilizador como unidirecional ou bidirecional. É possível definir a rigidez do pavimento, valor este que influencia a transmissão de cargas no seu plano.

A formulação tridimensional do programa baseia-se num sistema de coordenadas cartesiano global (X, Y, Z). As paredes são identificadas pelas coordenadas globais de um ponto de referência e o ângulo que o plano forma com o eixo X global, permitindo a modelação da parede como uma estrutura plana, cujos elementos se definem num sistema de coordenadas local (Lagomarsino et al., 2013) – Figura 4-4.

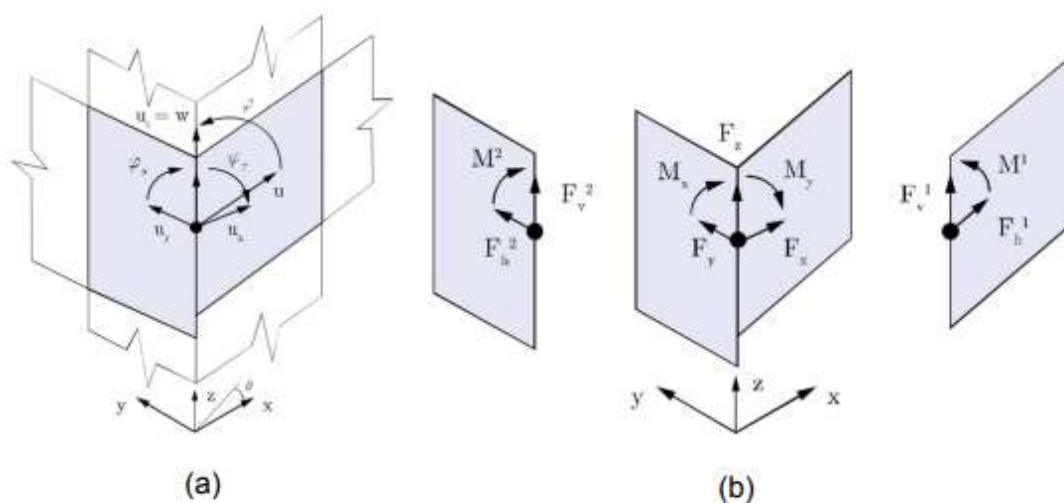


Figura 4-4 - Formulação tridimensional : (a) nó 3D; e (b) repartição da massa fora do plano (Gomes, 2017)

A Figura 4-5 ilustra as relações força-deformação assumidas para os painéis de alvenaria no programa 3Muri, baseadas em abordagens que pretendem descrever o comportamento não linear dos mesmos para os vários níveis de danos (ND1 – ligeiro, ND2 – moderado, ND3 – considerável, ND4 – próxima de rotura, ND5 - rotura) (Simões et al., 2014).

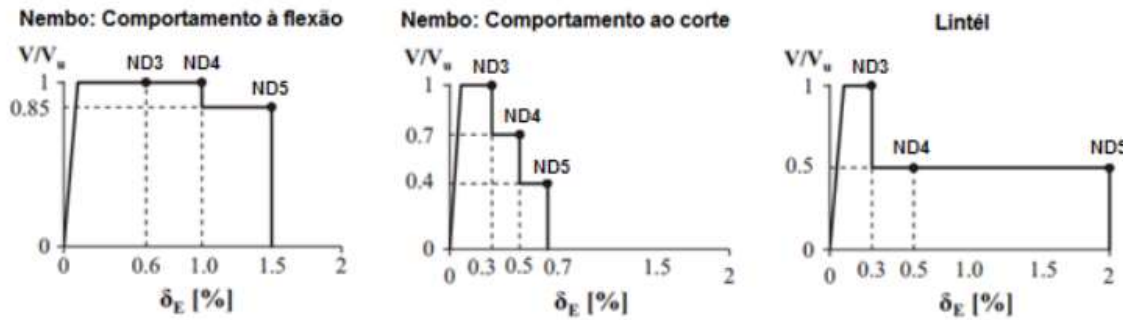


Figura 4-5– Leis constitutivas multilíneas força-deformação para nembos e lintéis. (Simões et al., 2014)

Segundo (Simões et al., 2014), cada nível de dano (ND) é definido em termos dos limites de *drift* (δE) e correspondentes decréscimos de força, consoante o tipo de macro elemento e mecanismo de rotura. Na Tabela 4-1 apresentam-se os critérios utilizados pelo programa 3Muri para a determinação dos valores últimos de flexão e corte, para os diversos macroelementos e possíveis mecanismos de rotura (Silva, 2016).

Tabela 4-1 - Critérios para esforços últimos utilizados no 3Muri.

Modo de Rotura		Macroelemento	Esforços últimos
Flexão		Nembo	$M_u = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{0,85f_c lt} \right)$
		Lintel	$M_u = \frac{hH'_p}{2} \left(1 - \frac{H'_p}{0,85f_{hu} ht} \right)$
Corte	Com deslizamento	Nembo	$V_u = l'tf_t + \mu N$
		Lintel	$V_u = htf_t$
	Com fendilhação	Nembo/Lintel	$V_u = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_0 lt}}$

Em que:

h – altura do elemento;

l – largura do elemento;

t – espessura do elemento;

M_u – momento fletor;

V_u – esforço transversal último;

N – esforço axial;

f_c – resistência à compressão do elemento de alvenaria;

H'_p – valor máximo entre o esforço axial (N) actante no macro elemento e H_p ;

H_p – menor valor entre a força resistente à tração dos elementos acoplados ao lintel e $0,4f_{hu}ht$;

f_{hu} – resistência à compressão do elemento de alvenaria na direção horizontal do lintel;

l' - comprimento da secção comprimida;

f_t – resistência ao corte do elemento de alvenaria (coesão);

μ – coeficiente de atrito;

τ_o – tensão de corte no elemento de alvenaria;

b – coeficiente de esbelteza.

É de salientar que o 3Muri também oferece ferramentas de modelação de reforços com *fiber reinforced polymers* (FRP), o que permite uma verificação de segurança e um possível reforço da estrutura em estudo.

O 3Muri é uma ferramenta eficiente na análise não linear para o cálculo sísmico de estruturas de alvenaria, sendo que permite representar a resposta não linear global do edifício e dos diferentes elementos estruturais com a utilização de baixos recursos computacionais. Mas infelizmente apresenta vários aspetos limitadores. A versão comercial apresenta uma interface intuitiva, permitindo uma modelação do edifício a partir de uma planta de alinhamentos verticais previamente importada, sendo a estrutura modelada e definida com base na configuração da planta. A flexibilidade nas operações é bastante reduzida, considerando que todos os elementos são introduzidos um a um, em cada alinhamento e em cada piso, o que torna o processo moroso. A definição do modelo é condicionada pelas limitações das operações de movimentação. Embora seja possível copiar pisos inteiros, em altura, as propriedades dos elementos não são possíveis copiar, tendo que ser previamente definidas.

Esta página é deixada em branco de propósito

5 CASO DE ESTUDO

O edifício do caso de estudo foi definido com base na literatura, procedendo-se a alguns pequenos ajustes na planta e no alçado para simplificar a sua modelação e análise. Este edifício encontra-se localizado na região de Lisboa, contruído por volta dos anos 20 sobre um terreno do tipo B, e destinado a fins habitacionais. Tem 5 pisos, com 2 apartamentos por piso, e uma área de implantação de 10x18 m². No anexo A encontra-se a geometria detalhada.

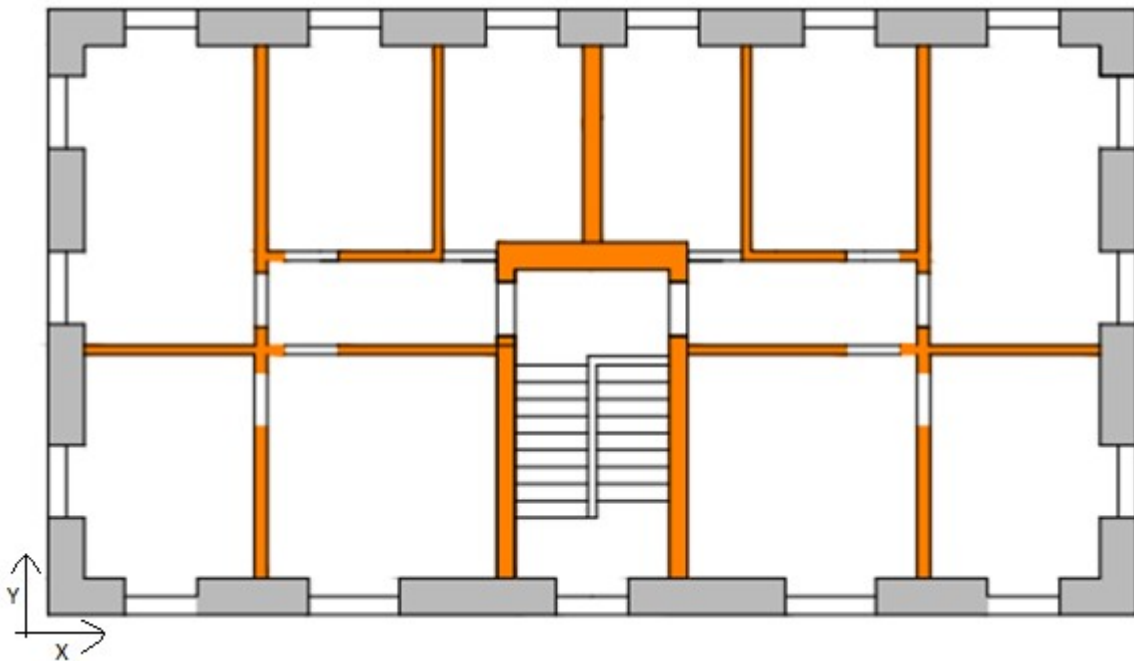


Figura 5-1 – Planta geral do edifício

As paredes exteriores do edifício são em pedra, com uma espessura de 60 cm na base e diminuindo ao longo da altura até 40 cm no último piso, enquanto as paredes interiores, em tijolo maciço, têm espessura constante em altura, umas com 30 cm, outras com 20cm e outras ainda com 15 cm, consoante a sua localização em planta. As juntas na alvenaria são de argamassa, e a altura de cada piso é de 3 metros. Quanto aos pavimentos, estes são em madeira, com uma espessura de soalho de 2,5 cm, e as vigas com 15x7,5 cm² espaçadas de 45 cm entre faces. As vigas encontram-se bem ligadas às paredes, mas o soalho não se encontra ligado. As propriedades mecânicas dos materiais do edifício foram escolhidas a partir de referências bibliográficas, nomeadamente das normas italianas, no documento (Candeias et al., 2020) e na literatura onde são apresentados resultados de ensaios realizados com materiais da mesma época que o caso de estudo (Gomes, 2017). Na tabela seguinte apresentam-se os valores adotados para as várias propriedades.

Tabela 5-1 - Propriedades dos materiais

	Espessura (cm)	Modulo de Elasticidade E (Gpa)	Modulo de Distroção G (Gpa)	Resistencia á Compressão - f_m (Mpa)	Resistencia ao Corte - τ (Mpa)	Peso Volumico (kN/m ³)	η (%)
Parede de Pedra	0,6 (Piso 0-2)	1,02	0,34	2,19	0,51	20,00	5
	0,5 (Piso 2-4)						
	0,4 (Piso 4-5)						
Parede de Tijolo	30 ou 15 e constante em altura	2,95	0,82	3,20	0,12	11,00	5
Piso de Madeira	30	12,00	0,75	0,40	6,90	5,80	5

Para este tipo de estruturas deve ser realizada uma análise não linear, e como referido no capítulo 3, devendo-se obter um nível de conhecimento KL2 ou superior. Neste caso de estudo é assumido um nível de conhecimento KL2. Para obter um nível superior, deveriam ser realizados mais ensaios para conhecer as propriedades dos materiais, e investigar melhor as disposições construtivas.

5.1 Definição do modelo numérico

Com a geometria do edifício bem definida pode proceder-se à sua modelação no programa 3Muri. O programa permite desenhar os alinhamentos correspondentes às paredes sobre uma imagem da planta do edifício, passando-se posteriormente a definir os elementos estruturais. Nesta altura devemos definir os materiais a ser utilizados, sendo que neste caso de estudo foram definidos 3 materiais, com os nomes de madeira, pedra e tijolo, dado que são os 3 materiais presentes no edifício. Esta definição passa por introduzir os valores das características mecânicas dos materiais, referidos anteriormente neste capítulo.

Em seguida, define-se a espessura das paredes e o material de cada alinhamento, bem como a altura do piso. As aberturas, que correspondem às janelas e portas, só podem ser modeladas numa parede já definida. Estas são bastante fáceis de modelar, bastando definir a altura a que se encontram relativamente ao pavimento, que no caso das portas toma o valor de zero, e a altura da janela ou porta. No presente caso de estudo, todas as aberturas têm uma soma das duas alturas igual a 240 cm.

Quanto ao pavimento, este foi dividido em 13 partes, sendo algumas na direção X e outras na direção Y, como se mostra no anexo A. Pode-se então replicar o piso térreo tantas vezes quanto necessário, primeiro duas vezes, alterando a espessura das paredes exteriores no piso 3, e voltando a duplicar mais duas vezes e alterando a espessura das paredes exteriores do piso 5. Posto isto, é

Caso de estudo

necessário modelar a cobertura, esta em 4 águas e uma cumieira na direção X, que no presente caso de estudo é de madeira com telhas de cerâmica. Consultando as tabelas técnicas e o Eurocódigo 0, construiu-se a seguinte tabela de cargas a aplicar, e os coeficientes a aplicar à ação de sobrecarga são $\varphi_0 = 0,7$; $\varphi_1 = 0,5$ e $\varphi_2 = 0,3$.

Tabela 5-2 - Cargas da estrutura

Elemento	Cargas Permanentes (Peso Próprio + restantes cargas permanentes) (kN/m ²)	Sobrecarga (kN/m ²)
Pavimento	0,9+0,6=1,5	2
Escadas	1,5	2
Cobertura	1,5	0

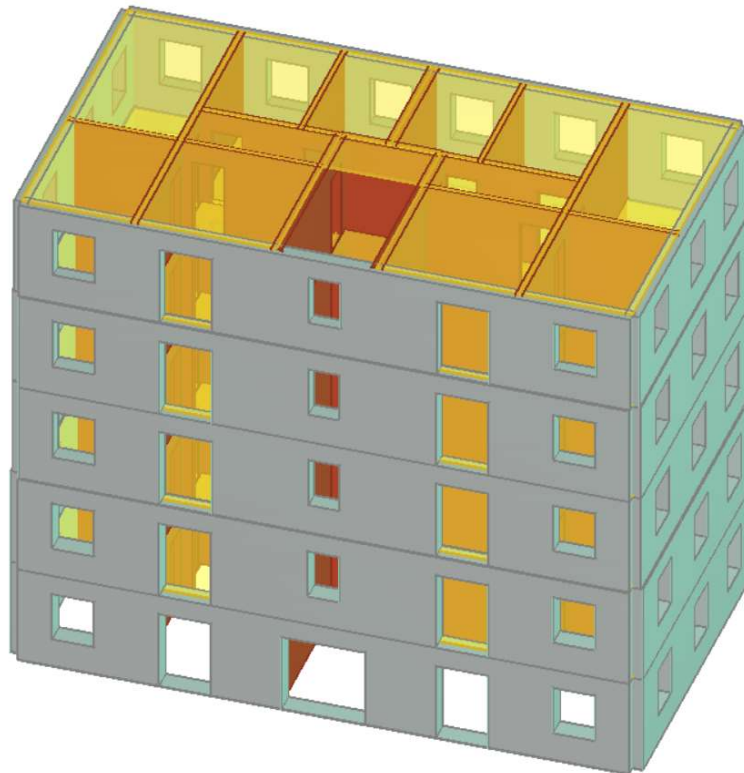


Figura 5-2 – Vista em perspectiva do modelo numérico 3D

5.2 Validação do modelo numérico

Com a estrutura modelada e os modos de vibração calculados podemos então proceder a uma verificação da estrutura às cargas verticais e validação do modelo. Esta validação pretende garantir que o comportamento do edifício face à ação sísmica é simulado de maneira realista. O critério de validação

consiste na comparação da massa obtida na análise modal com a massa do edifício calculada manualmente. Recorre-se aqui à funcionalidade do 3Muri de verificação vertical estática, onde se pode ver as forças máximas em cada uma das paredes e verificar se alguma delas não se encontra em segurança. Na Figura 5-3 pode-se observar que todas as paredes se encontram em segurança. Para a verificação de segurança foi somada a massa de cada modo de vibração em cada direção e dividida pela sua percentagem acumulada. A massa total do edifício foi calculada tendo em conta as dimensões de cada elemento estrutural bem como os respetivos pesos volúnicos, obtendo assim uma aproximação rigorosa. Na Tabela 5-3 são apresentados os valores obtidos bem como o erro associado.

Wall	Failed piers	Ned/NRd Max	hef/tef Max
8	0	0,91	14,55
2	0	0,77	7,05
3	0	0,60	7,50
4	0	0,77	7,05
5	0	0,87	14,55
6	0	0,95	19,40
1	0	0,66	7,05
7	0	0,87	14,55
9	0	0,65	9,70
10	0	0,65	9,70
11	0	0,95	19,40
12	0	0,75	19,40
13	0	0,76	19,40
14	0	0,50	9,70

Figura 5-3 - Verificação vertical

Tabela 5-3 - Verificação de segurança

Volume (m ³)		Massa de cada elemento (kg)	Massa do modelo (kg)	Comparação (ton)	
Paredes de Pedra	359,68	733540,87	1089303	Edifício	1083,97
Paredes de Tijolo	183,88	337505,09		Modelo	1089,3
Lajes	21,85	12922,86		Erro %	0,5

Como o erro obtido é pequeno, pode-se considerar que o modelo está validado e assim avançar com os passos que se seguem. Se esta percentagem de erro fosse bastante superior era necessária uma

avaliação dos passos seguidos na modelação e apenas validar o modelo quando a percentagem de erro fosse pequena.

5.3 Análise modal

Na análise modal é calculado um número suficientemente elevado de modos de vibração tendo em vista a avaliação sísmica que será realizada com um perfil de forças dado pelos modos de vibração correspondentes a mais de 90% da massa. Neste caso de estudo procedeu-se ao cálculo de 440 modos de vibração indicados pelo programa, e escolheram-se os modos em que a soma cumulativa das massas modais corresponde a 90% ou mais da massa da estrutura. Na Tabela 5-4 são apresentados os 10 primeiros modos de vibração, sendo que os mais relevantes para as análises subsequentes são o primeiro, segundo, terceiro, sexto e sétimo. O segundo e o sétimo modos de vibração são na direção Y enquanto os restantes são na direção X. Na Figura 5-4 está representada a evolução das massas acumuladas em função da frequência de vibração do modo respetivo.

Tabela 5-4 – Características dos primeiros 10 de vibração

Modo	Frequência (Hz)	Mx(%)	Mx acum. (%)	My(%)	My acum. (%)	Configuração modal
1	2,33	74,9	74,9	0,0	0,0	Modo fundamental da direção X com alguma rotação
2	2,50	0,0	74,9	75,9	75,9	Modo fundamental da direção Y
3	2,70	5,8	80,7	0,0	75,9	Modo fundamental de torção com alguma translação em X
4	5,56	0,0	80,7	0,0	75,9	
5	6,25	0,0	80,7	0,3	76,2	
6	6,67	12,1	92,8	0,0	76,2	Modo de vibração da direção X com torção na parte inferior

7	7,69	0,0	92,8	16,5	92,7	Modo de vibração da direção Y
8	7,69	0,7	93,6	0,0	92,7	
9	8,33	0,0	93,6	0,0	92,7	
10	9,09	0,4	94,0	0,0	92,7	

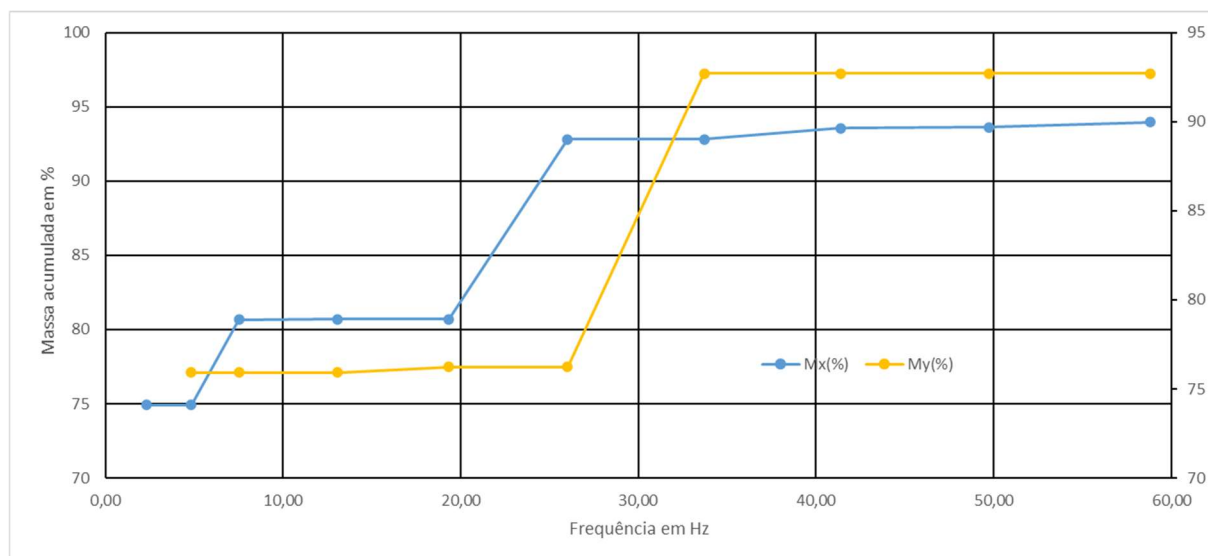


Figura 5-4 - Evolução da massa modal acumulada em função da frequência

São agora apresentadas imagens da planta e dos dois alçados na direção do modo correspondente, ou seja, paredes WX1 e WX5 na direção X e paredes WY1 e WY9 na direção Y. A configuração das paredes encontra-se no Anexo B.

No primeiro modo de vibração observa-se uma translação na direção X e uma pequena rotação no sentido dos ponteiros de relógio, analisando os alçados presentes na Figura 5-5 verifica-se que a massa se desloca toda para o mesmo lado, sendo este o primeiro modo, ou modo fundamental, na direção X. Quanto ao segundo modo de vibração, observa-se na planta apenas uma translação na direção Y e nos alçados da Figura 5-6 que a massa da estrutura se desloca toda para o mesmo lado, sendo este também um modo fundamental, mas agora na direção Y. Na Figura 5-7 é possível notar uma rotação no sentido anti-horário e nos alçados que a massa é deslocada em sentidos opostos, sendo este um modo fundamental de torção com alguma translação em X. Observado a Figura 5-8 pode-se afirmar que a planta sofre uma translação na direção X e uma pequena rotação da parte inferior da mesma, enquanto nos alçados vê-se que a massa em cada um deles se desloca parte para um lado e parte para o outro mas de forma diferente nos dois alçados, sendo este um modo de vibração na direção X. Por fim, no sétimo modo de vibração, observa-se na planta uma translação na direção Y e nos alçados que a massa

Caso de estudo

se desloca em sentidos opostos nos dois alçados, assim pode-se dizer que estamos perante um modo de vibração na direção Y.

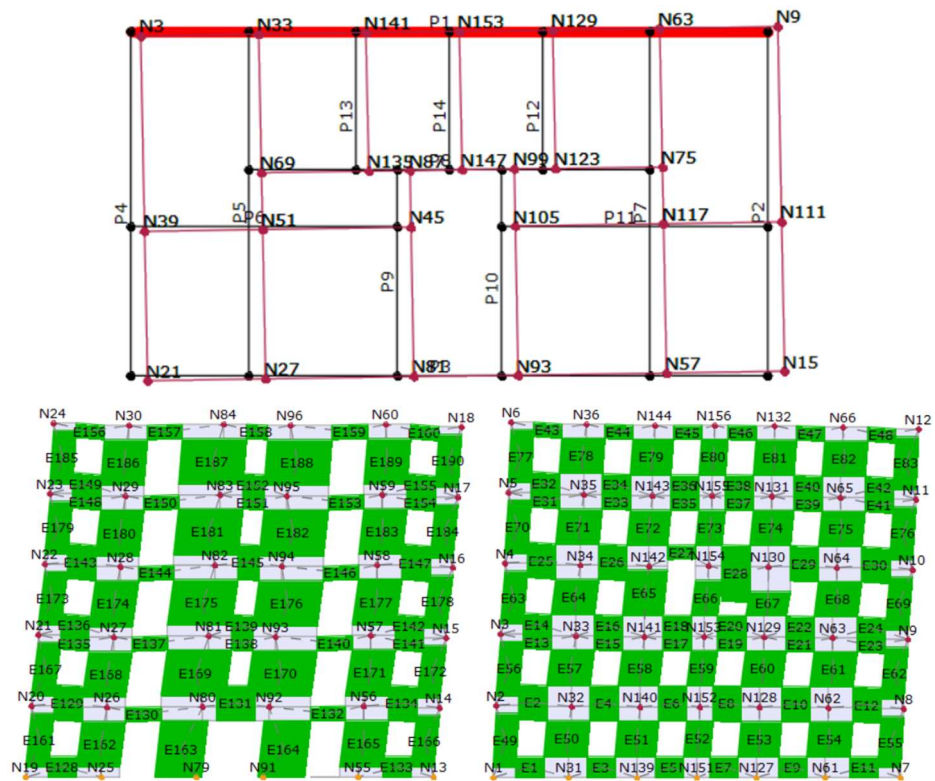


Figura 5-5 - Primeiro modo de vibração: Planta e alçados das paredes WX5 e WX1

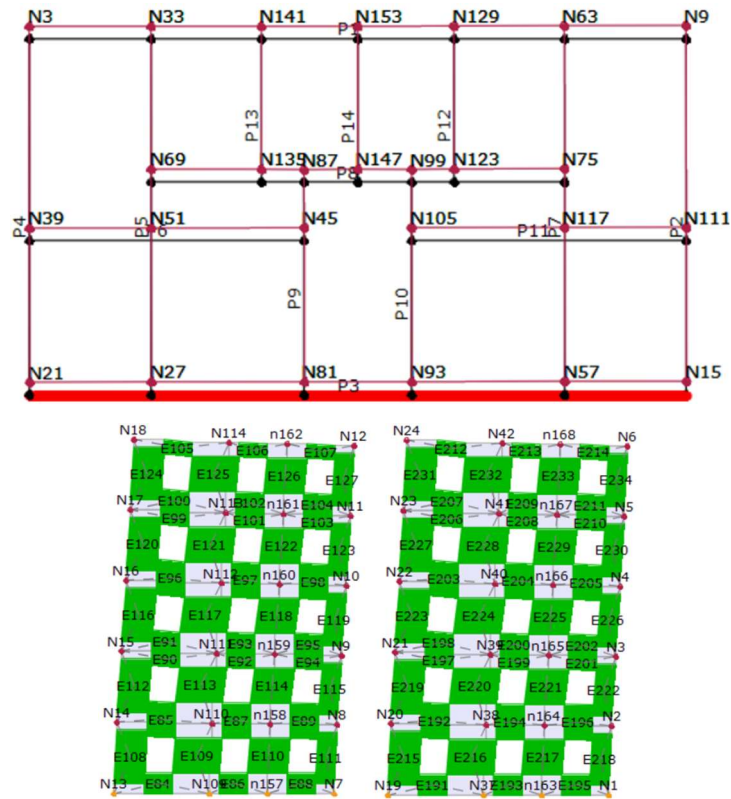


Figura 5-6 - Segundo modo de vibração: Planta e alçados das paredes WY1 e WY9

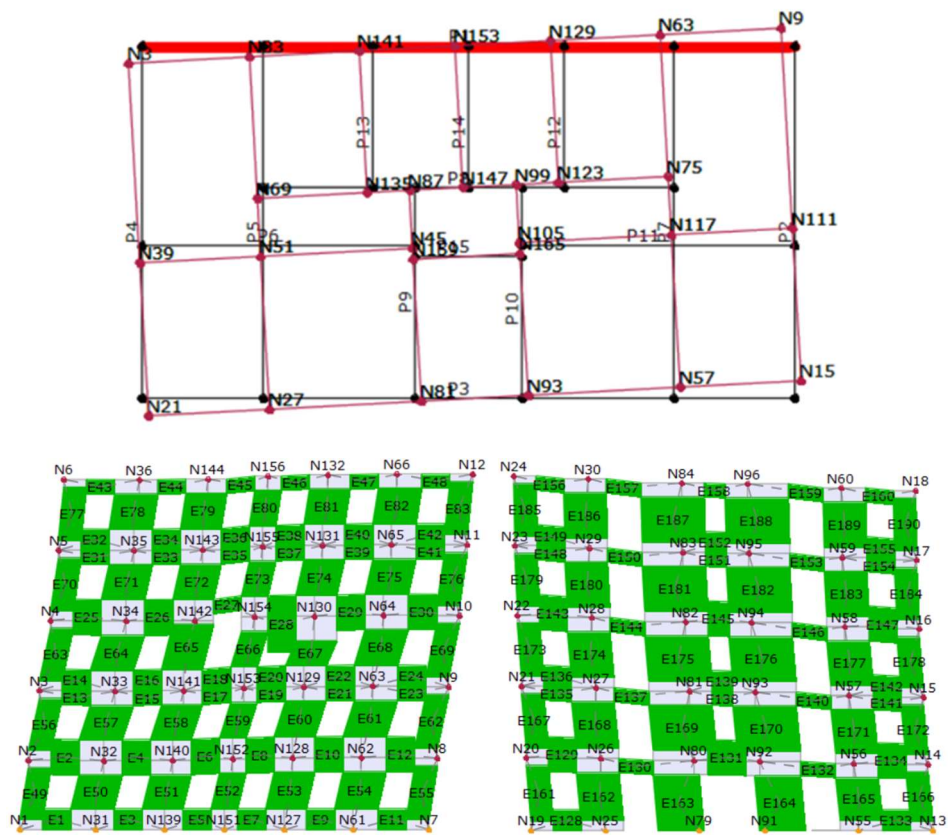


Figura 5-7- Terceiro modo de vibração: Planta e alçados das paredes WX1 e WX5

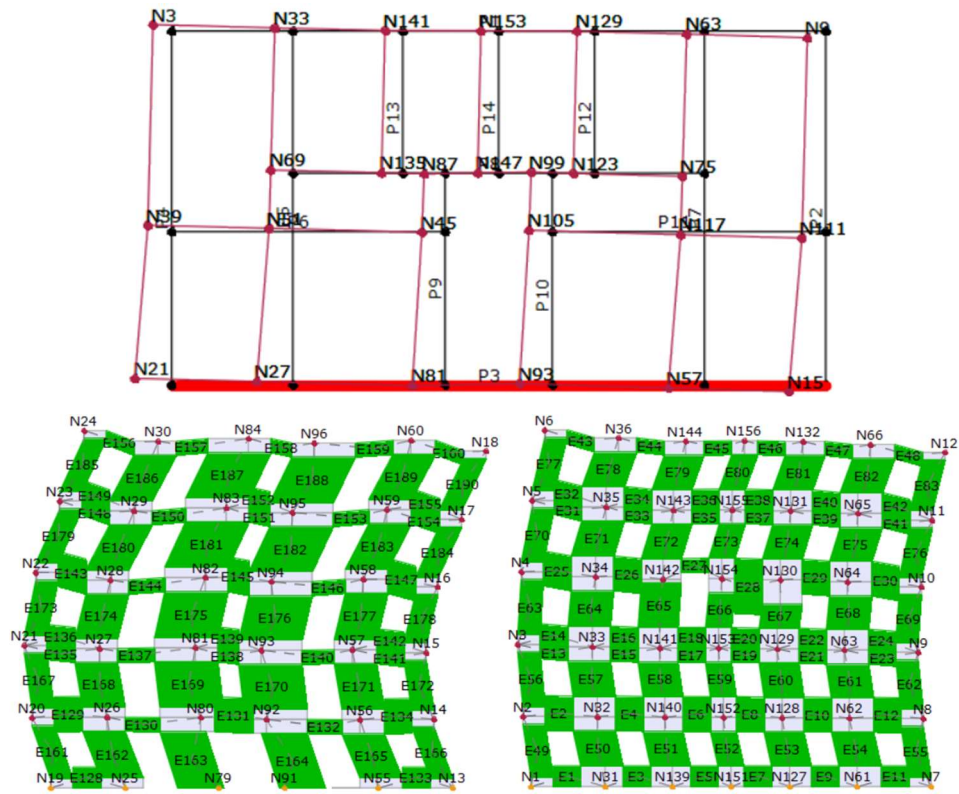


Figura 5-8 – Sexto modo de vibração: Planta e alçados das paredes WX5 e WX1

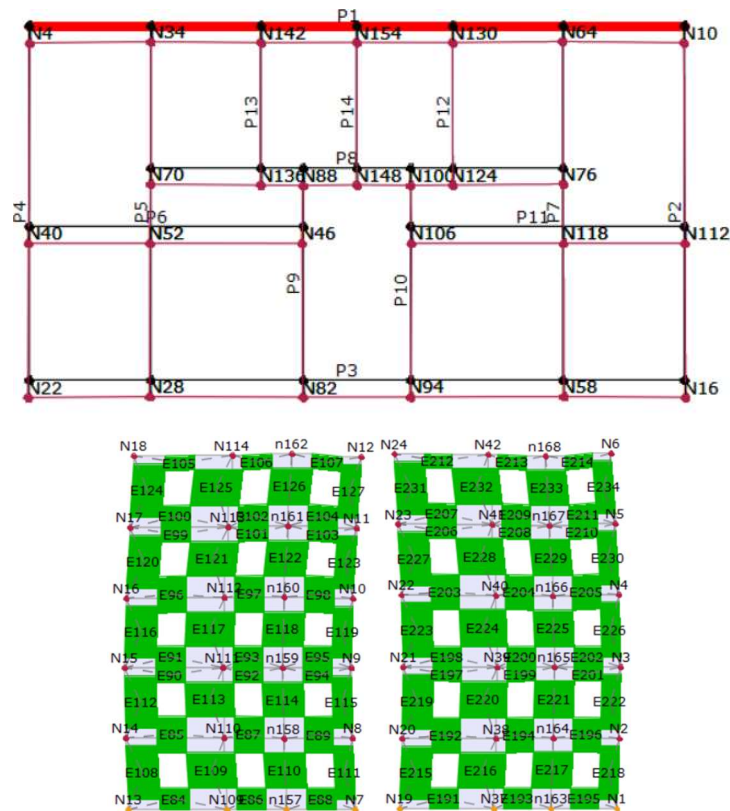


Figura 5-9 - Sétimo modo de vibração: Plantas e alçados das paredes WY9 e WY1

5.4 Curvas de Capacidade

As curvas de capacidade são definidas aplicando um incremento de forças estáticas laterais à estrutura e registrando o esforço transversal na base e o deslocamento de um ponto no topo da estrutura, sendo este o nó de controlo normalmente localizado no centro de massa da estrutura para pavimentos flexíveis como no presente edifício. Estas curvas pretendem assim descrever a resposta não linear da estrutura, bem como a sua resistência, rigidez e ductilidade (Silva, 2016).

Geralmente o traçado das curvas de capacidade pode ser dividido em três fases. A primeira corresponde a um comportamento elástico linear, enquanto a segunda tem início quando os primeiros elementos estruturais começam a danificar-se e observa-se um decréscimo da rigidez da estrutura até atingir a sua resistência máxima (força máxima), podendo em seguida registar-se uma descida da força para deslocamentos superiores. Por fim, a terceira fase inicia-se quando se atinge o deslocamento último da estrutura (Silva, 2016). Este deslocamento é estabelecido quando o valor máximo da força basal apresenta uma redução de 30 %, relativamente ao máximo, na fase não linear ou quando se regista a ocorrência de um mecanismo de colapso parcial, através de uma queda abrupta do traçado na fase não linear. Segundo o EC8 parte 1 e parte 3 (IPQ, 2010) a redução seria apenas de 20% e não de 30%, esta alteração foi realizada apenas para a obtenção das curvas de capacidade sendo que a avaliação da estrutura será realizada considerando o deslocamento último aquele para o qual se observa uma redução da força de 20%.

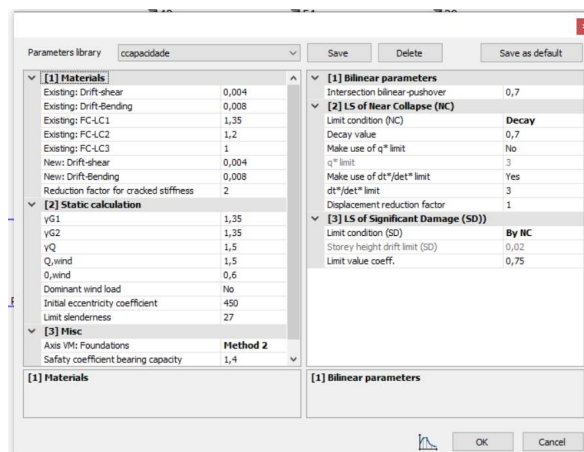


Figura 5-10 - Alteração da definição de deslocamento último (redução de 20% para 30% da força máxima)

Para a determinação das curvas de capacidade foram considerados 4 perfis de distribuição vertical de forças. O primeiro é um perfil onde as cargas são aplicadas uniformemente, denominado de uniforme. No segundo as cargas são aplicadas de forma triangular, sendo este o perfil triangular. O terceiro perfil

Caso de estudo

corresponde ao modo fundamental, onde a distribuição de cargas está relacionada com os modos fundamentais na direção X e Y (modo 1 e 2 da Tabela 5-4). O quarto, e último, é designado multi-modal, sendo este um perfil onde a distribuição de forças corresponde aos modos de vibração mais importantes, aqueles em que a soma das massas mobilizadas é superior a 90%, que são o primeiro, terceiro e sexto na direção X e segundo e sétimo na direção Y, apresentados no subcapítulo 5.3.

O 3Muri utiliza um critério de paragem em que o último ponto apresentado é o ponto antes de atingir a redução da força acima referida, sendo que o mesmo produz um ficheiro de texto onde o último valor apresentado já corresponde ao valor depois de atingir a redução referida.

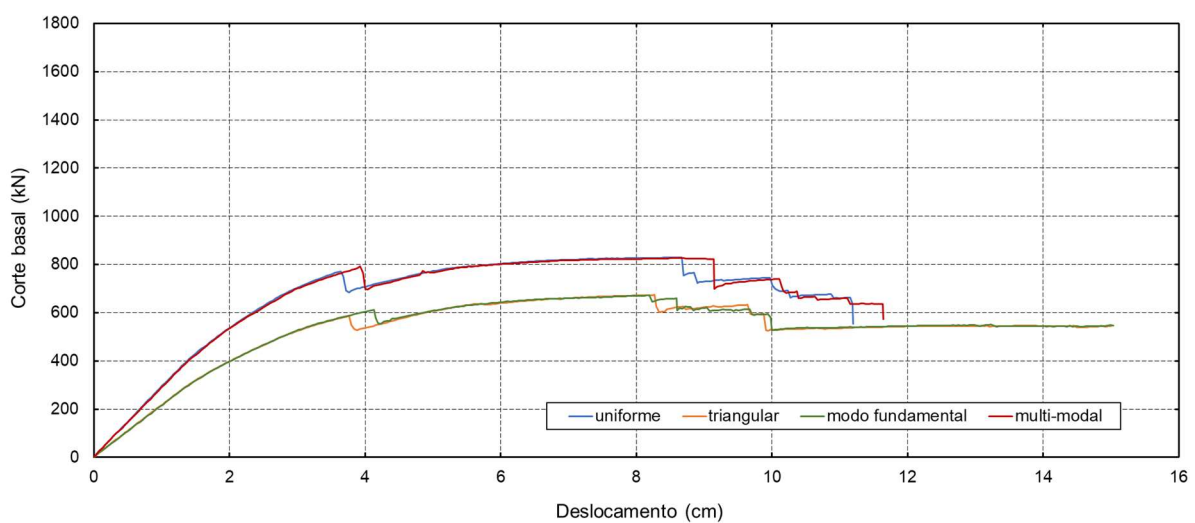


Figura 5-11 - Curvas de capacidade no sentido positivo da direção X



Figura 5-12- Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção X sentido positivo

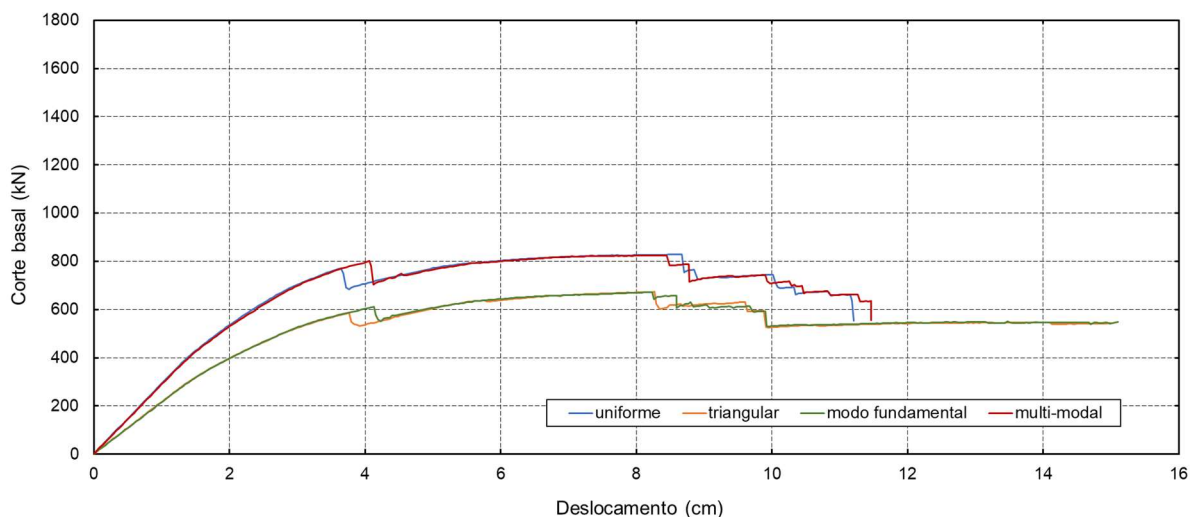


Figura 5-13- Curvas de capacidade no sentido negativo da direção X

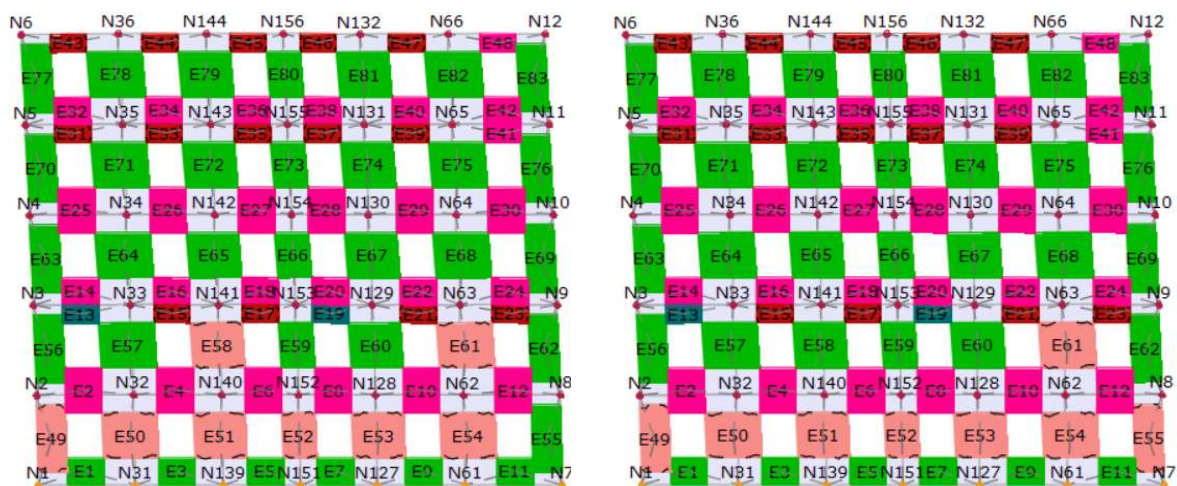


Figura 5-14- Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção X e sentido negativo

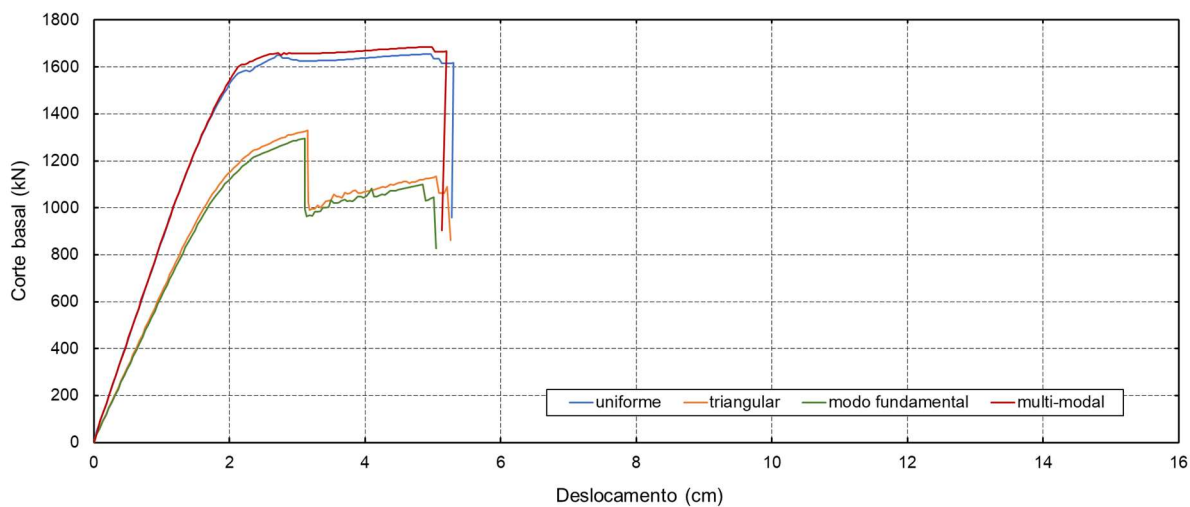


Figura 5-15- Curvas de capacidade no sentido positivo da direção Y

Caso de estudo

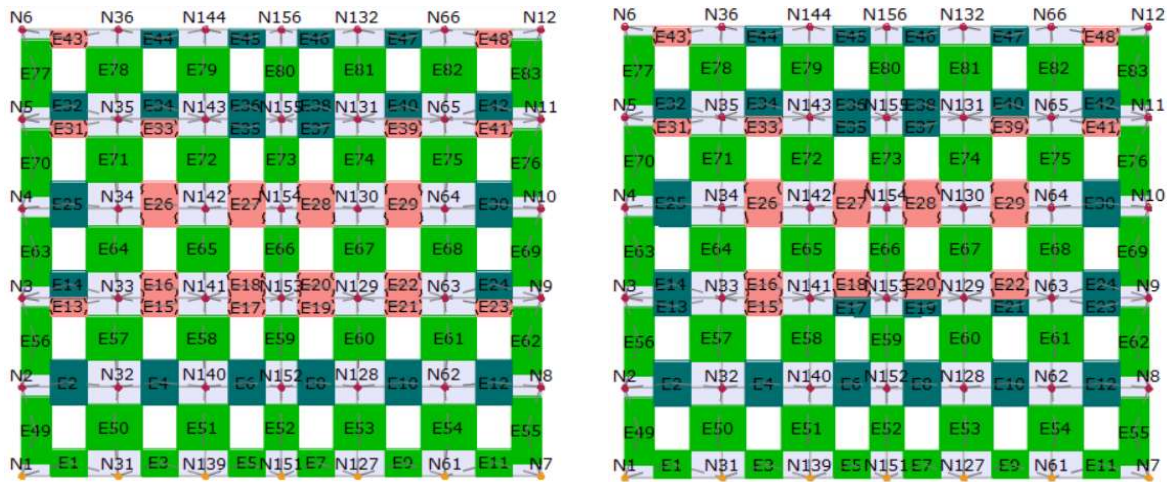


Figura 5-16- Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção Y e sentido positivo

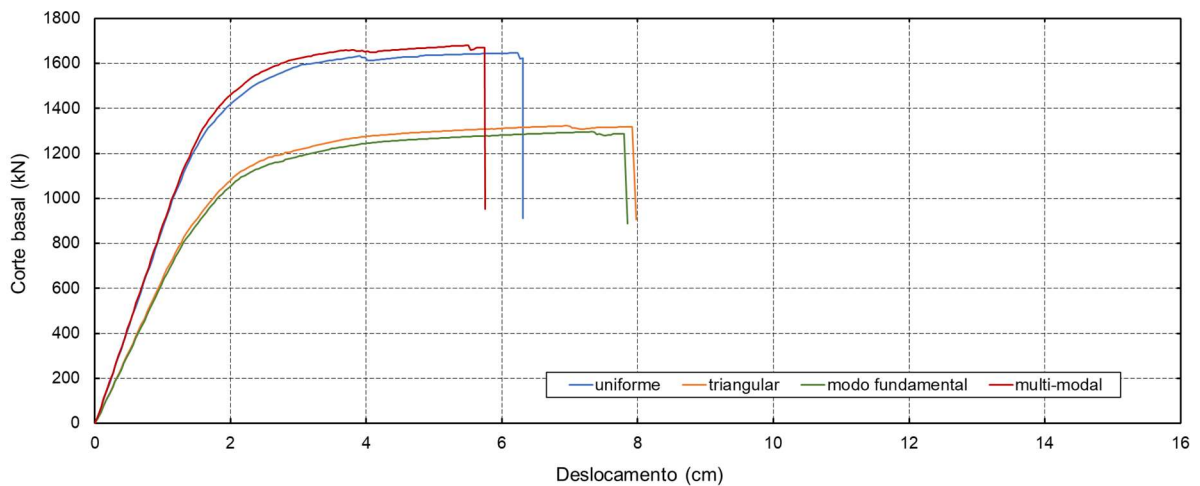


Figura 5-17- Curvas de capacidade no sentido negativo da direção Y

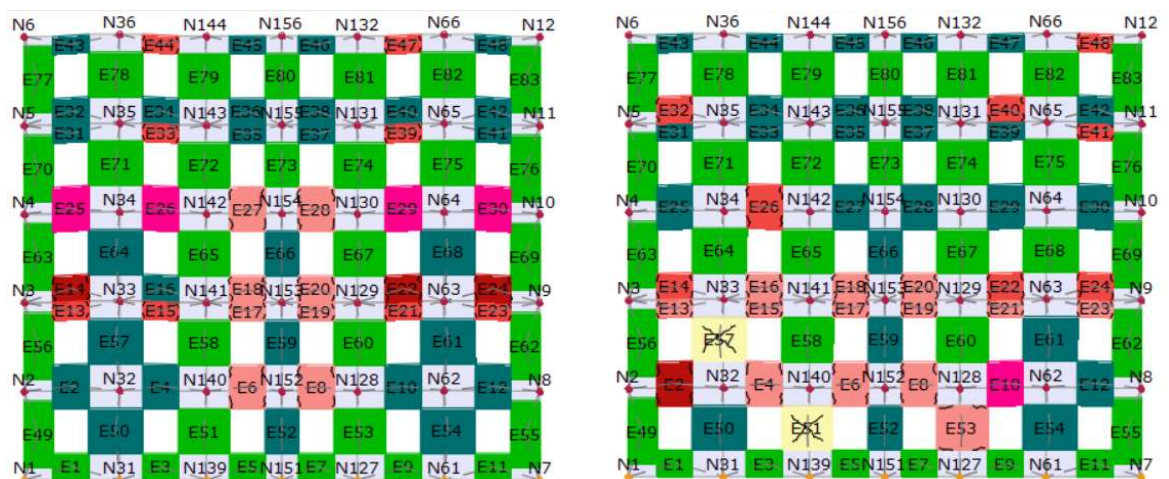


Figura 5-18 – Distribuição de danos na parede WX1 para a força máxima, distribuição uniforme (à esquerda) e modo fundamental (à direita) na direção Y e sentido negativo

Ao observar as curvas de capacidade constata-se que a curva multi-modal apresenta uma maior capacidade em força do que a curva do modo fundamental, isto devido ao facto que o modo fundamental mobilizar muito menos massa que o multi-modal. Constata-se igualmente que a curva de capacidade multi-modal é bastante parecida com a uniforme, devendo-se isto ao facto de a multi-modal mobilizar mais de 90% da massa da estrutura. É de notar também que as curvas na direção X atingem aproximadamente a mesma força e o mesmo deslocamento, bem como as curvas na direção Y.

O peso do edifício é aproximadamente 11223 kN. Na direção X, sentido positivo, o corte basal corresponde a 7,22% do peso da estrutura, enquanto para o sentido negativo é de 7,23%. Para a direção Y o corte basal é de 14,90% e de 14,32% para o sentido positivo e negativo, respetivamente. Os deslocamentos máximos expressos em percentagem da altura do edifício, que é de 15 metros, são de 1,05 % na direção X e na direção Y de 0,38% para o sentido positivo e de 0,56% no sentido negativo.

Ao analisar as curvas de capacidade pode-se dizer que estas estão agrupadas em dois pares: i) o primeiro em que a uniforme e a multi-modal são bastante semelhantes, uma vez que ambas mobilizam uma quantidade idêntica de massa do edifício; e ii) um segundo em que a triangular e o modo fundamental se aproximam bastante, tendo uma quantidade significativa de pontos coincidentes principalmente na direção X, o que é de esperar uma vez que o perfil triangular simula é as forças do primeiro modo de vibração. O Eurocódigo 8 parte 3 define que se devem aplicar pelo menos duas distribuições de forças laterais, uma baseada em forças proporcionais à massa, independentemente da altura, e outra proporcional ao modo de vibração fundamental, designada distribuição modal.

5.5 Definição da ação sísmica

Como referido no capítulo 3 devemos recorrer ao Eurocódigo 8 parte 1, para definir a ação sísmica. O valor de referência da aceleração máxima na base a_g encontra-se definido no anexo nacional e tem o valor de 1,5 m/s² para a ação sísmica tipo 1 e de 1,7 m/s² para a ação sísmica tipo 2. Estes valores devem ser multiplicados pelos valores apresentados no quadro NA.I do Eurocódigo 8 parte 3. Os resultados finais da aceleração de pico regulamentar, a_g , para os dois tipos de ações são os apresentados na Tabela 5-5.

Tabela 5-5 - Valores da aceleração de pico regulamentar (a_g)

Estado limite	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2
Colapso iminente (NC)	2,43	2,26

Caso de estudo

Danos severos (SD)	1,13	1,43
Limitação de danos (DL)	0,44	0,80

Uma vez que o 3Muri assume por defeito os parâmetros do espectro de resposta e não permite a alteração dos mesmos, é necessário o cálculo dos espectros de resposta e introdução dos mesmos no software, algo que o mesmo permite fazer. Com a aceleração de pico calculada acima e as equações 3-1 a 3-4, bem como os parâmetros definidos na tabela N.A-3.2, é possível assim desenhar os espectros de resposta.

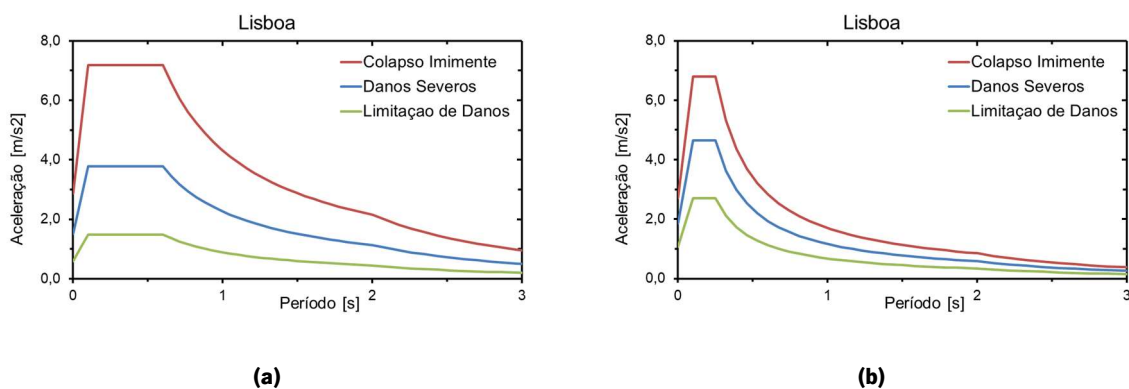


Figura 5-19 - Espectros de resposta para Lisboa: (a) Ação tipo 1, (b) Ação tipo 2

5.6 Avaliação regulamentar do edifício

Após a introdução de todos os dados no *software* é possível fazer a avaliação do edifício, a avaliação esta que é realizada para uma análise no plano da estrutura. Posteriormente será realizada uma análise para fora do plano.

Na Figura 5-20 podemos ver um exemplo de uma curva bilinear, cujo traçado numa fase inicial é linear, passando por um ponto de referência que corresponde a 70% da força máxima, e posteriormente é feito um equilíbrio das áreas acima (verde) e abaixo (azul) da curva original, sendo esta a forma como a norma italiana (NTC, 2018) calcula a curva bilinear, diferente da proposta no EC8 parte 3.

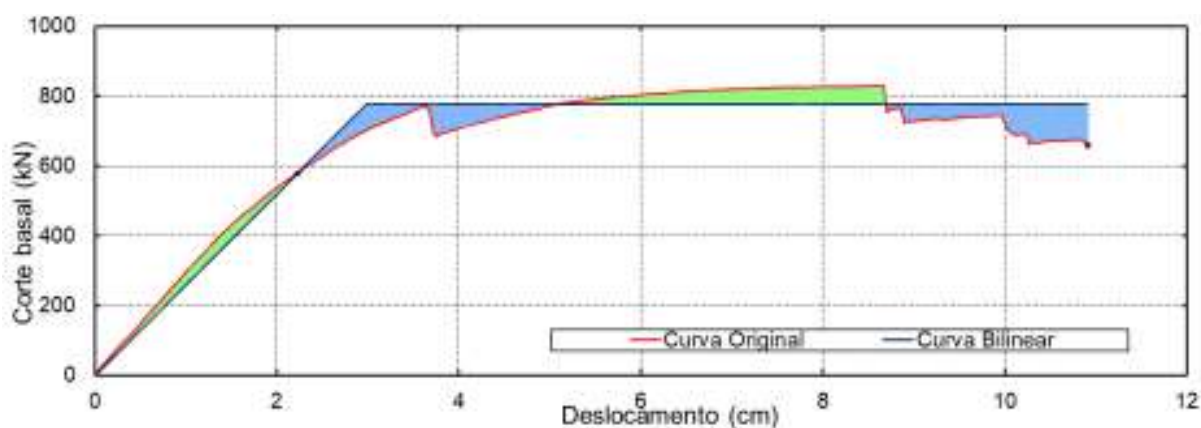


Figura 5-20 - Curva bilinear

Os resultados obtidos da avaliação do edifício serão apresentados através de um coeficiente que representa a capacidade do edifício a dividir pela exigência da ação sísmica em termos de deslocamento lateral do nó de controlo. Este coeficiente é acima de 1 quando a capacidade é superior à exigência. Na Figura 5-21 pode-se observar a localização das capacidades (dm) e das exigências (dt) para um perfil de carga, sem excentricidade, num sentido e direção.

Estes coeficientes nem sempre representam uma capacidade em que o valor máximo da força basal sofre uma redução de 20%, uma vez que o programa apesar de calcular o ponto abaixo desta redução já não o apresenta nem o considera para a capacidade da estrutura. Na direção X esta redução encontra-se entre os 15% e os 20%, já na direção Y observa-se uma redução muito inferior, em vários casos apenas de 1%, neste caso a capacidade é estabelecida através de uma queda abrupta no traçado da curva.

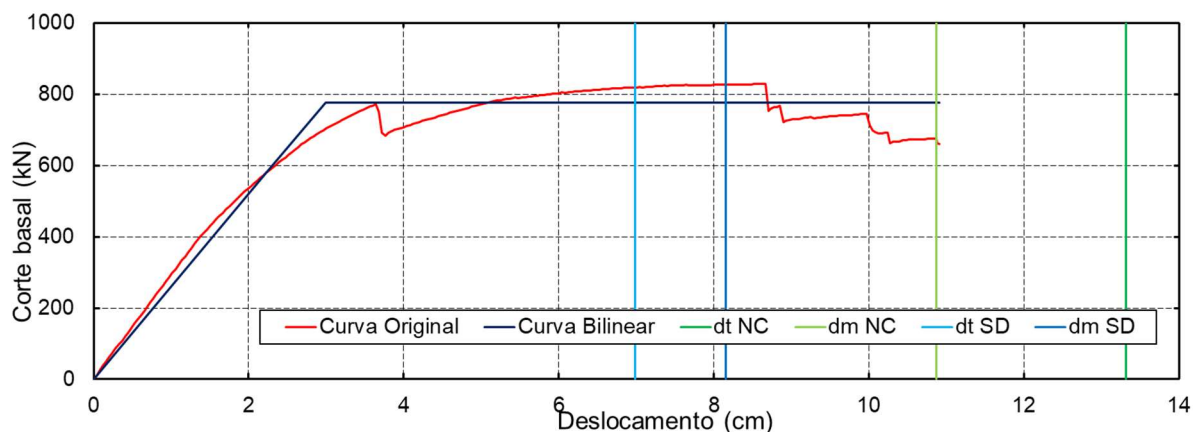


Figura 5-21 - Curva de capacidade com representação dos valores de dm e dt

Tabela 5-6 - Resultados da avaliação na direção X

Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Direção X					
			Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,09	1,17	0,82	1,44	2,27	2,07
	0	-	1,08	1,20	0,84	1,42	2,32	2,12
	0,47	+	1,09	1,17	0,82	1,44	2,27	2,07
	-0,47	+	1,08	1,14	0,80	1,43	2,22	2,03
	0,47	-	1,09	1,17	0,82	1,43	2,28	2,08
	-0,47	-	1,11	0,88	0,61	1,46	1,70	1,55
Triangular	0	+	1,04	0,90	0,63	1,37	1,74	1,59
	0	-	1,04	0,89	0,63	1,37	1,74	1,59
	0,47	+	1,03	1,33	0,93	1,36	2,60	2,37
	-0,47	+	1,04	0,89	0,62	1,37	1,74	1,58
	0,47	-	1,03	0,92	0,65	1,36	1,80	1,64
	-0,47	-	1,04	0,89	0,63	1,37	1,74	1,59
Modo Fundamental	0	+	1,04	0,91	0,63	1,38	1,77	1,61
	0	-	1,05	0,90	0,63	1,38	1,75	1,60
	0,47	+	1,04	0,91	0,63	1,37	1,77	1,61
	-0,47	+	1,04	0,91	0,64	1,37	1,78	1,62
	0,47	-	1,04	0,90	0,63	1,37	1,75	1,60
	-0,47	-	1,04	0,91	0,64	1,37	1,78	1,62
Multi-modal	0	+	1,10	1,19	0,83	1,45	2,31	2,11
	0	-	1,09	1,20	0,84	1,44	2,33	2,13
	0,47	+	1,10	1,13	0,79	1,45	2,19	2,00
	-0,47	+	1,09	1,14	0,80	1,43	2,21	2,02
	0,47	-	1,09	1,20	0,84	1,44	2,33	2,13
	-0,47	-	1,09	1,20	0,84	1,43	2,32	2,12

Tabela 5-7- Resultados da avaliação na direção Y

Direção Y								
Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,44	1,09	0,75	1,67	1,99	1,82
	0	-	1,41	1,29	0,89	1,63	2,38	2,17
	0,87	+	1,30	1,00	0,69	1,52	1,83	1,67
	-0,87	+	1,30	1,01	0,70	1,51	1,86	1,69
	0,87	-	1,29	0,93	0,64	1,49	1,68	1,53
	-0,87	-	1,29	0,93	0,64	1,49	1,68	1,53
Triangular	0	+	1,14	0,52	0,37	1,50	1,02	0,93
	0	-	1,17	1,29	0,90	1,55	2,51	2,29
	0,87	+	1,04	0,98	0,68	1,37	1,90	1,74
	-0,87	+	0,99	0,76	0,53	1,31	1,48	1,35
	0,87	-	1,06	1,08	0,75	1,40	2,10	1,92
	-0,87	-	1,06	1,08	0,76	1,40	2,10	1,92
Modo Fundamental	0	+	1,12	0,51	0,36	1,48	0,99	0,90
	0	-	1,16	1,25	0,87	1,53	2,44	2,22
	0,87	+	1,02	0,95	0,66	1,35	1,85	1,69
	-0,87	+	0,99	0,74	0,51	1,31	1,43	1,31
	0,87	-	1,06	1,05	0,74	1,40	2,06	1,87
	-0,87	-	1,06	1,05	0,74	1,40	2,06	1,87
Multi-modal	0	+	1,46	1,07	0,74	1,70	1,95	1,78
	0	-	1,43	1,19	0,82	1,65	2,18	1,98
	0,87	+	1,28	0,96	0,66	1,50	1,77	1,61
	-0,87	+	1,30	1,00	0,69	1,52	1,83	1,67
	0,87	-	1,27	0,90	0,61	1,46	1,61	1,47
	-0,87	-	1,30	0,88	0,61	1,48	1,59	1,45

Nas Tabela 5-6 e Tabela 5-7 apresentam-se os coeficientes relativos à avaliação do edifício, podendo-se observar que estes coeficientes se agrupam em dois grupos, como era de esperar. Os coeficientes obtidos para uma carga uniforme são bastante parecidos com os coeficientes obtidos para a carga multi-modal, tal como os coeficientes obtidos para a carga triangular são semelhantes aos da carga do modo fundamental uma vez que a carga triangular tenta recriar o que o modo fundamental provoca na estrutura. Estes encontram-se agrupados como anteriormente, e uma vez que o EC8 apenas exige a verificação de segurança para duas cargas, sendo elas a uniforme e a configuração modal correspondente ao modo fundamental, todos os resultados apresentados deste ponto em diante serão apenas para estas duas configurações, tornando assim a apresentação e análise de resultados de melhor compreensão.

Quanto à segurança da estrutura, o EC8 para edifícios de importância II apenas requer que seja verificado o estado limite de danos severos (SD), mas para uma avaliação mais completa foram

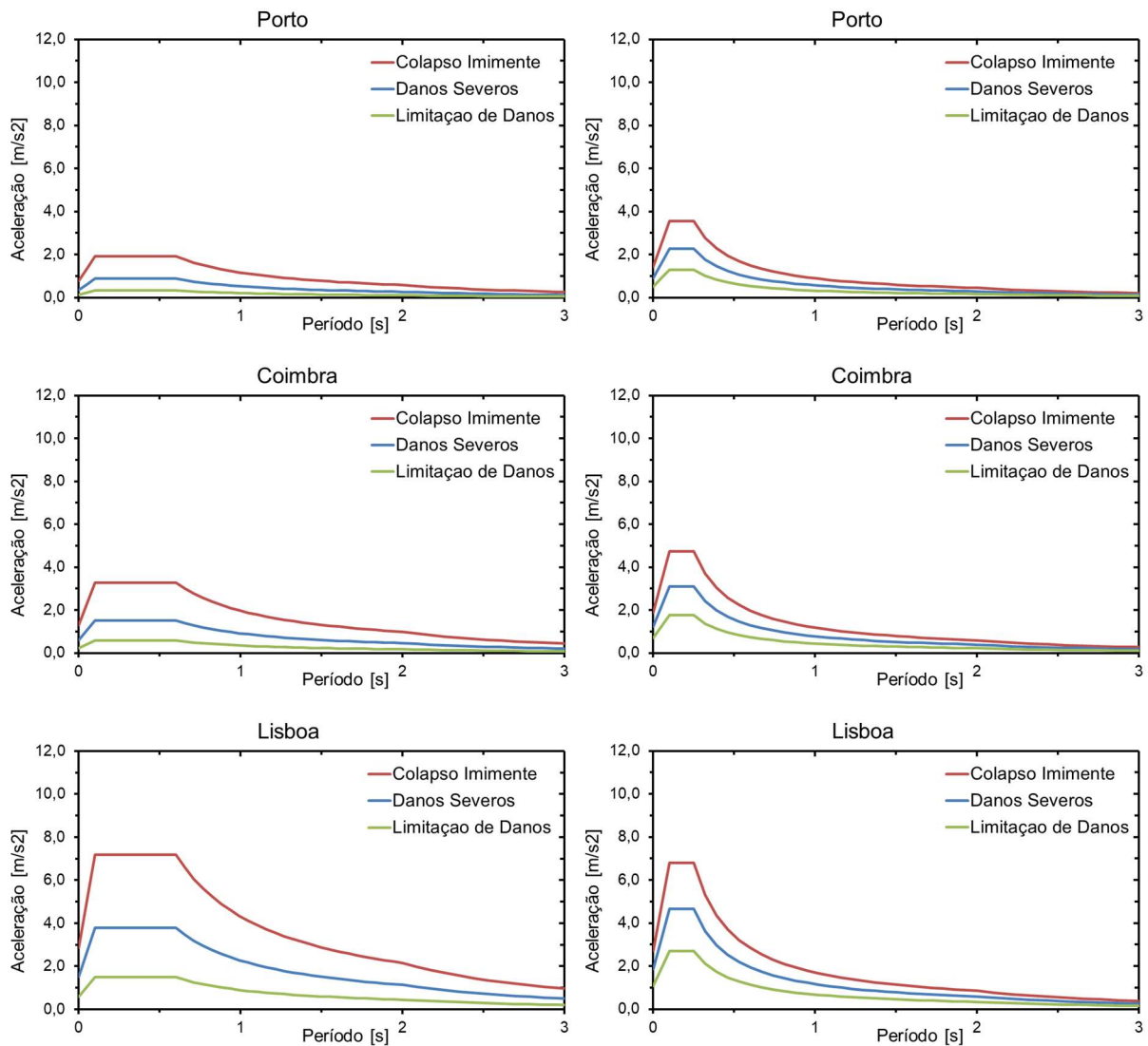
Caso de estudo

verificados os três estados limites (DL, SD, NC). A portaria referida no capítulo 3 (DR, 2019c) menciona que a estrutura deve verificar a segurança para 90% da ação sísmica. Para os 90% da ação a estrutura não se encontra em segurança principalmente para o perfil de cargas do modo fundamental, tendo de ser feito um reforço da mesma para que os habitantes da mesma não corram risco de vida.

Esta página é deixada em branco de propósito

6 ANÁLISE PARAMÉTRICA

Neste capítulo é apresentada uma análise paramétrica para avaliação da influência da ação sísmica na avaliação da segurança sísmica do edifício em estudo. Para o efeito, consideraram-se as seguintes localizações alternativas para o edifício, todas pertencentes a diferentes zonas sísmicas de acordo com o Eurocódigo 8 parte 1: Porto, Coimbra, Faro e Lagos. Na Figura 6-1 estão representados os espectros de resposta para estas localizações, considerando um terreno tipo B e 100% da ação. O edifício será avaliado sísmicamente segundo o Eurocódigo 8 utilizando 90% da ação sísmica conforme preconizado no (DR, 2019c), sendo então apenas apresentados os resultados das análises apenas para os perfis de carga uniforme e o correspondente aos modos fundamentais em cada direção principal do edifício.



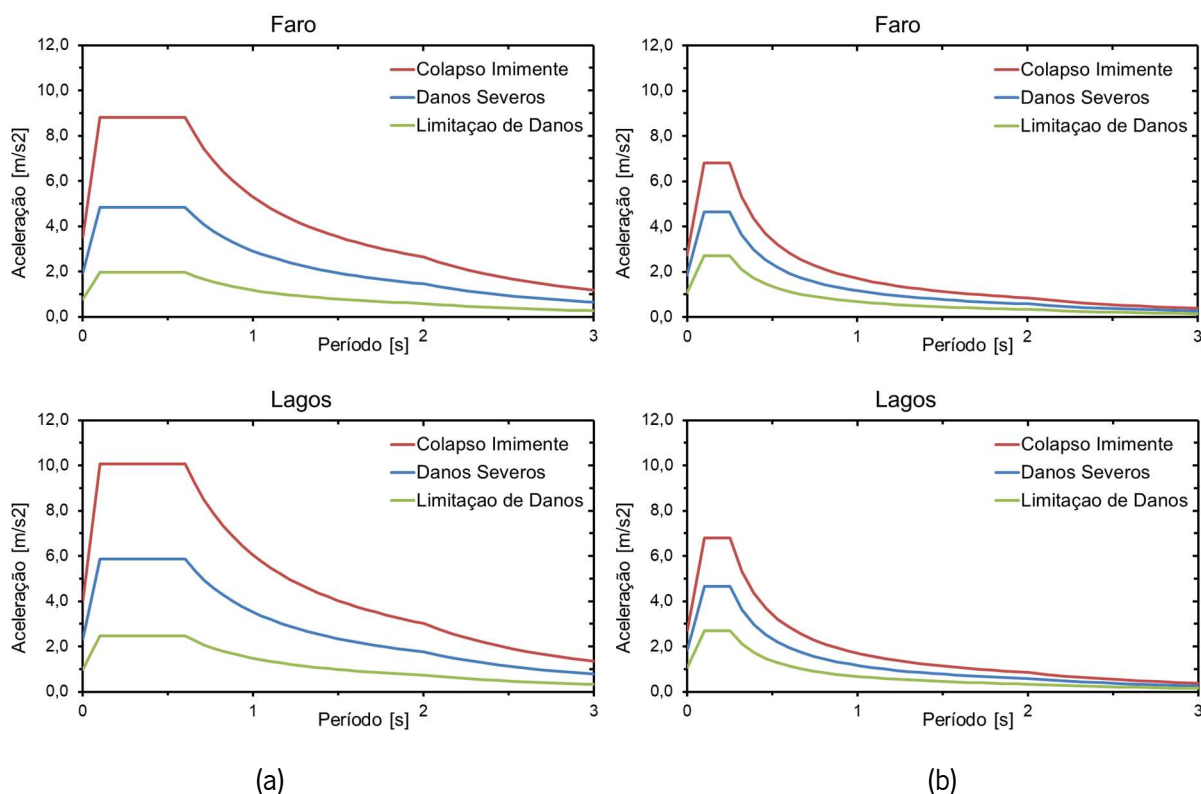


Figura 6-1 - Espectros de resposta para Porto, Coimbra, Lisboa, Faro e Lagos: (a) Ação tipo 1, (b) ação tipo 2

Depois de concluídas as avaliações, e de modo a organizar os resultados obtidos por forma a serem mais facilmente comparados, foram identificados os menores coeficientes obtidos nas análises realizadas para cada localidade, aqueles para os quais o nível de segurança sísmica é mais baixa, e organizados por tipo de ação sísmica e por estado limite. O perfil de carga é pouco relevante nesta comparação dado que, para um edifício estar em segurança, este tem de verificar os dois perfis de carga. Apesar de a verificação de segurança para um edifício corrente (classe de importância II) de acordo com o Eurocódigo 8 parte 3 ser realizada apenas para o estado limite de danos severos (SD), foram incluídos também os outros dois estados limite (DL e NC) por forma a avaliar igualmente a sua influência. Os gráficos presentes na Figura 6-2 mostram esses coeficientes para as 4 cidades referidas anteriormente e ainda para a cidade de Lisboa.

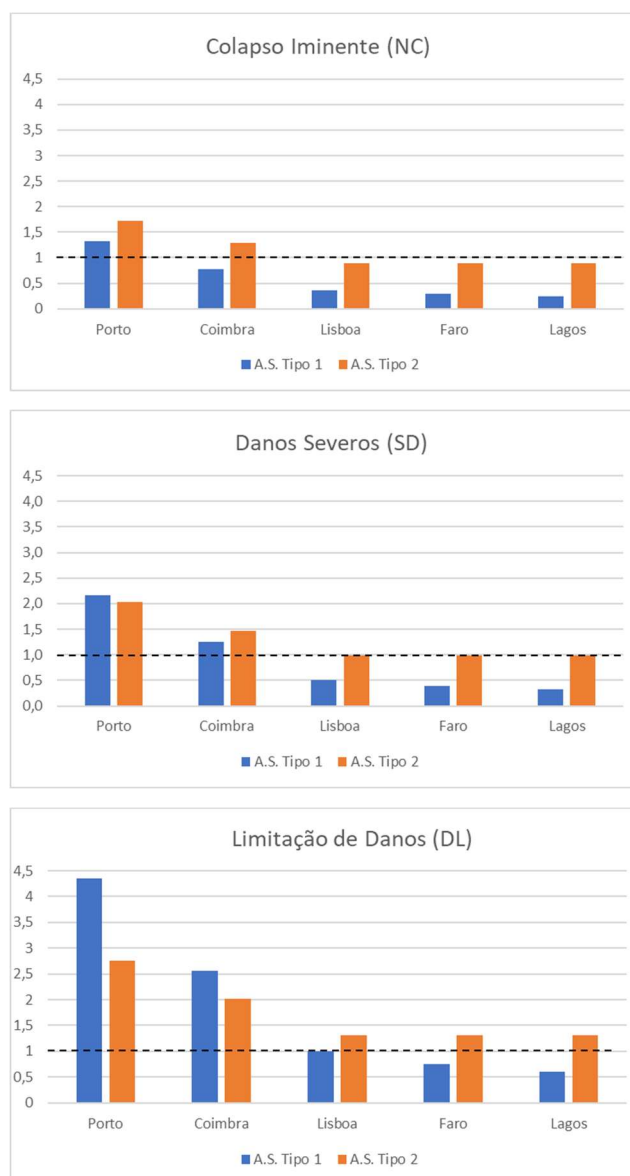


Figura 6-2 – Resumo dos resultados da análise paramétrica: coeficientes mínimos obtidos nas avaliações de segurança do edifício em estudo considerando várias localizações e três estados limite (DL, SD e NC)

Conforme se pode observar, a localização do edifício, e consequentemente a zona sísmica, tem uma grande influência nos resultados da avaliação de segurança do edifício em estudo. No caso de ser um edifício corrente (classe de importância II), este apenas verifica a segurança sísmica nas localizações de Porto e de Coimbra. Já no caso de se tratar de um edifício com uma classe de importância III ou IV, este apenas verificaria a segurança sísmica se estiver localizado no Porto. A ação tipo 1 atinge valores do coeficiente superiores aos da ação tipo 2, mas na maioria dos casos é a ação condicionante, como podemos observar para todos os estados limites em Lisboa, Faro e Lagos. Em Porto e em Coimbra apenas para os estados limites de danos severos (SD) e de limitação de danos (DL) é que a ação sísmica tipo 2 é condicionante. É de notar também que os coeficientes são mais uniformes para a ação sísmica

tipo 2 do que para a ação sísmica tipo 1, tal devendo-se ao facto do valor da aceleração de pico regulamentar, a_g , variar mais para a ação sísmica tipo 1 do que para a ação sísmica tipo 2.

7 REFORÇO DA ESTRUTURA

No capítulo 5 concluiu-se que o edifício não verifica a segurança em relação à ação dos sismos, sendo então necessária uma intervenção de reforço. Uma vez que a direção mais condicionante é a direção Y, primeiramente será realizado um reforço nessa direção e, caso seja necessário, será realizado um reforço nas duas direções (X e Y).

O *software* 3Muri não permite simular diretamente o tipo de reforço que será utilizado no edifício. O reforço é realizado recorrendo ao anexo D da versão inglesa do Eurocódigo 8 parte 3 mencionado no Capítulo 3. Primeiramente realiza-se uma injeção com argamassa de reforço apenas nas paredes de alvenaria de pedra, ou seja nas paredes exteriores, e, caso esta técnica de reforço não seja suficiente para o edifício verificar a segurança, esta será complementada com uma técnica de reforço utilizando um reboco com malha armada em todas as paredes, primeiramente na direção Y e em seguida também na direção X. É importante referir que a primeira técnica de reforço mencionada não pode ser realizada nas paredes de tijolo maciço, uma vez que estes não contêm vazios para serem preenchidos pela argamassa injetada. Para simular os reforços foram criados novos materiais com as propriedades mecânicas multiplicadas por coeficientes superiores à unidade consoante a técnica de reforço a utilizar, indicados mais à frente.

Na primeira técnica utilizada, injeção das paredes de alvenaria pedra, as propriedades mecânicas da alvenaria de pedra são multiplicadas por 1,5 de acordo com a Figura 3-5, exceto o peso volúmico que apenas sofre um pequeno aumento uma vez que a argamassa injetada não tem o mesmo peso volúmico que a pedra. Na Figura 7-1 pode-se observar o valor das propriedades antes e depois da aplicação deste coeficiente, respetivamente, e na Figura 7-2 e na Figura 7-3 podemos denotar as diferenças ocorridas nos primeiros modos de vibração. Nas Figura 7-4 e Figura 7-5 estão representadas as massas acumuladas em função das frequências dos modos de vibração nas situações antes e depois do reforço.

Name	Pedra	Name	Pedra reforçada
E [N/mm ²]	1 000,00	E [N/mm ²]	1 500,00
G [N/mm ²]	350,00	G [N/mm ²]	525,00
w [kN/m ³]	20	w [kN/m ³]	22
f _m [N/cm ²]	180,00	f _m [N/cm ²]	270,00
f _k [N/cm ²]	126,00	f _k [N/cm ²]	189,00
τ [N/cm ²]	3,00	τ [N/cm ²]	4,50
f _{vlim} [N/mm ²]	1,0	f _{vlim} [N/mm ²]	1,5
FC	1,20	FC	1,20
γ m	2,00	γ m	2,00
Shear drift	0,0040	Shear drift	0,0040
Bending drift	0,0080	Bending drift	0,0080
φ ∞	0,0	φ ∞	0,0
Damage condition	Existing	Damage condition	Existing
Description		Description	
Library		Library	

(a)

(b)

Figura 7-1 - Propriedades da pedra: (a) antes reforço; (b) depois reforço

Active in pushover		Mode /	T [s]	m _x [kg]	M _x [%]	m _y [kg]	M _y [%]	m _z [kg]	M _z [%]
X dir.	Y dir.								
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	0,43065	829 831	74,91	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0,40370	0	0,00	840 886	75,91	43	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3	0,37385	63 817	5,76	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	0,17901	222	0,02	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,16208	0	0,00	3 564	0,32	1	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,15015	134 399	12,13	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,13463	0	0,00	182 635	16,49	784	0,07

Figura 7-2 - Modos de vibração antes do reforço

Active in pushover		Mode /	T [s]	m _x [kg]	M _x [%]	m _y [kg]	M _y [%]	m _z [kg]	M _z [%]
X dir.	Y dir.								
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	0,42630	890 715	78,91	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0,38649	0	0,00	850 838	75,37	42	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3	0,34812	25 912	2,30	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	0,17942	268	0,02	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,16091	0	0,00	2 610	0,23	21	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,14887	136 967	12,13	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,12837	0	0,00	198 430	17,58	648	0,06

Figura 7-3 - Modos de vibração depois do reforço por injeção

Reforço da estrutura

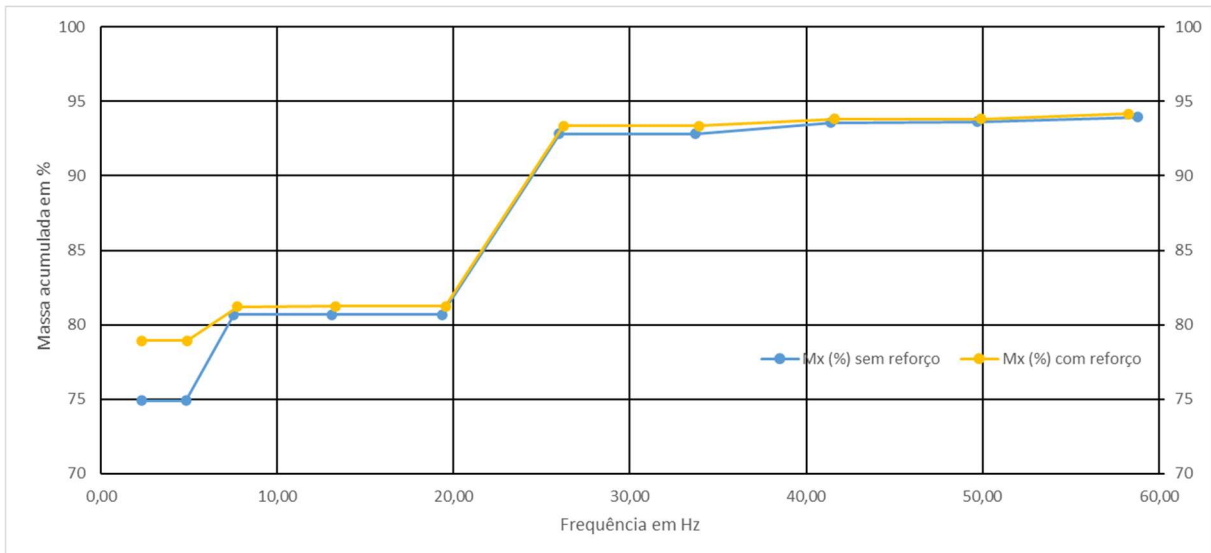


Figura 7-4 - Evolução da massa modal acumulada na direção X em função da frequência antes e depois do reforço

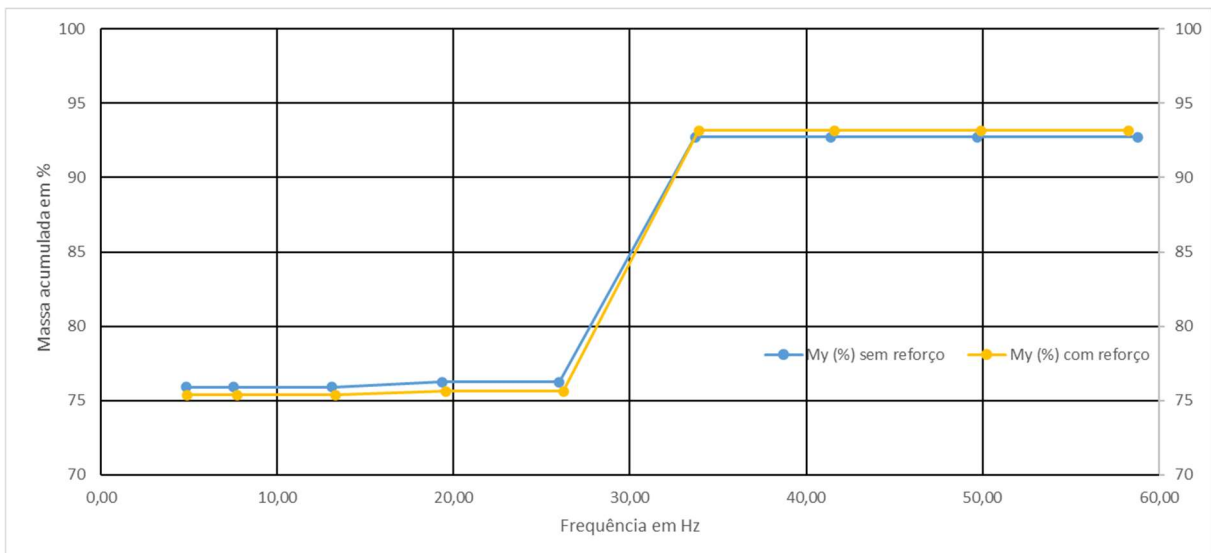


Figura 7-5 - Evolução da massa modal acumulada na direção Y em função da frequência antes e depois do reforço

Tabela 7-1- Resultados da avaliação do edifício na direção X após o reforço com injeção de argamassa de reforço nas paredes de alvenaria de pedra

Direção X								
Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,07	1,19	0,83	1,41	2,31	2,11
	0	-	1,07	1,19	0,83	1,41	2,31	2,11
	0,47	+	1,07	1,19	0,83	1,40	2,31	2,11
	-0,47	+	1,07	1,18	0,83	1,41	2,29	2,09
	0,47	-	1,07	1,19	0,83	1,40	2,31	2,10
	-0,47	-	1,10	1,18	0,83	1,45	2,29	2,09
Modo Fundamental	0	+	1,04	1,43	1,00	1,37	2,79	2,54
	0	-	1,04	0,87	0,61	1,37	1,70	1,55
	0,47	+	1,04	1,45	1,01	1,37	2,82	2,57
	-0,47	+	1,04	0,88	0,61	1,37	1,71	1,56
	0,47	-	1,04	0,87	0,61	1,37	1,70	1,55
	-0,47	-	1,04	0,88	0,61	1,37	1,71	1,56

Tabela 7-2- Resultados da avaliação do edifício na direção Y após o reforço com injeção de argamassa de reforço nas paredes de alvenaria de pedra

Direção Y								
Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,46	1,12	0,77	1,68	2,04	1,86
	0	-	1,45	1,35	0,93	1,68	2,49	2,27
	0,87	+	1,31	1,04	0,72	1,52	1,90	1,73
	-0,87	+	1,31	1,04	0,72	1,52	1,90	1,73
	0,87	-	1,33	0,94	0,65	1,54	1,70	1,55
	-0,87	-	1,33	0,94	0,65	1,54	1,70	1,55
Modo Fundamental	0	+	1,13	0,55	0,38	1,49	1,07	0,98
	0	-	1,19	1,24	0,87	1,57	2,43	2,21
	0,87	+	1,03	0,96	0,67	1,35	1,86	1,70
	-0,87	+	1,03	0,97	0,68	1,35	1,89	1,73
	0,87	-	1,08	1,11	0,78	1,43	2,16	1,97
	-0,87	-	1,08	1,11	0,78	1,43	2,16	1,97

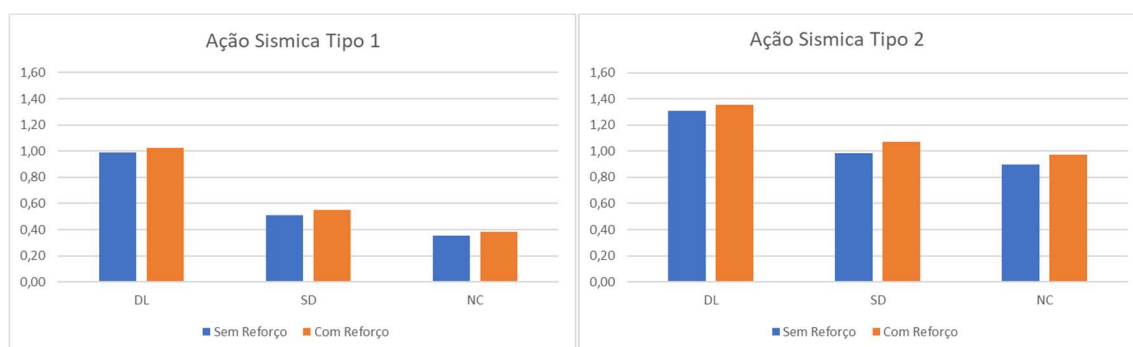


Figura 7-6 - Comparação dos coeficientes mínimos da avaliação antes e depois do reforço

Reforço da estrutura

Analisando os gráficos das massas modais acumuladas constata-se os reforços praticamente não introduziram diferenças no comportamento dinâmico do edifício. Ao analisar os coeficientes mínimos da avaliação antes e depois do reforço podemos ver que, apesar de estes terem subido ligeiramente relativamente à situação original, este reforço ainda não é suficiente para que o edifício verifique a segurança em relação à ação dos sismos. Na Figura 7-6 podemos observar que o coeficiente mínimo em cada situação subiu ligeiramente.

Como este reforço não é suficiente, iremos combinar a injeção nas paredes exteriores de alvenaria de pedra na direção Y com o reboco com malha reforçada de todas as paredes de alvenaria, sejam elas de pedra ou de tijolo. Na simulação deste reforço é adotado um coeficiente de 2, à semelhança do anterior. As propriedades mecânicas iniciais da alvenaria de tijolo são multiplicadas por 1,5, e as de alvenaria de pedra são multiplicadas por 3, valor este que resulta da multiplicação de 1,5 da injeção da alvenaria com 2 do reboco com malha reforçada. As Figura 7-7 e Figura 7-8 demonstram as propriedades antes e depois deste reforço. Tal como anteriormente o peso volúmico apenas sofre uma pequena subida e é multiplicado por um coeficiente inferior. Na Figura 7-9 apresentam-se os primeiros modos de vibração do edifício com a combinação de reforços, e na Figura 7-10 e na Figura 7-11 a comparação das massas acumuladas. Na Tabela 7-3 e na Tabela 7-4 são apresentados os coeficientes da avaliação de segurança sísmica e, por fim, na Figura 7-12 são apresentados os coeficientes mínimos nas 3 situações analisadas.

Name	Pedra reforçada	Name	pedra reforçada2
E [N/mm ²]	1 500,00	E [N/mm ²]	3 000,00
G [N/mm ²]	525,00	G [N/mm ²]	1 050,00
w [kN/m ³]	22	w [kN/m ³]	24
f _m [N/cm ²]	270,00	f _m [N/cm ²]	540,00
f _k [N/cm ²]	189,00	f _k [N/cm ²]	378,00
τ [N/cm ²]	4,50	τ [N/cm ²]	9,00
f _{vlm} [N/mm ²]	1,5	f _{vlm} [N/mm ²]	3,0
FC	1,20	FC	1,20
γ m	2,00	γ m	2,00
Shear drift	0,0040	Shear drift	0,0040
Bending drift	0,0080	Bending drift	0,0080
φ ∞	0,0	φ ∞	0,0
Damage condition	Existing	Damage condition	Existing
Description		Description	
Library		Library	

(a)

(b)

Figura 7-7 Propriedades da alvenaria de pedra: (a) reforço por injeção; (b) combinação de reforços

Name	Tijolo	Name	tijolo reforçado
E [N/mm ²]	1 500,00	E [N/mm ²]	3 000,00
G [N/mm ²]	500,00	G [N/mm ²]	1 000,00
w [kN/m ³]	18	w [kN/m ³]	22
f _m [N/cm ²]	320,00	f _m [N/cm ²]	640,00
f _k [N/cm ²]	224,00	f _k [N/cm ²]	448,00
τ [N/cm ²]	8,00	τ [N/cm ²]	16,00
f _{vlm} [N/mm ²]	2,2	f _{vlm} [N/mm ²]	4,4
FC	1,20	FC	1,20
γ m	2,00	γ m	2,00
Shear drift	0,0053	Shear drift	0,0040
Bending drift	0,0107	Bending drift	0,0080
φ ∞	0,0	φ ∞	0,0
Damage condition	Existing	Damage condition	Existing
Description		Description	
Library		Library	

(a)

(b)

Figura 7-8 - Propriedades da alvenaria de tijolo: (a) antes do reforço; (b) depois do reforço

Reforço da estrutura

Active in pushover		Mode	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
X dir.	Y dir.								
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	0,43061	973 606	81,36	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0,37790	0	0,00	892 770	74,61	40	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3	0,30396	6 279	0,52	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	0,18464	388	0,03	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,15914	0	0,00	4 243	0,35	274	0,02
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,15047	141 070	11,79	0	0,00	0	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,13539	0	0,00	190 795	15,94	5	0,00

Figura 7-9- Modos de vibração depois da combinação de reforços

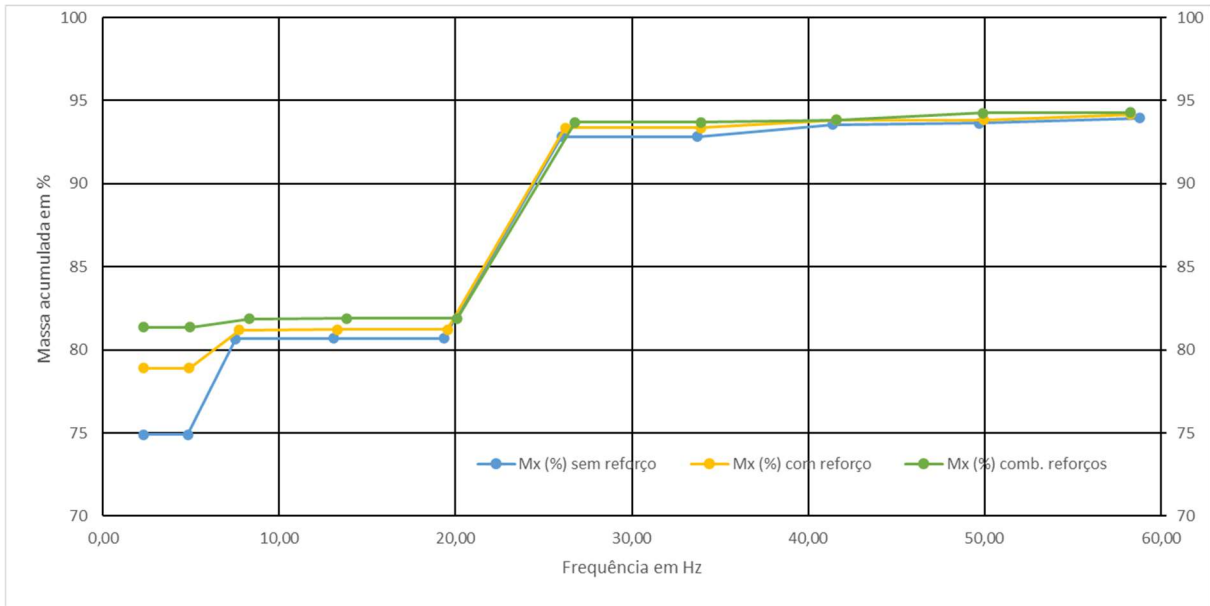


Figura 7-10 – Evolução da massa modal acumulada na direção X em função da frequência antes e depois da combinação de reforços

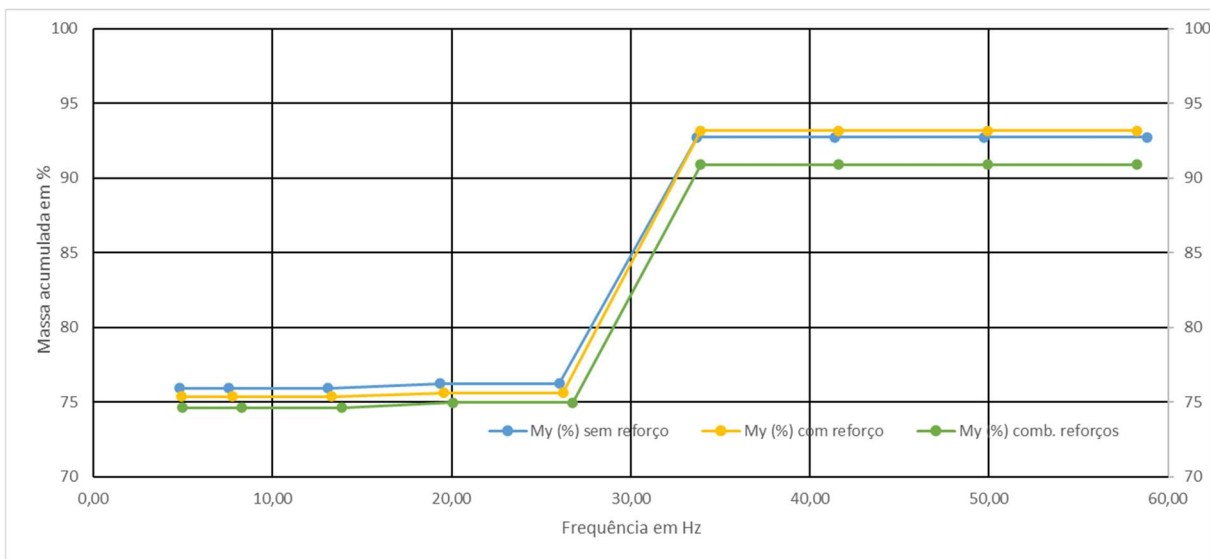


Figura 7-11 – Evolução da massa modal acumulada na direção Y em função da frequência antes e depois da combinação de reforços

Tabela 7-3– Resultados da avaliação do edifício na direção X com os reforços combinados

Direção X								
Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,07	1,15	0,80	2,04	2,24	1,41
	0	-	1,07	1,15	0,80	2,04	2,23	1,41
	0,47	+	1,07	1,15	0,80	2,04	2,23	1,41
	-0,47	+	1,08	1,14	0,80	2,02	2,22	1,42
	0,47	-	1,07	1,15	0,80	2,04	2,23	1,41
	-0,47	-	1,08	1,14	0,79	2,02	2,21	1,42
Modo Fundamental	0	+	0,96	1,30	0,91	2,32	2,54	1,27
	0	-	0,97	1,27	0,89	2,25	2,47	1,29
	0,47	+	0,97	1,29	0,90	2,30	2,52	1,28
	-0,47	+	0,97	1,29	0,90	2,29	2,51	1,29
	0,47	-	0,97	1,29	0,90	2,30	2,52	1,28
	-0,47	-	0,97	1,29	0,90	2,29	2,51	1,29

Tabela 7-4– Resultados da avaliação do edifício na direção Y com os reforços combinados

Direção Y								
Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,56	1,05	0,72	1,70	1,87	1,77
	0	-	1,58	1,06	0,72	1,72	1,88	1,79
	0,87	+	1,43	0,86	0,59	1,39	1,53	1,64
	-0,87	+	1,40	1,02	0,70	1,68	1,85	1,60
	0,87	-	1,45	0,87	0,60	1,40	1,54	1,64
	-0,87	-	1,45	0,87	0,60	1,40	1,54	1,64
Modo Fundamental	0	+	1,11	0,69	0,49	1,23	1,35	1,46
	0	-	1,27	1,03	0,72	1,83	2,01	1,67
	0,87	+	1,06	0,91	0,63	1,61	1,77	1,40
	-0,87	+	1,06	0,91	0,63	1,61	1,77	1,39
	0,87	-	1,14	0,91	0,64	1,62	1,78	1,51
	-0,87	-	1,14	0,91	0,64	1,62	1,78	1,51

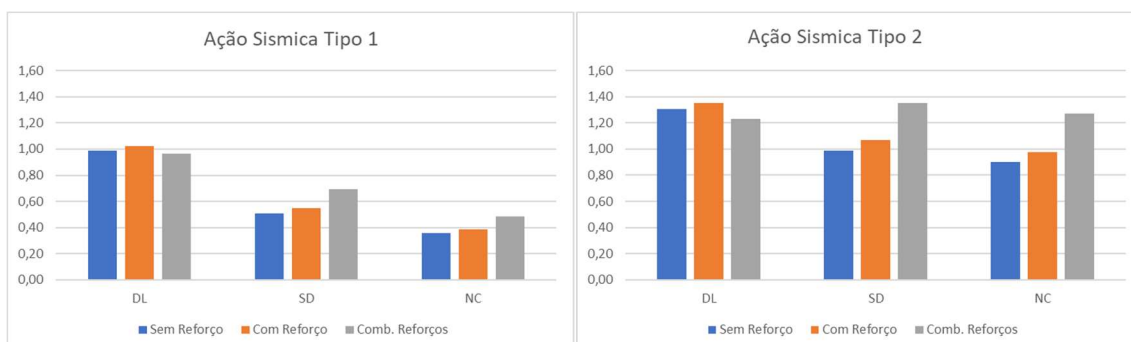


Figura 7-12 - Comparação dos coeficientes mínimos da avaliação antes e depois da combinação de reforços

Reforço da estrutura

Analisando os gráficos das massas modais acumuladas constata-se um ligeiro acréscimo nos valores, mas as frequências de vibração são praticamente as mesmas pelo que os reforços não introduziram diferenças substanciais no comportamento dinâmico do edifício. Relativamente à avaliação da segurança à ação dos sismos, constata-se que o edifício ainda não a verifica uma vez que, para o estado limite de danos severos (SD) que um edifício de classe de importância II deve verificar, ainda existem coeficientes inferiores a 1. Observando a Figura 7-12 verifica-se um aumento mais significativo dos coeficientes mínimos para o estado limite de danos severos na combinação de reforços do que para o primeiro reforço.

Uma vez que a segurança ainda não foi atingida serão aplicados agora o primeiro reforço na direção X e em seguida o segundo reforço na direção X, mantendo os reforços já colocados..

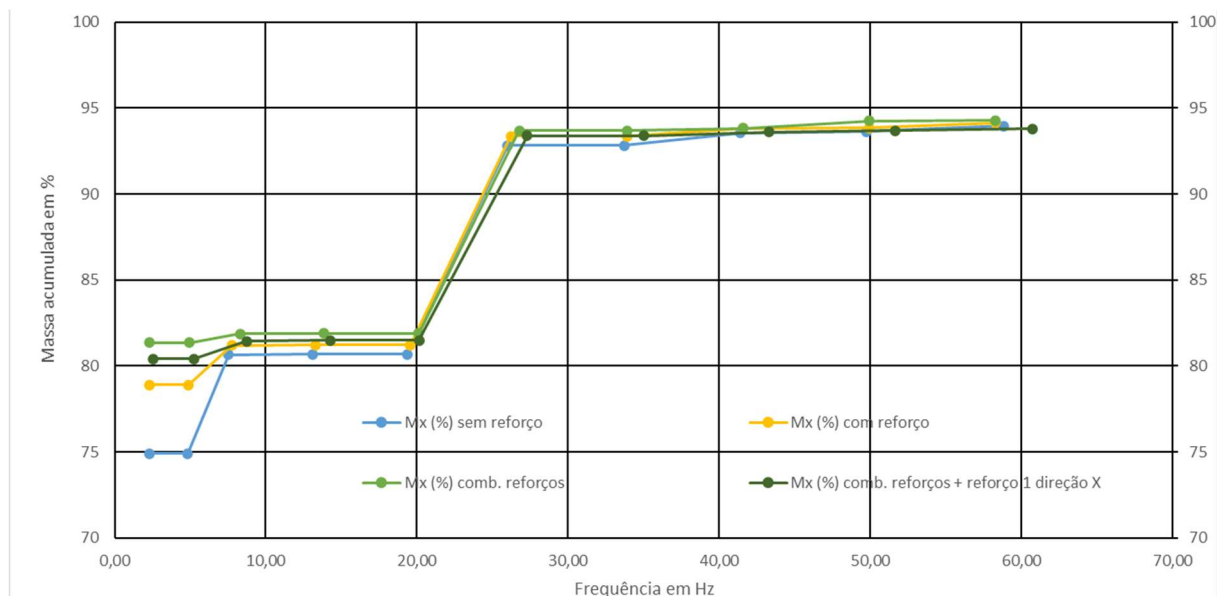


Figura 7-13 – Evolução das massas modais acumuladas na direção X em função da frequência

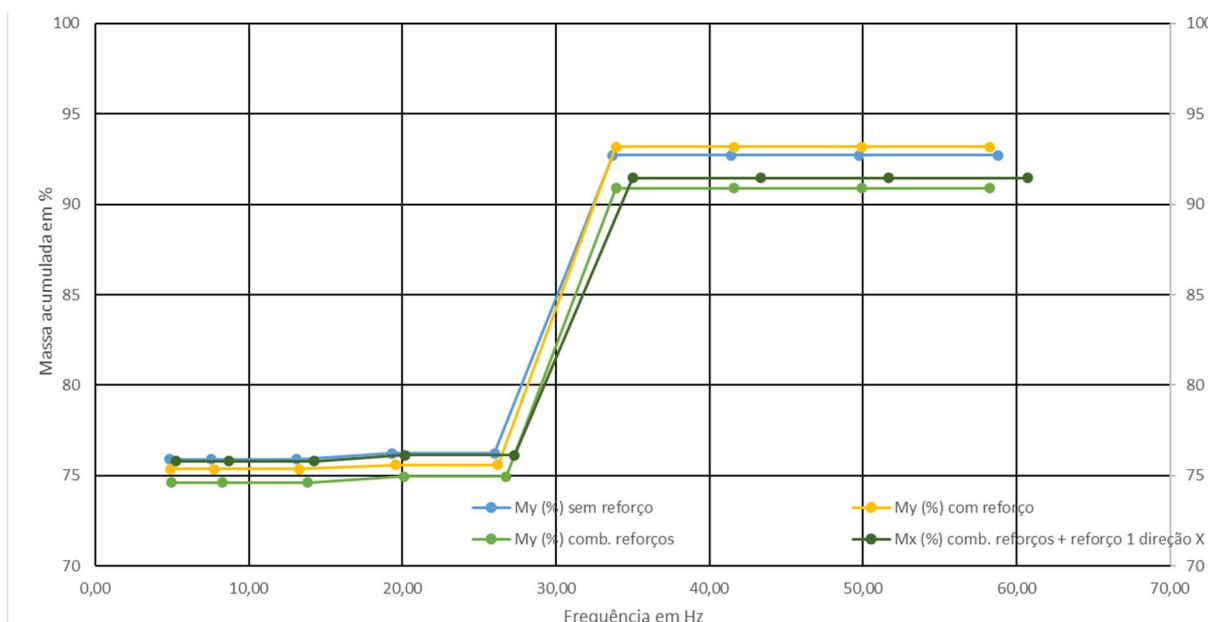


Figura 7-14 – Evolução das massas modais acumuladas na direção Y em função da frequência

Tabela 7-5– Resultados da avaliação na direção X para a combinação de reforços + reforço 1 na direção X

Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,14	1,17	0,82	1,50	2,28	2,08
	0	-	1,26	1,19	0,83	1,66	2,31	2,10
	0,47	+	1,17	1,24	0,87	1,53	2,41	2,20
	-0,47	+	1,27	1,21	0,84	1,67	2,35	2,14
	0,47	-	1,16	1,24	0,87	1,53	2,41	2,20
	-0,47	-	1,27	1,21	0,84	1,67	2,34	2,14
Modo Fundamental	0	+	1,14	1,20	0,84	1,51	2,33	2,12
	0	-	1,14	1,20	0,84	1,51	2,33	2,12
	0,47	+	1,16	1,17	0,82	1,54	2,27	2,07
	-0,47	+	1,12	1,23	0,86	1,48	2,39	2,18
	0,47	-	1,16	1,17	0,82	1,53	2,27	2,07
	-0,47	-	1,12	1,23	0,86	1,48	2,39	2,18

Tabela 7-6– Resultados da avaliação na direção Y para a combinação de reforços + reforço 1 na direção X

		Direção Y						
Dist. força sísmica	Exc. (m)	Sentido	Ação sísmica tipo 1			Ação sísmica tipo 2		
			DL	SD	NC	DL	SD	NC
Uniforme	0	+	1,63	1,23	0,83	1,65	2,09	1,91
	0	-	1,65	1,24	0,84	1,68	2,12	1,93
	0,87	+	1,57	1,10	0,75	1,60	1,87	1,70
	-0,87	+	1,57	1,10	0,75	1,60	1,87	1,70
	0,87	-	1,60	1,07	0,73	1,63	1,81	1,65
	-0,87	-	1,60	1,07	0,73	1,63	1,81	1,65
Modo Fundamental	0	+	1,28	1,37	0,95	1,52	2,57	2,34
	0	-	1,30	1,26	0,88	1,57	2,37	2,16
	0,87	+	1,22	1,20	0,83	1,46	2,25	2,05
	-0,87	+	1,22	1,20	0,83	1,46	2,25	2,05
	0,87	-	1,26	1,12	0,78	1,51	2,09	1,91
	-0,87	-	1,26	1,12	0,78	1,51	2,09	1,91

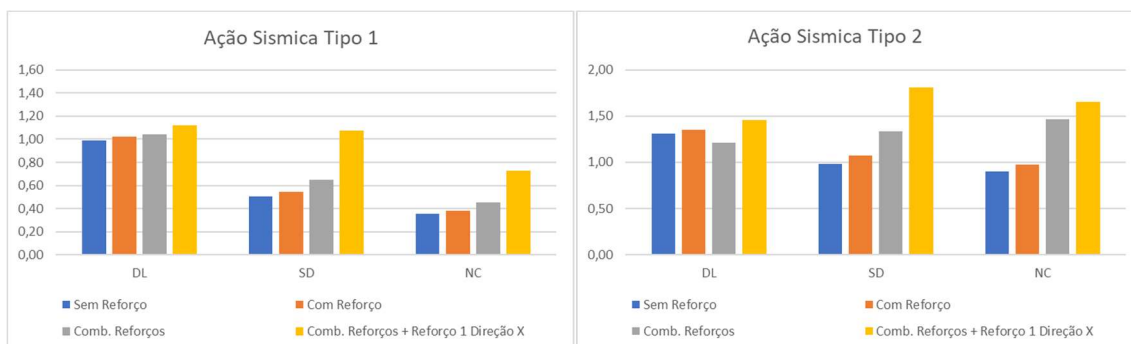


Figura 7-15 - Comparação dos coeficientes mínimos da avaliação com os vários reforços

Na Figura 7-13 e na Figura 7-14 apresentam-se as massas modais acumuladas para as direções X e Y respetivamente. Em seguida apresentam-se os coeficientes mínimos da avaliação, constatando-se que a estrutura verifica a segurança para o estado limite de danos severos com a combinação de reforços na direção Y em todas as paredes e a injeção nas paredes de pedra na direção X. Na Figura 7-15 são representados os coeficientes mínimos em cada situação, onde inclusivamente se observa que, para o estado limite de danos severos, o coeficiente mínimo é acima de 1 para as duas ações sísmicas, sendo esta a solução de reforço mais indicada para o edifício em estudo.

Nas Figura 7-16 a Figura 7-23 são apresentadas as curvas de capacidade para as várias situações de reforço simuladas de forma a compreender a evolução da capacidade do edifício à medida que se vão aplicando os reforços. Pode-se observar que existem algumas diferenças nas curvas de capacidade entre a ação sísmica tipo 1 e a ação sísmica tipo 2, onde na ação sísmica tipo 1 atinge-se uma capacidade máxima superior, mas com um deslocamento inferior, o que faz com que os coeficientes sejam superiores para a ação sísmica tipo 2. Para a direção X observa-se que as curvas de capacidade

sofrem algumas alterações na parte inicial da curva para o último reforço, conduzindo a coeficientes superiores, enquanto na direção Y sucede o contrário, conduzindo a coeficientes inferiores para o último reforço. Aliás, as curvas de capacidade na direção Y apenas sofrem alteração na capacidade máxima que atingem. Este aspeto indica que reforçar as paredes na direção X melhora o comportamento nesta direção, mas tem tendência para piorar o comportamento na direção Y, comprovando-se que o reforço das paredes na direção X não é benéfico para a melhoria do comportamento global da estrutura, sendo então bom estudar o tipo de reforço e a direção em que se deve utilizar. Em suma, para ser possível retirar uma conclusão mais detalhada se devemos ou não avançar com estes ou outros reforços será necessária uma avaliação custo-eficácia das várias soluções possíveis, incluindo uma eventual demolição e reconstrução, total ou parcial, do edifício, por forma a poder optar pela melhor solução.

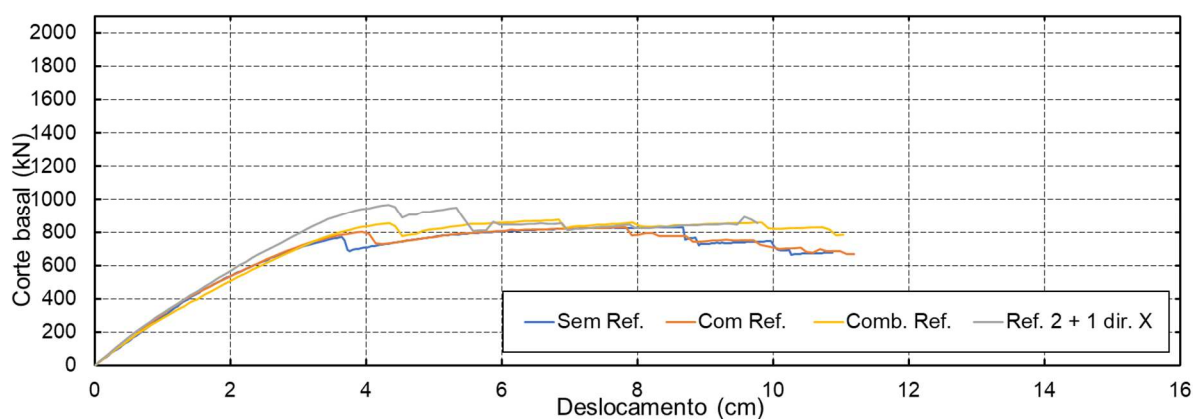


Figura 7-16 - Curvas de capacidade +X ação sísmica tipo 1

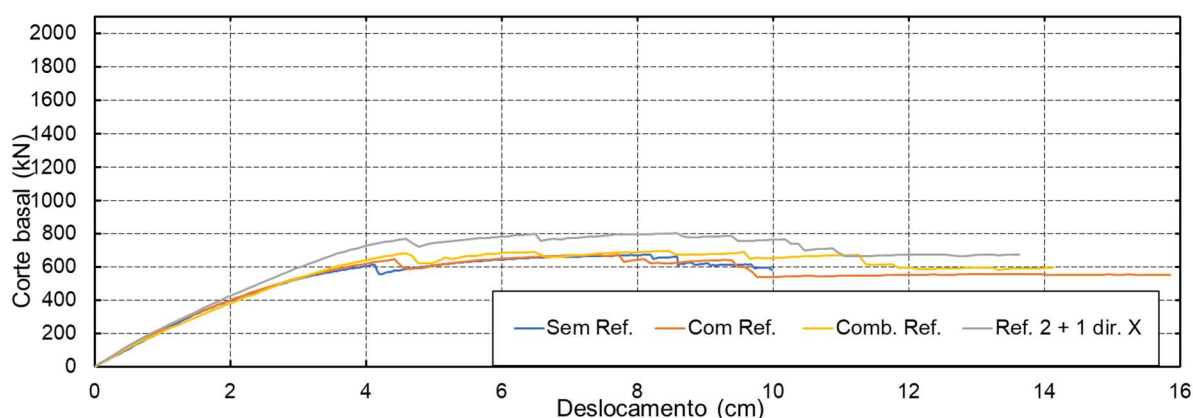


Figura 7-17 - Curvas de capacidade +X ação sísmica tipo 2

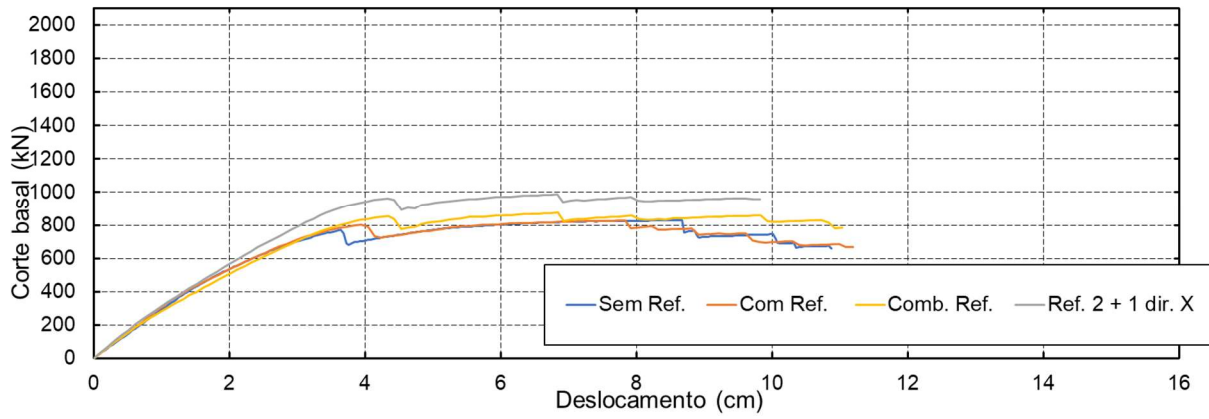


Figura 7-18 - Curvas de capacidade -X ação sísmica tipo 1

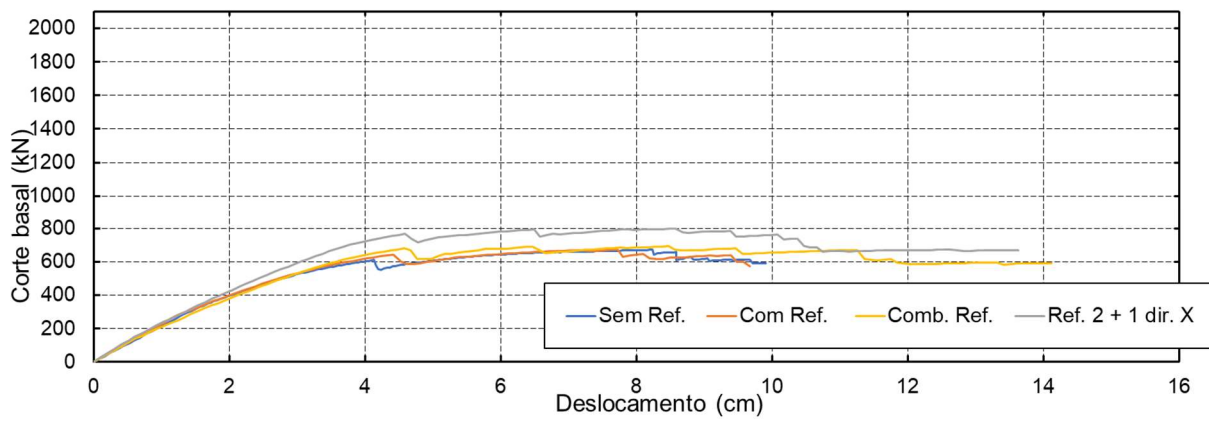


Figura 7-19 - Curvas de capacidade -X ação sísmica tipo 2

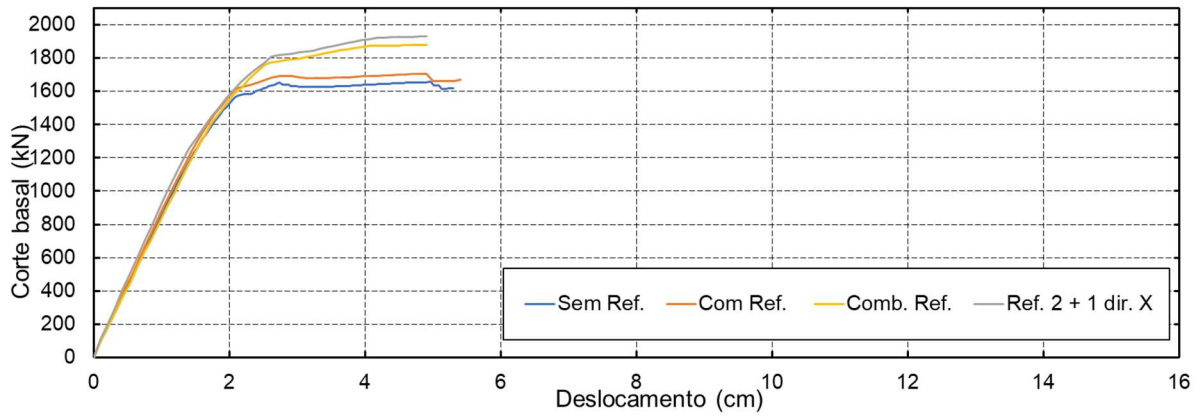


Figura 7-20 - Curvas de capacidade +Y ação sísmica tipo 1

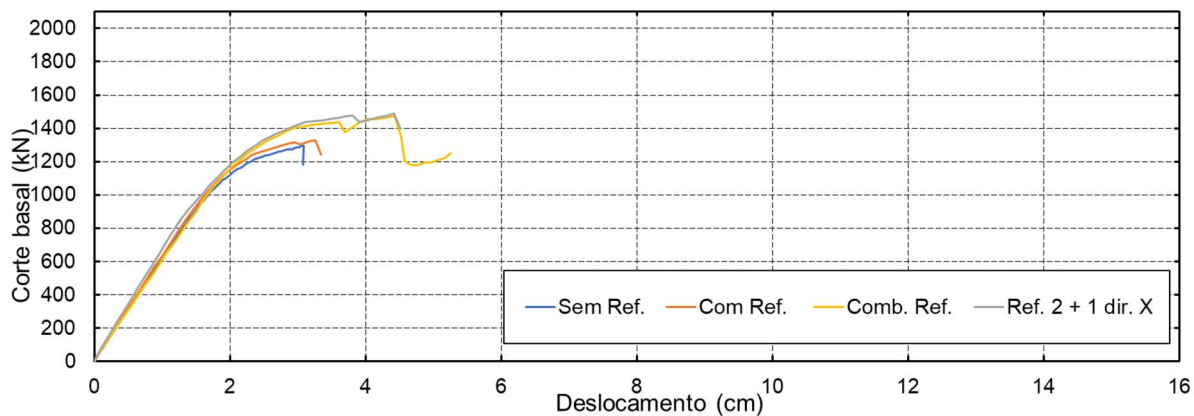


Figura 7-21 - Curvas de capacidade +Y ação sísmica tipo 2

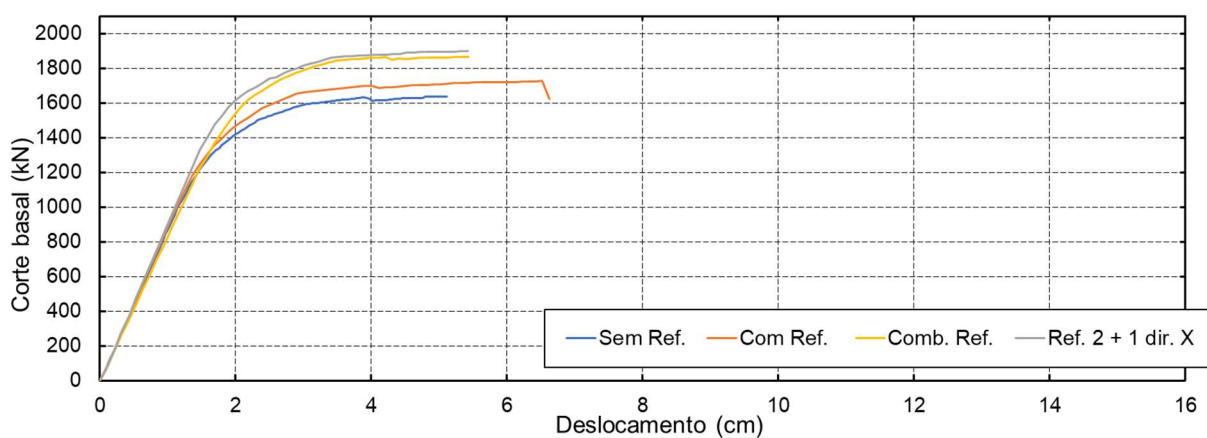


Figura 7-22 - Curvas de capacidade -Y ação sísmica tipo 1

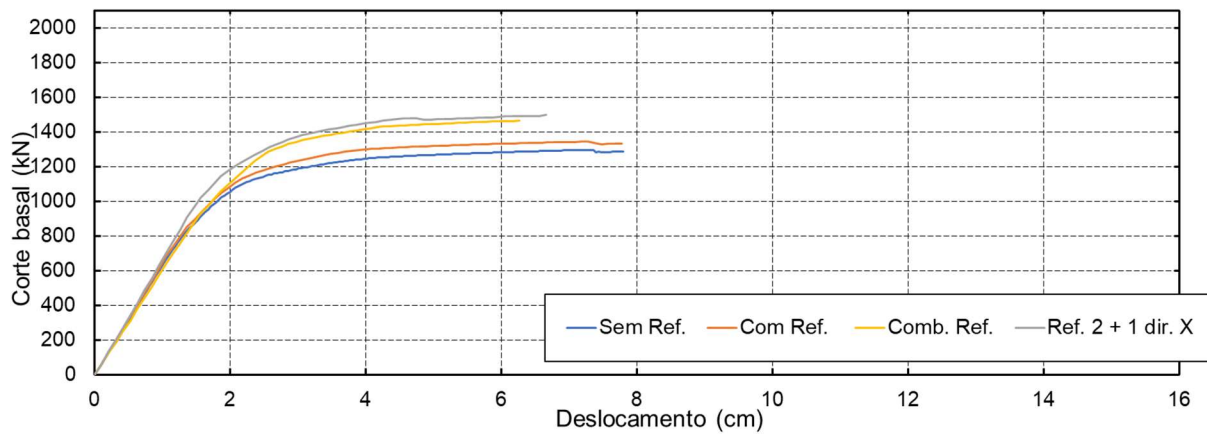


Figura 7-23 - Curvas de capacidade -Y ação sísmica tipo 2

Esta página é deixada em branco de propósito

8 OBSERVAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho procedeu-se ao estudo da avaliação da segurança sísmica de edifícios antigos de alvenaria. Foi proposta a avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício de alvenaria de acordo com a metodologia do Eurocódigo 8 parte 3, sendo este o principal objetivo do trabalho e que se considera ter sido alcançado. Foram estabelecidos como objetivos secundários a realização de uma análise paramétrica para avaliar a influência da ação sísmica na avaliação da segurança do edifício em estudo e ainda avaliar possíveis soluções de reforço sísmico para o edifício.

Para ajudar a alcançar estes objetivos, começou por se apresentar, no capítulo 2, uma revisão dos conhecimentos sobre o comportamento sísmico edifícios de alvenaria, desde a própria tecnologia construtiva, passando por uma breve revisão de conceitos de engenharia sísmica e engenharia de estruturas, até soluções de reforço sísmico. Posteriormente, no capítulo 3, foram revistos os aspetos regulamentares da avaliação da segurança sísmica de edifícios de alvenaria através do Eurocódigo 8, partes e 1 e 3. No capítulo 4 foi descrito um *software* desenvolvido especificamente para a avaliação de edifícios de alvenaria e utilizado no presente trabalho, designado 3Muri.

No capítulo 5 foi apresentado o caso de estudo que serviu de base ao presente trabalho. Foram abordados sucessivamente: (i) o desenvolvimento do modelo numérico e respetiva validação; (ii) a compreensão dos resultados da análise dinâmica obtidos pelo *software*; (iii) a obtenção das curvas de capacidade do edifício e (iv) a avaliação da segurança sísmica do edifício. O modelo numérico de macrolementos utilizado na modelação acaba por ter um bom equilíbrio entre a precisão e o esforço computacional, podendo ser realizada com um *software* comercial acessível dentro do campo técnico. Através da validação do modelo foi possível obter um erro reduzido o que indica que a modelação foi realizada com sucesso. A análise do comportamento sísmico do edifício foi dirigida à resposta global, governada principalmente pela capacidade resistente das paredes no seu próprio plano, constatando-se que a estrutura não verifica a segurança sob a ação sísmica. Entre outros aspetos, compreendeu-se que os edifícios antigos de alvenaria podem constituir um grande risco para a vida humana, uma vez que correm o risco de colapsar para a ação sísmica regulamentar prevista para Lisboa. O comportamento sísmico global dos edifícios de alvenaria depende da capacidade da estrutura para redistribuir as cargas horizontais entre os elementos a fim de explorar a máxima resistência no plano das paredes de alvenaria, sendo que o comportamento no plano pode ser dominado pelos modos de flexão ou falha de corte, que por sua vez dependem da geometria dos elementos e das propriedades mecânicas do material.

No capítulo 6 o objetivo era analisar se o edifício se encontrava em segurança caso se localizasse noutra região do país, concluindo-se que apenas verifica a segurança sísmica no Porto e em Coimbra.

Observações finais e trabalhos futuros

Tal como no capítulo anterior, a avaliação da segurança do edifício foi realizada para os 3 estados limite previstos do Eurocódigo 8 parte 3, com períodos de retorno diferentes, sendo que apenas teria de se verificar para o estado limite SD com um período de retorno de 475 anos. No caso de ser necessário verificar para os 3 estados limite (DL, SD, NC), o edifício apenas verificaria a segurança sísmica na região do Porto.

Por fim, no capítulo 7 foram estudadas duas técnicas de reforço, que podem ser aplicadas isoladamente ou cumulativamente, para que a estrutura verifique a segurança sísmica. Este objetivo foi alcançado, sendo possível compreender como os reforços estudados influenciam a estrutura. Mas não foi possível realizar um estudo custo-benefício.

Este tema é de extrema relevância uma vez que nos últimos anos foram levantados vários problemas relativamente à aplicação do Eurocódigo 8 parte 3 a edifícios de alvenaria. Grande parte do território português contém edifícios antigos de alvenaria, e parte deste território é considerado de moderada sismicidade. A avaliação da segurança destes edifícios, complementada com a implementação das necessárias técnicas de reforço, pode ser utilizada para prevenir o colapso parcial ou total dos mesmos e preservar as vidas humanas que pudessem estar envolvidas nestes colapsos. Desta forma a comunidade técnica e científica pode compreender melhor como realizar a avaliação da segurança de edifícios antigos de alvenaria segundo o Eurocódigo 8 parte 3 e aplicá-la aos vários edifícios existentes no território português.

No futuro dentro deste tema poderiam ser considerados e desenvolvidos os seguintes temas: (i) analisar o comportamento das paredes para fora do seu plano, compreendendo quais os mecanismos mais gravosos para a estrutura, bem como entender a modelação e análise que o 3Muri permite realizar e interpretar os resultados obtidos; (ii) realizar análises paramétricas mais aprofundadas, alterando, para além da região onde o edifício se localiza, o tipo de solo, o tipo de pavimento e o material estrutural (por exemplo o pavimento ser misto de madeira com betão), compreendendo e analisando como cada um destes aspetos influencia a estrutura e o seu comportamento sob a ação sísmica; (iii) estudar outras soluções de reforço possíveis para edifícios de alvenaria, de forma a melhorar o desempenho sísmico do mesmo, realizando um estudo económico dos reforços, analisar as soluções de reforços e o custo-benefício optando assim pela melhor solução para o edifício em estudo.

9 BIBLIOGRAFIA

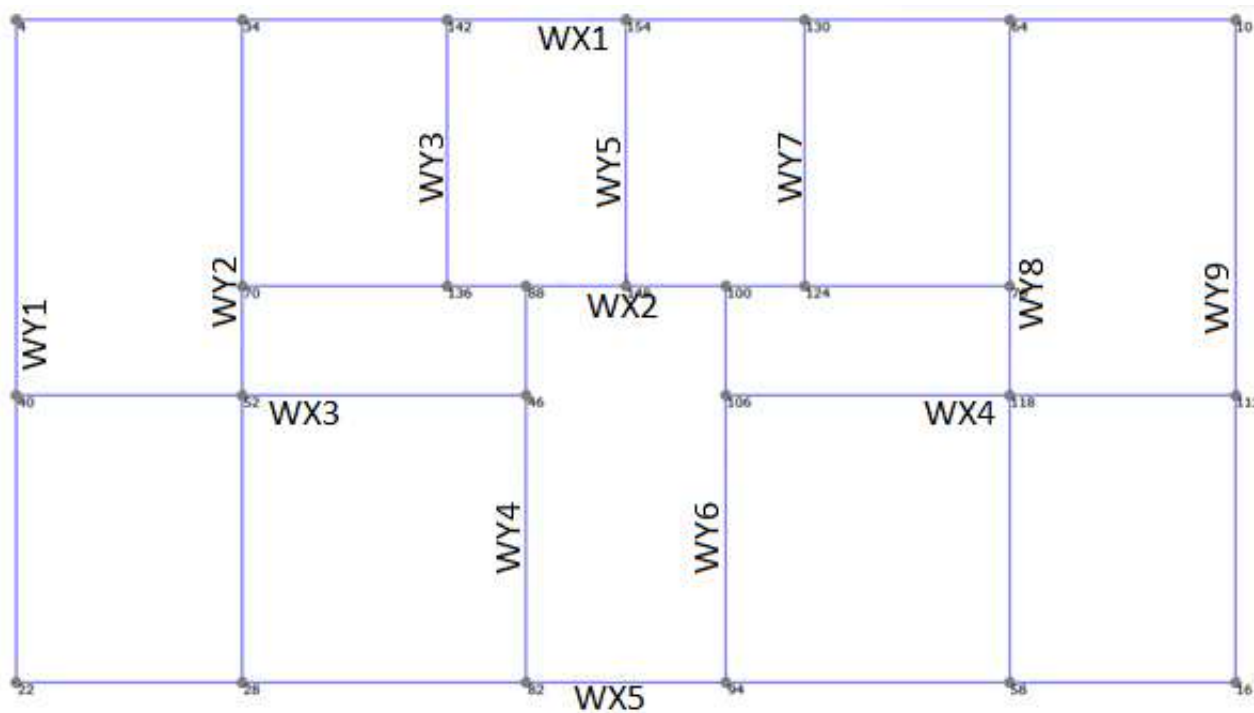
- Abalos Sísmicos*. (n.d.). <https://www.sogeografia.com.br/Conteudos/GeografiaFisica/Abalos/>
- Araujo, A. (2014). *Modelling of the Seismic Performance of Connections and Walls in Ancient Masonry Buildings*.
- Beavers, J. E. (n.d.). *D*.
- Calero, D. (2008). *Análisis y simulación del comportamiento mecánico de un amortiguador telescópico hidráulico como elemento de un pórtico sometido a cargas sísmicas*". *March 2008*, 1–134. <http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/bitstream/handle/21000/333/T-ESPE-023644.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Candeias, P. (2008). *Paulo José de Oliveira Xavier Candeias Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria Paulo José de Oliveira Xavier Candeias de edifícios de alvenaria*.
- Candeias, P., Correia, A., Campos Costa, A., Catarino, J. M., Pipa, M., Cruz, H., Carvalho Cansado, E., & Costa, A. (2020). General aspects of the application in Portugal of Eurocode 8 – Part 3 – Annex C (Informative) – Masonry Buildings. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 12(3), 99–120.
- Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2009). Modelling the seismic response of unreinforced existing masonry buildings: a critical review of some models proposed by codes. *Proceedings of the 11th Canadian Masonry Symposium*.
- Catulo, R. (2015). *Análise Dinâmica Experimental de Edifícios de Alvenaria e Avaliação Sísmica de um edifício tipo*.
- Cavalheiro, O. P. (n.d.). *ALVENARIA ESTRUTURAL Tão antiga e tão atual*.
- DR. (2019a). Decreto-Lei n.º 95/2019. *Diário Da República*, 35–45. http://www.oasrn.org/apoio.php?pag=tema_detalhe&id=83&num=70
- DR. (2019b). *Despacho Normativo n.º 21/2019*. 81–83.
- DR. (2019c). Portaria n.º 302/2019. *Diário Da República*, 134. http://www.oasrn.org/apoio.php?pag=tema_detalhe&id=83&num=70
- Escobar; Muller, E. (n.d.). *Origem do vulcanismo na Islândia e Havai*. <http://geopensadores.blogspot.com/2014/05/origem-do-vulcanismo-na-islandia-e-havai.html>
- Estêvão, J. M. C., & Carvalho, A. (2014). *Incertezas Na Simulação Estocástica De Sismos: O Caso Dos Açores*. *November*, 121957.
- FEMA, & NIBS. (2015). *Hazus - MH 2.1 Technical and User's Manual*. *Federal Emergency Management Agency*, 121. www.fema.gov/plan/prevent/hazus.
- Ferreira, A. (2014). *Modelação de paredes em alvenaria estrutural de tijolo*.
- Gomes, G. (2017). *Modelação Não Linear de Edifícios de Alvenaria Adjacentes com Pisos a Diferentes Cotas*.
- Grünthal, G. (1998). *Escala Macro Sísmica Europeia EMS - 98* (Vol. 15). [http://lib.riskreductionafrica.org/bitstream/handle/123456789/1193/1281.European Macroseismic Scale 1998.pdf?sequence=1](http://lib.riskreductionafrica.org/bitstream/handle/123456789/1193/1281.European%20Macroseismic%20Scale%201998.pdf?sequence=1)
- Guerreiro, L. (2000). *Definição da Acção Sísmica*. 1–8.
- Invernizzi, S. (n.d.). *Experimental and Numerical Analysis of the Compressive and Shear Behavior for a New Type of Self-Insulating Concrete Masonry System*.
- IPQ. (2010). NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*.
- IPQ. (2017). European Standard NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência ao sismo. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios. *Instituto Português Da Qualidade. European Committee for Standardization*.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., & Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame

Bibliografia

- model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures*, 56, 1787–1799. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2013.08.002>
- Magenes, G., & Penna, A. (2009). Existing masonry buildings: general code issues and methods of analysis and assessment. *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint*, 3, 185–198.
- NTC. (2018). *Circolare 02/02/2009 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni."* c.
- Nunes, R. (2013). *Modelação e análise de estruturas de edifícios existentes em alvenaria*.
- Pestana, E., Mascarenhas, K., Pinheiro, L., Queiroz, M., & Sousa, W. (2014). *A Alvenaria Estrutural e seu desenvolvimento histórico*.
- S.T.A Data. (n.d.). *User Manual*.
- Silva, J. (2016). *Caracterização e Avaliação Sísmica de um Edifício Misto Alvenaria-Betão*.
- Simões, A. (2018). *Evaluation of the seismic vulnerability of the unreinforced masonry buildings constructed in the transition between the 19th and 20th centuries in Lisbon, Portugal*.
- Simões, A., Bento, R., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2014). Seismic performance-based assessment of "Gaioleiro" buildings. *Engineering Structures*, 80, 486–500. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2014.09.025>
- _____. (2003). *Construções em alvenaria*.
- _____. (2006). *Risco Sísmico em Portugal Continental*. 409.

Esta página é deixada em branco de propósito

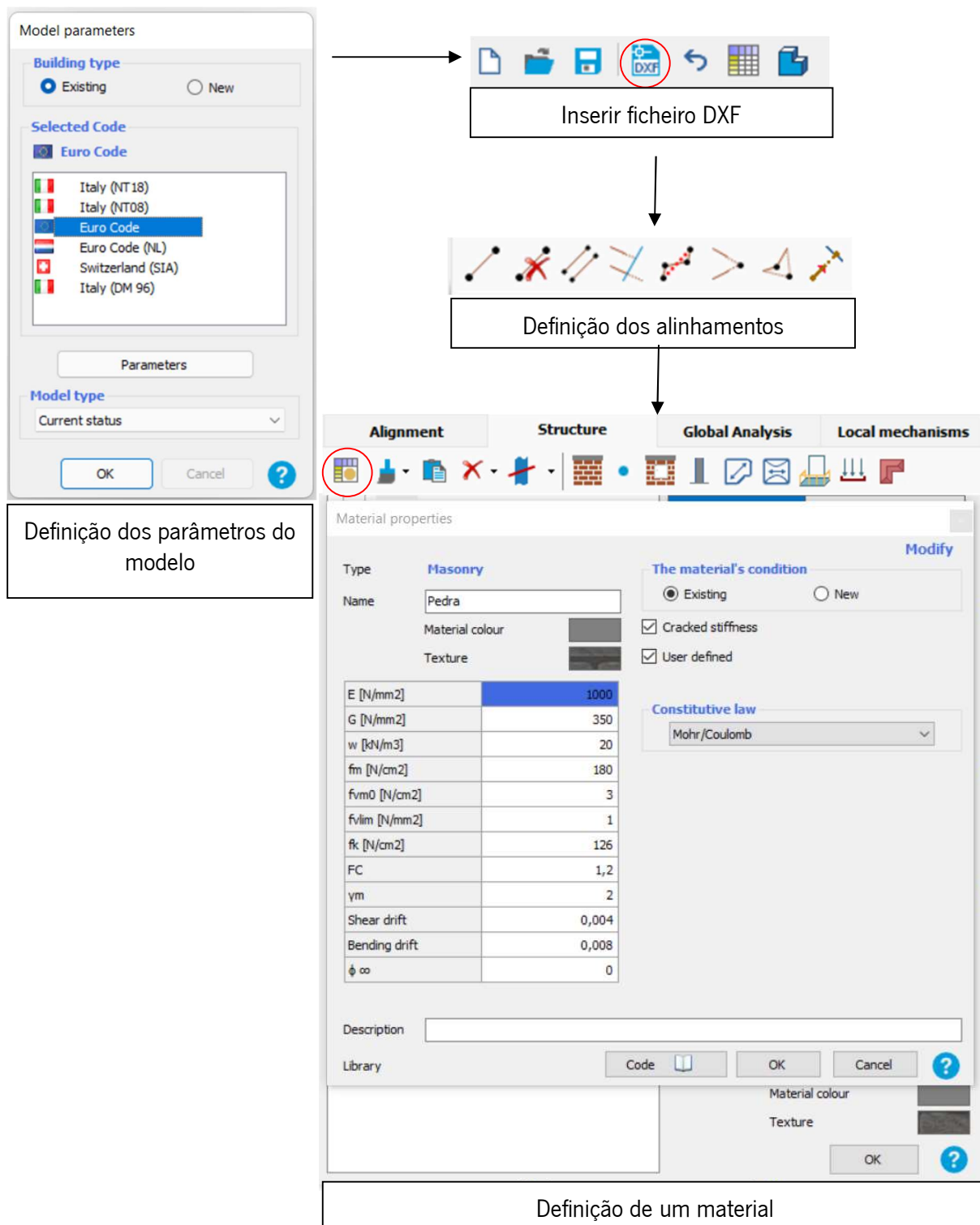
ANEXO B – NOMENCLATURA DAS PAREDES

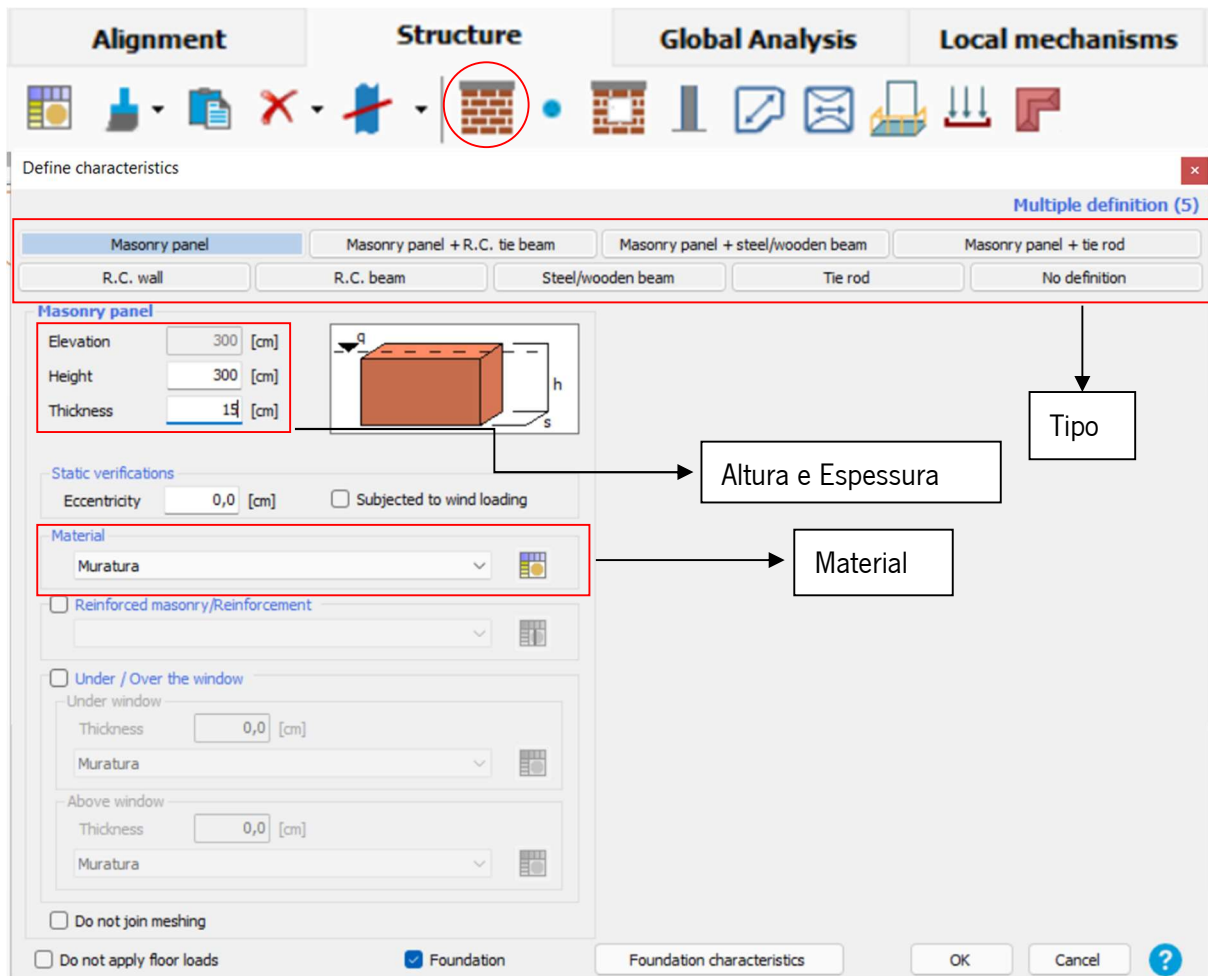


Anexo B- 1- Nomenclatura das Paredes

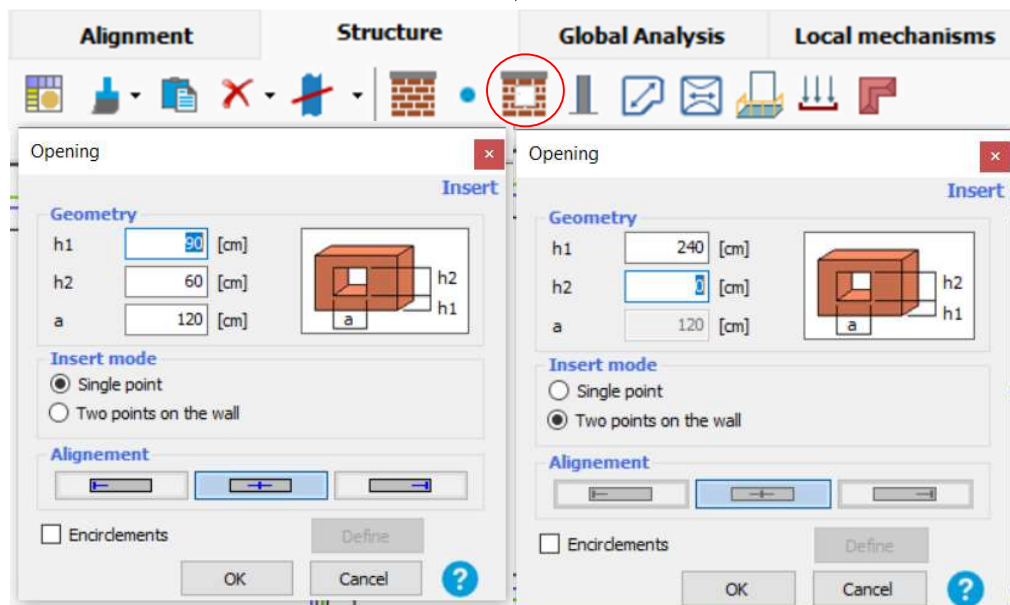
Esta página é deixada em branco de propósito

ANEXO C – 3MURI





Modelação de uma parede: Tipo; Altura; Espessura e Material



Modelação das aberturas

Horizontal structures

One-way timber floor with single wood plank
 One-way timber floor with overlapped wood planks
 One-way timber floor with additional concrete top
 Doppelbaumdecke
 Steel-beam and hollow flat block
 Steel-beam and vault
 masonry-r.c. composite floor

Tipo

Computed values

Thickness	2,5	[cm]
G	750,00	[N/mm ²]
Ex	12 000,00	[N/mm ²]
Ey	0,00	[N/mm ²]
V	0	

Parameters

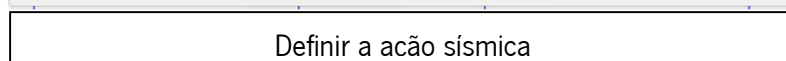
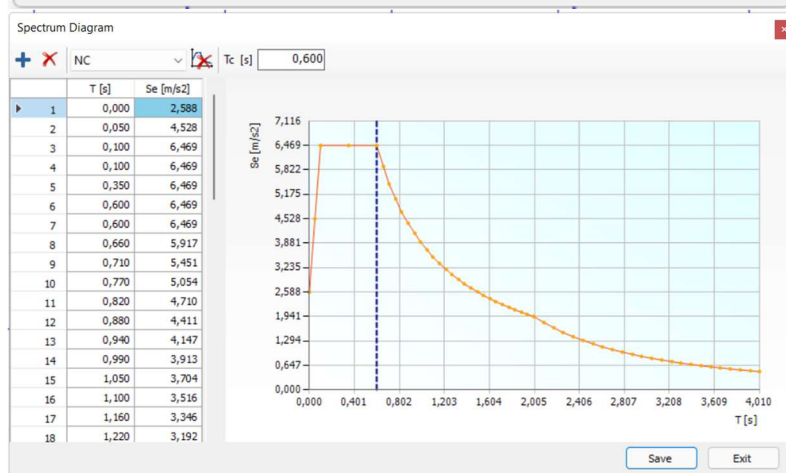
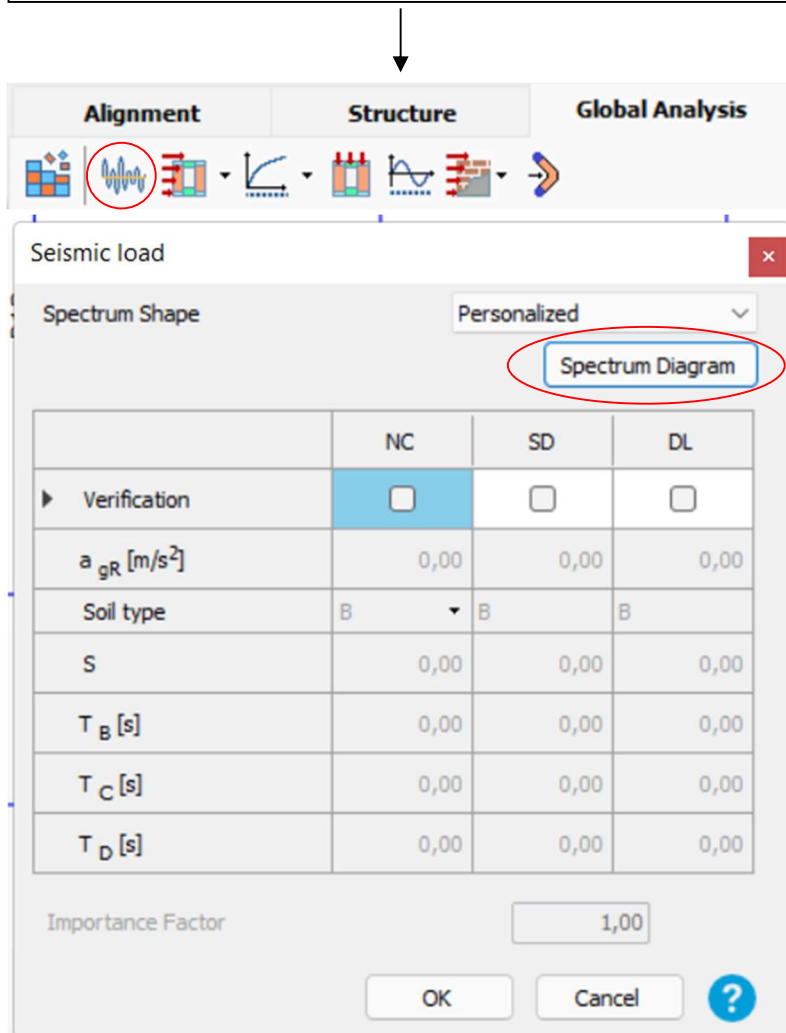
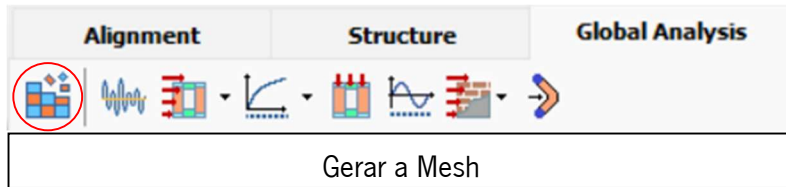
b [cm]	7,5
h [cm]	15
i [cm]	45
T [cm]	2,5
E beam [N/mm ²]	12000
G wooden board [N/mm ²]	750

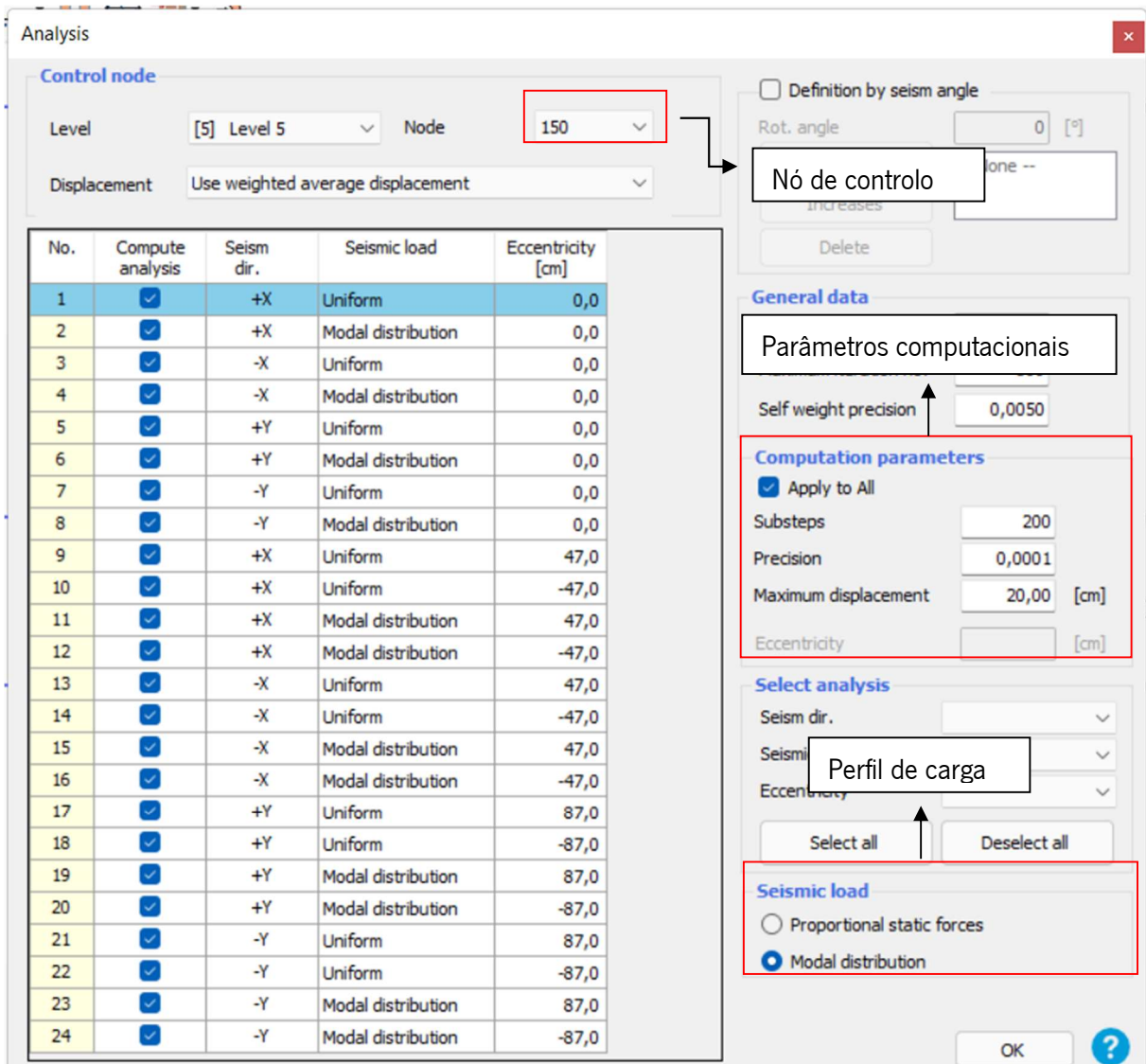
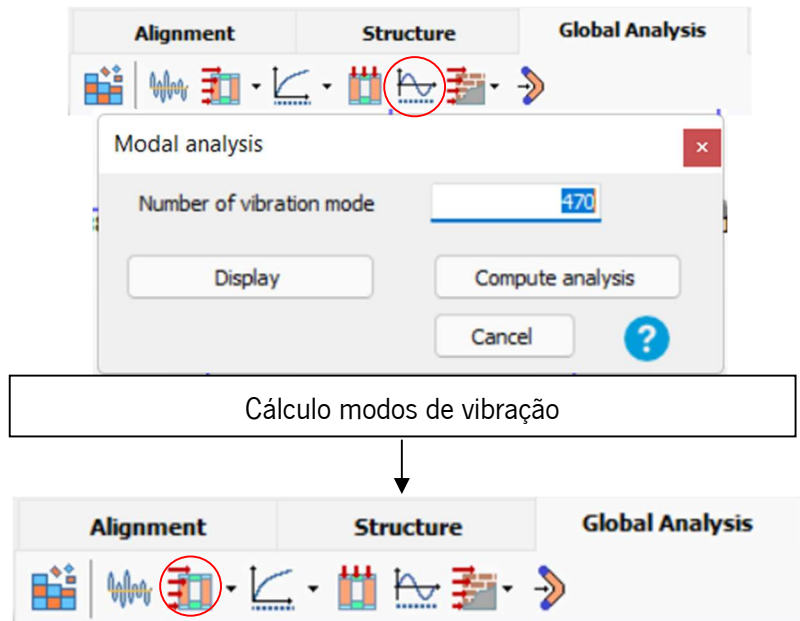
OK Cancel ?

Modelação de uma laje: Tipo e Parâmetros da mesma

Alignment Structure Global Analysis Local mechanisms

Modelação da cobertura: Contas dos diferentes pontos; e Modelação semelhante à de uma laje










Correr a analise. Definir: Nó de Controlo; Parâmetros computacionais e Perfil de carga

Esta página é deixada em branco de propósito

ANEXO D – DESIGNAÇÕES DOS DANOS

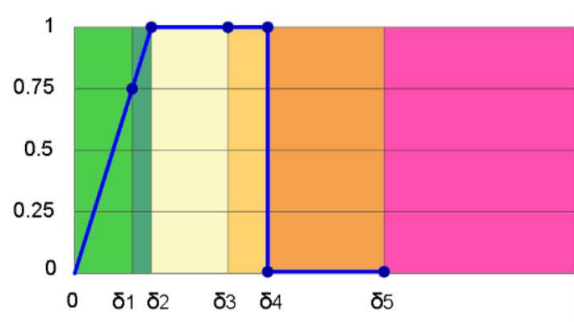
	Undamaged	Sem danos
	Plasticity incipiente	Regime plástico iminente: Quando um elemento está no campo elástico mas está próximo da plastificação
	Shear damage	Dano por corte
	Incipiente shear failure	Colapso por corte iminente
	Shear failure	Colapso por corte
	Bending damage	Dano por flexão
	Incipient bending failure	Colapso por flexão iminente
	Bending failure	Colapso por flexão
	Serious crisis	Colapso crítico
	Compression failure	Colapso por compressão
	Tension failure	Colapso por tração: Alvenaria reforçada: A tração provocou a rutura do reforço, este é um estado irreversível
	Failure during elastic phase	Colapso durante o regime elástico
	Ineffective element	Elemento ineficiente (pode evoluir para qualquer tipo de colapso): A alvenaria comum: A alvenaria não é eficaz; isto não é uma rutura real, mas um estado temporário reversível que pode evoluir para qualquer outro tipo de rutura.

Anexo D- 1 - Designação dos Danos

As áreas coloridas utilizadas nos diagramas, referem-se à legenda colorida dedicada à "Alvenaria", presente na 3Muri.

Nembo com mecanismo de corte

Anexo D – Designações dos danos



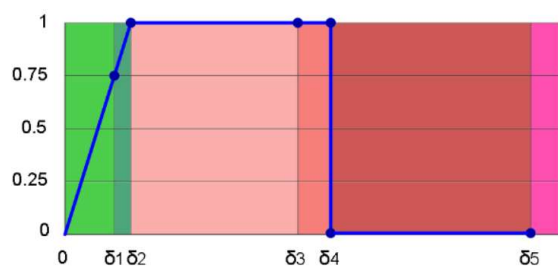
Anexo D- 2 – Diagrama: nembo com mecanismo de corte

O comportamento do corte da parede do cais pode ser descrito através dos seguintes traços, representativos dos níveis progressivos de danos relacionados com o diagrama anterior:

0 - δ_1	Elasticity	Elasticidade
δ_1 - δ_2	Incipient of plasticity	Incipiente de plasticidade
δ_2 - δ_3	Plastic for shear	Plástico para corte
δ_3 - δ_4	Shear rupture incipient	Rutura por corte incipiente
δ_4 - δ_5	Shear rupture	Rutura por corte
δ_5 - ∞	Serious crisis	Crise grave

Anexo D- 3 - Descrição dos torços do digrama nembo com mecanismo de corte

Nembo com mecanismo de flexão



Anexo D- 4 – Diagrama: nembo com mecanismo de flexão

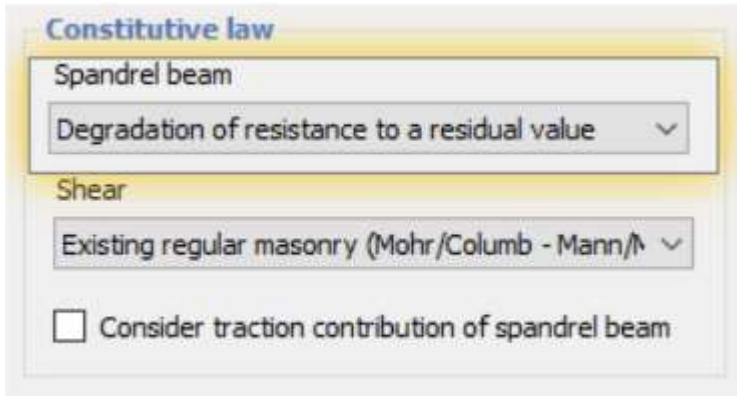
O comportamento da parede do nembo a curvar, no entanto, pode ser descrito através dos seguintes traços:

0 - δ_1	Elasticity	Elasticidade
δ_1 - δ_2	Incipient of plasticity	Incipiente de plasticidade
δ_2 - δ_3	Plastic for bending	Plástico para dobrar
δ_3 - δ_4	Bending rupture incipient	Rutura por flexão incipiente
δ_4 - δ_5	Bending rupture	Rutura por flexão
δ_5 - ∞	Serious crisis	Crise grave

Anexo D- 5 - Descrição dos torços do digrama nembo com mecanismo de flexão

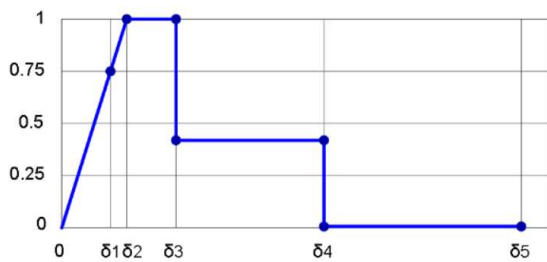
Estes novos níveis de danos permitem uma previsão mais precisa das intervenções e do nível de degradação da alvenaria.

Através do menu pendente, exclusivamente dedicado aos "Spandrel beams", presentes no ecrã principal dos materiais de alvenaria, o software fornece três tipos de análise:



Anexo D- 6 - Spandrel beams

Com degradação da resistência ao valor residual (ligação multi-linha)



Anexo D- 7 – Diagrama: Com degradação da resistência ao valor residual

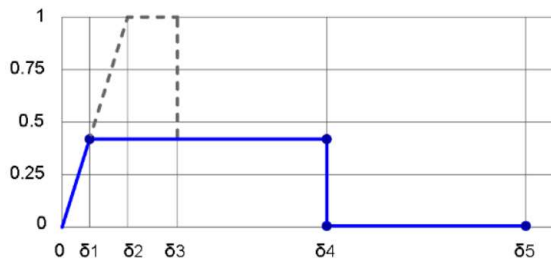
Este tipo de ligação é definido na Circular em §8.7.1.3.1 assumindo:

δ_1 :	0,75 é o valor por defeito da "plasticidade incipiente da ligação de factor" definida na janela de parâmetros
δ_2	deformação em correspondência com o limite elástico definido pela rigidez e resistência do limite
δ_3	0.005
δ_4	0.015
δ_5 : $2 * \delta_4$	Esta deformação representa o estado de "crise grave" não exigido diretamente na norma mas útil como "aviso" para o projetista

Anexo D- 8 – Descrição dos torços do diagrama com degradação da resistência ao valor residual

Anexo D – Designações dos danos

Com resistência igual ao valor residual (ligação bilinear)



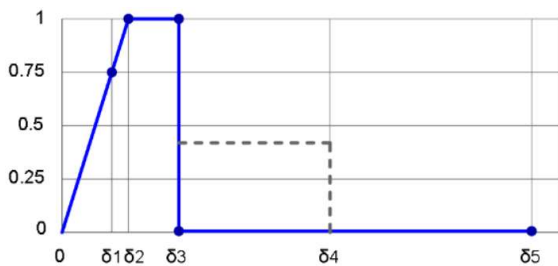
Anexo D- 9 – Diagrama: Com resistência igual ao valor residual

Este tipo de ligação é definido na Circular em §C8.7.1.3.1 assumindo:

δ_4	0.015
δ_5 : $2 \cdot \delta_4$	Esta deformação representa o estado de "crise grave" não exigido diretamente na norma mas útil como "aviso" para o projetista.

Anexo D- 10 -Descrição dos torços do diagrama com resistência igual ao valor residual

Sem resistência residual



Anexo D- 11 – Diagrama: Sem resistência residual

Este tipo de vínculo representa uma variação lógica do vínculo anterior a partir do vínculo multilinha, mas não está atualmente coberto pelos regulamentos atuais.