

**Avaliação da segurança sísmica de um edifício com
estrutura em alvenaria e betão armado**

Maria Manuel Dias Coelho

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadores

Prof.^a Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Doutora Ana Gabriela Gaspar Simões

Júri

Presidente: Professor Doutor Mario Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientadora: Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira
Bento

Vogal: Professora Doutora Helena Alves Meireles

Maio 2022

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Códigos de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Agradecimentos

Primeiramente, gostaria de agradecer às minhas orientadoras Professora Doutora Rita Bento e Doutora Ana Simões por toda a orientação e por todo o conhecimento transmitido, essenciais ao desenvolvimento desta dissertação. Um especial agradecimento ainda pela dedicação e disponibilidade ao longo de todo o trabalho.

À minha mãe, ao meu pai e à minha irmã por toda a paciência para me aturar nas alturas mais stressantes do meu percurso académico, pelo carinho e por acreditarem em mim.

Aos amigos e colegas, Isabel Godinho, Mariana Neves, João Pinho, Inês Alves e Filipa Calheiros, com os quais me diverti imenso ao longo deste percurso, até nas noites mais intensas de estudo. Obrigada por toda a partilha de conhecimento, sem esperarem nada em troca.

Aos meus amigos Mariana Carvalho, Carlos Eduardo, Rui Matos e Francisco Silva por toda a amizade, ajuda, compreensão e apoio incondicional ao longo destes anos. Um especial agradecimento ao meu namorado Miguel Almeida, que nunca me deixou desistir, esteve sempre presente e foi um pilar incondicional em todos os aspetos da minha vida.

Por último ao Instituto Superior Técnico, por permitir a minha formação enquanto Engenheira Civil.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Resumo

Os edifícios de alvenaria com elementos de betão armado surgiram na década de 30, com a introdução do betão armado nas construções. São normalmente apelidados de edifícios “placa” ou edifícios mistos de alvenaria e betão armado e representam cerca de um terço das edificações em Portugal. Muitos destes edifícios encontram-se em mau estado de conservação, ou sofreram alterações estruturais importantes, que causam um decréscimo na resistência da estrutura.

Posto isto, e tendo em conta a Portaria nº 302/2019 (Portaria, 2019) que entrou em vigor, é necessário realizar uma avaliação sísmica do comportamento global dos edifícios existentes, sempre que os mesmos venham a ser alvo de intervenções. Foi neste contexto, que surgiu o interesse de estudar um edifício típico de “placa” da cidade de Lisboa.

A avaliação sísmica foi feita através do programa 3Muri, tendo sido desenvolvidas diversas análises, nomeadamente: (i) análise dinâmica modal; (ii) análises estáticas não lineares ou análises *pushover*; (iii) análises de sensibilidade; (iv) análises de mecanismos locais para fora do plano. Foi ainda realizada uma avaliação sísmica através dos métodos expeditos, para edifícios com pavimentos flexíveis ou rígidos e estudadas várias técnicas de reforço, tendo em conta as falhas apresentadas na segurança sísmica.

Esta dissertação pretende ainda colmatar lacunas quanto à modelação da cobertura no programa 3Muri, permitindo perceber se existem diferenças nos resultados obtidos se a mesma for estruturalmente modelada ou se se considerar os seus efeitos nos elementos estruturais modelados, e desta forma dar indicações sobre a melhor abordagem de modelação.

Palavras-chave:

Edifícios mistos de alvenaria-betão armado, Avaliação da vulnerabilidade sísmica, Análise *pushover*, Análise de sensibilidade, Análise de mecanismos locais, Soluções de reforço.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Abstract

Masonry buildings with reinforced concrete elements emerged in the 1930s, with the introduction of reinforced concrete in construction. They are usually called "placa" buildings or mixed masonry and reinforced concrete buildings and represent about one third of the buildings in Portugal. Many of these buildings are in poor condition, or have undergone major structural changes, which cause a decrease in the strength of the structure.

Regarding this and considering the Ordinance N°302/2019 (Portaria, 2019) that have come into force, it is necessary to perform a seismic evaluation of the global behaviour of existing buildings, whenever they will be subject to interventions. It was in this context, that the interest in studying a typical "placa" building in the city of Lisbon arose.

The seismic evaluation was performed using the 3Muri program, and several analyses were developed, namely: (i) modal dynamic analysis; (ii) non-linear static or pushover analyses; (iii) sensitivity analyses; (iv) local out-of-plane mechanism analyses. A seismic evaluation was also performed using expedite methods, for buildings with flexible or rigid floors, and several strengthening techniques were studied, taking into account the failures presented in the seismic safety.

This dissertation also aims to fill gaps regarding the modelling of the roof in the 3Muri programme, allowing us to understand if there are differences in the results obtained if it is structurally modelled or if its effects on the modelled structural elements are considered, and thus to give indications about the best modelling approach.

Keywords:

Mixed masonry-reinforced concrete buildings, Seismic vulnerability assessment, Pushover analysis, Sensitivity analysis, Local mechanisms analysis, Reinforcement solutions.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Índice

Declaração	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Lista de Símbolos	xix
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivo	2
1.3 Organização	2
Capítulo 2 – Edifício em estudo	5
2.1 Enquadramento histórico do Bairro de Alvalade	5
2.2 Plano de Urbanização de Alvalade	5
2.3 Caso de estudo	10
2.3.1 Caracterização estrutural	10
2.3.2 Fundações	11
2.3.3 Paredes Resistentes	12
2.3.4 Pavimentos	14
2.3.5 Cobertura	15
Capítulo 3 – Modelação estrutural	17
3.1 Enquadramento	17
3.2 Propriedades e resistências dos materiais	18
3.3 Cargas e massas aplicadas	20
3.4 Elementos estruturais	21
3.4.1 Paredes de alvenaria	22
3.4.2 Vigas de betão armado	24
3.4.3 Pavimentos	24
3.4.4 Cobertura	25

Capítulo 4 – Análise sísmica	27
4.1 Introdução	27
4.2 Análise Modal.....	28
4.3 Análise estática não linear (<i>pushover</i>)	29
4.3.1 Modelo A	31
4.3.1.1 Nó de controlo	31
4.3.1.2 Curvas de Capacidade Resistente.....	32
4.3.1.3 Danos correspondentes ao deslocamento último	34
4.3.2 Modelo B	37
4.3.2.1 Nó de controlo	37
4.3.2.2 Curvas de Capacidade Resistente.....	37
4.3.2.3 Danos correspondentes ao deslocamento último	38
4.3.3 Conclusões.....	40
4.4 Método N2.....	42
4.4.1 Descrição do método.....	42
4.4.2 Definição da Ação Sísmica.....	43
4.4.3 Resultados	45
4.5 Análise de sensibilidade	48
4.6 Análises Locais para Fora do Plano	51
4.6.1 Enquadramento.....	51
4.6.2 Definição da Ação Sísmica.....	53
4.6.3 Resultados	53
Capítulo 5 – Métodos expeditos para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria.	55
5.1 Introdução	55
5.2 Avaliação da segurança à ação sísmica.....	56
5.2.1 Método III	56
5.2.2 Método II	56
5.2.3 Método I	58
5.3 Resultados obtidos para os modelos com pisos flexíveis e rígidos	59

5.3.1 Método III.....	59
5.3.2 Método II.....	61
5.3.3 Método I.....	63
5.3 Conclusões.....	63
Capítulo 6 – Soluções de reforço.....	65
6.1 Introdução	65
6.2 Adição de uma camada de betão no pavimento	66
6.3 Injeção de cal	68
6.4 Malha de reforço com fibras de carbono.....	70
6.5 Tirantes	72
6.6 Conclusões.....	73
Capítulo 7 - Conclusões.....	75
Referências	77

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Índice de Figuras

Figura 2. 1 - Plano de Urbanização da Zona a Sul da Avenida Alferes Malheiro (Alegre, 1999) (à esquerda) e planta do Bairro de Alvalade com a respetiva divisão das células e arruamentos (Ferrito, 2014) (à direita).	6
Figura 2. 2 - Planta das células I e II	7
Figura 2. 3 - Edifícios presentes nas diferentes células do Bairro de Alvalade (Milošević, 2019)....	7
Figura 2. 4 - Nove diferentes tipos de habitação no Bairro de Alvalade (Alegre & Heitor, 2004).	8
Figura 2. 5 - Nove diferentes tipos de habitação nas células I e II do Bairro de Alvalade (Alegre & Heitor, 2004).	9
Figura 2. 6 - Identificação de cada grupo de empreitada realizada nas células I e II (Alegre & Heitor, 2004).	9
Figura 2. 7 - Localização do edifício em estudo e edifícios semelhantes (a verde) na célula I e II do Bairro de Alvalade (Lamego, 2014).	10
Figura 2. 8 - Alçado principal (à esquerda) e alçado posterior (à direita) do edifício em estudo (Lamego, 2014).....	10
Figura 2. 9- Planta do piso térreo do edifício em estudo, dimensões em m, adaptado de (Lamego et al., 2017).....	11
Figura 2. 10 - Tipo de solo da fundação no Bairro de Alvalade (Milošević, 2019).	11
Figura 2. 11- Esquema da continuidade das paredes para as fundações (Appleton, 2003).....	12
Figura 2. 12 - Paredes de fachada do edifício em estudo, dimensões em m.....	12
Figura 2. 13 - Corte na secção transversal (sentido Y) do edifício com representação das vigas de betão armado por cima das janelas e das portas (Milošević, 2019).....	13
Figura 2. 14 - Plantas do edifício, Piso 0 (em cima) e pisos superiores (em baixo), com representação dos materiais constituintes.	13
Figura 2. 15 - Pavimento de madeira (Milošević, 2019).	14
Figura 2. 16 - Laje de betão armado: direção x, direção y e laje encontrada in situ com graves problemas de corrosão das armaduras, respetivamente (Lopes et al., 2008).	14
Figura 2. 17 - Corte dos pavimentos, com indicação da caixa de ventilação (adaptado de Milošević, 2019).	15
Figura 2. 18 - Aberturas das caixas de ar (Milošević, 2019).....	15
Figura 2. 19 - Cobertura do edifício em corte (AML, 2021).	15
Figura 3. 1 - Modelo tridimensional do Modelo A (esquerda) e do Modelo B (direita).	18
Figura 3. 2 - Representação das cargas aplicadas no Modelo A.	20
Figura 3. 3 - Discretização dos macro-elementos através do método dos pórticos equivalentes (adaptado de (Lagomarsino et al, 2013).	22
Figura 3. 4 - Esquema dos esforços num macro-elemento (S.T.A DATA, 2020).	23
Figura 3. 5 - Mecanismos de rotura no plano (S.T.A DATA, 2020).....	24

Figura 3. 6 - Esquema das vigas de betão armado.....	24
Figura 3. 7 - Definição dos pavimentos no 3Muri (S.T.A DATA, 2020).....	25
Figura 3. 8 - Estrutura da cobertura desenvolvida no 3Muri.....	25
Figura 3. 9 – Definição da cobertura no 3Muri.....	26
Figura 4. 1 – Modo de vibração em X (à esquerda) e modo de vibração em Y (à direita).....	29
Figura 4. 2 - Curvas de capacidade resistente a) e b) (Ferrito, 2014).....	30
Figura 4. 3 - Planta do edifício em estudo no último piso e identificação dos diferentes nós e paredes.	32
Figura 4. 4 - Curvas de capacidade resistente, na direção X (nó 4) para os diferentes carregamentos e sentidos, calculadas a partir da média ponderada ou da média dos deslocamentos.	32
Figura 4. 5 - Curvas de capacidade resistente na direção Y (nó 12), para os diferentes carregamentos e sentidos, calculadas a partir da média ponderada ou da média dos deslocamentos.	33
Figura 4. 6 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento. Representação do deslocamento último.	34
Figura 4. 7 - Planta do edifício em estudo com representação das paredes condicionantes.	35
Figura 4. 8 - Padrão de danos das paredes de fachada (P1 em cima e P3 em baixo) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X.....	35
Figura 4. 9 - Padrão de danos das paredes de empena (P4 à esquerda e P2 à direita) para os diferentes carregamentos aplicados na direção Y.....	36
Figura 4. 10 - Padrão de danos nas paredes interiores (P19 à esquerda e P16 à esquerda) para os diferentes carregamentos aplicados na direção Y.....	37
Figura 4. 11 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento. Representação do deslocamento último.	38
Figura 4. 12 - Padrão de danos das paredes de fachada (P1 em cima e P3 em baixo) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X.....	39
Figura 4. 13 - Padrão de danos das paredes de fachada (P4 à esquerda e P2 à direita) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X.....	40
Figura 4. 14 - Curvas de capacidade resistente para a direção X, em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo A e Modelo B.	41
Figura 4. 15 Curvas de capacidade resistente para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo A e Modelo B.....	41
Figura 4. 16 - Curva bilinear e curva de capacidade do sistema de 1 GL equivalente (NP 1998-1, 2010).	43
Figura 4. 17 - Curvas de capacidade bilinear para o sentido positivo (à esquerda) e sentido negativo (à direita).	46
Figura 4. 18 - Método de determinação do deslocamento objetivo do sistema de um grau de liberdade equivalente para períodos curtos (à esquerda) e períodos médios ou longos (à direita).	46

Figura 4. 19 - Rácio entre $\frac{3}{4}$ do deslocamento último e o deslocamento objetivo para as diferentes análises para o sismo tipo 1 (à esquerda) e sismo tipo 2 (à direita).	47
Figura 4. 20 - Resultados da análise de sensibilidade cognitiva e de melhoramento, segundo os cenários mais condicionantes, na direção X e Y.	51
Figura 4. 21 - Retração da articulação na extremidade do bloco (S.T.A DATA, 2020).....	52
Figura 4. 22 - Mecanismos de colapso identificados na parede de fachada tardoz.	54
Figura 5. 1 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo PF.....	59
Figura 5. 2 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo PR.	60
Figura 6. 1 – Definição do pavimento no 3Muri.....	66
Figura 6. 2 - Curvas de capacidade resistente obtidas para o Modelo C (a cor de laranja e amarelo) e para o Modelo A (a azul e verde) na direção X (em cima) e na direção Y (em baixo).	67
Figura 6. 3 - Rácio <i>dmdt</i> das análises para o Modelo A, Modelo C e Modelo PR.	68
Figura 6. 4 - Curvas de capacidade resistente obtidas para o Modelo D (a cor de laranja e amarelo) e para o Modelo A (a azul e verde) na direção X (em cima) e na direção Y (em baixo).	69
Figura 6. 5 - Padrão de danos das paredes de fachada (P1 em cima e P3 em baixo) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X para o deslocamento último.	70
Figura 6. 6 - Propriedades da malha de carbono inserida nas paredes de fachada (CNR-DT 200 R1/2013, 2014; CNR-DT 215-2018, 2020).....	71
Figura 6. 7 - Curvas de capacidade resistente obtidas para o Modelo E (a cor de laranja e amarelo) e para o Modelo A (a azul e verde) na direção X (em cima) e na direção Y (em baixo).....	71
Figura 6. 8 - Padrão de danos das paredes de fachada (P1 em cima e P3 em baixo) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X para o deslocamento último.	72
Figura 6. 9 – Mecanismos de colapso identificados na parede de fachada tardoz e tirantes aplicados.	73

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Índice de Tabelas

Tabela 2. 1 - Identificação das paredes, do tipo de material e espessura das mesmas.....	13
Tabela 3. 1 – Diferenças entre o Modelo A e o Modelo B.	18
Tabela 3. 2 – Propriedades dos materiais constituintes das paredes.	19
Tabela 3. 3 – Propriedades dos materiais constituintes do pavimento.	20
Tabela 3. 4 – Cargas aplicadas.....	21
Tabela 3. 5 – Armadura das vigas de betão armado.	24
Tabela 4. 1 - Modos de vibração, períodos e frequências.....	28
Tabela 4. 2 - Deslocamentos últimos (em m) do edifício em estudo.	34
Tabela 4. 3 - Deslocamentos últimos (em m) do edifício em estudo.	38
Tabela 4. 4 - Parâmetros para a definição dos espectros sísmicos	45
Tabela 4. 5 - Propriedades das curvas de capacidade bilineares.....	45
Tabela 4. 6 - Valores de deslocamento último e de deslocamento objetivo no sistema equivalente de um grau de liberdade para o sismo tipo 1 e para o sismo tipo 2.	47
Tabela 4. 7 - Propriedades mecânicas dos materiais.	48
Tabela 4. 8 – Parâmetros para a definição dos espectros sísmicos.....	53
Tabela 4. 9 - Verificação de segurança dos mecanismos de colapso através da análise cinemática não linear.....	54
Tabela 5. 1 - Critérios de aplicação dos métodos I, II e III (Bernardo et al., 2020 e (Bernardo et al., 2021).	56
Tabela 5. 2 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o Modelo PF.	60
Tabela 5. 3 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o Modelo PR.	61
Tabela 5. 4 - Coeficiente sísmico esperado (CS_E) para o Modelo PF e para o Modelo PR.....	61
Tabela 5. 5 - Resistências das paredes e coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 1 na direção X (CS_c) para o Modelo PF.	62
Tabela 5. 6 - Resistências das paredes e coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 1 na direção X (CS_c) para o Modelo PR.....	62
Tabela 5. 7 - Coeficiente sísmico resistente de cada piso, na direção X (CS_c) para o Modelo PF e PR.	62
Tabela 5. 8 - Avaliação da segurança sísmica pelo método II, na direção X para o Modelo PF e PR.	63
Tabela 5. 9 - Avaliação da segurança sísmica pelo método I, na direção X para o Modelo PF e Modelo PR.....	63

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Lista de Símbolos

A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica;
A_s	Área de armadura;
A_{piso}	Área do piso;
A_{PC}	Área de paredes na direção da ação sísmica;
E	Módulo de elasticidade;
E^*_{m}	Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico do sistema equivalente com um grau de liberdade;
F^*_y	Força de corte basal necessária à formação de um mecanismo plástico do sistema equivalente com um grau de liberdade;
F_b	Força de corte basal;
$F_{b,\text{máx}}$	Força de corte basal máxima;
F^*	Força do sistema equivalente com um grau de liberdade;
G	Módulo de distorção;
ν	Coefficiente de Poisson;
ω	Peso volúmico;
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente j;

H	Altura do edifício;
I_S	Índice de sensibilidade;
L	Comprimento do elemento;
N_j	Esforço axial no nó j ;
P	Força vertical total atuante no elemento;
M_j	Momento fletor no nó j ;
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i ;
S	Coefficiente de solo;
$S_{m\acute{a}x}$	Coefficiente de solo máximo;
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástico;
T^*	Período elástico do sistema equivalente com um grau de liberdade;
T	Período de vibração;
T_1	Primeiro período de vibração da estrutura;
T_j	Esforço transversal no nó j ;
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;
$V_{H,j}$	Resistência horizontal de um piso aos mecanismos de rotura;
V_{flk}	Resistência à rotura por flexão numa parede;
V_{cdk}	Resistência à rotura por corte diagonal numa parede;
V_{clk}	Resistência à rotura por deslizamento numa parede;
W_E	Peso total do edifício;
Z	Altura do centro de gravidade das linhas de restrição entre os blocos envolvidos no mecanismo;
a	Retração no ponto de rotação;
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície para um terreno do tipo A;
b	Fator que tem em conta a distribuição das tensões na parede;
c_u	Coesão das juntas de argamassa da alvenaria;
d^*	Deslocamento de controlo do sistema equivalente de um grau de liberdade;
d^*_{et}	Deslocamento objetivo do sistema equivalente com um grau de liberdade com um comportamento elástico ilimitado;
d_t	Deslocamento objetivo do sistema com múltiplos graus de liberdade;
d^*_t	Deslocamento objetivo do sistema equivalente com um grau de liberdade;

d_m Deslocamento último da estrutura associado ao estado limite de danos severos do sistema com múltiplos graus de liberdade;

d_m^* Deslocamento último da estrutura associado ao estado limite de danos severos do sistema equivalente com um grau de liberdade;

d_u Deslocamento último da estrutura associado ao estado limite de colapso iminente do sistema com múltiplos graus de liberdade;

d_u^* Deslocamento último da estrutura associado ao estado limite de colapso iminente do sistema equivalente com um grau de liberdade;

d_y^* Deslocamento no limite do comportamento elástico linear do sistema equivalente com um grau de liberdade;

e Espessura;

f Frequência de vibração;

f_c Tensão resistente de compressão;

f_d Tensão resistente de compressão de cálculo;

f_k Tensão característica de compressão;

f_m Tensão média de compressão;

f_{ym} Tensão média de cedência do aço;

$f_{v0,min}$ Fator mínimo da coesão;

m^* Massa do sistema equivalente com um grau de liberdade;

m_i Massa do piso i ;

m_x e M_x	Fator de participação de massa na direção X;
m_y e M_y	Fator de participação de massa na direção Y;
m_z e M_z	Fator de participação de massa na direção Z;
q	Coeficiente de comportamento;
q_u	Fator de redução do espectro de resposta elástico;
t	Espessura da parede de alvenaria;
u	Deslocamento axial;
w	Deslocamento transversal;
Γ	Fator de transformação;
Φ	Deslocamento rotacional;
Φ_i	Deslocamento normalizado do piso i ;
$\Psi_{2,i}$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i ;
$\Psi(z)$	1º modo de vibração à cota Z na direção considerada;
α^*	Condições de apoio nas extremidades da parede;
α_E	Relação entre a área de paredes exigida e área do piso, em função da zona sísmica, número de pisos e tipo de solo
α_{PGA}	Rácio entre a aceleração do solo máxima admissível e a aceleração máxima de referência à superfície de um terreno do tipo A;
α_i	Quociente entre as acelerações para a análise i ;

- β Fator de correção para a tensão de corte inicial
- γ Coeficiente de participação modal;
- γ_I Coeficiente de importância;
- γ_m Fator de segurança da resistência do material;
- $\delta_{NC}(N,M), \delta_{NC}(V)$ Drift último por esforço axial e por flexão, e por corte para o estado limite colapso iminente, respetivamente;
- $\delta_{SD}(N,M), \delta_{SD}(V)$ Drift último por esforço axial e por flexão, e por corte para o estado limite danos severos, respetivamente;
- δ_u Drift último;
- η Fator de correção do amortecimento;
- μ^* Ductilidade do sistema equivalente com um grau de liberdade;
- μ Coeficiente de atrito;
- σ_0 Tensão normal de compressão na alvenaria;
- $\sigma_{0,méd}$ Tensão normal média de compressão na alvenaria;
- τ Tensão de corte;
- φ_i e φ_j Rotação nos nós i e j, respetivamente.

Lista de Abreviaturas

ADRS	<i>Acceleration Displacement Response Spectrum</i> (Espectro de Resposta Aceleração - Deslocamento)
AML	Arquivo Municipal de Lisboa
CS	Coeficiente Sísmico
DL	<i>Damage Limitation</i> (Estado Limite de Limitação de Danos)
EFM	<i>Equivalent Frame Method</i> (Método dos Pórticos Equivalentes)
GL	Grau de liberdade
IST	Instituto Superior Técnico
KL1	<i>Knowledge Level 1</i> (Nível de conhecimento 1)
KL2	<i>Knowledge Level 2</i> (Nível de conhecimento 2)
KL3	<i>Knowledge Level 3</i> (Nível de conhecimento 3)
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
M	Média
MP	Média ponderada
MDOF	<i>Multi Degrees Of Freedom</i> (múltiplos graus de liberdade)
NC	Near Collapse (Estado Limite de Colapso Iminente)
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i> (Aceleração de Pico do Solo)
SD	<i>Significant Damage</i> (Estado Limite de Danos Severos)
SDOF	<i>Single Degree Of Freedom</i> (um grau de liberdade)

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

Os sismos são fenómenos naturais, imprevisíveis e com uma elevada capacidade de destruição. Os mesmos representam uma grande ameaça para as estruturas do território nacional, especialmente em Lisboa, que se encontra numa das zonas com maior perigosidade sísmica em Portugal.

A partir do catastrófico sismo de 1755, a reconstrução da cidade de Lisboa teve especial cuidado não só com a resistência das estruturas às forças gravíticas, mas também com a resistência às possíveis forças horizontais que um sismo provoca. Assim, surgiram os edifícios pombalinos, mais tarde os gaioleiros e mais recentemente os edifícios intitulados como “placa”.

Alguns destes edifícios encontram-se neste momento com algumas deteriorações e muitas vezes já foram alvo de intervenções estruturais que alteraram o seu funcionamento contra a ação sísmica. Segundo, a Portaria nº 302/2019 (Portaria, 2019) é agora exigido que seja feita uma avaliação sísmica do comportamento global dos edifícios existentes sempre que estes sejam alvo de intervenções, o que despertou um grande interesse geral sobre os métodos de análise realizados para fazer esta avaliação.

A modelação do comportamento das estruturas à ação sísmica deve ser feita, de acordo com o Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010; NP EN1998-3, 2017), através de análises lineares ou de análises não lineares, sendo que existem critérios para que possa decorrer uma ou outra.

Nesta dissertação analisa-se a vulnerabilidade sísmica de um edifício misto alvenaria-betão armado, vulgarmente designados como edifícios de “placa”, na zona de Lisboa. O edifício selecionado é representativo deste tipo de edifícios na cidade, e para a avaliação da vulnerabilidade sísmica realizaram-se análises estáticas não lineares, baseadas num modelo de macro-elementos. Para além destas análises realizou-se a avaliação sísmica a partir dos métodos expeditos (Bernardo et al., 2020, 2021), sendo que esta é uma forma aproximada e que não aplicável a todos os casos de estudo, é possível comparar os resultados obtidos em cada uma das análises e dar recomendações à comunidade científica.

Apesar de não ser exigido no Eurocódigo 8 parte 3 (NP EN1998-3, 2017), realizaram-se também análises de mecanismos locais, de forma a avaliar o colapso das paredes para fora do plano das mesmas, pois considera-se importante avaliar também este comportamento nas estruturas, visto que acontece recorrentemente quando são submetidas à ação sísmica.

Foi também realizada uma análise de sensibilidade às propriedades dos materiais, pois as mesmas carecem de muitas incertezas, afetando assim a avaliação sísmica realizada ao edifício.

Por fim, aplicaram-se diversas soluções de reforço de forma a dar resposta às necessidades da estrutura quando a ação sísmica é aplicada, podendo ser comparadas de forma a avaliar qual a mais eficiente.

1.2 Objetivo

A presente dissertação tem como principal objetivo avaliar a vulnerabilidade sísmica de um edifício de “placa” situado na zona de Lisboa, quando submetido à ação sísmica regulamentar. Utilizou-se o programa de cálculo 3Muri (S.T.A DATA, 2020), onde se realizaram análises estáticas não lineares e análises a mecanismos locais. Esta avaliação é feita para dois modelos diferentes, um com a cobertura modelada como elemento estrutural e outro onde a mesma é apenas colocada sob a forma de carga, tendo apenas em conta o peso da mesma. Assim, é possível analisar se a modelação estrutural da cobertura é relevante para o comportamento do edifício ou não.

Para além disto, pretende-se também analisar a influência das propriedades dos materiais através de análises de sensibilidade.

Também se realiza a avaliação sísmica através dos métodos expeditos (Bernardo et al., 2020, 2021), para posterior comparação com os resultados obtidos através do 3Muri.

No fim, pretende-se avaliar sísmicamente o edifício através da análise estática não linear com diferentes opções de reforço, de forma a perceber de que forma é possível melhorar o comportamento do mesmo e satisfazer os requisitos regulamentares de segurança estrutural (NP EN1998-3, 2017).

1.3 Organização

A estrutura do presente trabalho encontra-se dividida em sete capítulos e quatro anexos.

No primeiro e presente capítulo apresenta-se o trabalho desenvolvido, fazendo um enquadramento geral do que foi realizado, definindo os objetivos principais e a organização do trabalho.

No segundo capítulo, apresenta-se um enquadramento da história do Bairro de Alvalade, dando a conhecer o projeto de Casas de Renda Económicas, onde o edifício em estudo se insere. Apresenta-se também, em detalhe, o Plano de Urbanização de Alvalade e por fim pormenoriza-se o caso de estudo, desde as fundações à cobertura.

No terceiro capítulo, explica-se como foi feita a modelação computacional do edifício em estudo através do programa de cálculo 3Muri (S.T.A DATA, 2020). São indicadas as propriedades dos materiais introduzidas no programa, assim como as cargas e as massas aplicadas. Apresentam-se também as diferenças entre dois modelos desenvolvidos e, por fim, indicam-se os fundamentos teóricos, o funcionamento do programa e as suposições feitas ao longo da modelação.

No quarto capítulo, realiza-se a avaliação sísmica dos modelos criados. Apresentam-se os resultados da análise modal, da análise estática não linear (*pushover*) para os dois modelos desenvolvidos, é ainda introduzido o método N2, definida a ação sísmica pela regulamentação e posteriormente apresentados estes resultados. No fim do capítulo, introduz-se as análises de sensibilidade e respetivos resultados, o mesmo acontece para as análises de mecanismos locais.

No quinto capítulo, são introduzidos teoricamente os métodos expeditos para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios com pavimentos flexíveis e com pavimentos rígidos, posteriormente

são apresentados os respectivos resultados da aplicação dos métodos explícito ao caso de estudo. É ainda feita uma comparação entre os três métodos apresentados no fim do capítulo.

No sexto capítulo, são apresentadas algumas soluções de reforço, que permitam melhorar a vulnerabilidade sísmica do edifício em estudo. É então avaliado o comportamento do mesmo através de uma análise *pushover* para as diferentes técnicas de reforço.

Por fim, no sétimo e último capítulo são expostas as conclusões retiradas do presente trabalho e ainda apresentadas possíveis linhas de desenvolvimento do tema.

Em anexo é apresentada a informação complementar.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Capítulo 2

Edifício em estudo

2.1 Enquadramento histórico do Bairro de Alvalade

A década de 30 do século XX, ficou marcada pelo grande crescimento populacional e pela tentativa de resposta à necessidade de habitação que este crescimento acentuado provocou.

Em 1933, o Estado Novo implementou a política pública de habitação social, onde foi introduzido o programa de Casas Económicas, que tinha como foco a população menos abastada e só era permitida a construção de moradias unifamiliares.

Mais tarde, em 1945 surgiu outro programa, Casas de Renda Económica, que não só reformava o conjunto de entidades incluídas na construção de habitação social como também permitia a construção de apartamentos em edifícios coletivos de 4 pisos no máximo (Antunes et al., 2016). No mesmo ano foi aprovado o Plano de Urbanização do Sítio de Alvalade, delineado em 1938 pelo arquiteto e urbanista João Faria da Costa. Este plano teve origem nos primeiros estudos do Plano Diretor da Cidade de Lisboa, protagonizado por Duarte Pacheco.

Existiu ainda, durante a construção do Bairro de Alvalade, um outro programa em vigor, lançado em 1947, Casas de Renda Limitada, que tinha como objetivo ultrapassar algumas inadequações impostas pelo programa anterior e potenciar a construção por entidades privadas apoiadas pelo Governo, o que permitiu controlar os preços das rendas (Bento & Monteiro, 2012).

O Bairro de Alvalade ficou também marcado pela implementação de elementos de betão armado nas construções, esta técnica foi sugerida no Regulamento Geral da Construção Urbana, publicado em 1930, o que fez com que a construção do bairro em questão se fizesse durante um período de transição entre edifícios de paredes de alvenaria e edifícios de betão Armado. Assim pode ser explicada a diversidade de edifícios que hoje se encontram no Bairro de Alvalade (Sousa, 2006).

Neste capítulo, pretende-se dar a conhecer a distribuição do plano de urbanização do Bairro de Alvalade, mais concretamente as células I e II. No final do capítulo é apresentado pormenorizadamente o edifício do Bairro de Alvalade escolhido como caso de estudo.

2.2 Plano de Urbanização de Alvalade

O Bairro de Alvalade é considerada a primeira grande construção desenvolvida no âmbito do Plano Diretor de Urbanização de Lisboa.

O Plano de Urbanização do Sítio de Alvalade, inicialmente designado por Plano de Urbanização da Zona a Sul da Avenida Alferes Malheiro (figura 2.1), coordenado pelo arquiteto João Faria da Costa consistia na construção de 12.000 fogos para uma população de 45.000 habitantes numa área de 230 hectares.

Esta área localiza-se numa zona considerada privilegiada no contexto da cidade de Lisboa e com características geomorfológicas favoráveis à construção, tais como os terrenos pouco inclinados

e desníveis pouco acentuados, o que diminui bastante os custos de urbanização com trabalhos associados a movimentos de terra (Alegre, 1999). É delimitada a Norte pela Avenida do Brasil (antiga Avenida Alferes Malheiro), a Este pela Avenida Gago Coutinho (Antiga Avenida do Aeroporto), a Sul pela linha ferroviária do Areeiro e a Oeste pelo Campo Grande e Avenida da República. Na figura 2.1 é possível observar que o Bairro de Alvalade se encontra dividido em 8 células, numeradas de I a VIII, com funções de residência, lazer e comércio.

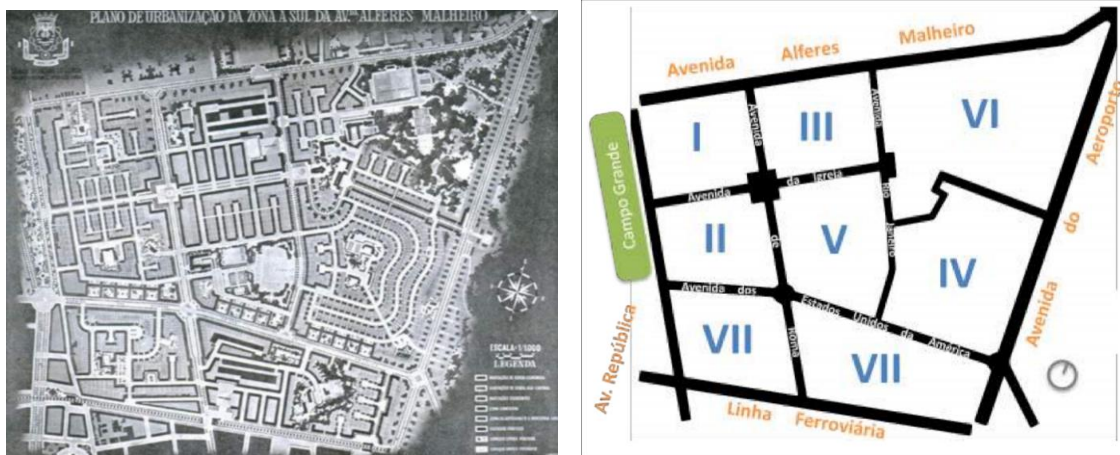


Figura 2. 1 - Plano de Urbanização da Zona a Sul da Avenida Alferes Malheiro (Alegre, 1999) (à esquerda) e planta do Bairro de Alvalade com a respetiva divisão das células e arruamentos (Ferrito, 2014) (à direita).

A malha urbana, formada por 8 células bem delimitadas, é composta por edifícios e vias de diferentes escalas que a atravessam ou contornam. Esta zona é abrangida por três freguesias distintas, Campo Grande, Alvalade e São João de Brito. Nas diversas células existem edifícios com diferentes tipologias, tais como edifícios de pequeno, médio e grande porte. Existem ainda três diferentes tipologias construtivas, edifícios de paredes de alvenaria, edifícios mistos de alvenaria e betão armado (intitulados como “placa”) e edifícios de betão armado. Todos os edifícios têm carácter residencial, sendo que alguns utilizam o piso térreo para comércio local.

O Bairro de Alvalade consiste num modelo de unidade de vizinhança, no qual as habitações se situam em volta de um elemento central, a escola primária, tal como representado na figura 2.2. A ligação entre estes elementos é feita através de caminhos pedonais que atravessam os logradouros das habitações, os mesmos não excedem os 500 metros de distância. Os espaços de lazer e equipamentos distribuem-se pelas células de forma que possam ser alcançados através de caminhos curtos e cómodos (Costa, 1997).

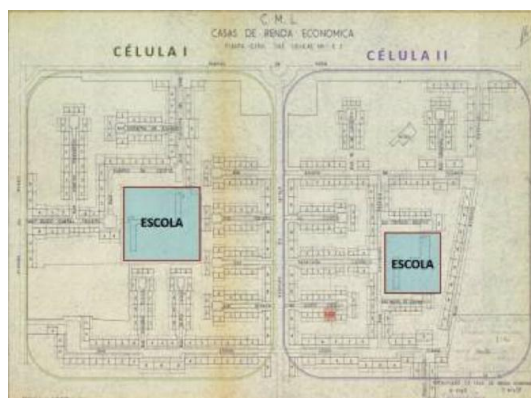


Figura 2. 2 - Planta das células I e II

Tal como descrito no Plano Diretor de Urbanização de Lisboa, o Bairro de Alvalade obedece aos princípios do “zonamento”, isto é, a divisão de uma área em zonas individuais, que neste caso são denominadas de células. Esta divisão é feita do seguinte modo (Alegre, 1999; SIPA, 2021):

- Células I e II são dedicadas à zona residencial de Casas de Renda Económica;
- Célula III é ocupada por uma zona residencial dotada de comércio no nível do piso térreo, Casas de Renda Limitada, e de pequenas indústrias não poluentes, situadas a norte da célula;
- Célula IV é a zona ocupada por moradias unifamiliares económicas e de construção livre, isoladas e geminadas, com 2 pisos (volumetria ditada pela coincidência com o canal de aterragem do Aeroporto de Lisboa);
- Célula V corresponde a uma zona residencial de Casas de Renda Económica e Limitada e contém o centro desportivo da INATEL;
- Célula VI é ocupada por uma zona residencial, Casas de Renda Económica e Limitada, e pelo extenso espaço verde da mata de Alvalade;
- Célula VII integra uma zona residencial, Casas de Renda Limitada;
- Célula VIII comporta uma zona residencial, Casas de Renda Limitada, e equipamentos de lazer.

Na figura 2.3 apresentam-se o tipo de edifícios presentes nas diferentes células do Bairro de Alvalade.



Figura 2. 3 - Edifícios presentes nas diferentes células do Bairro de Alvalade (Milošević, 2019).

A diversidade de categorias sociais de habitação, presentes no Bairro de Alvalade, constituíram um grande fator para que o projeto fosse economicamente viável. Como uma grande parte dos edifícios de habitação pertenciam a entidades públicas, com fins sociais, não tinham como objetivo obter rendimentos. Ao contrário do que acontece com os edifícios de renda livre, construídos por entidades privadas, cujo objetivo era a venda a preços mais elevados, fazendo com que estes compensassem os preços obrigatoriamente baixos dos lotes destinados a habitação social. Assim, as vias principais são reservadas para as casas de maior categoria com renda mais elevada e as restantes habitações sociais distribuem-se consoante a importância dos respetivos arruamentos (Matias Ferreira, 1987; Nunes Silva, 1994). O Plano de Urbanização de Alvalade iniciou-se pela construção de habitações pertencentes ao programa de Casas de Renda Económica localizadas nas células I e II, que incluía a construção de 302 edifícios de 3 e 4 pisos, sem elevador. A Camara Municipal de Lisboa decidiu começar a construção por estas células, situadas a Norte, de modo a dinamizar a construção e valorizar os terrenos das restantes células, e com isto atrair os investimentos privados (Costa, 2010).

O estudo das Casas de Renda Económicas das células I e II foi desenvolvido pelo arquiteto Jacobetty Rosa e propunha a construção de 9 tipos de habitações diferentes, agrupadas em três séries de três tipos cada, respetivamente associadas aos diferentes níveis sociais e ao número de pessoas que vivem em cada casa. Na figura 2.4 é possível observar os 9 diferentes tipos de habitação das células I e II, em layout e na figura 2.5 os mesmos são apresentados em planta.



Figura 2. 4 - Nove diferentes tipos de habitação no Bairro de Alvalade (Alegre & Heitor, 2004).

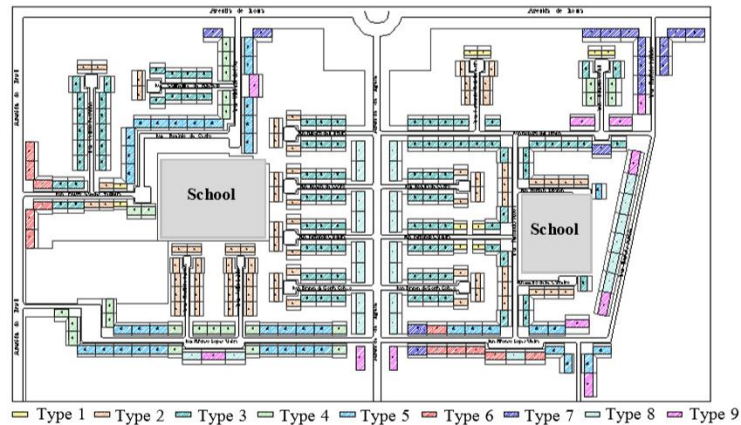


Figura 2. 5 - Nove diferentes tipos de habitação nas células I e II do Bairro de Alvalade (Alegre & Heitor, 2004).

A série é definida consoante o número de quartos em cada habitação. A diferença entre a série I e a série II consiste na adição de um escritório e de um espaço na zona de serviço. A diferença entre a série II e a série III reside na adição de um quarto e uma casa de banho, junto da área de serviço, para a uma criada (Alegre, 1999).

Relativamente aos materiais de construção das Casas de Renda Económica, consideram-se quatro grupos distintos de acordo com a figura 2.6. Precedentemente à execução destes quatro grupos, construiu-se um grupo experimental constituído por três edifícios diferentes (sinalizado a vermelho-escuro na figura), de forma a analisar as técnicas e as soluções arquitetónicas a usar na construção dos mesmos. Este grupo mostrou-se ser mais dispendioso do que o inicialmente previsto, no entanto foi a partir do mesmo que se corrigiram os erros existentes no projeto (Alegre, 1999).

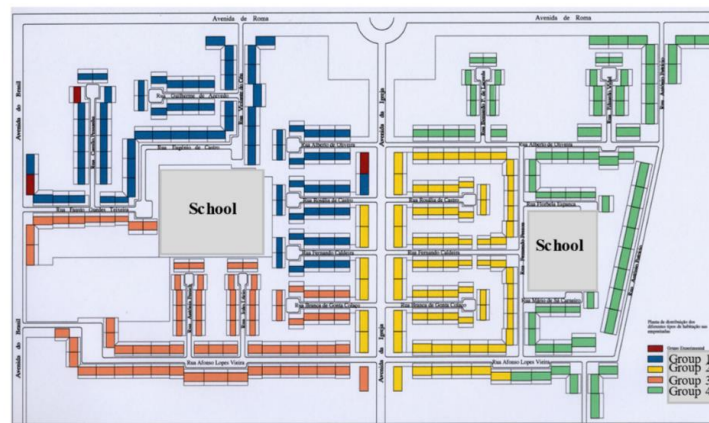


Figura 2. 6 - Identificação de cada grupo de empreitada realizada nas células I e II (Alegre & Heitor, 2004).

Nos Grupos 1, 2 e 3 a construção foi feita com paredes de alvenaria de pedra e de tijolo, enquanto no Grupo 4 utilizou-se alvenaria de blocos de betão, de forma a controlar os custos. Os pavimentos e a estrutura da cobertura são constituídos por vigas de madeira, com exceção das zonas húmidas e escadas onde se encontram lajes de betão no pavimento. É ainda de salientar as vigas de betão armado colocadas na fachada de todos os pisos e também a colocação das mesmas nos vãos de portas nas paredes interiores.

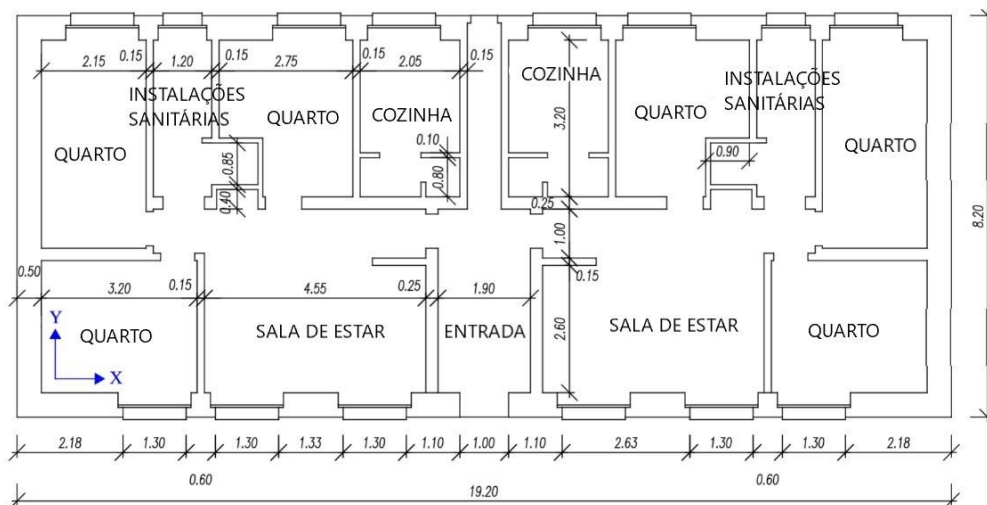


Figura 2. 9- Planta do piso térreo do edifício em estudo, dimensões em m, adaptado de (Lamego et al., 2017).

2.3.2 Fundações

É possível observar através da figura 2.10 que o solo de fundação no local do edifício em estudo classifica-se como Tipo C. O que significa que o solo é composto por depósitos profundos de areia de densidade média, de gravilha, ou de argila de consistência média, com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros, de acordo com o Eurocódigo 8 parte 3 (NP EN1998-3, 2017).

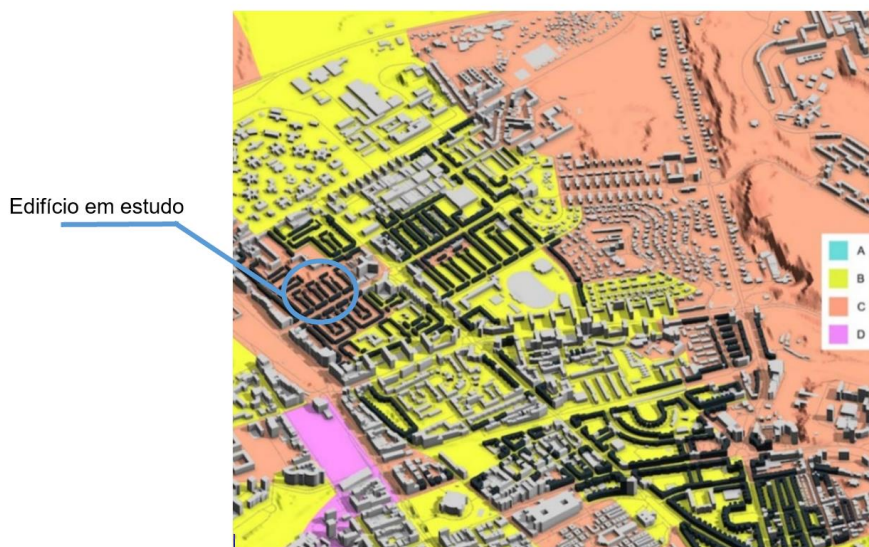


Figura 2. 10 - Tipo de solo da fundação no Bairro de Alvalade (Milošević, 2019).

Através das plantas do edifício conclui-se que as fundações são diretas e funcionam como um prolongamento mais espesso das paredes resistentes, tal como o esquema da figura 2.11 indica. A espessura mínima das fundações é 1 metro para as paredes de fachadas e empenas, 0,70 m para

paredes frontais ou paredes divisórias que suportam lajes e caixas de escadas e 0,50 m para paredes divisórias que não têm continuidade para os pisos superiores.

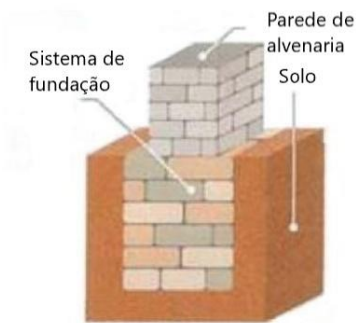


Figura 2. 11- Esquema da continuidade das paredes para as fundações (Appleton, 2003).

2.3.3 Paredes Resistentes

As paredes resistentes do edifício têm função estrutural e são constituídas por alvenaria de pedra ou de tijolo.

As paredes exteriores (fachadas e empenas) são compostas por alvenaria de pedra ordinária com cal hidráulica (figura 2.12 b). A espessura varia entre 0,50 m e 0,40 m, diminuindo 0,05 m em altura, tal como o esquema da figura 2.12 a) apresenta. Por baixo das janelas, as fachadas são constituídas por tijolo furado com 0,15 m de espessura (figura 2.12 c)). As empenas são partilhadas com os edifícios adjacentes e têm 0,5 m de espessura, constante ao longo de toda a altura do edifício até à cumieira.

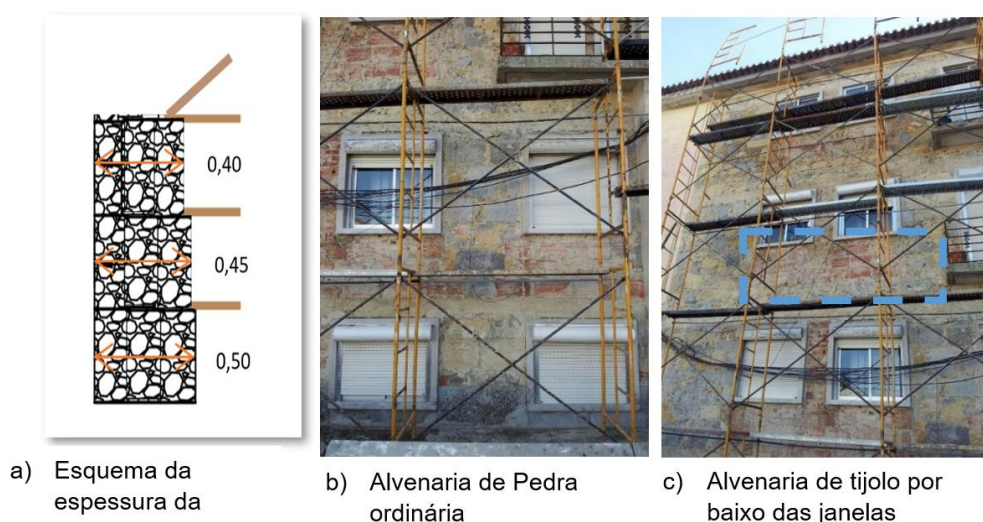


Figura 2. 12 - Paredes de fachada do edifício em estudo, dimensões em m.

É ainda de salientar que de acordo com a Regulamentação (RGCU, 1944) as paredes exteriores da fachada foram reforçadas com vigas de betão armado ao nível das janelas em cada piso,

com a mesma espessura da parede e altura de 0,20 metros. Também com a mesma altura e com a espessura das paredes em questão encontram-se pequenos lintéis de betão armado no vão das portas.

Na figura 2.13 é apresentado um corte da secção transversal do edifício, onde a azul estão identificadas as vigas implementadas por cima das janelas, nas paredes de fachada e a vermelho os lintéis situados por cima das portas.

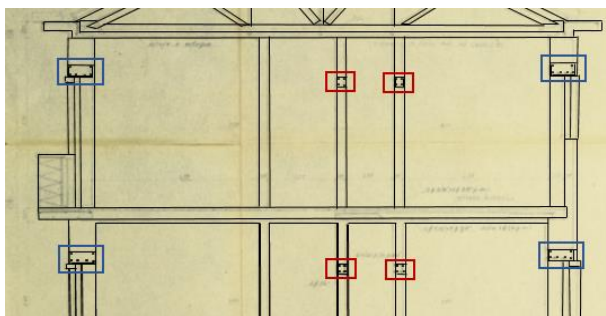


Figura 2. 13 - Corte na secção transversal (sentido Y) do edifício com representação das vigas de betão armado por cima das janelas e das portas (Milošević, 2019).

As paredes interiores são maioritariamente constituídas por tijolo furado, com exceção das paredes da caixa de escadas do piso 0 e das paredes intermédias das escadas, que são constituídas por tijolo maciço. A espessura das paredes interiores varia do piso 0 para os restantes pisos. Na figura 2.14 apresenta-se um esquema com as plantas dos pisos, onde se representam por cores os materiais constituintes de cada parede e na tabela 2.1 resume-se a espessura das mesmas.

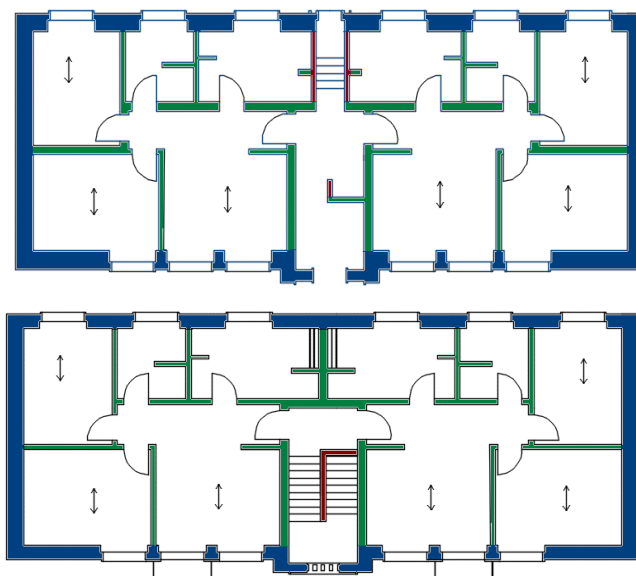




Figura 2. 14 - Plantas do edifício, Piso 0 (em cima) e pisos superiores (em baixo), com representação dos materiais constituintes.

Tabela 2. 1 - Identificação das paredes, do tipo de material e espessura das mesmas.

Designação	Paredes	Material	Espessura[m]
------------	---------	----------	--------------

			Piso térreo/Pisos superiores
	Fachada	Alvenaria de pedra ordinária	0,50-0,40
	Empena	Alvenaria de pedra ordinária	0,50
	Interior	Tijolo maciço	0,25/0,15
	Interior	Tijolo furado	0,25/0,15

2.3.4 Pavimentos

Os pavimentos são constituídos por tábuas de solho macho-fêmea com espessura de 0,022 m, que assentam em vigas de madeira (pinho bravo) com secção 0,08 m x 0,16 m, colocadas na direção perpendicular à fachada, distanciadas de 0,40 m umas das outras. Na figura 2.15 apresentam-se alguns exemplos de pavimentos de madeira. Do ponto de vista estrutural, este tipo de pavimentos apresenta um comportamento flexível no plano.



Figura 2. 15 - Pavimento de madeira (Milošević, 2019).

Nas zonas húmidas, cozinhas, casas de banho e varandas o pavimento é constituído por uma laje de betão armado, reforçada nas duas direções, com espessura de 0,10 m (figura 2.16).

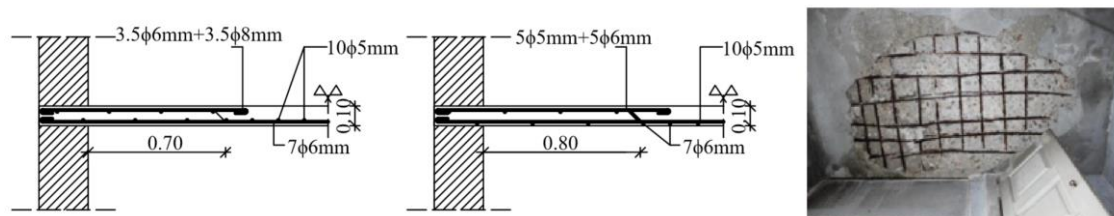


Figura 2. 16 - Laje de betão armado: direção x, direção y e laje encontrada in situ com graves problemas de corrosão das armaduras, respetivamente (Lopes et al., 2008).

É importante realçar que o piso térreo se encontra a uma cota superior à cota do terreno, devido à presença de uma caixa de ar entre os pavimentos de madeira e o solo, de forma a evitar acumulações

de humidade de baixo dos pavimentos. Na figura 2.17 é possível observar que assim, o pavimento de madeira fica a 0,95 m do solo.

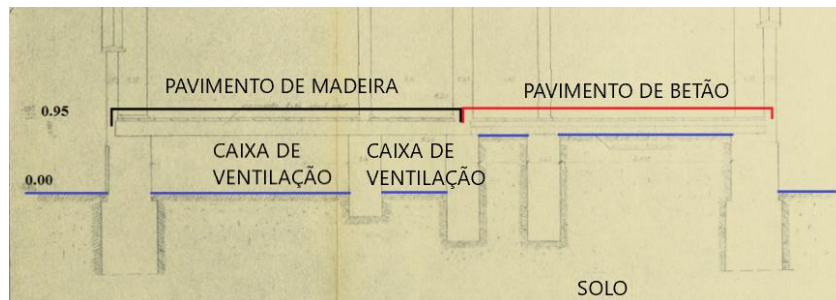


Figura 2. 17 - Corte dos pavimentos, com indicação da caixa de ventilação (adaptado de Milošević, 2019).

Para além das caixas de ar, existem aberturas nas paredes, onde se colocaram drenos para melhorar a ventilação (Alegre, 1999), tal como é possível observar na figura 2.18.



Figura 2. 18 - Aberturas das caixas de ar (Milošević, 2019).

2.3.5 Cobertura

A cobertura do edifício é constituída por asnas com pendurais e tirantes metálicos e escoras de madeira, madres, varas e ripas de madeira (pinho bravo) de acordo com a figura 2.19. O revestimento é em telha Lusa e a cobertura não é acessível.

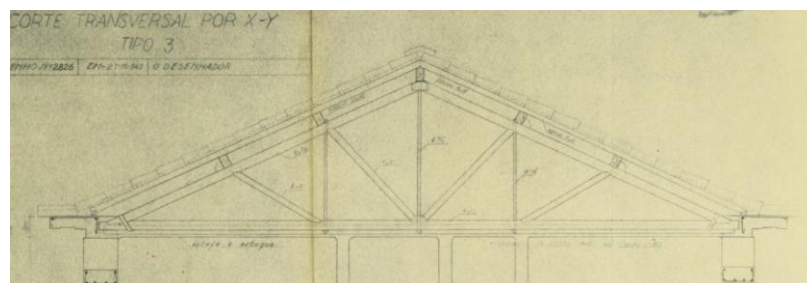


Figura 2. 19 - Cobertura do edifício em corte (AML, 2021).

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Capítulo 3

Modelação estrutural

3.1 Enquadramento

A modelação estrutural tem como objetivo final a obtenção de resultados que permitam realizar uma avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício.

Com base na informação reunida no capítulo anterior e de acordo com a Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017) é possível identificar o tipo de análise que deve ser realizada, em função do nível de conhecimento da estrutura. Considerou-se o nível de conhecimento 1, o que indica que deve ser realizada uma análise através do método das forças laterais ou uma análise modal por espectro de resposta. Estas análises só podem ser realizadas para estruturas com pavimentos não flexíveis, o que impede de serem aplicadas ao caso de estudo. Assim aplicou-se uma análise estática não linear, que em comparação com uma análise dinâmica não linear é uma solução mais simples de se aplicar.

Posto isto, definiu-se o tipo de modelação, o *software* a utilizar e as propriedades a considerar.

O edifício apresentado no capítulo anterior, foi modelado tridimensionalmente através do programa de cálculo 3Muri (S.T.A DATA, 2020), versão comercial. O *software* 3Muri foi desenvolvido com foco na análise estrutural e sísmica de edifícios em alvenaria ou mistos. Utiliza uma discretização com “macro-elementos”, para a simulação de elementos estruturais de alvenaria, em estruturas tridimensionais, formando um pórtico equivalente (EFM – *Equivalent Frame Method*). Estes elementos de grande dimensão permitem uma redução acentuada do número de graus de liberdade da estrutura, tornando assim o processo de cálculo mais simples (Lamego, 2014).

Foram elaborados dois modelos diferentes, ambos como edifícios isolados. A diferença entre os dois reside na cobertura, no Modelo A esta não é modelada estruturalmente, ou seja, o efeito da cobertura é considerado por cargas equivalentes representativas do peso da mesma, e no Modelo B a cobertura é modelada através da ferramenta *Roof* do 3Muri. Neste modelo, atribuiu-se um peso volúmico nulo ao material constituinte da estrutura da cobertura, de forma a não atribuir peso, mas sim, conferir a rigidez que a estrutura apresenta. Desta forma foram também aplicadas cargas equivalentes, em diversas paredes, representativas do peso da estrutura neste modelo. Na figura 3.1 apresentam-se os dois modelos criados e na tabela 3.1 resumem-se as características principais de ambos. Os dois modelos foram analisados com o objetivo de dar recomendações à comunidade técnica sobre a melhor abordagem de modelação.

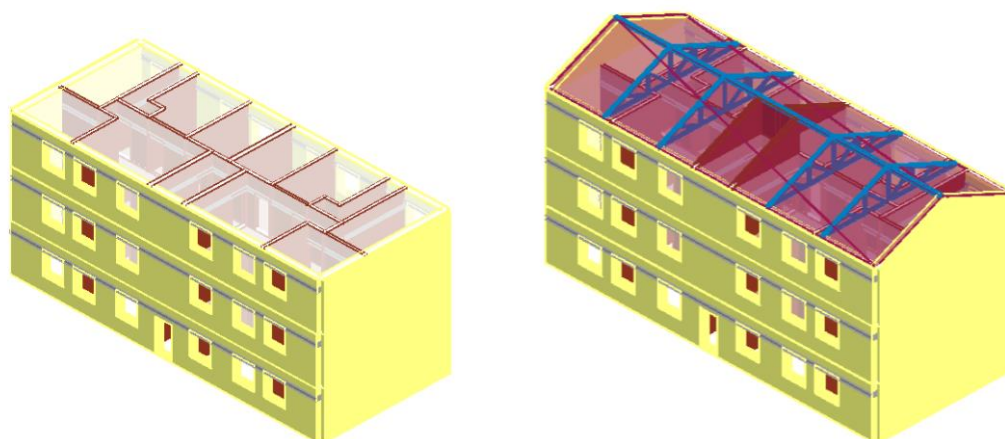


Figura 3. 1 - Modelo tridimensional do Modelo A (esquerda) e do Modelo B (direita).

Tabela 3. 1 – Diferenças entre o Modelo A e o Modelo B.

Modelo A	Modelo B
Cobertura não modelada	Cobertura modelada
Cargas lineares representativas do peso da estrutura	Cargas lineares representativas do peso da estrutura
G=120MPa ao nível da cobertura	G=12MPa ao nível da cobertura

Em suma, neste capítulo vão ser definidas as propriedades mecânicas dos materiais, a disposição dos elementos estruturais e as secções dos mesmos. Também são apresentadas as ações atuantes definidas no edifício em estudo.

3.2 Propriedades e resistências dos materiais

Os principais materiais estruturais definidos nos modelos executados são: alvenaria de pedra ordinária, alvenaria de tijolo furado, alvenaria de tijolo maciço, betão armado e madeira de pinho bravo.

Para a definição destes materiais no programa 3Muri foi necessário introduzir os valores do módulo de elasticidade (E), do módulo de distorção (G), do coeficiente de Poisson (ν), do peso volúmico (w), da resistência média à compressão (f_m), da resistência característica de compressão (f_k) e da resistência ao corte (τ_0). Para a definição do aço presente na armadura do betão definiu-se também a tensão de cedência média do aço (f_{ym}).

Tal como indicado na Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017) os valores médios das propriedades dos materiais têm de ser minorados por um fator de confiança, que é definido em função do nível de conhecimento da estrutura em causa, isto é, da quantidade e da qualidade da informação disponível sobre a mesma. Existem três níveis diferentes de conhecimento, o conhecimento limitado (KL1), o conhecimento normal (KL2) e o conhecimento integral (KL3). Como não foram realizados

ensaios in situ à estrutura do edifício, considerou-se o nível mais condicionante – conhecimento limitado (KL1). Assim sendo, os valores das propriedades foram minorados por um fator de confiança de 1,35.

Para a definição das paredes do edifício foi necessário definir as propriedades da alvenaria de pedra ordinária, de tijolo maciço e tijolo furado. Para as duas primeiras considerou-se os valores médios das propriedades referidas na Norma Italiana (NTC, 2018) e para a última os valores recomendados no trabalho de referência (Milošević, 2019). Para a definição das propriedades das vigas de betão armado presentes nas paredes, recorreu-se à Parte 1-1 do Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1, 2004).

Na tabela 3.2 resumem-se as propriedades admitidas para os materiais constituintes das paredes modeladas tanto no Modelo A, como no Modelo B.

Tabela 3. 2 – Propriedades dos materiais constituintes das paredes.

Material	E (GPa)	G (GPa)	w (kN /m ³)	f_m (MPa)	f_k (MPa)	τ (MPa)	f_{ym} (MPa)	ν
Alvenaria Ordinária	0,87	0,29	19	1,50	1,50	0,025	-	0,2
Tijolo maciço	1,50	0,50	18	0,345	0,345	0,090	-	0,2
Tijolo furado	2,96	0,98	18	0,166	0,166	0,028	-	0,2
Betão C16/20	29,00	12,00	25	32,40	16,00	-	-	0,2
Aço 235	210,00	81,00	79	-	-	-	235,00	0,2

Em relação aos pavimentos, nas zonas húmidas (cozinha e WC) definiu-se uma laje de betão armado com 0,10 m de espessura, onde se considerou as propriedades propostas na Parte 1-1 do Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1, 2004). Nas restantes zonas modelou-se como pavimentos flexíveis em madeira de pinho bravo, com as propriedades propostas por (LNEC, 1997), para o módulo de elasticidade e pela Regulamentação da Nova Zelândia (New Zealand Society of Earthquake, 2017) para o módulo de distorção, e de acordo com o trabalho (Milošević, 2019). Os valores introduzidos no Modelo A e no Modelo B encontram-se na tabela 3.3.

Como referido a diferença entre o modelo A e B consiste na modelação da cobertura. De acordo com a Regulamentação da Nova Zelândia (New Zealand Society of Earthquake, 2017) definiu-se o módulo de distorção (G) ao nível da cobertura com um valor maior do que o atribuído aos pavimentos, de forma a simular o efeito da cobertura através de um aumento de rigidez. Assim, posteriormente a algum estudo, optou-se por aumentar este valor 10 vezes em relação ao valor apresentado na tabela seguinte, para o Modelo A.

Tabela 3. 3 – Propriedades dos materiais constituintes do pavimento.

Material	e (cm)	E (GPa)	G (GPa)	ν	w (kN/m ³)	f_c (MPa)	f_k (MPa)
Pavimento em madeira de Pinho Bravo	2,2	12	0,012	0,2	5,8	18,0	18,0
Laje de betão	10,0	29	12	0,2	25,0	32,4	16,0

3.3 Cargas e massas aplicadas

A massa total do edifício tem uma grande influência no comportamento dinâmico da estrutura, isto é, nas frequências e modos de vibração. Por isso, a distribuição das cargas e os valores atribuídos às mesmas devem ser escolhidos com precisão (Monteiro e Bento, 2012).

Para os pavimentos de madeira, lajes de betão armado, varandas e cobertura introduziu-se a carga permanente dos respetivos elementos no programa. No entanto, para as paredes e vigas de betão armado, o 3Muri contabiliza automaticamente a partir do peso volúmico e geometria atribuída às mesmas.

As escadas não foram modeladas no programa, no entanto aplicou-se a sobrecarga correspondente nos pavimentos. O mesmo acontece no caso das varandas, onde se aplicou uma carga linear correspondente, na zona das janelas.

No que diz respeito à cobertura, no Modelo A, foi definida através de cargas equivalentes: cargas lineares ao longo das paredes de fachada representativas do peso da estrutura (representadas a verde na figura 3.2) e cargas lineares correspondentes ao peso das paredes de empena e caixa de escadas, que suportam a estrutura da cobertura (representadas a vermelho na figura 3.2). No Modelo B, esta foi modelada através da ferramenta *Roof* do 3Muri, onde não só as cargas lineares representadas a verde (figura 3.2) foram aplicadas, mas são também modelados os diferentes elementos que englobam a estrutura da cobertura. Como o peso das madres, varas, ripas e asnas foi aplicado através da carga distribuída ao longo das paredes de fachada, optou-se por atribuir um valor nulo ao peso volúmico (w) da madeira de pinho bravo constituinte da estrutura da cobertura. Assim a estrutura modelada apenas confere rigidez ao edifício.

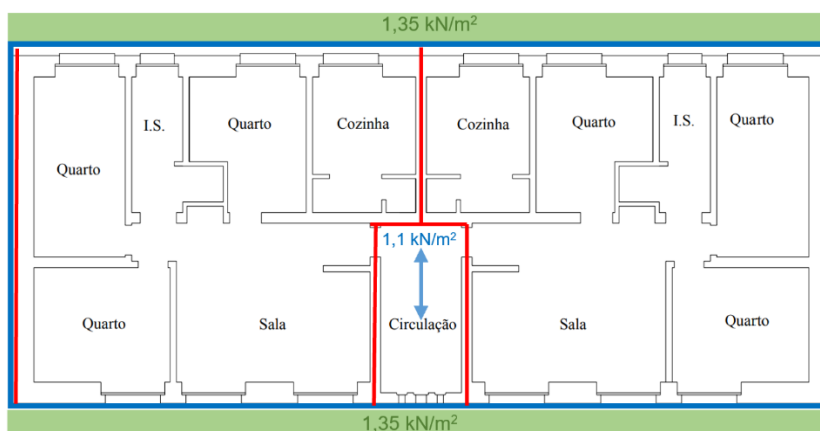


Figura 3. 2 - Representação das cargas aplicadas no Modelo A.

A combinação de ações a aplicar é a combinação quase permanente, com a ação sísmica como variável de base, representada na equação 3.1. O coeficiente $\psi_{2,i}$ assume o valor de 0,3, pois o edifício é considerado de Categoria A (zona de habitação), segundo o Eurocódigo 0 (NP EN 1990, 2009).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \times Q_{k,i}) \quad (3.1)$$

Onde:

$G_{k,j}$ – Valor característico da ação permanente j;

A_{Ed} – Valor de cálculo de uma ação sísmica ($A_{Ed} = A_{Ek} \times \gamma_1$);

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i;

$Q_{k,j}$ – Valor característico da ação variável i.

Os valores das cargas permanentes e sobrecargas aplicadas no edifício apresentam-se na tabela 3.4. Os valores assumidos foram calculados a partir das Tabelas Técnicas (Ferreira e Farinha, 1974), através da bibliografia (Milošević, 2019) e retirados do Eurocódigo 1 parte 1-1 (NP EN 1991-1-1, 2009).

Tabela 3. 4 – Cargas aplicadas.

Campo de aplicação	Carga permanente (kN/m²)	Sobrecarga (kN/m²)
Laje de betão armado	3,3	2
Pavimentos de madeira	1,1	2
Varanda	3,3	3
Escadas	1,1	4
Cobertura	1,1	0,4

3.4 Elementos estruturais

A principal estratégia para melhorar a segurança sísmica de edifícios de alvenaria implica um melhoramento da integridade estrutural do edifício, assegurando um comportamento semelhante ao de uma caixa (Milošević, 2019).

Neste capítulo vai ser explicado o processo de modelação dos diferentes elementos estruturais presentes no edifício. Toda a informação relativa às características do edifício foi obtida através da consulta do projeto existente no arquivo da Câmara Municipal de Lisboa (AML, 2021) e das bibliografias de referência (Lamego, 2014), (Lamego et al., 2017) e (Milošević, 2019).

3.4.1 Paredes de alvenaria

O 3Muri utiliza uma discretização com macro-elementos para a definição dos pórticos equivalentes, onde é admitido que as paredes de alvenaria com aberturas têm comportamento no plano (Silva, 2020). O comportamento das paredes para fora do plano da parede também vai ser estudado através do 3Muri, no capítulo 4.

Existem três elementos estruturais distintos na modelação com macro-elementos: os nembos, os lintéis e os nós rígidos. De acordo com a figura 3.3, os nembos são elementos verticais que suportam as cargas verticais, tais como o peso próprio, as restantes cargas permanentes e a sobrecarga. Os lintéis são elementos horizontais secundários, situados tanto na parte de cima como na parte de baixo das aberturas, que no caso de existirem forças sísmicas têm como função unir os nembos adjacentes. Assim, estes elementos têm uma grande influência nas condições de fronteira dos nembos, permitindo ou não as rotações finais dos mesmos e interferindo na resistência lateral da parede (Lagomarsino et al, 2013). Os nós rígidos constituem os restantes elementos existentes, que não apresentam danos e têm como função exclusivamente a ligação entre os nembos e os lintéis. Os nembos e os lintéis são modelados como elementos não lineares (Lagomarsino et al, 2013).

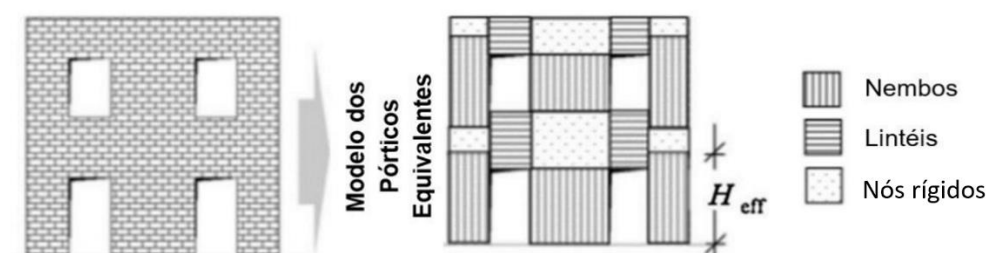


Figura 3.3 - Discretização dos macro-elementos através do método dos pórticos equivalentes (adaptado de (Lagomarsino et al, 2013).

O conjunto dos macro-elementos define o pórtico equivalente e a distribuição dos mesmos é feita de forma automática pelo programa de cálculo, tendo em conta a localização das aberturas, das paredes transversais e dos pavimentos (Lamego, 2014).

As características principais da modelação não linear dos macro-elementos como vigas são (S.T.A DATA, 2020):

- Rigidez inicial dada pelas propriedades elásticas;
- Comportamento bilinear com valores máximos de corte e de flexão de acordo com o calculado para os estados limites últimos;
- Redistribuição das forças internas de acordo com o equilíbrio do elemento;
- Deteção de estados limite de danos considerando parâmetros de danos globais e locais;
- Degradação da rigidez na fase plástica;
- Controle da ductilidade por definição do *drift* último (δ_u) com base no tipo de colapso.

- Eliminação do elemento ao atingir o deslocamento último, sem interrupção da análise global.

Na figura 3.4 apresenta-se um esquema representativo das forças interiores a atuar num macro-elemento: esforço axial (N_j), esforço de corte (T_j) e momento fletor (M_j). E das variáveis cinemáticas: deslocamento axial (u), deslocamento transversal (w) e rotação (Φ). Estes esforços simulam a ação das cargas verticais e horizontais para uma análise sísmica e provocam mecanismos de rotura, tais como a flexão e o corte, considerando um comportamento não linear das paredes.

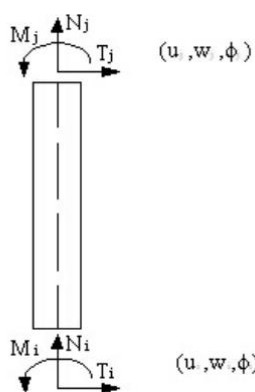


Figura 3. 4 - Esquema dos esforços num macro-elemento (S.T.A DATA, 2020).

Os mecanismos de rotura no plano encontram-se representados na figura 3.5, correspondendo respetivamente a um mecanismo de rotura por flexão, e a dois mecanismos de rotura por corte.

O primeiro mecanismo é o derrubamento, que ocorre quando as forças horizontais são mais elevadas do que as forças verticais fazendo com que os cantos fendilhem devido aos esforços de tração, assim o elemento comporta-se como um corpo rígido e gira em torno do canto oposto, comprimindo-o. Ou quando acontece um aumento significativo da força vertical aplicada, as fendas (sub-verticais) criadas nos cantos mais comprimidos alastram no painel causando o esmagamento do mesmo.

O segundo mecanismo consiste no deslizamento horizontal do painel devido à baixa carga vertical ou a um baixo coeficiente de atrito.

Finalmente o terceiro mecanismo é definido por fendilhação diagonal que acontece devido ao aparecimento de fendas diagonais no centro do painel que se propagam para os cantos do mesmo. O aumento das forças verticais e horizontais fazem com que as principais tensões de tração no painel ultrapassem a resistência à tração da alvenaria (Milošević, 2019).

Podem igualmente ocorrer modos de rotura misto que combinam o comportamento à flexão e ao corte (Lagomarsino et al., 2013).

Vários estudos indicam que a fendilhação diagonal é mais provável de ocorrer do que o deslizamento horizontal nas paredes de alvenaria, e é por essa mesma razão que este tipo de mecanismo não foi considerado na análise (Lagomarsino et al et al., 2013).

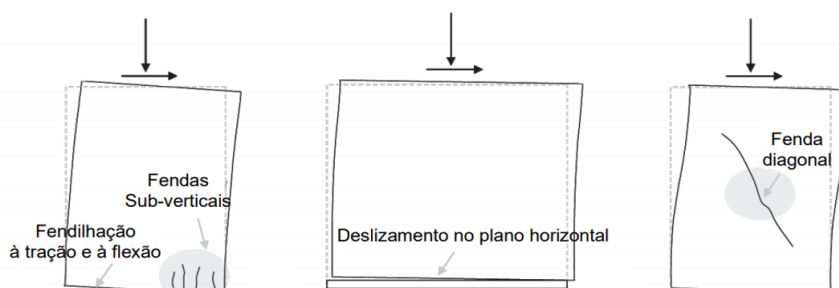


Figura 3. 5 - Mecanismos de rotura no plano (S.T.A DATA, 2020).

De acordo com o Eurocódigo 8 parte 3 (NP EN1998-3, 2017) os valores de *drift* para o estado limite de danos severos (SD) correspondem a 0,8% na flexão e 0,4% no corte. Para o estado de colapso iminente (NC) os mesmos valores devem ser multiplicados por 4/3.

3.4.2 Vigas de betão armado

As vigas de betão armado situadas por cima das janelas nas paredes de fachada e nos vãos das portas foram modeladas no 3Muri com betão C16/20 e aço 235, de acordo com a armadura exemplificada na figura 3.6 resumida na tabela 3.5. As vigas têm espessura igual à das paredes onde se inserem e têm uma altura de 0,20 m.

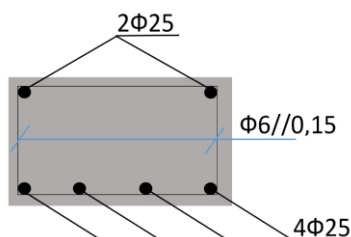


Figura 3. 6 - Esquema das vigas de betão armado

Tabela 3. 5 – Armadura das vigas de betão armado.

Elemento	h (m)	Rec (cm)	Armadura longitudinal superior	A_s (cm ²)	Armadura longitudinal inferior	A_s (cm ²)	Armadura transversal
Vigas	0,20	3	2Φ25	9,82	4Φ25	19,63	Φ6//0,15

3.4.3 Pavimentos

Os pavimentos são modelados no 3Muri como uma membrana finita ortotrópica (Simões et al., 2014) (estado plano de tensão) que pode descarregar nas duas direções (X e Y) ou em apenas uma.

Cada membrana é definida no mínimo por três nós e cada nó tem dois graus de liberdade de deslocamentos (u_x e u_y) (Fagundes, 2015).

Nos dois modelos foram modeladas as zonas húmidas (cozinha e WC) com uma laje de betão armado, tal como mostra a figura 3.7a) e nas restantes zonas foi definido um pavimento de madeira, que funciona como piso flexível, de acordo com a figura 3.7b). As propriedades apresentadas referem-se às propriedades equivalentes da membrana ortotrópica com espessura igual a 10 cm e 2,2 cm, respetivamente.

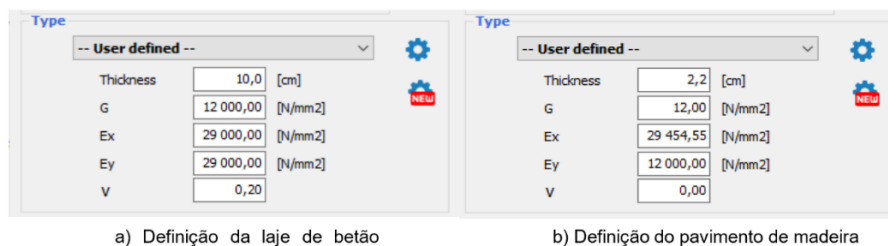


Figura 3. 7 - Definição dos pavimentos no 3Muri (S.T.A DATA, 2020).

3.4.4 Cobertura

A estrutura da cobertura foi definida no Modelo B de forma simplificada em relação ao projeto original (figura 2.19), devido à elevada dificuldade de modelação da mesma. Assim, optou-se pela introdução de uma fileira, do pendural central, dos tirantes, das varas e das escoras (figura 3.8).

No projeto inicial os elementos verticais são constituídos por perfis circulares metálicos, mas estes foram modelados com o mesmo material da restante estrutura, ficando com treliças apenas constituídas por madeira de pinho bravo, considerando as características definidas na figura 3.9.

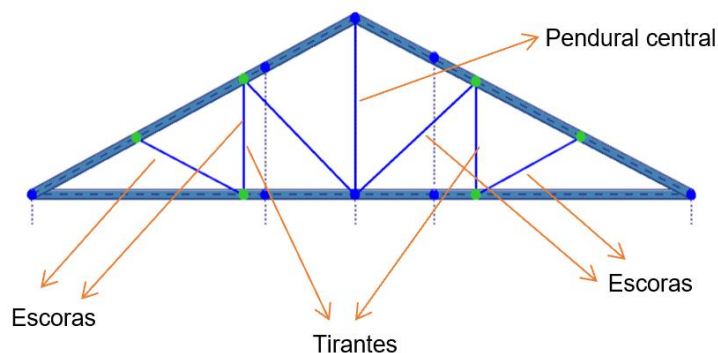
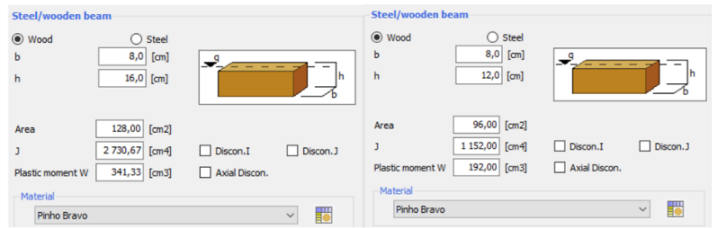
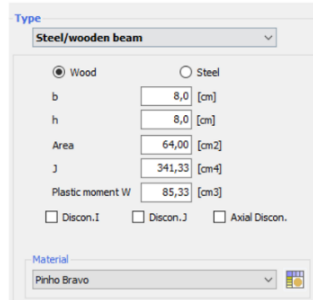


Figura 3. 8 - Estrutura da cobertura desenvolvida no 3Muri.



(a) Definição da fileira na cobertura.

(b) Definição das varas na cobertura.



(c) Definição do pendural, tirantes e escoras

Figura 3. 9 – Definição da cobertura no 3Muri.

Capítulo 4

Análise Sísmica

4.1 Introdução

Os edifícios de alvenaria quando sujeitos à ação sísmica desenvolvem dois tipos de comportamento: o comportamento global, resultado da resistência das paredes no seu próprio plano e da capacidade dos pavimentos de distribuir as forças horizontais, e o comportamento local, associado a mecanismos de colapso das paredes de alvenaria para fora do plano das paredes. O comportamento local pode ocorrer em paredes ou partes da estrutura que não estejam restringidas por outros elementos.

Como recomendado na Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017) realizou-se uma avaliação global do edifício. Mais concretamente uma análise modal, onde são obtidos os modos de vibração fundamentais e as frequências próprias de vibração do modelo, e análises estáticas não lineares (*pushover*), através das quais se obtêm as curvas de capacidade resistente da estrutura e o deslocamento último da mesma. Nesta análise é possível identificar com facilidade as zonas com mais concentração de danos e que por sua vez necessitam de reforço. As análises lineares são as mais limitadas quanto aos resultados obtidos e por isso as análises não lineares são as mais adequadas para avaliar o comportamento à ação sísmica, de edifícios antigos de alvenaria (Lourenço, 2009).

Apesar de não ser exigido na Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017) foram ainda realizadas análises locais, onde se avaliaram mecanismos de colapso através de uma análise cinemática não linear.

Em suma, neste capítulo, realizou-se a avaliação da segurança sísmica do edifício com auxílio do programa 3Muri, recorrendo à análise global e a análises locais. Foi também definido o espectro de resposta sísmico e avaliado o desempenho sísmico do edifício através do método N2, enunciado na Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010), onde se obtêm o deslocamento objetivo do sistema e é comparado ao deslocamento último da estrutura segundo os critérios de segurança. Para além disto, foi realizada uma análise de sensibilidade, de modo a estudar os parâmetros que mais afetam a resposta estrutural e conseqüentemente necessitam de reforço.

Todas as análises foram realizadas apenas para o Modelo A, com exceção da análise estática não linear (*pushover*) para a qual se avaliaram e compararam os dois modelos.

4.2 Análise Modal

Completada a modelação geométrica do edifício, atribuídas as propriedades mecânicas dos materiais e aplicadas as cargas procedeu-se à análise dinâmica modal, a partir da qual se obteve os modos de vibração e frequências próprias da estrutura. Na tabela 4.1 são apresentados os dez primeiros modos de vibração, os respetivos períodos de vibração em (T) e os fatores de participação de massa nas direções principais, em toneladas e em percentagem (m_x , M_x , m_y , M_y , m_z e M_z).

Os dois principais modos de vibração (sublinhados a cinzento) são os mais relevantes para a resposta global da estrutura. A escolha dos modos principais é feita com base nos fatores de participação de massa, portanto os modos com maior percentagem de massa em cada direção são os mais impactantes.

Tabela 4. 1 - Modos de vibração, períodos e frequências.

Modo	T (s)	f (Hz)	m_x (ton)	M_x (%)	m_y (ton)	M_y (%)	m_z (ton)	M_z (%)
1	0,24	4,1	539,659	83,2	0,002	0	0,001	0
2	0,19	5,2	7,589	1,17	15,635	2,41	0	0
3	0,19	5,2	0,150	0,02	514,902	79,39	0,055	0,01
4	0,18	5,6	1,984	0,31	0,464	0,07	0	0
5	0,15	6,6	0	0	1,314	0,2	0,179	0,03
6	0,13	7,8	0,578	0,09	0,006	0	0	0
7	0,11	9,0	0,003	0	0,717	0,11	0,156	0,02
8	0,10	9,8	9,418	1,45	0	0	0	0
9	0,08	12,1	67,561	10,42	0,001	0	0,003	0
10	0,07	13,5	2,104	0,32	0,063	0,01	0,051	0,01

Assim, é possível concluir que o primeiro modo de vibração (figura 4.1 a), corresponde ao modo fundamental da estrutura na direção X (direção das paredes de fachada) com uma participação de massa nesta direção de 83,2%, portanto um valor mais elevado comparativamente com os outros modos. Apresenta uma frequência de 4,1 Hz e representa um modo de translação pura na direção X, devido aos fatores de massa nas restantes direções (Y e Z) terem participações nulas.

O terceiro modo de vibração (figura 4.1 b), corresponde a uma translação pura na direção Y (direção das paredes de empena), sendo desprezáveis os valores de participação de massa da direção X e Z, comparativamente com a participação de 79,4% na direção Y. Este modo apresenta uma frequência de 5,3 Hz.

Tal como esperado, o edifício apresenta uma frequência mais baixa na direção de menor rigidez (direção X). É nesta direção que o edifício apresenta menor rigidez devido ao facto de as paredes terem comprimentos maiores que as paredes direcionadas ortogonalmente e existem diversas aberturas.

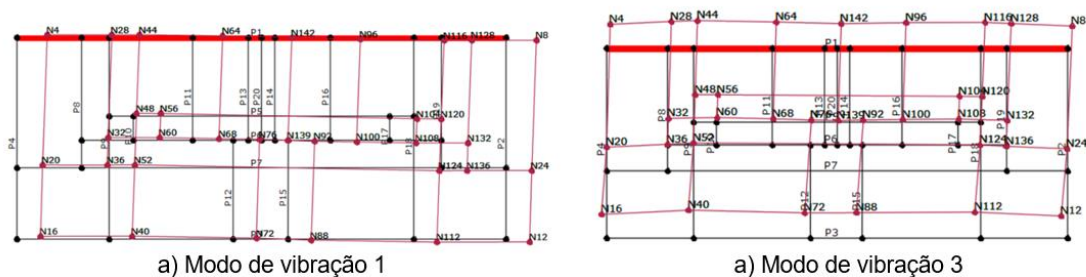


Figura 4. 1 – Modo de vibração em X (à esquerda) e modo de vibração em Y (à direita).

4.3 Análise estática não linear (*pushover*)

A análise estática não linear ou *pushover* consiste na definição da curva de capacidade resistente, que representa a relação entre a força de corte basal (F_b) e o respetivo deslocamento da estrutura no nó de controlo. Nesta análise são aplicadas forças estáticas laterais, representativas das forças de inércia sísmicas, que são aumentadas até atingir a máxima força de corte basal e sucessivamente, mantendo o mesmo padrão de carregamento, com o objetivo de avaliar a degradação progressiva da força basal e de determinar o deslocamento último da estrutura (Simões et al., 2014). Para a definição do deslocamento último (d_u) da estrutura, associado a estado limite de colapso iminente (NC), consideram-se dois critérios, o primeiro detalhado na Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017) e na norma Italiana (NTC, 2018), que considera o valor do deslocamento último quando a força de corte basal (F_b) atinge uma redução da ordem dos 20%, tal como é demonstrado na figura 4.2 a), onde se encontra representada uma curva de capacidade resistente ilustrativa. Isto acontece nas estruturas em que existe alguma ductilidade e uma degradação progressiva da resistência. O segundo critério aplica-se quando existe a formação de um mecanismo parcial, a queda da força de corte basal é abrupta, e nestes casos o deslocamento último assume o valor imediatamente antes da queda abrupta, de acordo com a figura 4.2 b).

O valor do deslocamento considerado para a verificação de segurança é influenciado pelo estado limite considerado, que no caso do edifício em estudo, de classe de importância II, é o estado de danos severos (SD). Assim, o valor obtido através dos critérios acima descritos, associado a estado limite de colapso iminente (NC), é reduzido para $\frac{3}{4}$ do valor obtido.

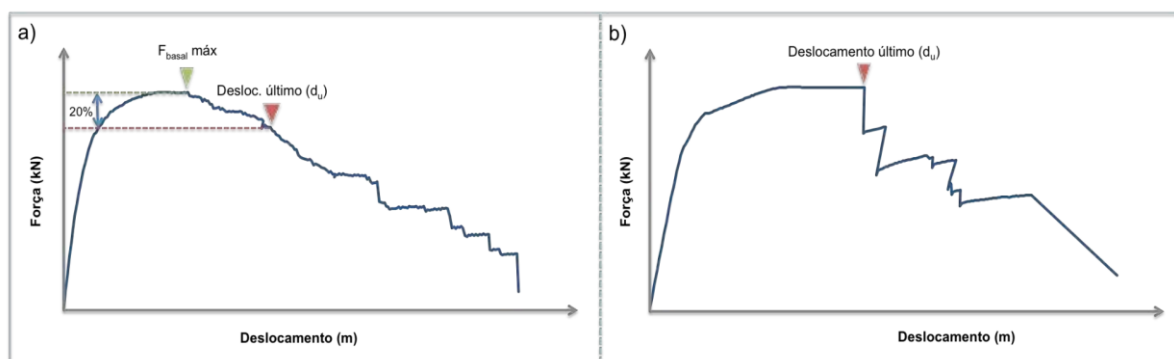


Figura 4. 2 - Curvas de capacidade resistente a) e b) (Ferrito, 2014)

Na figura 4.2 pode-se ainda observar as três fases da curva. A primeira fase é intitulada como fase elástica, onde existe um comportamento linear entre a força aplicada e o deslocamento. A segunda fase (fase plástica) inicia-se quando esta relação deixa de ser linear, causando um decréscimo de rigidez da estrutura até atingir a resistência máxima ($F_{\text{basal,máx}}$), conseqüentemente a partir deste momento a força aplicada é sempre menor apesar de causar um maior deslocamento. A última fase correspondente ao colapso, que começa quando é atingido o deslocamento último da estrutura.

Foram analisadas as duas direções principais, a direção longitudinal que corresponde à direção das paredes de fachada, designada como X, e a direção transversal, que coincide com a direção das paredes de empena, designada como Y (ver figura 2.9).

A Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010) indica que devem ser considerados dois carregamentos de forças horizontais: distribuição modal e distribuição uniforme. Neste trabalho, a avaliação sísmica foi feita para a distribuição uniforme, proporcional à massa do edifício e independente da altura e para a distribuição pseudo-triangular, proporcional ao produto entre a massa e a altura do edifício. A utilização da distribuição pseudo-triangular, é recomendada por vários investigadores que estudam o comportamento das paredes de alvenaria (Lagomarsino et al et al., 2013) em vez da distribuição modal, justificada pela baixa participação de massa dos primeiros modos de vibração do edifício. Isto é consequência do comportamento flexível dos pavimentos de madeira, que não são capazes de acoplar o comportamento dinâmico das paredes. Devido a este facto, só algumas paredes estariam envolvidas na análise *pushover*, enquanto com a distribuição pseudo-triangular todas as massas são consideradas na resposta do edifício (Simões et al., 2014).

Neste subcapítulo vão ser apresentados para o Modelo A e para o Modelo B diversos resultados, nomeadamente, as curvas de capacidade resistente, os valores do deslocamento último segundo os critérios indicados anteriormente, o nó de controlo obtido para cada direção e a distribuição de danos nas paredes do edifício para o deslocamento último calculado. Para além da variação da cobertura foram também estudadas diferentes opções de deslocamento que o programa 3Muri oferece para correr a análise *pushover*, tais como a média dos deslocamentos ou a média ponderada dos mesmos.

4.3.1 Modelo A

4.3.1.1 Nó de controlo

Para cada direção, X e Y, foi definido um nó de controlo. A escolha deste nó tanto em altura como no plano é de elevada relevância para otimizar a convergência das análises não lineares e para obter resultados representativos do comportamento global da estrutura. Em altura é comum selecionar o nó de controlo no último piso do edifício onde os deslocamentos são maiores. Em termos de localização no plano, o nó de controlo é escolhido com base na parede que colapsa primeiro. Tendo em conta que o edifício em estudo apresenta pavimentos de madeira, os resultados são significativamente afetados pela posição do nó de controlo, devido à flexibilidade dos pisos, o que leva a que os deslocamentos não sejam uniformes. O mesmo não acontece para edifícios com pisos rígidos, onde os resultados são basicamente insensíveis à posição do nó de controlo (Lagomarsino & Cattari, 2014).

Através do 3Muri foi possível obter os valores de deslocamento para o estado limite de danos severos (d_m) e do deslocamento objetivo (d_t) de forma a calcular o rácio entre estes e verificar se é inferior a um, o que dita que a segurança sísmica do edifício é assegurada. Também através desta divisão é possível perceber quais os nós mais condicionantes para cada uma das direções. É de referir que o deslocamento objetivo é calculado recorrendo ao método N2, apresentado mais à frente no subcapítulo 4.4.

Analisou-se os mapas de danos das paredes do edifício e observou-se que na direção longitudinal (X) a parede que colapsa primeiro é a parede da fachada tardoz, portanto a que contém os nós 4 e 8 de acordo com a figura 4.3 (assinalados a vermelho). Assim sendo, optou-se pelo nó 4 como nó de controlo da direção X, sendo que a escolha foi apoiada pelo facto de ser o nó com menor rácio de deslocamento para o estado limite de danos severos e deslocamento objetivo, (d_m/d_t) entre os dois nós da parede em questão. Na direção transversal (Y) a parede que colapsa primeiro é a parede de empena que contém o nó 8 e 12, sendo que ambos apresentam os mesmos valores de rácio (d_m/d_t), escolheu-se o nó 12 como nó de controlo, nesta direção. Na tabela B.1 do Anexo B apresentam-se os valores de deslocamento para o estado limite de danos severos e deslocamento objetivo, assim como o rácio entre os dois, para cada análise e nó.

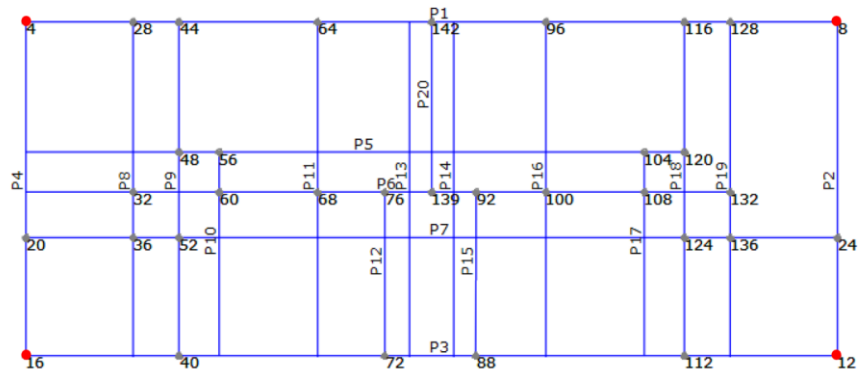


Figura 4. 3 - Planta do edifício em estudo no último piso e identificação dos diferentes nós e paredes.

4.3.1.2 Curvas de Capacidade Resistente

As curvas de capacidade resistente representam os deslocamentos obtidos no topo do edifício como resposta ao carregamento, uniforme ou pseudo-triangular, aplicado na estrutura.

Primeiramente, de forma a estudar as duas opções de cálculo dos deslocamentos que o 3Muri oferece, determinaram-se as curvas de capacidade resistente apresentados na figura 4.4 e 4.5, onde se comparam as curvas segundo X no nó 4 e segundo Y no nó 12, tendo em conta a média dos deslocamentos de todos os nós do último piso ponderada na massa de cada nó (MP) ou a média dos mesmos (M).

Assim, observando o gráfico, é possível concluir que as curvas de capacidade resistente, obtidas através das diferentes opções de cálculo referidas anteriormente, são muito semelhantes, havendo sobreposições entre os resultados com o mesmo carregamento e sentido (+X uniforme (MP) e +X uniforme (M), etc..). Deste modo, optou-se por realizar as restantes análises das curvas apenas para a média ponderada dos deslocamentos.

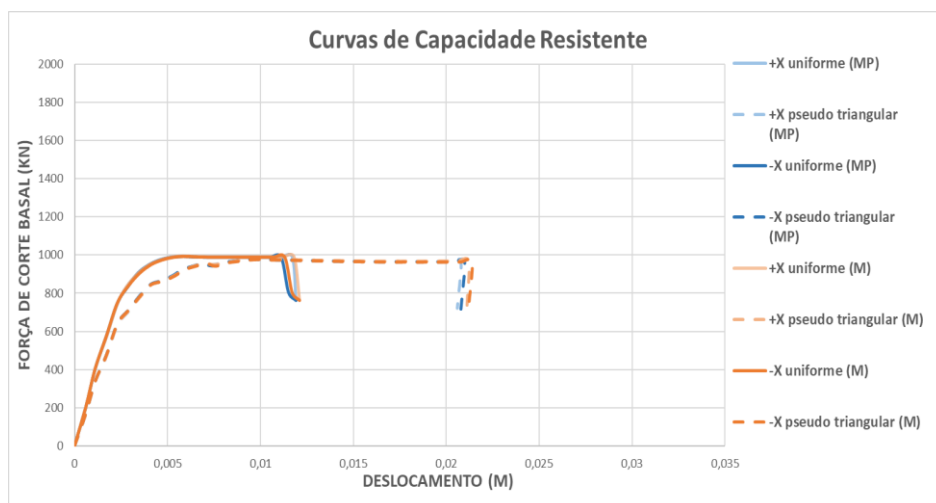


Figura 4. 4 - Curvas de capacidade resistente, na direção X (nó 4) para os diferentes carregamentos e sentidos, calculadas a partir da média ponderada ou da média dos deslocamentos.

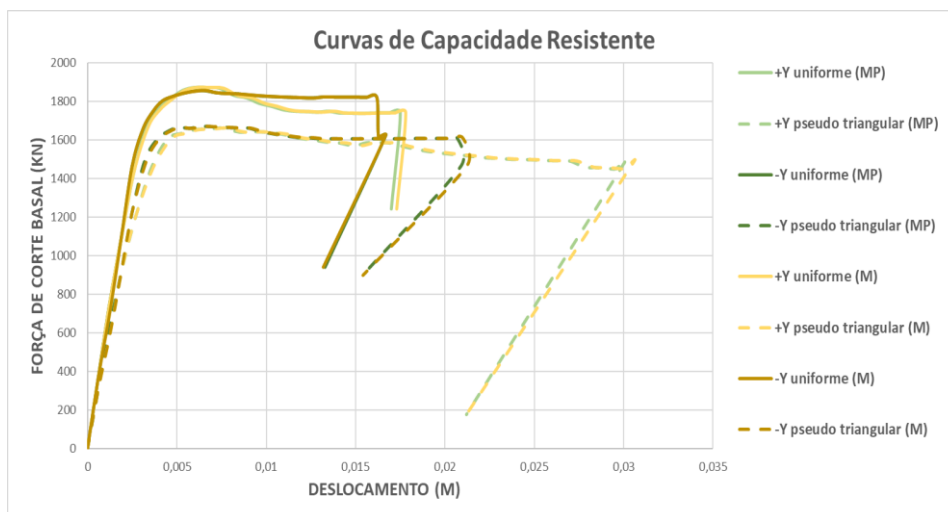


Figura 4. 5 - Curvas de capacidade resistente na direção Y (nó 12), para os diferentes carregamentos e sentidos, calculadas a partir da média ponderada ou da média dos deslocamentos.

De seguida, apresenta-se na figura 4.6 as curvas de capacidade resistente referentes ao nó 4 na direção X e ao nó 12 na direção Y, no sentido positivo e negativo, para o carregamento uniforme e para o carregamento pseudo-triangular. Também são representados os valores de deslocamento último de cada curva.

Analisando o gráfico, conclui-se que para qualquer tipo de carregamento, a direção Y (curvas em tons verdes) apresenta valores superiores de rigidez e de força de corte basal (e consequentemente uma maior resistência) comparativamente à direção X. Isto pode ser justificado pelo facto de as paredes resistentes na direção Y não apresentarem aberturas e terem comprimentos menores que na direção ortogonal. Assim, é possível afirmar que é nesta direção que o edifício apresenta maior capacidade resistente.

Apesar de não haver uma diferença muito expressiva, a direção Y também é a que apresenta maior ductilidade; isto é perceptível através da comparação das curvas de capacidade, com os mesmos carregamentos aplicados, onde a fase plástica é superior nas paredes segundo esta direção. Como na direção X as paredes apresentam maioritariamente um padrão de danos causado por corte, o valor da ductilidade é reduzido.

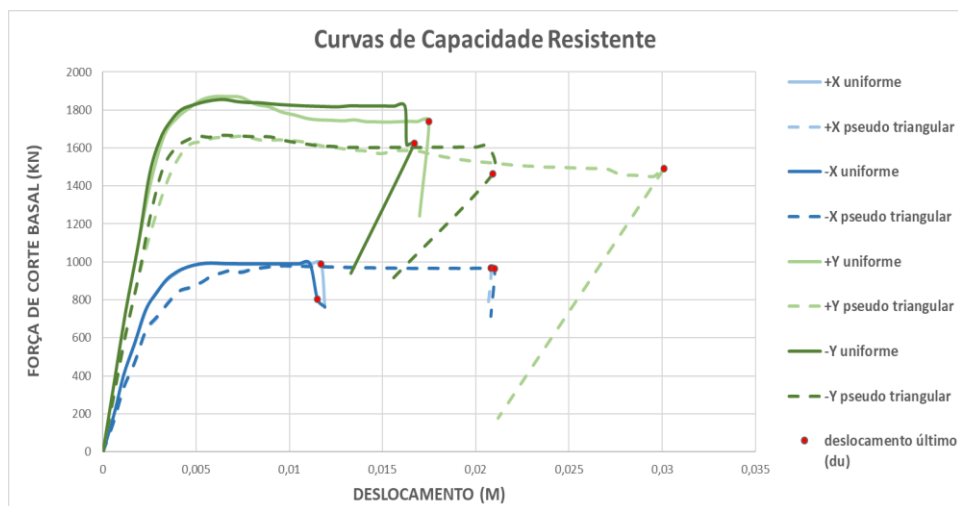


Figura 4. 6 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento. Representação do deslocamento último.

A identificação dos deslocamentos últimos foi feita através do segundo critério, enumerado anteriormente em 4.3, pois este é o mais condicionante. Os valores obtidos apresentam-se na tabela 4.2. Para os diferentes carregamentos aplicados na estrutura, constatou-se que para a direção X, o carregamento uniforme é o condicionante porque é o que apresenta menores valores de deslocamento último para valores semelhantes de força de corte basal, esta análise também corresponde ao caso que não verifica a segurança sísmica nos dois sentidos. Para a direção Y o carregamento pseudo-triangular (curvas a traço interrompido) é o que apresenta valores inferiores de força de corte basal máxima para cada sentido e por isso é o mais condicionante para a avaliação do desempenho sísmico da estrutura, independentemente da direção e do sentido.

Tabela 4. 2 - Deslocamentos últimos (em m) do edifício em estudo.

Análise	X uniforme		X pseudo-triangular		Y uniforme		Y pseudo-triangular	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
d_u	0,0117	0,0115	0,0208	0,0210	0,0175	0,0167	0,0301	0,0209
$d_m = d_u \times \frac{3}{4}$	0,0088	0,0086	0,0156	0,0158	0,0131	0,0125	0,0226	0,0157

4.3.1.3 Danos correspondentes ao deslocamento último

Nas figuras seguintes apresenta-se o mapa de danos das paredes mais condicionantes do edifício em estudo, para os deslocamentos últimos considerados. Optou-se por apresentar o mapa de danos para ambos os carregamentos estudados e apenas para as paredes com a mesma direção do carregamento, pois são as que apresentam danos mais significativos, sendo que as paredes ortogonais contêm poucos ou nenhuns danos. Também se decidiu expor os mapas de danos apenas para o sentido negativo, devido à semelhança existente entre os dois sentidos. Na figura 4.7 apresenta-se o edifício em planta com a identificação das paredes condicionantes.

Na figura 4.9 é possível analisar o comportamento das paredes de empena quando submetidas aos diferentes tipos de carregamento, segundo a direção Y. Estas paredes são compostas apenas por um elemento por piso, o que significa que quando este colapsa todo o piso é afetado. Em ambos os carregamentos aplicados, dá-se o colapso por corte no primeiro piso originando um mecanismo de *soft storey*.

Tal como se concluiu através das curvas de capacidade resistente, também no mapa de danos é perceptível que o carregamento pseudo-triangular é o mais condicionante para a direção Y, pois para o deslocamento último, com este carregamento aplicado, o colapso já sucedeu totalmente enquanto para o carregamento uniforme o colapso está na iminência de ocorrer. Para além do colapso, no segundo piso a parede de empena da direita (P2) apresenta danos por corte. O comportamento destas paredes pode ser justificado pelo facto de os pavimentos descarregarem nas paredes de fachada, o que causa menos compressão nas paredes de empena tornando assim a existência de rotura por corte condicionante (Ferrito, 2014).

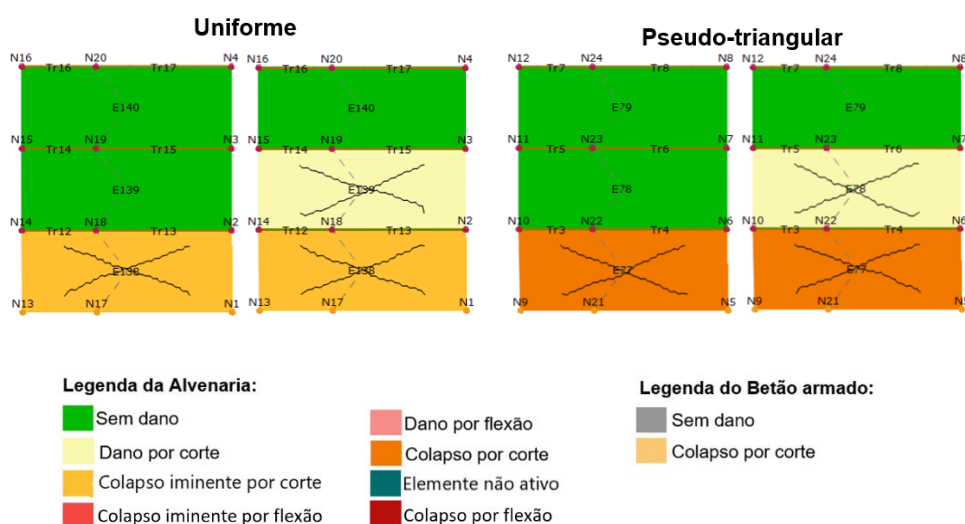


Figura 4. 9 - Padrão de danos das paredes de empena (P4 à esquerda e P2 à direita) para os diferentes carregamentos aplicados na direção Y.

Em relação às paredes interiores segundo X, todas apresentam danos por flexão, mas nenhum elemento atinge o colapso, tanto para o carregamento uniforme como para o pseudo-triangular. Por esta razão não se considera necessária a apresentação dos mapas de danos destas paredes.

Na direção Y, as paredes interiores apresentam danos por flexão e colapso iminente por flexão, chegando mesmo a atingir o colapso em alguns nembros. Na figura 4.10 apresenta-se as paredes mais condicionantes, portanto a parede P16 e P19 para ambos os carregamentos.

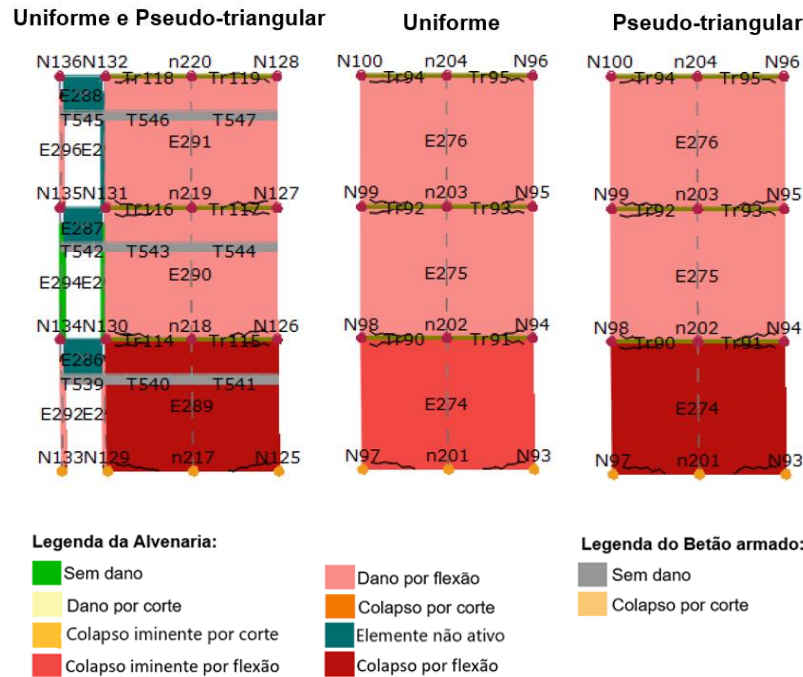


Figura 4. 10 - Padrão de danos nas paredes interiores (P19 à esquerda e P16 à esquerda) para os diferentes carregamentos aplicados na direção Y.

4.3.2 Modelo B

4.3.2.1 Nó de controlo

A escolha do nó de controlo foi feita com base no que foi enunciado no subcapítulo 4.3.1.1 e da mesma forma que para o Modelo A foram escolhidos os nós 4 e 12 para a direção X e Y respetivamente, no Modelo B também. Através dos mapas de danos concluiu-se que a parede em X que colapsa primeiro é a fachada tardoiz, portanto a que contém os nós 4 e 8, de acordo com a figura 4.5. Assim apoiada a decisão pela escolha do valor inferior obtido para o rácio (d_m/d_t) optou-se pelo nó 4.

Na direção Y a parede de empena da direita, que contém os nós 8 e 12, é a que colapsa primeiro e visto que o quociente (d_m/d_t) apresenta os mesmos resultados para ambos os nós, optou-se pelo nó 12 por uma questão de facilidade, fazendo coincidir os nós de controlo escolhidos para ambos os modelos. Estes valores são apresentados na Tabela B.2 do Anexo B.

4.3.2.2 Curvas de Capacidade Resistente

As curvas de capacidade resistente foram retiradas do programa 3Muri considerando a média ponderada dos deslocamentos para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12) Na figura 4.11 apresentam-se as curvas de capacidade através das quais é possível concluir que, tal como no Modelo A, a direção Y apresenta valores de força de corte basal superiores aos da direção X e, portanto, uma maior capacidade resistente, o que consequentemente significa uma maior rigidez e resistência nessa

direção. Para além disto, no Modelo B as treliças constituintes da estrutura da cobertura conferem rigidez ao edifício na direção Y.

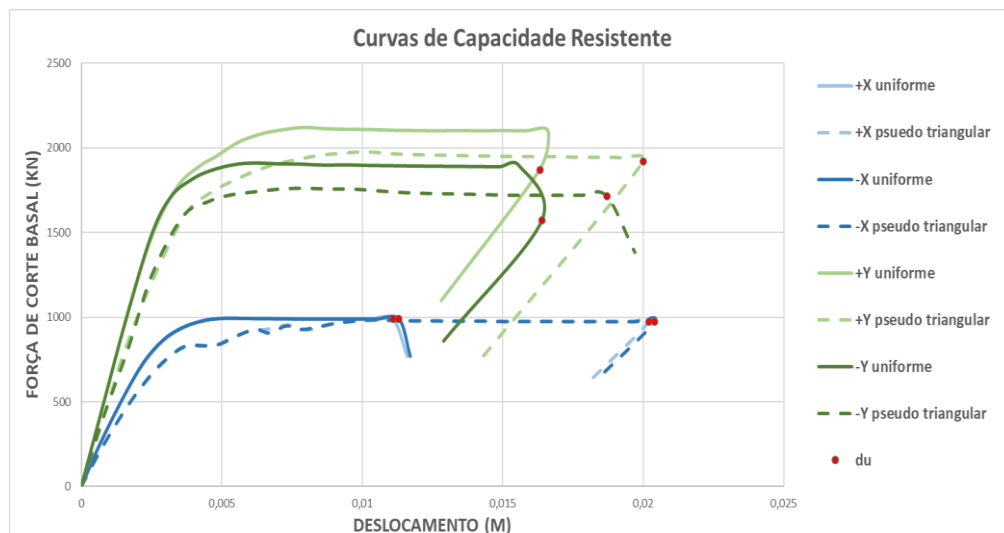


Figura 4. 11 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento. Representação do deslocamento último.

Os deslocamentos últimos foram calculados através dos critérios mencionados no subcapítulo 4.3. A maioria das análises são condicionadas pelo segundo critério, com exceção das análises correspondentes ao carregamento uniforme, segundo Y no sentido positivo e negativo que são condicionadas pelo primeiro critério.

Na tabela 4.3 é possível observar os valores do deslocamento último correspondentes a cada análise, representados na figura anterior. Assim conclui-se que para a direção X o carregamento uniforme é condicionante porque para valores de força de corte basal parecidos apresenta menores valores de deslocamento último. Para a direção Y o carregamento pseudo-triangular é condicionante pois apresenta valores inferiores de força de corte basal máxima.

Tabela 4. 3 - Deslocamentos últimos (em m) do edifício em estudo.

Análise	X uniforme		X pseudo-triangular		Y uniforme		Y pseudo-triangular	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
d_u	0,0111	0,0113	0,0202	0,0204	0,01633	0,0164	0,02	0,0187
$d_m = d_u \times \frac{3}{4}$	0,0083	0,0085	0,0152	0,0153	0,0122	0,0123	0,0150	0,0140

4.3.2.3 Danos correspondentes ao deslocamento último

Tal como aconteceu no subcapítulo 4.3.1.3 apresentam-se agora os mapas de danos para as paredes condicionantes do edifício em estudo, tendo em conta o carregamento uniforme e o pseudo-triangular para o sentido negativo. Estas paredes coincidem com as mesmas apresentadas anteriormente para o Modelo A. Lembra-se que para os carregamentos em X apresentam-se as

paredes orientadas segundo essa mesma direção e o mesmo acontece com a direção Y. A nomenclatura das paredes é feita de acordo com a figura 4.7.

Na figura 4.12 encontram-se ilustrados os mapas de danos das paredes de fachada, a partir dos quais é possível observar que a maioria dos danos são causados por corte, chegando mesmo a atingir uma fase inicial de colapso em alguns nembos. Apenas alguns elementos sofrem danos por flexão.

O carregamento pseudo-triangular causa colapso por corte de um nembro do 2º piso da fachada tardoz e colapso iminente por flexão num nembro do 3º piso da mesma fachada.

Relativamente às vigas de betão armado, apenas o carregamento pseudo-triangular causa colapso por corte em dois elementos do 2º piso da fachada tardoz, todos os restantes encontram-se sem dano.

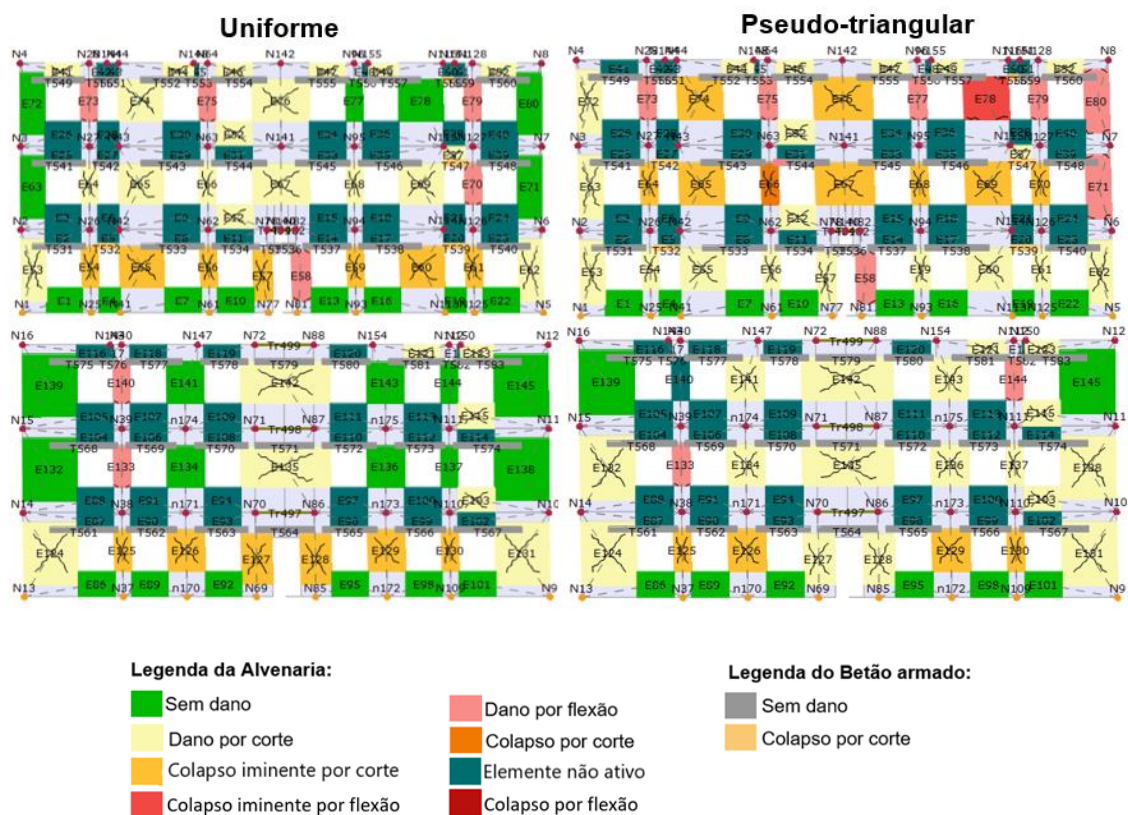


Figura 4. 12 - Padrão de danos das paredes de fachada (P1 em cima e P3 em baixo) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X.

Na figura 4.13 apresentam-se os mapas de danos das paredes de empena. Para ambos os carregamentos o primeiro piso sofre de colapso por corte iminente e para o carregamento pseudo-triangular o segundo piso apresenta ainda danos por corte o que indica que este carregamento é o mais condicionante para a direção Y.

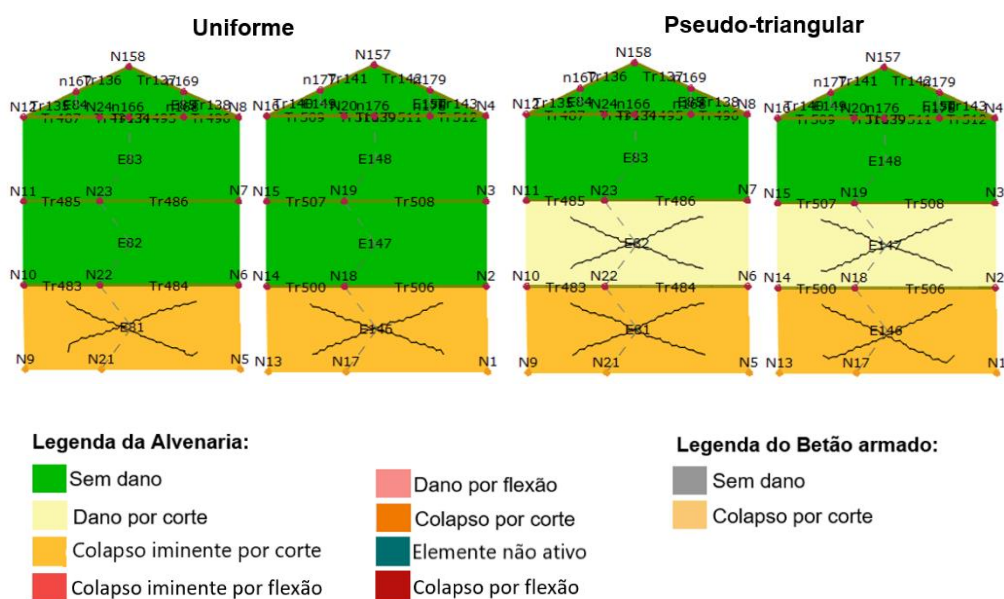


Figura 4. 13 - Padrão de danos das paredes de fachada (P4 à esquerda e P2 à direita) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X.

4.3.3 Conclusões

Comparando os resultados dos dois modelos, através da figura 4.14 é possível afirmar que para a direção X as curvas de capacidade resistentes são muito semelhantes entre o Modelo A e o Modelo B, quando o mesmo carregamento no mesmo sentido é aplicado. Apresentando assim, valores de força de corte basal máxima muito semelhantes para ambos os modelos, assim como de deslocamento último.

Analisando a figura 4.15, observa-se que a direção Y apresenta algumas variações entre as curvas de capacidade resistentes obtidas para o mesmo carregamento e sentido, para o Modelo A e o Modelo B. O Modelo B apresenta maior capacidade resistente e de rigidez, no entanto, estas variações não são significativas e verificando a equação (d_m/d_t) conclui-se que as análises que apresentavam valores inferiores a 1 e, portanto, não cumprem a segurança sísmica, para o Modelo A, são as mesmas que também não verificam a segurança sísmica para o Modelo B.

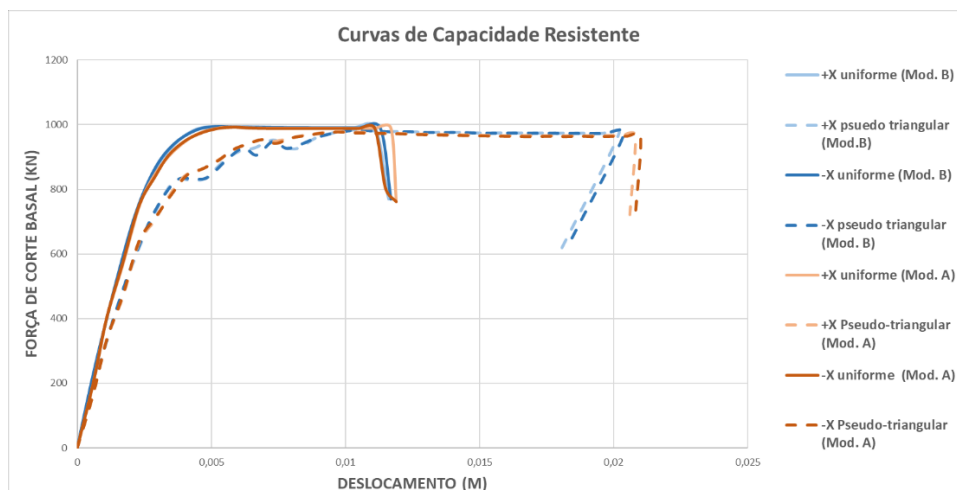


Figura 4. 14 - Curvas de capacidade resistente para a direção X, em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo A e Modelo B.

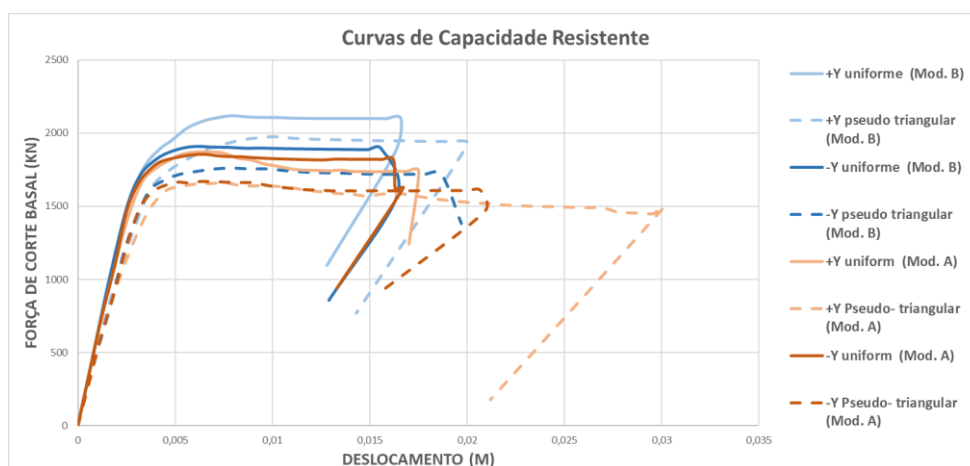


Figura 4. 15 Curvas de capacidade resistente para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo A e Modelo B.

Em suma, considera-se que o investimento na modelação da cobertura através da ferramenta *Roof* do 3Muri é desnecessário, pois como se pode observar os resultados obtidos são muito semelhantes, o que indica que a estrutura de cobertura não alterou significativamente o comportamento do edifício. Para além disto, a modelação da cobertura é um processo demoroso e que apresenta algumas falhas ao nível do software. Assim, optou-se por avançar para as seguintes análises apenas com o Modelo A.

4.4 Método N2

4.4.1 Descrição do método

O método N2 preconizado no Anexo B da Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010) foi desenvolvido por (Fajfar, 2000) e é o método recomendado para a avaliação do desempenho da estrutura.

No método N2 é necessário transformar a curva de capacidade de um sistema de N graus de liberdade (MDOF) para uma curva de capacidade de um sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF). Esta modificação é feita através do fator de transformação Γ , que é determinado a partir da seguinte equação:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (4.1)$$

Onde:

m_i – Massa do piso i;

ϕ_i – Deslocamento normalizado do piso i;

m^* – Massa equivalente do sistema de um grau de liberdade.

Tendo obtido os fatores de transformação, é possível determinar a força de corte basal (F^*) e o deslocamento de controlo (d^*) do sistema equivalente de um grau de liberdade, através das equações 4.2 e 4.3 respetivamente.

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.2)$$

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (4.3)$$

Em que:

F_b – Força de corte basal no sistema MDOF;

d_t – Deslocamento no nó de controlo no sistema MDOF.

De seguida, é necessário calcular a curva bilinear equivalente à curva de capacidade do sistema de um grau de liberdade (1 GL) equivalente, que consiste numa relação idealizada força-deslocamento que considera um comportamento elasto-perfeitamente plástico (Bento & Rodrigues, 2004). Tal como é esquematizado na figura 4.16.

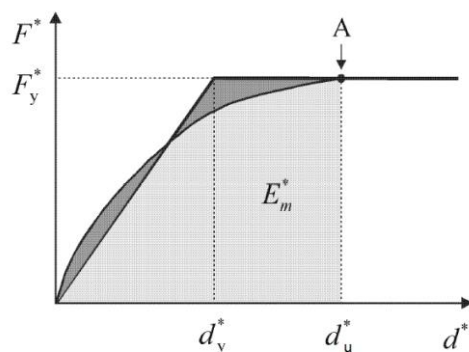


Figura 4. 16 - Curva bilinear e curva de capacidade do sistema de 1 GL equivalente (NP 1998-1, 2010).

A curva bilinear é definida pela força de corte basal necessária à formação de um mecanismo plástico (F_y^*) pelo deslocamento no limite do comportamento elástico linear (d_y^*) e pelo deslocamento último (d_u^*). O declive da parte elástica da curva bilinear, correspondente ao primeiro troço da mesma, foi calculado a partir do ponto correspondente a 70% da força de corte basal máxima e de forma que a área abaixo da curva de capacidade de um grau de liberdade e a área abaixo da curva bilinear sejam iguais, portanto de forma a que a energia de deformação seja a mesma.

O valor do deslocamento no limite da plasticidade (d_y^*) é obtido através da equação seguinte (NP 1998-1, 2010):

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.4)$$

Onde:

E_m^* – Energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

O período elástico do sistema 1 GL (T^*) é determinado pela equação seguinte:

$$T^* = 2\pi \times \sqrt{\frac{m^* \times d_y^*}{F_y^*}} \quad (4.5)$$

4.4.2 Definição da Ação Sísmica

A ação sísmica pode ser definida através de um espectro de resposta de acelerações ou deslocamentos, segundo o Anexo Nacional NA da Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010). A definição do espectro de resposta depende de vários fatores, como a localização geográfica do edifício, o tipo de solo de fundação do mesmo e o tipo de edifício.

No Eurocódigo 8 são previstos dois tipos de ação sísmica, sendo um deles representativo de um sismo de grande magnitude com epicentro na região Atlântica, designado de sismo tipo 1 ou sismo afastado e o outro que representa uma ação com características de um sismo de magnitude moderada com epicentro no território Continental (ou no Arquipélago dos Açores), designado de sismo tipo 2 ou sismo próximo.

Lisboa situa-se na zona sísmica 1.3 para o sismo tipo 1 e na zona sísmica 2.3 para o sismo tipo 2, às quais correspondem respetivamente um valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (a_{gr}) de 1,5 m/s² e 1,7 m/s², segundo o Quadro NA.I da (NP 1998-1, 2010), apresentado no Anexo A (tabela A.1) deste trabalho.

O edifício em estudo é considerado, de acordo com o Quadro 4.3 da (NP 1998-1, 2010), como classe de importância II, que consiste em *edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias*. O valor de coeficiente de importância (γ_I) a adotar para ambas as ações sísmicas (Tipo 1 e 2) é 1, tal como descrito no Quadro NA.II (NP 1998-1, 2010) apresentado na tabela A.2 do Anexo A.

Posteriormente, multiplicou-se os valores de aceleração máxima (a_{gr}) pelos coeficientes de importância (γ_I) e pelos respetivos coeficientes multiplicativos da ação sísmica apresentados no Quadro NA.I da Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017), representado na tabela A.3 do Anexo A, de forma a obter o valor de pico da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) correspondente ao estado limite a verificar. Para a análise estática não linear considera-se o estado limite de danos severos (SD), que representa um período de retorno de 308 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos, os valores dos coeficientes multiplicativos são respetivamente 0,75 e 0,84 para o sismo Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente.

Em relação ao tipo de solo de fundação, é possível observar através da figura 2.10, apresentada anteriormente no Capítulo 2, que o edifício em estudo se situa num terreno do Tipo C, que consiste em *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*, definido no Quadro 3.1 da (NP 1998-1, 2010). Posto isto, definiram-se a partir do Quadro NA-3.2 da Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010), representado na tabela A.4 e A.5 do Anexo A as seguintes variáveis: coeficiente de solo máximo ($S_{m\acute{a}x}$), limite inferior e superior do período no patamar de aceleração espectral constante (T_B e T_c respetivamente) e ainda o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante. O coeficiente de solo (S) é calculado com base nas equações descritas no ponto f) NA-3.2.2.2(2)P da Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010).

Todos os parâmetros necessários para a definição do espectro de resposta sísmico encontram-se resumidos na tabela 4.4. Contudo, no final do trabalho desenvolvido verificou-se que a ação sísmica não estava a ser corretamente considerada no programa 3Muri. Incluem-se na tabela 4.4 os parâmetros efetivamente considerados, que afetam o coeficiente de solo (S) e os períodos T_B e T_c . Isto resulta que a diferença entre a ação sísmica 1 e 2 é a aceleração a_g . Para além disso, não se considerou a redução em 90% da ação sísmica de acordo com a Portaria nº 302/2019 (Portaria, 2019). Não foi definida a componente vertical da ação sísmica pois segundo o ponto 4.3.3.5.2 da (NP 1998-1, 2010), não é necessário.

Tabela 4. 4 - Parâmetros para a definição dos espectros sísmicos

Sismo	Tipo 1		Tipo 2	
Classe de Importância	II			
γ_i	1			
a_{gr} (m/s ²) (SD)	1.13		1.43	
a_g (m/s ²) (SD)	1.13		1.43	
Tipo de Solo	C			
$S_{m\acute{a}x}$ (m/s ²)	1,6			
Referência	De acordo com a NP 1998-1, 2010	Efetivamente considerado na análise	De acordo com a NP 1998-1, 2010	Efetivamente considerado na análise
S (m/s ²)	1,57	1,15	1,51	1,15
T_B (s)	0,10	0,20	0,10	0,20
T_c (s)	0,60	0,60	0,25	0,60
T_D (s)	2,00	2,00	2,00	2,00

4.4.3 Resultados

Na tabela 4.5 apresentam-se as propriedades mais relevantes das curvas de capacidade bilineares equivalentes, segundo a direção X (Nó 4) e Y (Nó 12), onde o μ^* representa a ductilidade, que é definida pelo quociente entre o deslocamento último (d_u^*) e o deslocamento no limite da plasticidade (d_y^*). As curvas de capacidade bilineares equivalentes encontram-se representadas na figura 4.17.

Analisando a tabela 4.5 é possível concluir que para qualquer carregamento a direção Y apresenta uma maior ductilidade, tal como observado anteriormente a partir das curvas *pushover*. Este comportamento deve-se ao facto de as paredes em X serem afetadas maioritariamente por corte, o que pode ser justificado pela geometria dos elementos constituintes destas paredes (elementos altos e finos).

Apesar de os valores de período (T^*) não apresentarem uma grande discrepância, é na direção Y que estes apresentam valores mais baixos e, portanto, correspondentes a uma maior rigidez. Esta situação está de acordo com a explicação dada no subcapítulo 4.3.2.1, onde se identificaram as paredes de empena como as paredes com maior rigidez, devido ao facto, de não apresentarem aberturas e terem um comprimento menor do que as paredes ortogonais.

Tabela 4. 5 - Propriedades das curvas de capacidade bilineares.

Carregamento	Uniforme				Pseudo-triangular			
	X +	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Direção e Sentido	X +	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-
Γ	1,26	1,26	1,27	1,27	1,26	1,26	1,27	1,27
T^* [m]	0,23	0,23	0,17	0,17	0,25	0,25	0,19	0,19
F_y^*/m^* [m/s ²]	1,76	1,76	3,21	3,28	1,71	1,71	2,82	2,93
d_y^* [m]	0,0023	0,0023	0,0024	0,0024	0,0027	0,0027	0,0026	0,0026
d_u^* [m]	0,0093	0,0091	0,0138	0,0132	0,0165	0,0167	0,0238	0,0165
μ^*	4,04	3,96	5,75	5,50	6,11	6,19	9,15	6,35

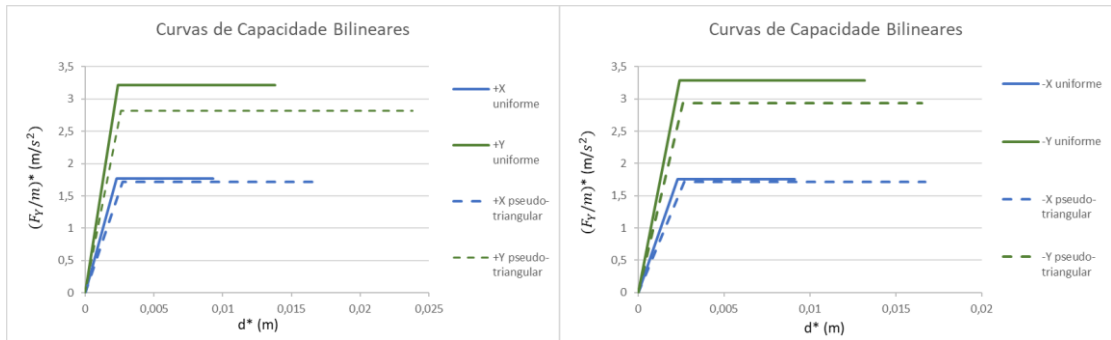


Figura 4. 17 - Curvas de capacidade bilinear para o sentido positivo (à esquerda) e sentido negativo (à direita).

De seguida procede-se à determinação do deslocamento objetivo (d_t^*). Para isto é necessário interseção das curvas de capacidade bilineares de um sistema de um grau de liberdade com os espectros de resposta elásticos da ação sísmica, no formato aceleração-deslocamento (*ADRS - Acceleration Displacement Response Spectrum*).

No Anexo B da Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010) são referidas duas formas para a obtenção do deslocamento objetivo, dependentes do período (T^*). As equações 4.6 e 4.7 representam, respetivamente, o cálculo deste parâmetro para estruturas com períodos baixos ($T^* < T_c$) e para períodos médios ou longos ($T^* > T_c$) de acordo com a figura 4.18.

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad (4.6)$$

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (4.7)$$

Onde:

d_{et}^* – Deslocamento objetivo do sistema equivalente com um comportamento elástico ilimitado;

q_u – Fator de redução do espectro de resposta elástico dado por $q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$;

T_c – Período no patamar de aceleração constante.

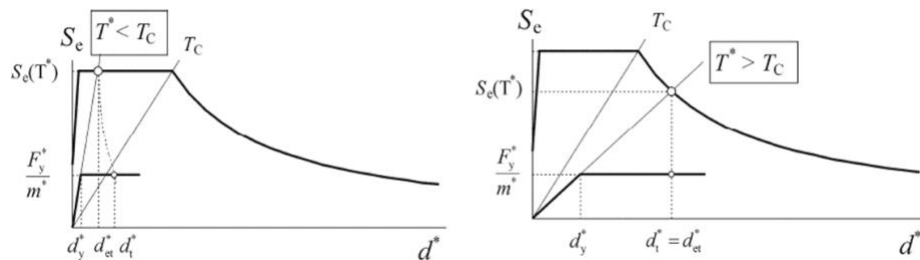


Figura 4. 18 - Método de determinação do deslocamento objetivo do sistema de um grau de liberdade equivalente para períodos curtos (à esquerda) e períodos médios ou longos (à direita).

Como todos os valores de períodos obtidos para as diferentes análises são inferiores a 0,60 para a avaliação do sismo tipo 1 e inferiores ou iguais a 0,25 para o sismo tipo 2 considera-se assim que a estrutura tem períodos baixos e, portanto, utiliza-se a equação 4.6 para calcular o deslocamento objetivo. De acordo com a Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017) o valor do deslocamento

último, calculado pelo critério 1 e 2, necessita de ser multiplicado por $\frac{3}{4}$ para obter a verificação do estado limite de danos severos (SD). Assim, na tabela 4.6 são apresentados os valores do deslocamento último (d_u^*), do deslocamento para o estado limite de danos severos (d_m^*), e do deslocamento objetivo (d_t^*) no sistema equivalente de um grau de liberdade, para o sismo tipo 1 e para o sismo tipo 2.

Tabela 4. 6 - Valores de deslocamento último e de deslocamento objetivo no sistema equivalente de um grau de liberdade para o sismo tipo 1 e para o sismo tipo 2.

Análise	X uniforme		X pseudo-triangular		Y uniforme		Y pseudo-triangular	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
Sentido								
d_u^* (m)	0,0093	0,0091	0,0165	0,0167	0,0138	0,0132	0,0238	0,0165
$d_m^* = d_u^* \times \frac{3}{4}$ (m)	0,0070	0,0068	0,0124	0,0125	0,0104	0,0099	0,0179	0,0124
d_t^* (sismo 1) (m)	0,0075	0,0075	0,0086	0,0086	0,0022	0,0022	0,0035	0,0031
d_t^* (sismo 2) (m)	0,0105	0,0106	0,0119	0,0119	0,0038	0,0036	0,0059	0,0055

Por fim, realizou-se a avaliação do desempenho sísmico da estrutura realizada através do quociente entre $\frac{3}{4}$ do deslocamento último ($d_m^* = \frac{3}{4} d_u^*$) e o deslocamento objetivo (d_t^*). A verificação da segurança sísmica é satisfeita se o valor do deslocamento for superior ao deslocamento objetivo, ou seja, se o rácio d_m^*/d_t^* for superior a 1. É ainda de salientar, que é indiferente se a verificação de segurança é realizada para um sistema equivalente de um grau de liberdade ou para um sistema de N graus de liberdade, pois os deslocamentos são proporcionais por serem afetados pelo mesmo fator de transformação em cada análise.

Na figura 4.19 apresenta-se o rácio (d_m/d_t) para as diferentes análises tendo em conta o sismo tipo 1 e sismo tipo 2. É possível concluir que para o sismo tipo 1 apenas duas análises não verificam a segurança, a análise uniforme em X no sentido positivo e no sentido negativo, enquanto para o sismo tipo 2 para além das mesmas duas análises ainda a análise pseudo-triangular em X positivo não verifica a segurança, o que indica que este sismo é o mais condicionante para a estrutura.

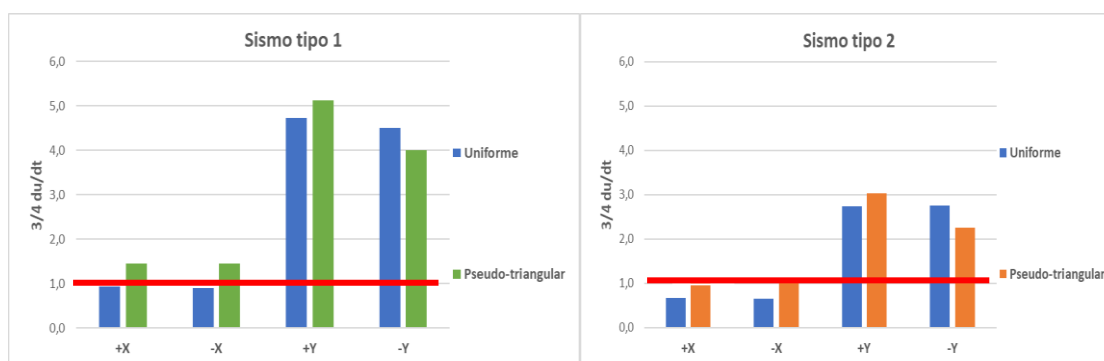


Figura 4. 19 - Rácio entre $\frac{3}{4}$ do deslocamento último e o deslocamento objetivo para as diferentes análises para o sismo tipo 1 (à esquerda) e sismo tipo 2 (à direita).

4.5 Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade permite escolher de forma mais adequada o fator de confiança a aplicar às propriedades dos materiais e eventualmente reduzir os testes invasivos, se estes forem dispensáveis (Lagomarsino & Cattari, 2014). Através desta análise é possível estudar o comportamento estrutural do edifício, planejar a investigação e posteriormente reforçar a estrutura, se a mesma não verificar a segurança. O objetivo da análise de sensibilidade é identificar os parâmetros que mais afetam a capacidade sísmica do edifício, e conseqüentemente o seu desempenho estrutural face à ocorrência de sismos. Assim, com recurso ao programa 3Muri, desenvolveu-se uma análise de sensibilidade às propriedades mecânicas de vários materiais presentes no edifício caracterizado no Modelo A.

As análises de sensibilidade foram efetuadas para os casos mais condicionantes em cada direção, ou seja, carregamento uniforme na direção +X e carregamento pseudo-triangular na direção -Y, para o sismo tipo 1 e para o sismo tipo 2. É importante referir que os resultados e conclusões obtidos para os dois tipos de sismo são iguais para a análise de sensibilidade, pois a diferença na definição da ação sísmica varia na configuração do espectro de resposta, como mencionado no subcapítulo 4.4.2.

Cada material representa um grupo de estudo, para o qual se fazem variar os valores de algumas propriedades. Considerou-se nomeadamente: o módulo de elasticidade (E), o módulo de distorção (G), a tensão de compressão (f_c) e a tensão de corte (τ) para as alvenarias, mais concretamente a pedra ordinária e o tijolo maciço segundo a Norma Italiana (NTC, 2018) e o tijolo furado de acordo com o trabalho de referência (Milošević, 2019), num total de 3 grupos de variáveis. Considerou-se um outro o grupo associado aos pavimentos de madeira onde apenas se fez variar o valor módulo de distorção (G) segundo um intervalo considerado aceitável para simular um pavimento com elevada rigidez à distorção.

Na tabela 4.7 apresentam-se os quatro grupos de variáveis aleatórias e os respetivos valores mínimos, médios e máximos atribuídos às propriedades mecânicas do material em questão.

Tabela 4. 7 - Propriedades mecânicas dos materiais.

Material	Grupo	Variáveis	Valor mínimo [N/mm ²]	Valor médio [N/mm ²]	Valor máximo [N/mm ²]
Pedra ordinária	G ₁	E	690	870	1050
		G	230	290	350
		f_c	1	1,5	2
		τ	0,018	0,025	0,032
Tijolo maciço	G ₂	E	1200	1500	1800
		G	400	500	600
		f_c	2,6	3,45	4,3
		τ	0,05	0,09	0,13
Tijolo furado	G ₃	E	2300	3015	3730
		G	770	1005	1240
		f_c	1,4	1,645	1,89
		τ	0,24	0,28	0,32
Pavimentos de madeira	G ₄	G	12	56	100

O 3Muri corre 2N+1 análises, onde o N representa o número de grupos de parâmetros. Na primeira análise admitem-se, como referência, os valores médios de todos os parâmetros aleatórios. Enquanto nas restantes 2N análises todos os parâmetros mantêm o valor médio, com exceção de um grupo, que vai tomar o valor máximo ou mínimo do intervalo definido na tabela anterior. Assim sucessivamente até correr todos os parâmetros.

Para realizar a análise de sensibilidade o programa considera duas análises diferentes, a análise cognitiva e a análise de melhoramento. A primeira procura, de entre todas as análises, a combinação de parâmetros que resulta numa combinação pior que a média, ou seja, mais condicionante (S.T.A DATA, 2020). Assim identifica os parâmetros que devem ser investigados e consequentemente os elementos estruturais que devem sofrer ensaios experimentais. A segunda estuda a combinações de parâmetros que resultem numa condição melhor do que a média, que por sua vez indica os elementos estruturais onde se deve intervir através de reforço para melhorar o comportamento estrutural.

Para conhecer o índice de sensibilidade (I_S) é necessário calcular o parâmetro α_{PGA} , que representa o quociente entre a aceleração de pico do solo, que permite atingir o deslocamento último da estrutura para o estado limite correspondente (PGA – *Peak Ground Acceleration*) e a aceleração máxima de referência à superfície de um terreno do tipo A, para o mesmo estado limite (a_{gR}).

As equações necessárias apresentam-se descritas em baixo:

$$\alpha_{PGA} = \frac{PGA}{a_{gR}} \quad (4.8)$$

Quando $T^* < T_c$:

$$PGA = \frac{F_y^*}{2,5 S \eta m^*} \left[1 + \frac{T^*}{T_c} \left(\frac{d_u^* m^*}{F_y^* \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2} - 1 \right) \right] \quad (4.9)$$

Quando $T^* \geq T_c$:

$$PGA = \frac{d_u^*}{2,5 S \eta} \frac{(2\pi)^2}{T^* T_c} \quad (4.10)$$

Onde:

S – O coeficiente de solo

η – Fator de correção do amortecimento.

O cálculo do índice de sensibilidade (I_S) para a análise cognitiva e para a análise de melhoramento encontra-se descrito na equação 4.11 e 4.12, respetivamente. Estas equações encontram-se exemplificadas para o grupo de variáveis G_1 .

Para a análise cognitiva, o índice depende dos parâmetros $\alpha_{méd}$ e α_{min} que se calculam com base na equação 4.8, tendo em conta os valores médios e mínimos respetivamente. O mesmo sucede para a análise de melhoramento com as variáveis $\alpha_{méd}$ e α_{max} referentes aos valores médios e

máximos. O parâmetro $\alpha_{[i]}$ representa o quociente entre as acelerações para a análise i , onde o i representa o número da análise em questão. No Anexo E encontram-se indicados os valores de α_{PGA} de todas as análises efetuadas segundo cada direção e distribuição de carga.

$$I_S = \frac{(\alpha_{méd} - \alpha_{mín})}{\alpha_{méd}} \geq 0 \quad \text{em que } \{\alpha_{mín} = \min \{\alpha_{méd}; \alpha_{[2]}; \alpha_{[3]}; \alpha_{[4]}\} \quad \alpha_{méd} = \alpha_{[1]} \quad (4.11)$$

$$I_S = \frac{(\alpha_{méd} - \alpha_{máx})}{\alpha_{méd}} \leq 0 \quad \text{em que } \{\alpha_{máx} = \max \{\alpha_{méd}; \alpha_{[2]}; \alpha_{[3]}; \alpha_{[4]}\} \quad \alpha_{méd} = \alpha_{[1]} \quad (4.12)$$

Na figura 4.20 apresentam-se os resultados obtidos através da análise de sensibilidade realizada no 3Muri para o sismo tipo 1 (e sismo tipo 2).

É notório que o grupo G_1 é o que sofre maior variação com a alteração dos parâmetros, ou seja, é o que apresenta maior sensibilidade tanto na análise cognitiva como na análise de melhoramento.

Portanto conclui-se que para a definição adequada da alvenaria de pedra ordinária, presente nas paredes de fachada e empena, é importante, sendo recomendado um conhecimento mais elevado das propriedades mecânicas, de forma a realizar a avaliação sísmica com maior precisão. Para isto, é aconselhável a realização de ensaios experimentais aplicados diretamente ao edifício.

De acordo com a análise de melhoramento, as paredes de alvenaria de pedra ordinária são também as que apresentam maior necessidade de reforço estrutural, especialmente as paredes de empena (direção y). Como esta direção verifica a segurança sísmica para todas as análises, não se considera necessário o reforço das mesmas, no entanto, o mesmo não acontece com as paredes de fachada. O mesmo sucede para as propriedades da alvenaria de tijolo maciço e tijolo furado quando comparado com as propriedades da alvenaria de pedra ordinária.

O grupo G_4 , referente ao módulo de distorção (G) dos pavimentos de madeira, apresenta baixa sensibilidade cognitiva, portanto, não se considera necessário um estudo intensivo sobre esta propriedade, visto que a mesma não afeta em quase nada a resposta da estrutura. No entanto, aumento do módulo de distorção (G) como solução de reforço dos pavimentos de madeira pode trazer algum benefício na resposta da estrutura na direção Y , tendo em conta o índice de sensibilidade melhorada obtido.

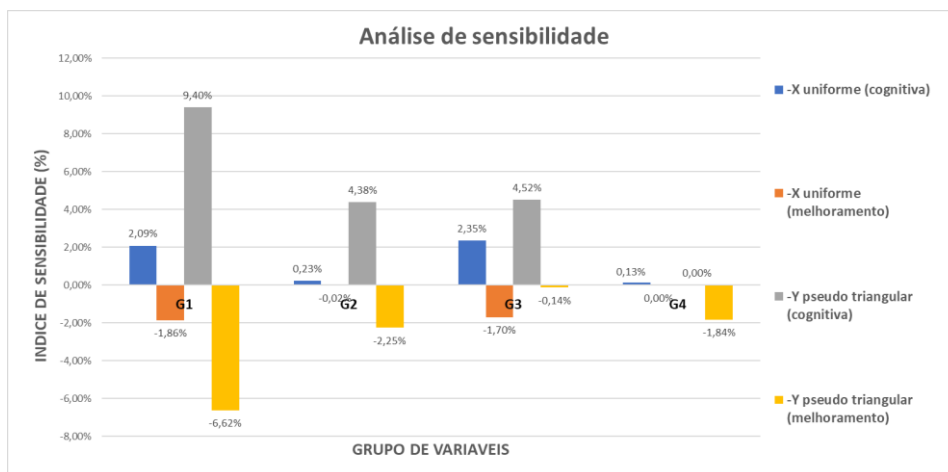


Figura 4. 20 - Resultados da análise de sensibilidade cognitiva e de melhoramento, segundo os cenários mais condicionantes, na direção X e Y.

4.6 Análises Locais para Fora do Plano

4.6.1 Enquadramento

Até então, no presente trabalho, apenas foi avaliado o comportamento global do edifício. Mas como já mencionado anteriormente, os edifícios de alvenaria quando submetidos a ações sísmicas podem apresentar também colapso para fora do plano das paredes. Por esta razão, neste trabalho, realizou-se uma análise de mecanismos locais para fora do plano. Esta análise baseia-se na análise limite e considera que as ligações entre os pavimentos e as paredes não são adequadas, ao contrário do que se admitiu na análise do comportamento global do edifício a partir das análises estáticas não lineares.

Para a verificação da análise local o 3Muri considera um aumento da aceleração da ação sísmica à cota dos mecanismos para ter em conta o efeito dinâmico do edifício e a posição do mecanismo em relação à base. O primeiro período de vibração da estrutura na direção considerada (T_1) é calculado através da fórmula simplificada da equação 4.13, apresentada na Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017). O primeiro modo de vibração da estrutura na direção considerada (Ψ) é obtido através do quociente entre a altura do centro de gravidade das linhas de restrição entre os blocos envolvidos no mecanismo e a altura do edifício, tal como indicado na equação 4.14. A retração é definida pelo valor de a , calculado a partir da equação 4.15, e a constante de cálculo da função de retração (λ) é calculada a partir da equação 4.16.

De acordo com a recomendação da Norma Italiana (NTC, 2018), admite-se que os blocos de alvenaria têm resistência à compressão limitada, pelo que o centro de rotação dos blocos envolvidos no mecanismo é posicionado no interior da espessura e não na extremidade, tal como representado na figura 4.21.

$$T_1 = 0,05 H^{\frac{3}{4}} \quad (4.13)$$

$$\Psi = \frac{Z}{H} \quad (4.14)$$

$$a = \lambda \times \frac{P}{f_d L} \quad (4.15)$$

$$\lambda = \frac{1}{2 \times 0,85} \quad (4.16)$$

Onde:

H – Altura total do edifício [m];

Z – Altura do centro de gravidade das linhas de restrição entre os blocos envolvidos no mecanismo [m];

a – Retração do ponto de rotação;

P – Força vertical total atuante no elemento [kN];

L – Comprimento do elemento [m];

f_d – Tensão resistente de compressão de cálculo dada por: $f_d = \frac{f_m}{\gamma_M}$

f_m – Tensão média de compressão;

γ_M – Fator de segurança da resistência do material (Recomendado $\gamma_M = 1$).

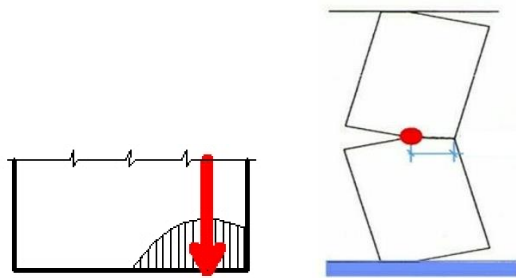


Figura 4. 21 - Retração da articulação na extremidade do bloco (S.T.A DATA, 2020).

O 3Muri realiza a verificação de segurança de acordo com o descrito na Regulamentação Italiana (NTC, 2018), onde é dito que a mesma está assegurada se o fator de avaliação sísmica (α) for superior a 1. Este fator é calculado através do quociente entre a aceleração sísmica espectral de ativação do mecanismo (a_0^*) e o valor mínimo da mesma aceleração para o estado limite de colapso iminente amplificada à cota do mecanismo (a_{0-min}^*) tal como demonstrado na equação 4.17. O 3Muri realiza duas verificações de segurança. A “Land constraint”, é a verificação feita para um único elemento ou para uma parte do edifício que ainda repousa no solo e a verificação “Quote constraint” é executada para uma parte do edifício a uma determinada cota, posteriormente o que condiciona o valor (α) é apresentado na verificação. No caso do presente trabalho, a primeira verificação não se aplica, pois, todos os mecanismos estão localizados a uma cota da base do edifício. Desta forma, o valor da aceleração mínima é calculado com base na equação 4.18.

$$\alpha = \frac{a_0^*}{a_{0-min}^*} \quad (4.17)$$

$$a_{0-min}^* = \frac{S_e(T_1) \times \Psi(Z) \times \gamma}{q} \quad (4.18)$$

Onde:

q – Coeficiente de comportamento ($q = 2$);

$\Psi(Z)$ – 1º modo de vibração à cota Z na direção considerada;

γ – Coeficiente de participação modal ($\gamma = \frac{3N}{(2N+1)}$, tal que N = número de pisos).

4.6.2 Definição da Ação Sísmica

Para a análise local verifica-se a segurança sísmica através de uma análise cinemática não linear para o estado limite de colapso iminente (NC), de acordo com o proposto no Norma Italiana (NTC, 2018), que considera um período de retorno de 975 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 5% em 50 anos.

A definição do espectro sísmico resulta em valores iguais aos definidos para a análise estática não linear no subcapítulo 4.4.2, com exceção dos coeficientes multiplicativos da ação sísmica apresentados no Quadro NA.I do Eurocódigo 8 parte 3 (NP EN1998-3, 2017), representado na tabela A.3 do Anexo A. Com base na Tabela A.3 do Anexo A, os coeficientes multiplicativos são respetivamente 1,62 e 1,33 para o sismo Tipo 1 e sismo Tipo 2.

Na tabela 4.8 apresentam-se os parâmetros necessários à definição do espectro sísmico para o estado de colapso iminente (NC).

Tabela 4. 8 – Parâmetros para a definição dos espectros sísmicos

Sismo	Tipo 1		Tipo 2	
Classe de Importância	II			
γ_i	1			
a_{gr} (m/s ²) (NC)	2,43			2,26
a_g (m/s ²) (NC)	2,43			2,26
Tipo de Solo	C			
$S_{m\acute{a}x}$ (m/s ²)	1,60			
Referência	De acordo com a NP 1998-1, 2010	Efetivamente considerado na análise	De acordo com a NP 1998-1, 2010	Efetivamente considerado na análise
S (m/s ²)	1,31	1,15	1,35	1,15
T_B (s)	0,10	0,20	0,10	0,20
T_c (s)	0,60	0,60	0,25	0,60
T_D (s)	2,00	2,00	2,00	2,00

4.6.3 Resultados

Os possíveis mecanismos de colapso da estrutura são identificados na sua maioria de forma evidente ou então, sugeridos por ábacos de mecanismos de colapso típicos, baseados em danos após atividade sísmica. Muitas vezes, mais de um mecanismo pode ocorrer e, não conhecendo antecipadamente o mais condicionante, todos devem ser investigados (Lagomarsino, 2015).

Na figura 4.22 apresentam-se os quatro mecanismos identificados como relevantes, todos situados na fachada tardoz (a fachada principal e de tardoz têm uma distribuição de aberturas

equivalente, assim optou-se por estudar apenas o reforço numa destas paredes) e no último piso, onde a ação sísmica é mais intensa.



Figura 4. 22 - Mecanismos de colapso identificados na parede de fachada tardoz.

De seguida apresenta-se na tabela 4.9 os valores obtidos para o fator de avaliação sísmica (α) e para a aceleração de pico do solo limite para ativação do mecanismo (PGA_c), correspondentes a cada um dos quatro mecanismos de colapso considerados.

Pode-se observar que apenas para o mecanismo 3 a segurança da estrutura está assegurada; isto pode ser justificado pelo facto de que, para este mecanismo acontecer seria necessário muito mais energia do que para os restantes. Pois, para o bloco considerado apresentar rotura a meio seria necessário existir uma ligação muito forte entre a parede de alvenaria e a cobertura, o que não é provável que aconteça na estrutura. Enquanto os outros mecanismos dependem de ligações mais fracas entre as paredes e a cobertura e, portanto, são mais frágeis o que faz com que comprometa a segurança do edifício.

Tabela 4. 9 - Verificação de segurança dos mecanismos de colapso através da análise cinemática não linear.

Mecanismo	PGA_c [m/s^2]	α	Segurança
1	0.38	0.16	Não verifica
2	0.40	0.16	Não verifica
3	18.1	7.44	Verifica
4	0.40	0.17	Não verifica

Assim, conclui-se que o último piso da parede de fachada tardoz necessita de reforço para que os mecanismos 1, 2 e 4 não sucedam. O reforço vai ser implementado através de tirantes adequados às necessidades da estrutura, tal como vai ser abordado no capítulo 6.

Capítulo 5

Métodos expeditos para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria

5.1 Introdução

No presente capítulo, realiza-se a avaliação sísmica do edifício de alvenaria através dos métodos expeditos publicados nas notas técnicas da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) em março de 2020 (Bernardo et al., 2020) e em julho de 2021 (Bernardo et al., 2021) aplicáveis, respetivamente, a edifícios com pavimentos rígidos e a edifícios com pavimentos flexíveis.

São propostos 3 métodos para avaliar a vulnerabilidade sísmica dos edifícios, os métodos I e II são mais simples e os mais conservativos. Estes métodos foram desenvolvidos como alternativa ao método de referência, que corresponde ao método III, onde é desenvolvida uma análise tridimensional do comportamento global do edifício como recomendado na Parte 3 do Eurocódigo 8. Para o desenvolvimento do método I e II procedeu-se ao cálculo numérico e analítico de um conjunto de edifícios de alvenaria existentes, recorrendo a análises probabilísticas de vulnerabilidade sísmica e a estudos de fiabilidade (Ferry Borges, J.; Castanheta, M, 1985).

Para aplicação destas metodologias e para que a segurança sísmica seja verificada, de acordo com a Parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017), é necessário que o edifício obedeça a uma série de critérios. Assim, é possível observar através da tabela 5.1 os critérios aplicados aos diferentes métodos. O método III tem menos restrições em termos de utilização, ou seja, é o mais abrangente comparativamente com os outros dois, e o mais adequado para a avaliação sísmica de edifícios.

As metodologias são aplicáveis em todo o país, para a ação sísmica tipo 1 (sismo afastado) e tipo 2 (sismo próximo) e a edifícios que se encontrem fundados em terrenos dos tipos A, B ou C, de acordo com o definido na Parte 1 do Eurocódigo 8 (NP 1998-1, 2010). A segurança sísmica é avaliada para as duas direções ortogonais tal como recomendado no artigo de referência (Bernardo et al., 2020).

Tabela 5. 1 - Critérios de aplicação dos métodos I, II e III (Bernardo et al., 2020 e (Bernardo et al., 2021).

Critérios de aplicabilidade	Método I e II	Método III
Tipo de alvenaria	Alvenaria tradicionais	Todas
Mecanismos admissíveis	No plano	No plano (*)
Tipo de pavimento	Rígido (Bernardo et al., 2020) ou flexível ((Bernardo et al., 2021).	Todos
Classe de importância	I e II	Todas
Número de pisos	Até cinco pisos	Sem limite
Área em planta	Até 350 cm ²	Sem limite
Disposição do edifício	Isolado ou em banda	Omisso
Regularidade Estrutural	Sim	Opcional (**)
Interação entre edifícios	Quando o desnível entre lajes $\Delta h \leq 2/3 t$	Sem restrição
Condições geotecniais locais	Solos Tipo A, B e C de acordo NP EN 1998- 1	Todos de acordo NP EN 1998- 1
Estado limite verificado	Danos severos (SD)	Limitação de Danos (DL) Danos Severos (SD) Colapso Iminente (NC)

*A atual versão da NP EN 1998-3:2017 não prevê mecanismos de colapso de edifícios para fora do plano.

** Em função do tipo de análise adotada de acordo com NP EN 1998-3:2017.

Procedeu-se então à aplicação dos métodos prescritivos ao caso de estudo em análise considerando a hipótese de piso flexível e de piso rígido para comparar os resultados obtidos. Para o efeito, desenvolveu-se um novo modelo no 3Muri onde os pavimentos foram definidos como rígidos de forma a ser possível a aplicação dos métodos expeditos para pavimentos rígidos (Bernardo et al., 2020) Modelo PR. O modelo original, com os pavimentos flexíveis, corresponde ao Modelo PF.

5.2 Avaliação da segurança à ação sísmica

5.2.1 Método III

Para o método de referência (Método III) contemplado na parte 3 do Eurocódigo 8 (NP EN1998-3, 2017), considera-se a avaliação de segurança global do edifício através de análises estáticas não lineares (*pushover*) e aplicação do Método N2, explicada em detalhe no capítulo 4.

5.2.2 Método II

O Método II (Bernardo et al., 2020 e Bernardo et al., 2021) avalia a resistência sísmica recorrendo aos parâmetros geométricos e às propriedades mecânicas dos materiais.

A segurança sísmica do edifício é verificada para ambas as direções (X e Y), piso a piso (j), sabendo que a capacidade resistente do edifício estimada em termos de coeficiente sísmico ($CS_{c,j}$) tem de ser igual ou superior ao coeficiente sísmico exigido ($CS_{E,j}$), tal como demonstrado na equação 5.1 .

$$CS_{c,j} \geq CS_{E,j} \quad (5.1)$$

O coeficiente sísmico exigido (CS_E) depende da zona sísmica, do tipo de terreno e do número de pisos do edifício. Este valor é multiplicado por um coeficiente (η_j) alterável consoante o piso em avaliação. Assim o coeficiente sísmico exigido por piso ($CS_{E,j}$) obtém-se através da equação 5.2.

$$CS_{E,j} = \eta_j \times CS_E \quad (5.2)$$

Os valores do coeficiente sísmico global exigidos CS_E para cada zona sísmica, tipo de terreno e número total de pisos do edifício, são fornecidos em tabelas nas notas técnicas referidas (Bernardo et al., 2020, 2021). Da mesma forma, os valores do coeficiente η_j também são apresentados em tabelas nos mesmos documentos, em função do piso em questão.

Por outro lado, o coeficiente sísmico resistente ($CS_{C,i}$), calcula-se de acordo com a equação 5.3, tendo em conta os efeitos não lineares na estrutura e a redistribuição das forças de inércia. O coeficiente (CS) define-se de acordo com a equação 5.4, a partir da divisão entre a resistência horizontal de um piso ($V_{H,j}$) e o peso total do edifício (W_E).

$$\begin{aligned} CS_{C,j} &= (0,50 \times (CS^{1-1,50 \times CS})) & CS \leq 0,825 \\ CS_{C,j} &= 0,52 & CS > 0,825 \end{aligned} \quad (5.3)$$

$$CS = \frac{V_{H,j}}{W_E} = \frac{\sum_{i=1}^n \min(V_{flk}, V_{cdk}, V_{clk})}{W_E} \quad (5.4)$$

O método II considera que a resistência horizontal de cada piso tem em conta três mecanismos de colapso das paredes de alvenaria: flexão, corte diagonal e deslizamento. As respetivas resistências (V_{flk} , V_{cdk} , V_{clk}) são calculadas para cada parede (i) num dado piso (j), através das seguintes equações:

$$V_{flk,i} = \frac{\sigma_{0,med,j} \times L^2 \times \left(1 - 1,15 \times \frac{\sigma_{0,med}}{f_c}\right)}{2 \times \alpha \times H} \quad (5.5)$$

$$V_{cdk,i} = L \times t \times \frac{f_t}{b} \times \sqrt{\frac{\sigma_{0,med}}{f_t} + 1} \quad (5.6)$$

$$V_{clk,i} = L \times t \times \tau + \mu \times \sigma_{0,med} \quad (5.7)$$

Onde:

t – Espessura da parede (m);

L – Largura da parede (m);

H – Altura da parede (m);

α – Condições de apoio nas extremidades da parede – considerando simplesmente apoiada ($\alpha = 0,5$);

b – Fator para ter em conta a distribuição das tensões na parede ($b = H/L, 1 \leq b \leq 1,5$);

μ – Coeficiente de atrito da alvenaria (considerou-se $\mu = 0,4$, como indicado na Parte 1 do Eurocódigo 8);

No caso de não existir informação sobre a resistência inicial ao corte (τ), ou sobre a resistência à tração (f_t) das alvenarias considera-se:

$$f_t = 1,5 \times \tau \quad (5.8)$$

Em vez de ser calculada a tensão de compressão normal para cada parede, adotou-se como simplificação a tensão de compressão média nas paredes $\sigma_{0,med}$, que ao nível do piso j ($\sigma_{0,med,j}$), é calculada a partir da equação 5.9.

$$\sigma_{0,med,j} = \frac{N_{total,j}}{A_{parede,j}} \quad (5.9)$$

Em que:

$N_{total,j}$ – Esforço normal total do piso j (kN);

$A_{parede,j}$ – Área da secção das paredes no piso j (m²).

5.2.3 Método I

O método I é o método mais simples e menos preciso, recorrendo simplesmente aos parâmetros geométricos para avaliar a resistência sísmica.

A segurança sísmica é verificada através da equação 5.10, para cada piso (j) se o quociente entre a área de paredes na direção da ação sísmica ($A_{PC,j}$) e a área do piso ($A_{piso,j}$) for igual ou superior ao quociente entre o fator tabelado e o fator de correção, respetivamente, α_E e β . Para o cálculo da área de paredes na direção da ação sísmica deve ter-se em conta a diminuição da espessura das paredes de fachada ao longo dos pisos.

$$\frac{A_{PC,j}}{A_{piso,j}} \geq \frac{\alpha_E}{\beta} \quad (5.10)$$

Onde:

α_E – Exigência tabelada, dependente do número de pisos, zona sísmica e tipo de solo.

β – Fator de correção para a tensão de corte inicial.

Para cada zona sísmica considerada existe um valor de (α_E) que depende do número de pisos e do tipo de solo. Após obtido este valor, o mesmo é multiplicado por um coeficiente de correção (η_j), tal como é demonstrado na equação 5.11.

$$\alpha_{E,j} = \alpha_E \times \eta_j \quad (5.11)$$

O fator de correção (β) obtém-se através da equação 5.12, que tem em conta o fator mínimo da coesão ($f_{v0,min}$), que no caso do edifício em estudo, como existem diferentes tipos de paredes nos diferentes pisos, é admitida uma tensão média ponderada, tal como demonstrado na equação 5.13.

$$\beta = \frac{\frac{f_{v0,min}}{1,35}}{0,10 \text{ MPa}} \leq 2 \quad (5.12)$$

$$f_{v,0,med} = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \times f_{v0,min})}{\sum_{i=1}^n A_i} \leq 0,20 \text{ MPa} \quad (5.13)$$

5.3 Resultados obtidos para os modelos com pisos flexíveis e rígidos

5.3.1 Método III

Como o edifício em estudo consiste num edifício de alvenaria de classe de importância II, é apenas necessário realizar a verificação para o estado limite de danos severos (SD) que corresponde a uma probabilidade de excedência em 50 anos de 15% ($T_r = 308$ anos).

O Método III é avaliado para o modelo com pavimentos flexíveis (Modelo PF) através do Modelo A apresentando no capítulo 4, pois apesar de neste existirem pavimentos rígidos, os mesmos representam uma percentagem pequena em relação área total do piso.

Em relação ao Modelo PR, a modelação é feita através da opção *piso rígido* disponível na ferramenta do 3Muri, onde é considerado uma camada de betão com espessura de 30 centímetros.

As curvas de capacidade resistente apresentam-se na figura 5.1 e 5.2 e as verificações de segurança sísmica na Tabela 5.2 e 5.3.

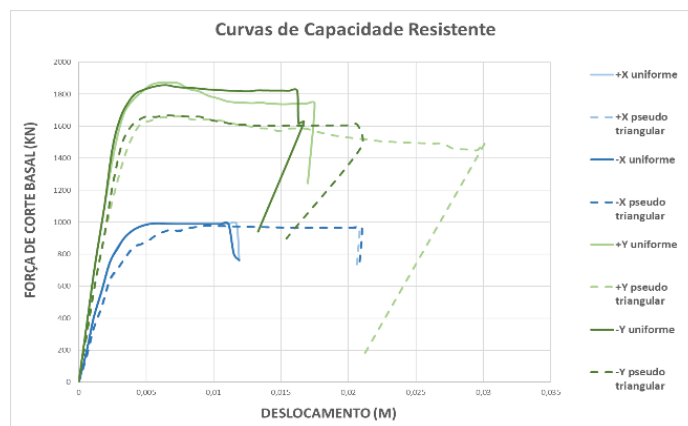


Figura 5. 1 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo PF.

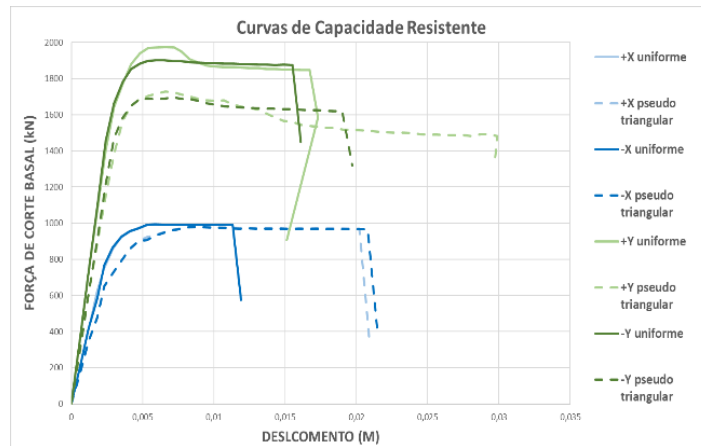


Figura 5. 2 - Curvas de capacidade resistente para a direção X (Nó 4) e para a direção Y (Nó 12), em ambos os sentidos e para os diferentes tipos de carregamento para o Modelo PR.

É possível concluir que para ambos os modelos, as diferenças nas curvas *pushover* são praticamente inexistentes, principalmente segundo a direção X, o que indica que a alteração do tipo de pavimento no edifício em estudo não aumenta significativamente a capacidade resistente e a capacidade de deformação do mesmo, portanto, em ambos os modelos, a segurança sísmica encontra-se comprometida na mesma direção e sentido, tendo em conta o mesmo carregamento.

Tabela 5. 2 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o Modelo PF.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	d_m/d_t	Verificação
4	+X uniforme	0,94	0,87	0,93	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,08	1,56	1,44	Verifica
	-X uniforme	0,94	0,86	0,91	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,08	1,58	1,46	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,34	4,79	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,45	2,29	5,09	Verifica
	-Y uniforme	0,28	1,21	4,32	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,52	3,80	Verifica
12	+X uniforme	0,95	0,84	0,88	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,09	1,48	1,36	Verifica
	-X uniforme	0,95	0,88	0,93	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,09	1,57	1,44	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,31	4,68	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,45	2,26	5,02	Verifica
	-Y uniforme	0,28	1,25	4,46	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,57	3,93	Verifica

Tabela 5. 3 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o Modelo PR.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	d_m/d_t	Verificação
4	+X uniforme	0,91	0,85	0,93	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,08	1,52	1,41	Verifica
	-X uniforme	0,91	0,85	0,93	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,08	1,56	1,44	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,27	4,54	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,43	2,22	5,16	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,14	4,22	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,37	1,46	3,95	Verifica
12	+X uniforme	0,95	0,86	0,91	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,09	1,63	1,50	Verifica
	-X uniforme	0,95	0,86	0,91	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,09	1,58	1,45	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,3	4,64	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,43	2,24	5,21	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,16	4,30	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,37	1,43	3,86	Verifica

5.3.2 Método II

São agora apresentados os resultados obtidos através da aplicação do método II (Bernardo et al., 2020, 2021) aos Modelos PF e PR.

Os resultados obtidos para o coeficiente sísmico esperado, de cada piso, correspondente a cada zona sísmica encontram-se na tabela 5.4. Estes valores dependem do tipo de solo e do tipo de sismo, portanto, são iguais para ambas as direções e para os dois tipos de pavimentos estudados.

Tabela 5. 4 - Coeficiente sísmico esperado (CS_E) para o Modelo PF e para o Modelo PR.

Zona sísmica	Piso j	CS_E	η_j	$CS_{E,j}$
1.3	1	0,26	1	0,26
	2		0,85	0,22
	3		0,7	0,18
2.3	1	0,31	1	0,31
	2		0,85	0,26
	3		0,7	0,22

O peso do edifício (W_E) foi retirado diretamente do programa 3Muri, a partir dos esforços axiais das paredes nos diferentes pisos.

Na tabela 5.5 e 5.6 apresentam-se os resultados obtidos para a resistência das paredes, tendo em conta os vários mecanismos e o respetivo coeficiente sísmico ao nível da base (Piso 1), considerando a direção X, para o modelo PF e PR. O mecanismo condicionante em quase todas as paredes é o corte por fendilhação diagonal, apresentando assim consistência com os resultados obtidos com o programa 3Muri.

Os valores da tensão para cada piso são apresentados no Anexo C, assim como os resultados pormenorizados para os diferentes pisos.

Tabela 5. 5 - Resistências das paredes e coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 1 na direção X (CS_c) para o Modelo PF.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	V_{fik} (kN)	V_{cdk} (kN)	V_{clk} (kN)	V_{min} (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i V_{min}$ (kN)	V_{rd} (kN)	CS_c
1	0,50	1,13	3,0	64,69	27,76	98,09	27,76	Corte	55,52	1880	0,22
2	0,50	1,30	0,9	287,9	48,12	99,39	48,12	Corte	577,43		
3	0,50	0,60	3,0	18,40	14,81	94,20	14,81	Corte	118,45		
4	0,50	0,75	0,9	95,83	23,13	95,31	23,13	Corte	46,27		
5	0,50	1,60	3,0	130,8	39,48	101,6	39,48	Corte	78,96		
6	0,50	2,18	3,0	242,9	58,64	105,9	58,64	Corte	117,27		
7	0,50	1,33	3,0	90,41	32,82	99,61	32,82	Corte	65,64		
8	0,50	1,10	3,0	61,84	27,14	97,91	27,14	Corte	54,29		
9	0,25	2,15	3,0	321,2	139,4	185,3	139,4	Corte	278,79		
10	0,15	0,90	3,0	56,28	32,57	113,8	32,57	Corte	65,14		
11	0,25	0,90	3,0	56,28	54,28	129,8	54,28	Corte	108,56		
12	0,25	1,18	3,0	96,74	71,17	142,2	71,17	Corte	142,34		
13	0,25	1,42	3,0	140,1	85,64	152,9	85,64	Corte	168,4		

Tabela 5. 6 - Resistências das paredes e coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 1 na direção X (CS_c) para o Modelo PR.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	V_{fik} (kN)	V_{cdk} (kN)	V_{clk} (kN)	V_{min} (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i V_{min}$ (kN)	V_{rd} (kN)	CS_c
1	0,50	1,13	3,0	62,04	26,84	91,64	26,84	Corte	53,68	1828	0,21
2	0,50	1,30	0,9	276,12	46,52	92,94	46,52	Corte	558,23		
3	0,50	0,60	3,0	17,65	14,31	87,75	14,31	Corte	114,51		
4	0,50	0,75	0,9	91,91	22,36	88,86	22,36	Corte	44,73		
5	0,50	1,60	3,0	125,48	38,17	95,16	38,17	Corte	76,34		
6	0,50	2,18	3,0	232,94	56,69	99,45	56,69	Corte	113,37		
7	0,50	1,33	3,0	86,70	31,73	93,16	31,73	Corte	63,46		
8	0,50	1,10	3,0	59,31	26,24	91,45	26,24	Corte	52,48		
9	0,25	2,15	3,0	299,73	137,09	178,86	137,09	Corte	274,17		
10	0,15	0,90	3,0	52,52	32,03	107,31	32,03	Corte	64,06		
11	0,25	0,90	3,0	52,52	53,38	123,31	52,52	Flexão	105,04		
12	0,25	1,18	3,0	90,28	69,99	135,75	69,99	Corte	139,98		
13	0,25	1,42	3,0	130,75	84,22	146,42	84,22	Corte	168,45		

Para os restantes pisos, o mesmo método de cálculo foi utilizado para obter os valores do coeficiente sísmico resistente, indicados na tabela 5.7 para o Modelo PF e PR.

Tabela 5. 7 - Coeficiente sísmico resistente de cada piso, na direção X (CS_c) para o Modelo PF e PR.

Piso j	Modelo PF				Modelo PR			
	V_{rd} (kN)	W_E (kN)	CS	$CS_{c,j}$	V_{rd} (kN)	W_E (kN)	CS	$CS_{c,j}$
1	1828,50	7206,69	0,26	0,22	1828,50	7206,69	0,25	0,21
2	1416,23	6592,73	0,22	0,18	1416,23	6592,73	0,21	0,18
3	1141,87	4162,43	0,28	0,24	1141,87	4162,43	0,27	0,23

Tal como seria de esperar, os pisos inferiores são os mais condicionantes e conseqüentemente não verificam a segurança sísmica na direção X, como apresentado na tabela 5.8 para o Modelo PF e PR.

Tabela 5. 8 - Avaliação da segurança sísmica pelo método II, na direção X para o Modelo PF e PR.

Zona Sísmica	Piso j	Modelo PF			Modelo PR		
		$CS_{E,j}$	CSc,j	Verificação	$CS_{E,j}$	CSc,j	Verificação
1.3	1	0,26	0,22	Não Verifica	0,26	0,21	Não Verifica
	2	0,22	0,18	Não Verifica	0,22	0,18	Não Verifica
	3	0,18	0,24	Verifica	0,18	0,23	Verifica
2.3	1	0,31	0,22	Não Verifica	0,31	0,21	Não Verifica
	2	0,26	0,18	Não Verifica	0,26	0,18	Não Verifica
	3	0,22	0,24	Verifica	0,22	0,23	Verifica

No Anexo C apresentam-se os cálculos feitos para a direção Y. A metodologia usada segue a mesma lógica apresentada para a direção X e também para esta direção não foi verificada a ação sísmica através do método II.

5.3.3 Método I

São agora apresentados os resultados obtidos através da aplicação do método I (Bernardo et al., 2020, 2021) para o Modelo PF e PR.

Os cálculos efetuados na direção X, para cada piso do edifício encontram-se resumidos na tabela 5.9. Estes valores são iguais para ambos os modelos (Modelo PF e Modelo PR) pois os valores de α_E correspondem ao mesmo valor para o método expedito com pavimento rígidos e flexíveis.

Tal como anteriormente, apresenta-se no Anexo C os cálculos efetuados para a direção Y. Para ambas as direções conclui-se que a segurança sísmica não é verificada para o método I e que o piso 1 é o mais condicionante.

Tabela 5. 9 - Avaliação da segurança sísmica pelo método I, na direção X para o Modelo PF e Modelo PR.

Zona sísmica	Piso j	A_{pc}	A_{piso}	α_E	β	A_{pc}/A_{piso}	α_E/β	Verificação
1.3	1	21,8	144,1	0,17	0,28	0,15	0,60	Não Verifica
	2	21,1	144,1	0,14	0,25	0,15	0,59	Não Verifica
	3	21,1	144,1	0,12	0,25	0,15	0,48	Não Verifica
2.3	1	21,8	144,1	0,20	0,28	0,15	0,71	Não Verifica
	2	21,1	144,1	0,17	0,25	0,15	0,69	Não Verifica
	3	21,1	144,1	0,14	0,25	0,15	0,57	Não Verifica

5.3 Conclusões

Analisando todos os resultados obtidos, através dos três métodos avaliados, é possível analisar o comportamento global do edifício e concluir que a segurança sísmica não é verificada para nenhum dos três métodos enunciados.

O método I e o método II permitem uma estimativa expedita do comportamento sísmico do edifício e são os mais conservativos, sendo estes os que apresentam resultados mais condicionantes.

Recorrendo ao método I o edifício em estudo não verifica a segurança sísmica para nenhum dos pisos, sendo que a análise realizada para a zona sísmica 2.3 no piso 1 na direção X é a mais condicionante apresentando um rácio entre α_E/β e A_{pc}/A_{piso} de 4,73.

O método II revela que o piso 3 é o único que verifica a segurança sísmica em todas as análises e indica que a situação mais condicionante se verifica para a zona sísmica 2.3, no piso 1 na direção X com um rácio entre $CS_{E,j}$ e $CS_{C,j}$ de 1,47.

Comparando estes resultados, pode afirmar-se que o método I é o mais condicionante e que ambos os métodos indicam que a situação mais condicionante acontece no piso 1 para a direção X quando ocorre o sismo Tipo 2.

Para verificar a segurança sísmica a partir do método III, foram desenvolvidos dois modelos 3Muri, nomeadamente: o Modelo PF e Modelo PR. Assim, foram obtidas as curvas de capacidade para cada modelo, a partir das quais se conclui que não existem grandes variações de resultados quando comparadas as curvas obtidas para o mesmo carregamento, no mesmo sentido e direção em ambos os modelos. É também possível afirmar que a direção X apresenta valores mais condicionantes, pois é para esta direção que a segurança sísmica não é verificada, mais concretamente para o carregamento uniforme.

Capítulo 6

Soluções de Reforço

6.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentadas várias soluções de reforço e avaliado o comportamento sísmico do edifício para cada uma delas. O reforço tem como objetivo minimizar os danos estruturais provocados pela ação sísmica, aumentando a resistência lateral do edifício e a capacidade de deformação e, desta forma, satisfazer os requisitos regulamentares para a verificação da segurança estrutural.

Optou-se por escolher técnicas de reforço de carácter menos invasivo, de modo que não causassem um aumento excessivo do peso da estrutura ou a necessidade de reforçar os elementos da fundação. Portanto, as técnicas que se implementaram foram: injeção de cal, malha de carbono e introdução de tirantes nas paredes. Estudou-se igualmente uma solução de intervenção recorrente em edifícios de alvenaria que consiste na adição de uma camada de betão nos pavimentos para perceber o impacto que a solução tem no comportamento dos edifícios.

O reforço foi implementado no programa 3Muri, através do aumento das propriedades mecânicas dos materiais ou modeladas através das ferramentas disponíveis no 3Muri. As intervenções estruturais foram introduzidas e avaliadas a partir do Modelo A, estudado anteriormente.

A avaliação sísmica é realizada, novamente, através da análise modal e da análise estática não linear, no que toca ao comportamento das paredes no próprio plano, e de análises de mecanismos locais para prever o comportamento das paredes para fora do plano das mesmas.

Em relação à análise estática não linear, o objetivo é que todas as análises verifiquem segurança estrutural, através da condição $d_m/d_t > 1$. No Modelo A, avaliado no Capítulo 4, observou-se que a análise com o carregamento uniforme segundo a direção X, no sentido positivo e negativo, não verificava a condição anterior, portanto, o reforço aplicado pretende corrigir estas falhas. É de salientar que, para obter uma comparação mais adequada considerou-se os mesmos nós de controlo para a avaliação sísmica do Modelo A e dos restantes modelos onde foram aplicados os diferentes tipos de reforço, portanto, nó 4 e nó 12 como nó de controlo da direção X e Y, respetivamente.

Na análise local, também avaliada no Capítulo 4, não se verifica a segurança sísmica, ou seja, a condição $\alpha > 1$ não é cumprida para 3 mecanismos o que se pretende corrigir através da introdução de tirantes na parede de fachada avaliada.

6.2 Adição de uma camada de betão no pavimento

A adição de uma camada de betão no pavimento, distribui de forma uniforme o aumento de rigidez da estrutura, garantindo assim um comportamento de diafragma (piso rígido) mas aumentando a massa do edifício. Esta solução tem como principal objetivo reproduzir intervenções realizadas em edifícios antigos da década de 60 a 80.

A modelação é feita através da ferramenta *floor* do 3Muri, onde é considerado um acrescento de uma laje de betão com espessura de 10 cm de espessura, posicionada por cima dos barrotes de madeira, tal como esquematizado na figura 6.1. Assim desenvolveu-se o Modelo C.

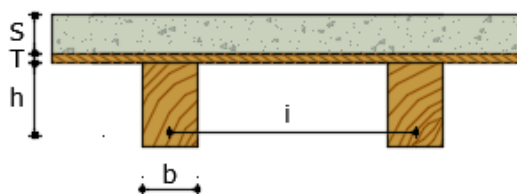


Figura 6. 1 – Definição do pavimento no 3Muri.

Analisando os modos de vibração da estrutura verificou-se que não existem alterações significativas, quando comparando com o Modelo A. Assim, não se considera necessário apresentar estes valores.

Na figura 6.2 e 6.3 apresentam-se as curvas de capacidade resistente do Modelo A (curvas apresentadas a azul e verde) e do Modelo C (curvas representadas a laranja e amarelo) respetivamente para os resultados das análises realizadas para a direção X e para a direção Y. A verificação de segurança sísmica é apresentada na Tabela D.1 do Anexo D.

É assim possível concluir que após o reforço, as alterações nas curvas *pushover* são pouco acentuadas. Em ambas as direções, existe um aumento da força de corte basal e, portanto, um aumento da resistência da estrutura. No entanto, a capacidade de deformação não aumentou e, conseqüentemente, continua a não se verificar a segurança sísmica do edifício; a análise uniforme na direção X no sentido positivo e negativo continua a não cumprir a condição d_m/d_t , tal como aconteceu no Modelo A.

Em suma, esta técnica de reforço aumenta a resistência da estrutura, mas causa também um aumento de massa no edifício e, portanto, conclui-se que o desempenho sísmico do edifício não melhorou o suficiente, de forma que este verifique a segurança sísmica com esta técnica de reforço somente aplicada.

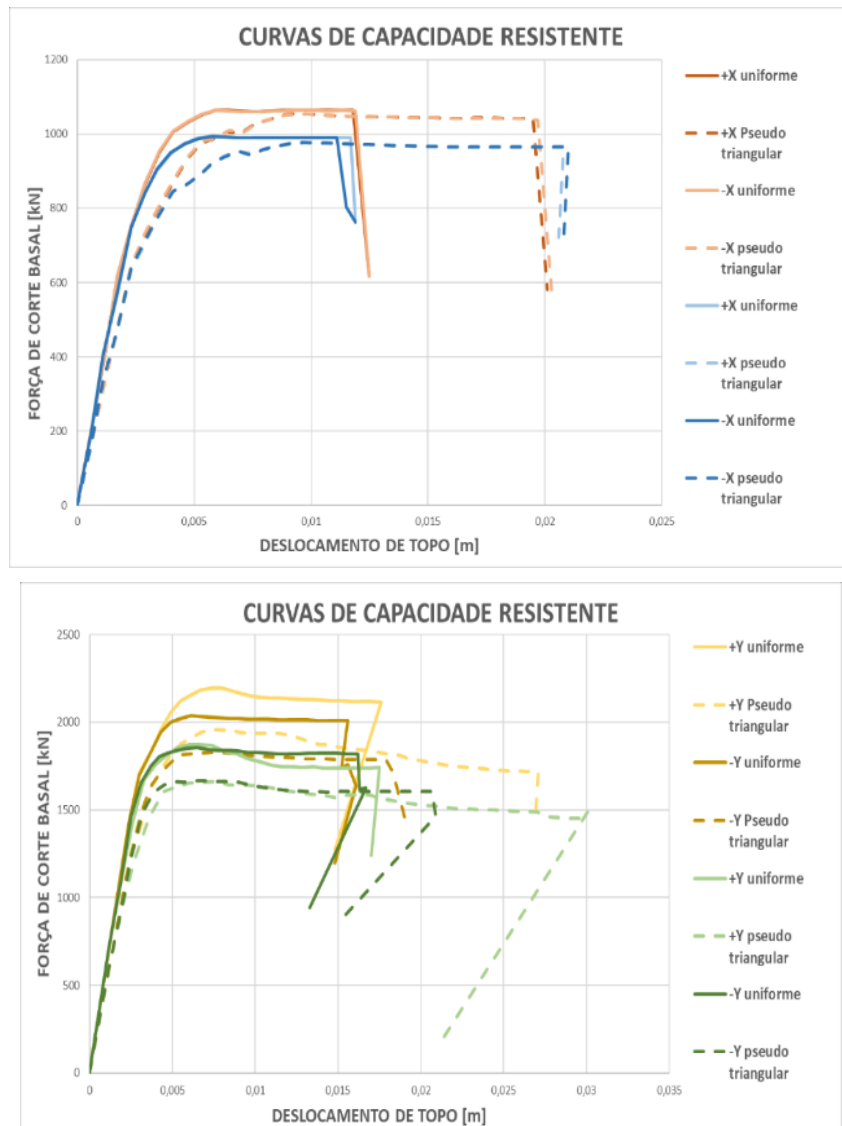


Figura 6. 2 - Curvas de capacidade resistente obtidas para o Modelo C (a cor de laranja e amarelo) e para o Modelo A (a azul e verde) na direção X (em cima) e na direção Y (em baixo).

Não se considera relevante apresentar os mapas de danos das paredes, devido à elevada semelhança com os do Modelo A, apresentados anteriormente nas figuras 4.10 a 4.12.

Foi ainda realizada uma comparação entre este modelo, o Modelo A e o Modelo PR, apresentado no capítulo anterior. Assim, é possível compreender a influência que um aumento de rigidez no pavimento tem na estrutura do edifício. Esta comparação é feita através do rácio entre o deslocamento último e o deslocamento objetivo.

Observando os resultados expostos na figura 6.4, é possível concluir que de entre os três modelos avaliados, o Modelo C é o que apresenta piores resultados. Isto pode ser justificado pelo facto de acrescentar algum peso ao edifício, mas não acrescentar rigidez e resistência suficiente para que este seja eficaz em relação ao sismo. O Modelo PR apresenta algumas melhorias em relação ao Modelo A, mas como foi explicado anteriormente não é o suficiente para verificar a segurança sísmica.

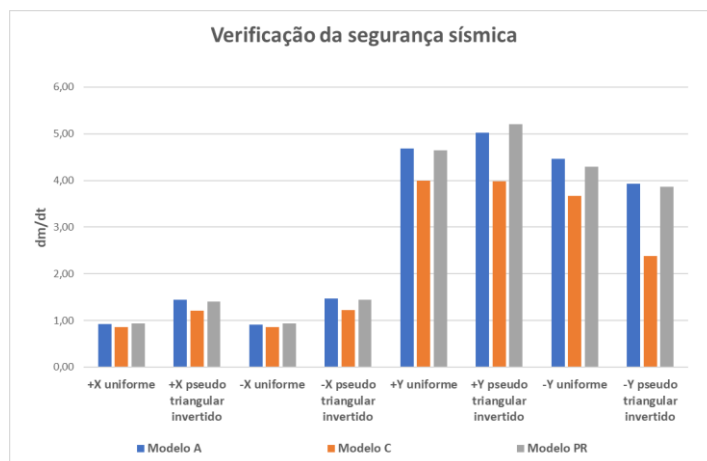


Figura 6. 3 - Rácio d_m/d_t das análises para o Modelo A, Modelo C e Modelo PR.

6.3 Injeção de cal

A injeção de cal previne a desintegração das paredes e aumenta a rigidez a capacidade resistente e a capacidade de deformação das mesmas. Optou-se por intervencionar as paredes de fachada do piso 0, pois como avaliado no capítulo 4, estas apresentam elevados danos e encontram-se orientadas na direção mais condicionante do edifício.

Esta técnica de reforço é implementada no 3Muri através da alteração das propriedades mecânicas das paredes de alvenaria. Os valores das propriedades mecânicas são aumentados para o dobro, como recomendado na Regulamentação Italiana (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2018). O valor do *drift* de corte e de flexão também é aumentado por 5x e 3x, respetivamente, conforme o artigo (Vanin et al., 2017). Na tabela 6.1 resumem-se as propriedades mecânica consideradas. O modelo desenvolvido intitulou-se de Modelo D.

Tabela 6. 1 - Propriedades mecânicas da pedra ordinária com injeção de cal.

Material	E (GPa)	G (GPa)	w (kN/m ³)	f_c (MPa)	f_k (MPa)	τ (MPa)
Pedra Ordinária com injeção de cal	1,74	0,58	19	1,50	1,50	0,05

Em relação aos modos de vibração da estrutura, estes permanecem muito semelhantes aos apresentados para o Modelo A no capítulo 4. O modo de translação em X permanece como o primeiro modo de vibração, apresentando agora um período de 0,23 s (0,24 s no Modelo A). O modo de translação em Y é agora o 2º modo de vibração e exibe um período de 0,18 s (0,19 s no Modelo A).

Esta técnica de reforço apresenta várias alterações nas curvas *pushover* e consequentemente na verificação de segurança sísmica. A partir da figura 6.4 conclui-se que a direção X apresenta agora valores máximos de força de corte basal superiores aos apresentados para o Modelo A, o que indica um aumento de resistência, mas também de rigidez nesta direção. Os resultados obtidos para a direção Y são apresentados na figura 6.4, a partir da qual é possível concluir que os mesmos não apresentam grandes alterações pois, nesta direção, não foram realizadas intervenções.

Na tabela D.2 do Anexo D apresentam-se os valores do deslocamento objetivo e do deslocamento último, assim como o seu rácio que dita a segurança sísmica. Para todas as análises verificou-se a segurança sísmica, podendo assim afirmar que a injeção de cal nas paredes é uma técnica eficaz para este edifício resistir às forças horizontais.

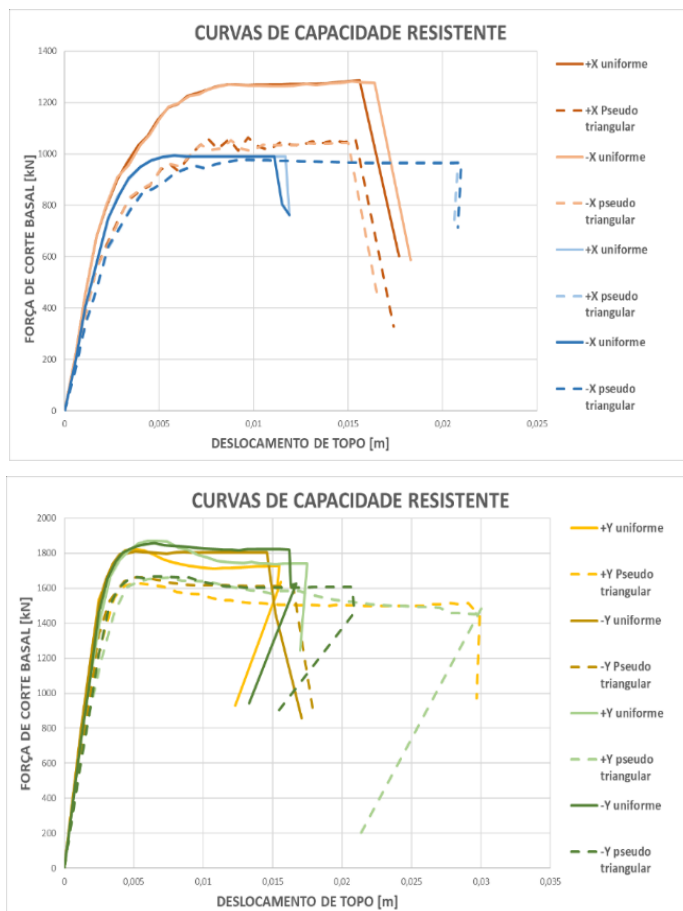


Figura 6. 4 - Curvas de capacidade resistente obtidas para o Modelo D (a cor de laranja e amarelo) e para o Modelo A (a azul e verde) na direção X (em cima) e na direção Y (em baixo).

Na figura 6.5 apresentam-se os mapas de danos das paredes de fachada para a análise em X aplicando o carregamento uniforme e pseudo-triangular no sentido negativo para o deslocamento último. Verifica-se uma diminuição de danos por corte e um aumento de danos por flexão, como resultado do aumento relativo da capacidade de deformação por corte em relação à flexão. O colapso por *soft storey* que sucedia na parede de fachada tardoz, ao nível do primeiro piso para o carregamento uniforme (figura 4.8), já não acontece, apresentando agora danos por flexão em alguns nembros.

Os danos nas paredes direcionadas em Y não apresentam grandes alterações, portanto, não se considera necessário apresentar estes mapas.



Figura 6. 5 - Padrão de danos das paredes de fachada (P1 em cima e P3 em baixo) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X para o deslocamento último.

6.4 Malha de reforço com fibras de carbono

A malha com fibras de carbono aumenta a rigidez, a resistência e a ductilidade das paredes de alvenaria. Esta intervenção pode ser feita em ambas as faces da parede ou apenas numa face.

A malha é modelada no 3Muri através da ferramenta *Reinforcement*, onde são introduzidas as especificações da armadura implementada, assim como demonstrado na figura 6.6. Aplicou-se uma malha FRCM (matriz inorgânica) apenas pelo exterior das paredes de fachada no piso 0 do edifício, com $44\text{mm}^2/\text{m}$ e $0,044\text{ mm}$ de espessura; estes valores têm como base as normas (CNR-DT 200 R1/2013, 2014; CNR-DT 215-2018, 2020). A partir destas alterações surgiu o Modelo E.

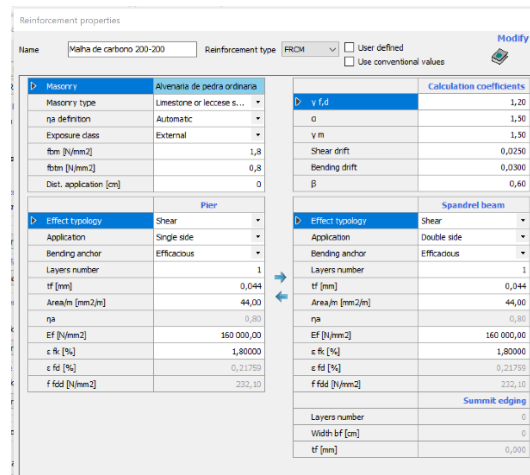


Figura 6. 6 - Propriedades da malha de carbono inserida nas paredes de fachada (CNR-DT 200 R1/2013, 2014; CNR-DT 215-2018, 2020).

Os modos de vibração da estrutura apresentam valores muito semelhantes aos exibidos no capítulo 4, logo, não se considera relevante apresentar os mesmos valores.

As curvas de capacidade resistentes apresentam-se na figura 6.7 onde se observa que a direção X apresenta um aumento ligeiro da força de corte basal máxima, que se traduz num aumento de resistência, e um aumento dos valores de deslocamento de topo, o que significa um aumento de ductilidade da estrutura. As curvas de capacidade resistentes obtidas para a direção Y mantêm-se muito semelhantes às curvas obtidas para o Modelo A, pois o reforço não foi aplicado nas paredes desta direção. Portanto, avaliando os resultados do rácio entre o deslocamento último e o deslocamento objetivo, apresentados na tabela D.3 do Anexo D é possível concluir que a segurança sísmica após reforço é verificada.

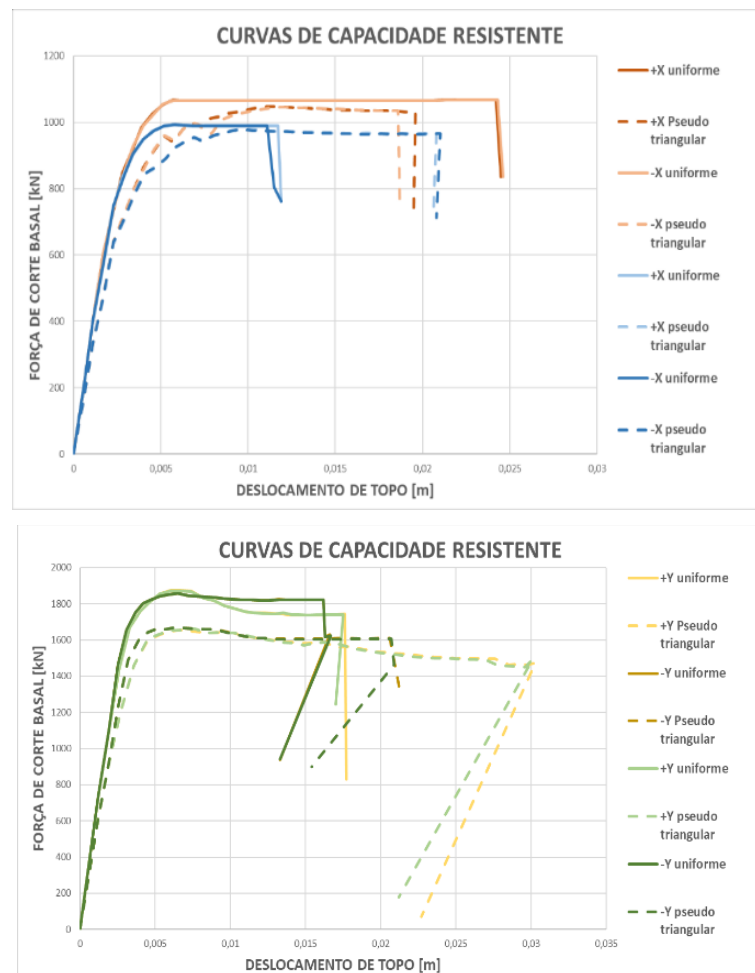


Figura 6. 7 - Curvas de capacidade resistente obtidas para o Modelo E (a cor de laranja e amarelo) e para o Modelo A (a azul e verde) na direção X (em cima) e na direção Y (em baixo)

A partir da figura 6.8 é possível analisar os danos existentes para o deslocamento último nas paredes de fachada, onde ocorreu a intervenção estrutural. Os mapas de danos apresentam agora

algumas alterações ao nível do tipo de danos apresentados: existem agora mais danos por flexão e menos danos por corte, o que faz com que a estrutura se torne mais dúctil nesta direção. Existe ainda um nêbo, ao nível do primeiro piso que quando aplicado o carregamento uniforme, sofre de colapso iminente por flexão.



Figura 6. 8 - Padrão de danos das paredes de fachada (P1 em cima e P3 em baixo) para os diferentes carregamentos aplicados na direção X para o deslocamento último.

6.5 Tirantes

Os mecanismos locais analisados no capítulo 4 mostram existir várias falhas a nível da segurança sísmica, no que diz respeito ao comportamento das paredes para fora do próprio plano. Para tentar colmatar estas lacunas foram introduzidos tirantes na parede avaliada (parede de fachada tardoz) do piso 3, através do 3Muri.

Na figura 6.9 apresentam-se os três mecanismos (mecanismo 1,2 e 4) que não verificaram a segurança sísmica com a representação dos tirantes aplicados. Estes tirantes foram aplicados num processo iterativo, tanto a nível da quantidade de cabos aplicados como na força introduzida neles. Considerou-se uma força de pré-esforço de 55kN.

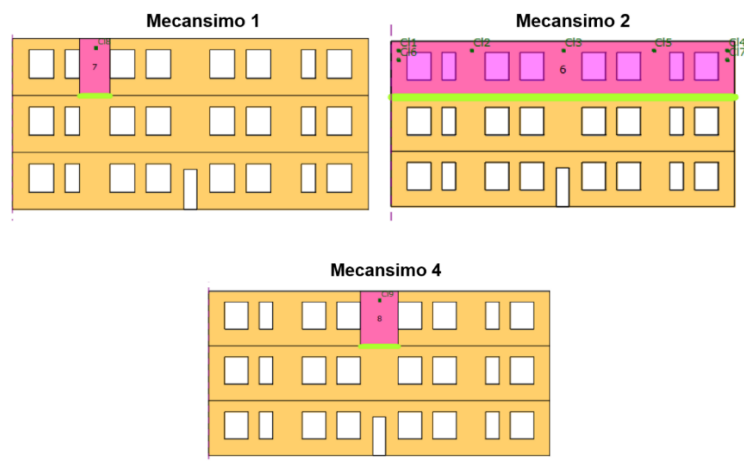


Figura 6. 9 – Mecanismos de colapso identificados na parede de fachada tardoz e tirantes aplicados.

A partir da tabela 6.2 é possível concluir, que a aplicação dos tirantes torna a estrutura mais resistente ao sismo e, portanto, a verificação de segurança sísmica encontra-se satisfeita. Os valores de aceleração de pico do solo limite para ativação do mecanismo (PGA_c) e os fatores da avaliação sísmica (α) são muito mais elevados quando comparados com os valores dos respetivos mecanismos sem reforço, o que indica que a solução de reforço aplicada se mostra eficaz contra o colapso das paredes para fora do plano das mesmas.

Tabela 6. 2 - Verificação de segurança dos mecanismos de colapso após reforço através da análise cinemática não linear.

Mecanismo	$PGA_c [m/s^2]$	α	Segurança
1	2.45	1.01	Verifica
2	3.72	2.53	Verifica
4	3.14	1.29	Verifica

6.6 Conclusões

Os resultados obtidos ao longo deste capítulo ajudam a compreender qual a melhor forma de melhorar o desempenho sísmico de um edifício com estrutura semelhante à do edifício em estudo, portanto, típico da década de 60 a 80.

O reforço através da adição de uma camada de betão de 10 cm nos pavimentos mostrou-se ineficaz, pois como se verificou anteriormente, a avaliação da segurança encontra-se comprometida para as análises na direção X (nos dois sentidos) quando o carregamento uniforme é aplicado. Apresentando valores de $d_m/d_t = 0,86$ para a análise mais condicionante do nó 4. No Modelo A para o mesmo nó de controlo, a análise mais condicionante apresenta um valor de $d_m/d_t = 0,91$, ou seja, a adição de uma camada de betão é prejudicial para o desempenho face ao sismo pois não confere rigidez, resistência e capacidade de deformação suficiente e em contrapartida aumenta o peso do

edifício. Também foi feita a comparação com o Modelo PR apresentado no capítulo 5. Este apresenta uma melhoria do desempenho sísmico, apresentando um valor de $d_m/d_t = 0,93$ para a análise mais condicionante, não sendo suficiente para verificar a segurança sísmica.

Assim, é possível concluir que reforçando o edifício apenas através do aumento da rigidez ao nível dos pavimentos não é suficiente para tornar a estrutura resistente ao sismo. Seria ainda interessante estudar o comportamento do edifício quando esta técnica de reforço é aplicada em conjunto com outra.

Avaliou-se o reforço através da injeção de cal nas paredes de fachada do edifício em estudo. Esta técnica, aplicada apenas no piso 0, foi suficiente para verificar a segurança sísmica, apresentando um valor de $d_m/d_t = 1,18$ para a análise mais condicionante.

O mesmo sucedeu para o reforço com a introdução de malha de carbono nas paredes de fachada do piso 0. A análise mais condicionante apresenta um valor de $d_m/d_t = 1,35$. No geral esta técnica de reforço é a que apresenta os melhores resultados, e, portanto, a que apresenta uma verificação sísmica mais folgada.

É ainda de referir, que seria importante realizar uma análise custo-benefício de forma a perceber qual a opção mais viável tendo em conta os resultados obtidos.

Capítulo 7

Conclusões

Este trabalho incidiu, principalmente, na análise da vulnerabilidade sísmica de um edifício misto de alvenaria-betão armado (de “placa”) típico da década de 40 construído na cidade de Lisboa. O edifício em estudo consiste numa estrutura com paredes de alvenaria, pavimentos e cobertura com vigas de madeira. Encontram-se também alguns elementos de betão, nomeadamente, lajes e vigas, introduzidos nas construções da altura.

Primeiramente, foram definidos dois modelos (Modelo A e Modelo B) do edifício no programa de cálculo 3Muri, que utiliza uma discretização com “macro-elementos”, para a simulação de elementos estruturais de alvenaria, formando um pórtico equivalente (EFM – *Equivalent Frame Method*). No Modelo A, a estrutura da cobertura não foi modelada, tendo sido apenas aplicadas cargas equivalentes representativas do peso da mesma, enquanto no Modelo B a estrutura da cobertura foi modelada através da ferramenta disponível no 3Muri.

Definidos os modelos com as propriedades mecânicas e geométricas dos elementos estruturais relevantes, realizou-se uma análise modal, de forma a obter as características dinâmicas, frequências e modos de vibração da estrutura. De seguida, efetuaram-se análises estáticas não lineares, onde foi analisado o comportamento das paredes no seu plano e diversas análises locais onde foi estudado o comportamento das paredes para fora do próprio plano. Foi ainda realizada a verificação de segurança através do método N2 e tendo em conta as recomendações da Parte 1 e Parte 3 do Eurocódigo 3 e respetivos anexos nacionais e uma análise de sensibilidade a diversas propriedades mecânicas de materiais presentes na estrutura em estudo. Para além da verificação da segurança estrutural feita através do 3Muri, foi ainda avaliada a vulnerabilidade sísmica do edifício através dos métodos expeditos. Por fim implementaram-se soluções de reforço, de forma a verificar a segurança sísmica do edifício, e foi reavaliado o comportamento sísmico do edifício, através de análises estáticas não lineares.

É de referir, que para o Modelo B foram apenas realizadas análises estáticas não lineares, a partir das quais se retiraram conclusões sobre a ferramenta *Roof* disponível no 3Muri para a modelação estrutura da cobertura. Concluiu-se que a modelação estrutural da cobertura não acrescenta um valor significativo aos resultados obtidos, tendo em conta as lacunas que o programa ainda apresenta na utilização da mesma e o acréscimo de tempo necessário despendido na modelação.

Verificou-se que a direção Y (direção das paredes de empena) apresenta valores superiores de força de corte basal e, portanto, uma maior resistência e rigidez da estrutura. Este comportamento justifica-se pelo facto de as paredes direcionadas em Y não apresentarem aberturas e terem comprimentos menores que as paredes ortogonais. É também nesta direção (direção Y) que o edifício apresenta maior ductilidade, uma vez que o padrão de danos das paredes na direção X é maioritariamente por corte, o que não permite atingir valores de ductilidade tão elevados. A verificação de segurança realizada pelo 3Muri não é satisfeita para duas análises realizada para a direção X. A

direção Y apresenta uma maior capacidade resistente e capacidade de deformação às forças horizontais e permite que sejam satisfeitos os requisitos regulamentares para a satisfação da segurança estrutural.

Através do Método N2, conclui-se que não se verifica a segurança sísmica para a direção X, para duas análises realizadas para o sismo tipo 1 e três análises para o sismo tipo 2. Verifica-se assim, que o sismo tipo 2 é o mais condicionante.

As análises de sensibilidade realizadas às propriedades mecânicas dos materiais permitiram identificar as propriedades que provocam maiores alterações no comportamento do edifício. Concluiu-se que as propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de pedra irregular são as que apresentam maior sensibilidade na análise cognitiva e, portanto, existe uma necessidade de conhecer com menos incertezas as propriedades mecânicas destes elementos estruturais, através de ensaios experimentais a realizar nas paredes de alvenaria de pedra. Por outro lado, são também as que apresentam maior sensibilidade na análise de melhoramento, identificando assim a necessidade de estudar o reforço estrutural das mesmas.

As análises locais foram realizadas para quatro mecanismos de colapso diferentes, todos situados na fachada tardoz e no último piso. Os resultados obtidos indicam que a segurança sísmica não é satisfeita, sendo que apenas um mecanismo verifica a segurança estrutural. Para este mecanismo se formar era necessário existir uma forte ligação entre as paredes e os pavimentos, o que normalmente não é o que se verifica para este tipo de edifícios, portanto o colapso deste mecanismo seria improvável de suceder.

Em relação aos resultados obtidos através dos métodos expeditos (métodos I e II) para ambos os modelos desenvolvidos (Modelo PF e Modelo PR), o método I, sendo o mais conservativo, considera que nenhum piso do edifício verifica a segurança sísmica, tanto para o sismo tipo 1 como para o sismo tipo 2. Por outro lado, com o método II apenas o piso 1 não verifica a segurança sísmica para ambos os sismos avaliados.

Por último, aplicaram-se diversas soluções de reforço ao Modelo A. Concluiu-se que a adição de uma camada de betão no pavimento não conduz a uma melhoria significativa do desempenho sísmico do edifício. Por outro lado, tanto a injeção de cal nas paredes de fachada como a introdução de malha de carbono nas mesmas provocam um aumento significativo na resistência e capacidade de deformação destas paredes, tornando assim o edifício seguro para as ações regulamentares.

De seguida, apresentam-se propostas de desenvolvimentos futuros, que surgem no âmbito desta dissertação:

- Estudar diferentes técnicas de reforço que possam melhorar o comportamento do edifício à ação sísmica;
- Considerar o efeito dos edifícios adjacentes na análise da vulnerabilidade sísmica estrutural;
- Considerar os efeitos de alterações estruturais, como, por exemplo, a demolição de paredes interiores, no comportamento sísmico do edifício.
- Estudar a influência que o reforço ao nível do aumento de rigidez no pavimento tem no comportamento global do edifício. Conjuguar esta técnica de reforço com outras.

Referências

- Alegre, A. (1999). Estudo de Diagnóstico de Consulta e Apoio à Reabilitação das Casas de Rendas Económicas das Células I e II do Bairro de Alvalade. Tese de mestrado, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Alegre, A., & Heitor, T. (2004). Flexibility in the first generation of reinforced concrete housing: A public housing estate in Lisbon (em Inglês).
- AML. (2021). Arquivo Municipal de Lisboa. <http://arquivomunicipal.cm-lisboa.pt/pt/>
- Antunes, G., Lúcio, J., Soares, N. P., & Julião, R. P. (2016). Políticas de habitação social precedentes a Abril de 1974.
- Appleton, J. (2003). Reabilitação de edifícios antigos: Patologias e tecnologias de intervenção (1.a ed.). Edições Orion.
- Bento, R. & Monteiro, M. (2012). Characterization of 'Placa' Buildings. Relatório ICIST DTC nº 02/2012, Lisboa, Portugal (em Inglês).
- Bento, R., & Rodrigues, F. (2004). Análises estáticas não lineares. Ênfase no método N2 (ICIST DTC N. 4/07). IST.
- Bernardo, V., Costa, A. C., Costa, A., Catarino, J. M., & Candeias, P. X. (2020). Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos. no14, 18. LNEC.
- Bernardo, V., Costa, A. C., Costa, A., Catarino, J. M., & Candeias, P. X. (2021). Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis. no16, 14. LNEC.
- CEN. (2009). NP EN 1990: Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- CEN (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, European Committee for Standardization.
- CEN (2004) EN 1992-1-1: Eurocode 2 - Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for Standardization. (Em Inglês)

- CEN (2017) NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios, Instituto Português da Qualidade, European Committee for Standardization
- Costa, J. P. (1997). Bairro de Alvalade: Considerações sobre o Urbanismo Habitacional. Tese de Mestrado, Faculdade de arquitetura, Universidade Técnica de Lisboa. Volume I.
- Costa, J. P. (2010). Bairro de Alvalade: Um Paradigma no Urbanismo Português. 4^o Edição. Livros Horizonte.
- CNR-DT 200 R1/2013. (2014). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. Advisory committee on technical recommendations for construction. 15 de Maio de 2014. (Em Inglês).
- CNR-DT 215-2018. (2020). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded Fibre Reinforced Inorganic Matrix Systems for Strengthening Existing Structures. Advisory committee on technical recommendations for construction. 30 de Junho de 2020. (Em Inglês).
- Fagundes, C. (2015). Avaliação Sísmica de um Edifício Tipo de Alvenaria de Angra do Heroísmo. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design (Vol. 16). Earthquake Spectra. 16(3), pp. 573–592. Doi: 10.1193/1.1586128. (Em Inglês)
- Ferreira, M. (1987). A Cidade Lisboa: De Capital do Império a Centro de Metrópole. Edições: Dom Quixote.
- Ferreira, V. e Farinha, B. (1974): Tabelas Técnicas, 4^a ed., Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Ferrito, T. (2014): Avaliação sísmica de um edifício “de placa” do Bairro de Alvalade Análise Linear e Não Linear, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Ferry Borges, J.; Castanheta, M. (1985). Structural safety. Publicação LNEC. Volume III.
- Galasco, A., Lagomarsino, S. e Penna, A. (2006): On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. Proceedings of the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Genebra, Paper No. 1080. (Em Inglês).
- Guerreiro, L. (2011). Ação sísmica. Tese de Mestrado, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Engenharia Sísmica de Pontes. Fevereiro de 2011.

- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A. e Cattari, S. (2013): TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings, *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 56 (November 2013), pp. 1787–1799. Doi: 10.1016/j.engstruct.2013.08.002. (Em Inglês).
- Lagomarsino, S. (2015). Seismic assessment of rocking masonry structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(1), 97–128. Doi: 10.1007/s10518-014-9609-x. (Em Inglês).
- Lagomarsino, S., & Cattari, S. (2014). PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. Doi: 10.1007/s10518-014-9674-1. (Em Inglês)
- Lamego, P. (2014): Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação risco, *Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil/Estruturas*, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal.
- Lamego, P., Lourenço, P. B., Sousa, M. L., & Marques, R. (2017). Seismic vulnerability and risk analysis of the old building stock at urban scale: Application to a neighbourhood in Lisbon. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(7), 2901–2937. Doi: 10.1007/s10518-016-0072-8. (Em Inglês).
- LNEC. (1997). Pinho bravo para estruturas. (Ficha do LNEC M2) Madeira para construção. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Lopes, M., Delgado, R., Fonseca, J., Oliveira, C., Azevedo, J., Bento, R., Proença, J., Guerreiro, L., Appleton, J., Oliveira, M., Costa, A., Carvalho, E., Leite, A., Fragos, M., Miranda, V., & Casanova, A. (2008). *Sismos e edifícios*. Lisboa: Edições Orion, 2008.
- Lourenço, P. B. (2009). Recent advances in masonry modelling: micromodelling and homogenisation. Em U. Galvanetto & M. H. F. Aliabadi, *Computational and Experimental Methods in Structures*, 3, pp. 251–294). Imperial College Press. Doi: 10.1142/9781848163089_0006. (Em Inglês).
- Milošević, J. (2019). Seismic vulnerability assessment of mixed masonry-reinforced concrete buildings in Lisbon. Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Tese de Doutoramento. (Em Inglês).
- Monteiro, M., Bento, R. (2012). Seismic Assessment of a ‘Placa’ Building. Relatório ICIST DTC nº 20/2012. Outubro 2012. Lisboa. ISSN 0871-7869. (Em Inglês).
- NTC (2008): Norme Tecniche per le Costruzioni. D.M. del 14/01/2008. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Roma, Itália (em Italiano).

- New Zealand Society of Earthquake. (2017). Unreinforced Masonry Buildings. 1, Part C(C8), Julho de 2017, versão 1. (Em Inglês).
- Nunes Silva, C. (1994). Política Urbana em Lisboa, 1926-1974 (26.a ed.). Livros Horizonte.
- Portaria. (2019). Portaria. 2019. Diário da República n.º 175/2019, Série I de 2019-09-12. Número: 302/2019.
- RGCU. (1944). Regulamento Geral da Construção Urbana. Direcção dos Serviços de Urbanização e Obras, CML, Portugal, 1944.
- Silva, J. R. N. (2020). Avaliação da Qualidade Posicional do Modelo BIM e Avaliação Sísmica Global do Chalet da Condessa d' Edla. Tese de Mestrado, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Dezembro 2020.
- Simões, A., Bento, R., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2014). Seismic performance-based assessment of “Gaioleiro” buildings. *Engineering Structures*, 80, 486–500. Doi: 10.1016/j.engstruct.2014.09.025 (Em Inglês).
- SIPA. (2021). Sistema de Informação para o Património arquitectónico. http://www.monumentos.gov.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=30357
- Sousa, M. L. (2006). Risco Sísmico em Portugal Continental. Tese de Doutoramento, Universidade de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Julho de 2006.
- S.T.A DATA. (2020). 3muri User Manual. Versão 13.0.0. STA Data, Turim, Itália. (Em Inglês).
- Vanin, F., Zaganelli, D., Penna, A., & Beyer, K. (2017). Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, pp. 5435-5479. Doi: 10.1007/s10518-017-0188-5 (Em Inglês)

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Anexo A

Tabela A. 1 - Aceleração máxima de referência de a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (NP 1998-1, 2010).

Quadro NA.I – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Tabela A. 2 - Coeficientes de importância γ_i (NP 1998-1, 2010).

Quadro NA.II – Coeficientes de importância γ

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Tabela A. 3 - Coeficientes multiplicativos da acção sísmica de referência para obtenção da aceleração máxima de referência para aplicação da NP EN 1998-3 (NP EN1998-3, 2017).

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

Estado limite	Acção sísmica Tipo 1	Acção 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

Tabela A. 4 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a acção sísmica Tipo (NP 1998-1, 2010).

Quadro NA-3.2 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Acção sísmica Tipo 1

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Tabela A. 5 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo (NP 1998-1, 2010).

Quadro NA-3.3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2

Tipo de terreno	S_{\max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Anexo B

Tabela B. 1 – Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para cada nó do Modelo A.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	d_m/d_t	Verificação
4	+X uniforme	0,94	0,87	0,93	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,08	1,56	1,44	Verifica
	-X uniforme	0,94	0,86	0,91	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,08	1,58	1,46	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,34	4,79	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,45	2,29	5,09	Verifica
	-Y uniforme	0,28	1,21	4,32	Verifica
8	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,52	3,80	Verifica
	+X uniforme	0,94	0,86	0,91	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,08	1,58	1,46	Verifica
	-X uniforme	0,94	0,88	0,94	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,08	1,56	1,44	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,31	4,68	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,45	2,3	5,11	Verifica
12	-Y uniforme	0,28	1,25	4,46	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,57	3,93	Verifica
	+X uniforme	0,95	0,84	0,88	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,09	1,48	1,36	Verifica
	-X uniforme	0,95	0,88	0,93	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,09	1,57	1,44	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,31	4,68	Verifica
16	+Y pseudo triangular invertido	0,45	2,26	5,02	Verifica
	-Y uniforme	0,28	1,25	4,46	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,57	3,93	Verifica
	+X uniforme	0,95	0,88	0,93	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,09	1,53	1,40	Verifica
	-X uniforme	0,95	0,84	0,88	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,09	1,48	1,36	Verifica
16	+Y uniforme	0,28	1,34	4,79	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,45	2,29	5,09	Verifica
	-Y uniforme	0,28	1,21	4,32	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,52	3,80	Verifica

Tabela B. 2 – Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para cada nó do Modelo B.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	d_m/d_t	Verificação
4	+X uniforme	0,91	0,83	0,91	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,08	1,52	1,41	Verifica
	-X uniforme	0,91	0,85	0,93	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,08	1,53	1,42	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,27	4,54	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,35	1,46	4,17	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,15	4,26	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,34	1,39	4,09	Verifica
8	+X uniforme	0,91	0,85	0,93	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,08	1,53	1,42	Verifica
	-X uniforme	0,91	0,84	0,92	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,08	1,52	1,41	Verifica
	+Y uniforme	0,27	1,22	4,52	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,35	1,5	4,29	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,23	4,56	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,34	1,4	4,12	Verifica
12	+X uniforme	0,93	0,84	0,90	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,1	1,51	1,37	Verifica
	-X uniforme	0,93	0,83	0,89	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,11	1,96	1,77	Verifica
	+Y uniforme	0,27	1,22	4,52	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,35	1,5	4,29	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,23	4,56	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,34	1,4	4,12	Verifica
16	+X uniforme	0,93	0,83	0,89	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,1	1,51	1,37	Verifica
	-X uniforme	0,93	0,84	0,90	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,1	1,95	1,77	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,27	4,54	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,35	1,46	4,17	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,15	4,26	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,34	1,39	4,09	Verifica

Anexo C

Tabela C. 1 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o Modelo PR.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	d_m/d_t	Verificação
4	+X uniforme	0,91	0,85	0,93	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,08	1,52	1,41	Verifica
	-X uniforme	0,91	0,85	0,93	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,08	1,56	1,44	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,27	4,54	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,43	2,22	5,16	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,14	4,22	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,37	1,46	3,95	Verifica
12	+X uniforme	0,95	0,86	0,91	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,09	1,63	1,50	Verifica
	-X uniforme	0,95	0,86	0,91	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,09	1,58	1,45	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,3	4,64	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,43	2,24	5,21	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,16	4,30	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,37	1,43	3,86	Verifica

Tabela C. 2 - Tensão de compressão média nas paredes direcionadas em X, ao nível de cada piso para o Modelo PF.

Direção X	
Piso j	σ_o média (kN/m ²)
1	224,39
2	143,38
3	82,32

Tabela C. 3 - Tensão de compressão média nas paredes direcionadas em X, ao nível de cada piso para o Modelo PR.

Direção X	
Piso j	σ_o média (kN/m ²)
1	208,27
2	133,91
3	78,37

Tabela C. 4 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 2 na direção X (CSc) para o Modelo PF.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	V _{flk} (kN)	V _{cdk} (kN)	V _{clk} (kN)	V _{min} (kN)	Mecanismo condicionante	∑i V _{min} (kN)	V _{rd} (kN)	CSc
1	0,50	1,13	3,0	48,25	22,75	65,69	22,75	Corte	45,50	1449	0,18
2	0,50	1,30	0,9	214,75	39,43	66,98	39,43	Corte	473,17		
3	0,50	0,60	3,0	13,72	12,13	61,80	12,13	Corte	97,06		
4	0,50	0,75	0,9	71,48	18,96	62,91	18,96	Corte	37,91		
5	0,50	1,60	3,0	97,59	32,35	69,20	32,35	Corte	64,71		
6	0,50	2,18	3,0	181,17	48,05	73,50	48,05	Corte	96,10		
7	0,50	1,33	3,0	67,43	26,89	67,20	26,89	Corte	53,79		
8	0,50	1,10	3,0	46,13	22,24	65,50	22,24	Corte	44,49		
9	0,25	2,15	3,0	210,89	76,43	114,69	76,43	Corte	152,85		
10	0,15	0,90	3,0	36,95	29,76	81,35	29,76	Corte	59,52		
11	0,25	0,90	3,0	36,95	29,76	81,35	29,76	Corte	59,52		
12	0,25	1,18	3,0	63,52	39,02	88,82	39,02	Corte	78,04		
13	0,25	1,42	3,0	130,30	93,14	132,46	93,14	Corte	186,28		

Tabela C. 5 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 2 na direção X (CSc) para o Modelo PR.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	V _{flk} (kN)	V _{cdk} (kN)	V _{clk} (kN)	V _{min} (kN)	Mecanismo condicionante	∑i V _{min} (kN)	V _{rd} (kN)	CSc
1	0,50	1,13	3,0	45,82	22,09	61,90	22,09	Corte	44,18	1416	0,18
2	0,50	1,30	0,9	203,93	38,29	63,19	38,29	Deslizamento	459,44		
3	0,50	0,60	3,0	13,03	11,78	58,01	11,78	Corte	94,24		
4	0,50	0,75	0,9	67,88	18,41	59,12	18,41	Corte	36,81		
5	0,50	1,60	3,0	92,67	31,41	65,42	31,41	Corte	62,83		
6	0,50	2,18	3,0	172,04	46,66	69,71	46,66	Corte	93,31		
7	0,50	1,33	3,0	64,03	26,11	63,42	26,11	Corte	52,23		
8	0,50	1,10	3,0	43,80	21,60	61,71	21,60	Corte	43,20		
9	0,15	2,15	3,0	197,58	75,54	110,90	75,54	Corte	151,08		
10	0,15	0,90	3,0	34,62	29,42	77,56	29,42	Corte	58,83		
11	0,15	0,90	3,0	34,62	29,42	77,56	29,42	Corte	58,83		
12	0,15	1,18	3,0	59,51	38,57	85,03	38,57	Corte	77,13		
13	0,25	1,69	3,0	122,08	92,06	128,67	92,06	Corte	184,12		

Tabela C. 6 - Resistência das paredes e coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 3 na direção X (CSc) para o Modelo PF.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	Vflk (kN)	Vcdk (kN)	Vclk (kN)	Vmin (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i V_{min}$ (kN)	Vrd (kN)	CSc
1	0,50	1,13	3	30,70	18,08	41,26	18,08	Corte	36,15	1790	0,24
2	0,50	1,30	0,9	136,62	31,33	42,56	31,33	Deslizamento	375,96		
3	0,50	0,60	3,0	8,73	9,64	37,37	8,73	Flexão	69,85		
4	0,50	0,75	0,9	45,47	15,06	38,49	15,06	Corte	30,13		
5	0,50	1,60	3,0	62,09	25,71	44,78	25,71	Corte	51,41		
6	0,50	2,18	3,0	115,26	38,18	49,08	38,18	Corte	76,36		
7	0,50	1,33	3,0	42,90	21,37	42,78	21,37	Corte	42,74		
8	0,50	1,10	3,0	29,35	17,67	41,08	17,67	Corte	35,35		
9	0,15	2,15	3,0	123,54	70,51	90,26	70,51	Corte	141,02		
10	0,15	0,90	3,0	21,65	27,46	56,93	21,65	Flexão	43,30		
11	0,15	0,90	3,0	21,65	27,46	56,93	21,65	Flexão	43,30		
12	0,15	1,18	3,0	37,21	36,00	64,40	36,00	Corte	72,00		
13	0,25	1,69	3,0	76,33	85,93	108,04	76,33	Flexão	152,66		

Tabela C. 7 - Resistência das paredes e coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 3 na direção X (CSc) para o Modelo PR.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	Vflk (kN)	Vcdk (kN)	Vclk (kN)	Vmin (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i V_{min}$ (kN)	Vrd (kN)	CSc
1	0,50	1,13	3,00	29,41	17,73	39,68	17,73	Corte	35,46	1142	0,23
2	0,50	1,30	0,90	130,89	30,73	40,98	30,73	Corte	368,79		
3	0,50	0,60	3,00	8,36	9,46	35,79	8,36	Flexão	66,92		
4	0,50	0,75	0,90	43,57	14,78	36,90	14,78	Corte	29,55		
5	0,50	1,60	3,00	59,48	25,22	43,20	25,22	Corte	50,43		
6	0,50	2,18	3,00	110,42	37,45	47,50	37,45	Corte	74,90		
7	0,50	1,33	3,00	41,10	20,96	41,20	20,96	Corte	41,92		
8	0,50	1,10	3,00	28,11	17,34	39,50	17,34	Corte	34,67		
9	0,15	2,15	3,00	117,76	70,11	88,68	70,11	Corte	140,22		
10	0,15	0,90	3,00	20,64	27,30	55,35	20,64	Flexão	41,27		
11	0,15	0,90	3,00	20,64	27,30	55,35	20,64	Flexão	41,27		
12	0,15	1,18	3,00	35,47	35,79	62,82	35,47	Flexão	70,94		
13	0,25	1,69	3,00	72,76	85,44	106,46	72,76	Flexão	145,52		

Tabela C. 8 - Tensão de compressão média nas paredes direcionadas em Y, ao nível de cada piso para o Modelo PF.

Direção Y	
Piso j	σ_0 média (kN/m ²)
1	351,02
2	275,86
3	142,66

Tabela C. 9 - Tensão de compressão média nas paredes direcionadas em Y, ao nível de cada piso para o Modelo PR.

Direção Y	
Piso j	σ_0 média (kN/m ²)
1	349,39
2	257,5
3	144,05

Tabela C. 10 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 1 na direção Y (CSc) para o Modelo PF.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	Vflk (kN)	Vcdk (kN)	Vclk (kN)	Vmin (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i V_{min}$ (kN)	Vrd (kN)	CSc
1	0,50	7,70	3,0	3500,46	226,69	197,44	197,44	Deslizamento	394,89	2127	0,22
2	0,15	4,02	3,0	1680,57	137,68	247,61	137,68	Corte	275,35		
3	0,15	3,00	3,0	935,94	137,68	220,41	137,68	Corte	275,35		
4	0,15	0,92	3,0	88,02	42,22	164,94	42,22	Corte	84,44		
5	0,15	3,93	3,0	1606,16	137,68	245,21	137,68	Corte	275,35		
6	0,15	3,93	3,0	1413,22	68,84	197,17	68,84	Corte	137,68		
7	0,15	2,73	3,0	775,05	125,29	213,21	125,29	Corte	250,57		
8	0,25	2,83	3,0	832,87	216,46	266,19	216,46	Corte	432,92		

Tabela C. 11 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 1 na direção Y (CSc) para o Modelo PR.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	Vflk (kN)	Vcdk (kN)	Vclk (kN)	Vmin (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i V_{min}$ (kN)	Vrd (kN)	CSc
1	0,50	7,70	3,0	3500,09	226,16	196,79	196,79	Deslizamento	393,59	2121	0,25
2	0,15	4,02	3,0	1673,75	137,36	246,96	137,36	Corte	274,72		
3	0,15	3,00	3,0	932,14	137,36	219,76	137,36	Corte	274,72		
4	0,15	0,92	3,0	87,66	42,12	164,29	42,12	Corte	84,25		
5	0,15	3,93	3,0	1599,65	137,36	244,56	137,36	Corte	274,72		
6	0,15	3,93	3,0	1408,49	68,68	196,52	68,68	Corte	137,36		
7	0,15	2,73	3,0	771,90	125,00	212,56	125,00	Corte	249,99		
8	0,25	2,83	3,0	829,49	215,96	265,53	215,96	Corte	431,91		

Tabela C. 12 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 2 na direção Y (CSc) para o Modelo PF.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	Vflk (kN)	Vcdk (kN)	Vclk (kN)	Vmin (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i Vmin$ (kN)	Vrd (kN)	CSc
1	0,5	7,7	3,0	3329,29	200,96	167,38	167,38	Deslizamento	334,77	1951	0,22
2	0,15	4,02	3,0	1356,14	122,05	217,55	122,05	Corte	244,10		
3	0,15	3	3,0	755,26	122,05	190,35	122,05	Corte	244,10		
4	0,15	0,92	3,0	71,03	37,43	134,88	37,43	Corte	74,86		
5	0,15	3,93	3,0	1296,10	122,05	215,15	122,05	Corte	244,10		
6	0,25	3,93	3,0	1296,10	203,42	285,01	203,42	Corte	203,42		
7	0,15	2,73	3,0	625,43	111,07	183,15	111,07	Corte	222,13		
8	0,25	2,83	3,0	672,09	191,89	236,12	191,89	Corte	383,79		

Tabela C. 13 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 2 na direção Y (CSc) para o Modelo PR.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	Vflk (kN)	Vcdk (kN)	Vclk (kN)	Vmin (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i Vmin$ (kN)	Vrd (kN)	CSc
1	0,5	7,7	3,0	3239,57	194,16	160,04	160,04	Deslizamento	320,08	1882	0,24
2	0,15	4,02	3,0	1273,94	117,92	210,20	117,92	Corte	235,84		
3	0,15	3	3,0	709,48	117,92	183,00	117,92	Corte	235,84		
4	0,15	0,92	3,0	66,72	36,16	127,53	36,16	Corte	72,32		
5	0,15	3,93	3,0	1217,54	117,92	207,80	117,92	Corte	235,84		
6	0,25	3,93	3,0	1217,54	196,53	277,67	196,53	Corte	196,53		
7	0,15	2,73	3,0	587,52	107,31	175,80	107,31	Corte	214,61		
8	0,25	2,83	3,0	631,35	185,40	228,78	185,40	Corte	370,79		

Tabela C. 14 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 3 na direção Y (CSc) para o Modelo PF.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	Vflk (kN)	Vcdk (kN)	Vclk (kN)	Vmin (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i Vmin$ (kN)	Vrd (kN)	CSc
1	0,5	7,7	3	2251,71	144,51	114,10	114,10	Deslizamento	228,20	1476	0,26
2	0,15	4,02	3	733,73	87,77	164,26	87,77	Corte	175,54		
3	0,15	3	3	408,62	87,77	137,06	87,77	Corte	175,54		
4	0,15	0,92	3	38,43	26,92	81,60	26,92	Corte	53,83		
5	0,15	3,93	3	701,24	87,77	161,86	87,77	Corte	175,54		
6	0,25	3,93	3	701,24	292,56	231,73	231,73	Deslizamento	231,73		
7	0,15	2,73	3	338,38	79,87	129,86	79,87	Corte	159,74		
8	0,25	2,83	3	363,63	137,99	182,84	137,99	Corte	275,99		

Tabela C. 15 - Resistência das paredes e Coeficiente Sísmico Resistente ao nível do piso 3 na direção Y (C_{Sc}) para o Modelo PR.

Parede i	t (m)	L (m)	H (m)	V _{flk} (kN)	V _{cdk} (kN)	V _{clk} (kN)	V _{min} (kN)	Mecanismo condicionante	$\sum_i V_{min}$ (kN)	V _{rd} (kN)	C _{Sc}
1	0,5	7,7	3	2268,14	145,22	114,66	114,66	Deslizamento	229,32	1483	0,31
2	0,15	4,02	3	740,57	88,20	164,82	88,20	Corte	176,40		
3	0,15	3	3	412,43	88,20	137,62	88,20	Corte	176,40		
4	0,15	0,92	3	38,79	27,05	82,15	27,05	Corte	54,09		
5	0,15	3,93	3	707,78	88,20	162,42	88,20	Corte	176,40		
6	0,25	3,93	3	707,78	293,99	232,29	232,29	Corte	232,29		
7	0,15	2,73	3	341,54	80,26	130,42	80,26	Corte	160,52		
8	0,25	2,83	3	367,02	138,67	183,40	138,67	Corte	277,33		

Tabela C. 16 - Coeficiente sísmico resistente de cada piso, na direção Y (CSC) para o Modelo PF.

Piso j	V _{rd} (kN)	W _E (kN)	CS	C _{Sc,j}
1	2126,6	7206,69	0,30	0,22
2	1951,3	6592,73	0,30	0,22
3	1476,1	4162,43	0,35	0,26

Tabela C. 17 - Coeficiente sísmico resistente de cada piso, na direção Y (CSC) para o Modelo PR.

Piso j	V _{rd} (kN)	W _E (kN)	CS	C _{Sc,j}
1	2121,2	7206,69	0,29	0,25
2	1881,9	6592,73	0,29	0,24
3	1482,7	4162,43	0,36	0,31

Tabela C. 18 - Avaliação da segurança sísmica pelo método II, na direção Y para o Modelo PF.

Zona sísmica	Piso j	C _{SE,j}	C _{Sc,j}	Verificação
1.3	1	0,26	0,22	Não Verifica
	2	0,22	0,22	Não Verifica
	3	0,18	0,26	Verifica
2.3	1	0,31	0,22	Não Verifica
	2	0,26	0,22	Não Verifica
	3	0,22	0,26	Verifica

Tabela C. 19 - Avaliação da segurança sísmica pelo método II, na direção Y para o Modelo PR.

Zona sísmica	Piso j	$CS_{E,j}$	CSc,j	Verificação
1.3	1	0,26	0,25	Não Verifica
	2	0,22	0,24	Verifica
	3	0,18	0,31	Verifica
2.3	1	0,31	0,25	Não Verifica
	2	0,26	0,24	Não Verifica
	3	0,22	0,31	Verifica

Tabela C. 20 - Avaliação da segurança sísmica pelo método I, na direção Y para o Modelo PF e PR.

Zona Sísmica	Piso j	A_{pc}	A_{piso}	α_E	β	A_{pc}/A_{piso}	α_e/β	Verificação
1.3	1	14,67	144,14	0,17	0,63	0,10	0,27	Não Verifica
	2	14,48	144,14	0,14	0,67	0,10	0,21	Não Verifica
	3	14,48	144,14	0,12	0,67	0,10	0,18	Não Verifica
2.3	1	14,67	144,14	0,20	0,63	0,10	0,31	Não Verifica
	2	14,48	144,14	0,17	0,67	0,10	0,25	Não Verifica
	3	14,4	144,14	0,14	0,67	0,10	0,21	Não Verifica

Esta página foi intencionalmente deixada em branco

Anexo D

Tabela D. 1 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o modelo com adição de uma camada de betão no pavimento.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	$\frac{d_m}{d_t}$	Verificação
4	+X uniforme	1,04	0,89	0,86	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,21	1,46	1,21	Verifica
	-X uniforme	1,04	0,89	0,86	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,21	1,48	1,22	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,27	4,54	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,43	2,22	5,16	Verifica
	-Y uniforme	0,27	1,14	4,22	Verifica
12	-Y pseudo triangular invertido	0,37	1,46	3,95	Verifica
	+X uniforme	0,95	0,86	0,91	Não Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,09	1,63	1,50	Verifica
	-X uniforme	0,95	0,86	0,91	Não Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,09	1,58	1,45	Verifica
	+Y uniforme	0,33	1,32	4	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,51	2,03	3,98	Verifica
-Y uniforme	0,33	1,21	3,67	Verifica	
-Y pseudo triangular invertido	0,52	1,38	2,38	Verifica	

Tabela D. 2 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o modelo com injeção de cal nas paredes de fachada.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	$\frac{d_m}{d_t}$	Verificação
4	+X uniforme	0,72	1,17	1,63	Verifica
	+X pseudo triangular invertido	0,97	1,15	1,19	Verifica
	-X uniforme	0,72	1,23	1,71	Verifica
	-X pseudo triangular invertido	0,96	1,13	1,18	Verifica
	+Y uniforme	0,25	1,18	4,72	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,39	2,27	5,82	Verifica
	-Y uniforme	0,25	1,11	4,44	Verifica
12	-Y pseudo triangular invertido	0,35	1,24	3,54	Verifica
	+X uniforme	0,74	1,21	1,64	Verifica
	+X pseudo triangular invertido	0,99	1,14	1,15	Verifica
	-X uniforme	0,71	1,25	1,76	Verifica
	-X pseudo triangular invertido	0,95	1,13	1,19	Verifica
	+Y uniforme	0,25	1,17	4,68	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,39	2,24	5,74	Verifica
-Y uniforme	0,25	1,14	4,56	Verifica	
-Y pseudo triangular invertido	0,35	1,24	3,54	Verifica	

Tabela D. 3 - Deslocamento objetivo, deslocamento último e rácio entre os mesmos para cada análise realizada para o nó 4 e nó 12, para o modelo com reforço em malha de carbono.

Nó	Carga sísmica	d_t	d_m	$\frac{d_m}{d_t}$	Verificação
4	+X uniforme	0,88	1,82	2,07	Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,04	1,47	1,41	Verifica
	-X uniforme	0,88	1,78	2,02	Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,04	1,4	1,35	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,34	4,79	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,44	2,3	5,23	Verifica
	-Y uniforme	0,28	1,21	4,32	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,51	3,78	Verifica
12	+X uniforme	0,9	1,83	2,03	Verifica
	+X pseudo triangular invertido	1,05	1,45	1,38	Verifica
	-X uniforme	0,9	1,83	2,03	Verifica
	-X pseudo triangular invertido	1,05	1,44	1,37	Verifica
	+Y uniforme	0,28	1,32	4,71	Verifica
	+Y pseudo triangular invertido	0,44	2,27	5,16	Verifica
	-Y uniforme	0,28	1,25	4,46	Verifica
	-Y pseudo triangular invertido	0,4	1,54	3,85	Verifica

Anexo E

Tabela E. 1- Valores de aceleração de pico do solo, que permite atingir o deslocamento último da estrutura para o estado limite correspondente (*PGA – Peak Ground Acceleration*) e variável α_{PGA} obtida para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2.

Mecanismos	PGA (m/s²)	α_{PGA} (sismo tipo 1)	α_{PGA} (sismo tipo 2)
Mecanismo 1	0,38	0,92	0,86
Mecanismo 2	0,40	0,97	0,90
Mecanismo 3	18,1	43,98	40,91
Mecanismo 4	0,40	0,97	0,90