



TÉCNICO
LISBOA

Análise Sísmica de um Edifício de Alvenaria e Proposta de Soluções de Reforço

Jéssica Paola Santos Forte de Faria

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientadoras

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Doutora Ana Gabriela Gaspar Simões

Júri

Presidente: Professor Doutor Orlando José Barreiros D´Almeida Pereira

Orientadora: Doutora Ana Gabriela Gaspar Simões

Vogal: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Outubro de 2021

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 Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer às minhas orientadoras, Professora Rita Bento e Engenheira Ana Simões, por toda a dedicação, suporte e pronta disponibilidade para ajudar-me ao longo de tantos meses de trabalho.

Agradeço em memória de meu Avô José, por preocupar-se com a minha educação e bem-estar ao longo de toda a sua vida.

Agradeço à minha Avó Cynthia por estar sempre presente, a apoiar-me para alcançar todos os meus objetivos.

Gostaria de agradecer ao meu querido André que sempre me incentivou e esteve ao meu lado ao longo de todas as etapas do curso e também à sua família por todo o carinho.

Gostaria de agradecer à minha mãe, irmã, cunhado, avós, tios, tias e família por todo o apoio e ajuda que sempre me deram.

Por fim, gostaria de agradecer aos meus amigos por vibrarem com as minhas conquistas.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco.

Resumo

O parque habitacional em Portugal é constituído numa boa parte por edifícios antigos de alvenaria considerados suscetíveis às ações sísmicas. Dentre as várias tipologias construtivas, os edifícios da tipologia “Gaioleiro” em Lisboa apresentam maior vulnerabilidade; portanto, serão alvo de estudo.

Portugal ao longo da sua história sofreu inúmeros sismos. Como se prevê a ocorrência de novos abalos, em 2019 tornou-se obrigatória a elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica para edifícios que passem por reabilitações estruturais. Logo torna-se imprescindível o conhecimento do procedimento a seguir para a avaliação sísmica, e eventual reforço, dos edifícios existentes de alvenaria.

Na presente dissertação, avalia-se a vulnerabilidade sísmica global e local de uma estrutura representativa de um “Gaioleiro”, localizada na Avenida Duque de Loulé nº 70. A caracterização geométrica e dinâmica definem-se com base nos estudos realizados por M.Branco em 2006 e 2007.

Com base na informação recolhida, desenvolvem-se, utilizando o programa de cálculo automático 3MURI, a modelação por pórtico equivalente. A calibração do modelo desenvolvido tem em conta os ensaios de vibração ambiente, desenvolvidos por Branco nos trabalhos supracitados e a influência do edifício adjacente no comportamento da estrutura. Em seguida, para a avaliação sísmica do edifício, realiza-se a análise estática não linear (*pushover*) e a análise cinemática não linear dos mecanismos locais de colapso para fora do plano.

Palavras-chave: Edifícios “Gaioleiros”; Avaliação Sísmica; Análise Estática Não Linear (*pushover*); Método N2; Análise Cinemática Não Linear; Reforço sísmico.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco.

Abstract

The building stock in Portugal consists largely of old masonry buildings considered susceptible to seismic actions. Among the various construction typologies, the “Gaioleiro” typology in Lisbon is the most vulnerable; therefore, it will be the subject of this study.

Portugal has suffered numerous earthquakes throughout its history, and since new earthquakes are expected to occur, it became mandatory in 2019 to prepare a seismic vulnerability assessment report for buildings that undergo structural rehabilitation. It is therefore essential to know the procedures to be followed for the seismic assessment, and possible strengthening, of existing masonry buildings.

This dissertation evaluates the global and local seismic vulnerability of a structure representative of a “Gaioleiro” building, located at Avenida Duque de Loulé nº 70. The geometric and dynamic characterization, the structural elements, and the properties of the materials are defined based on studies carried out by M. Branco in 2006 and 2007.

Based on the information collected, the software 3MURI is used to develop an equivalent frame model. The calibration of the developed model considers the results of the ambient vibration tests developed by Branco in the aforementioned studies and the influence of the adjacent building on the behavior of the structure. Thus, for the seismic evaluation of the building, a non-linear static (*pushover*) analysis and a non-linear kinematic analysis of the local out-of-plane collapse mechanisms are performed.

Keywords: “Gaioleiro” Buildings; Seismic Assessment; Nonlinear Static Analysis (*pushover*); N2 Method; Nonlinear Kinematic Analysis; Seismic Retrofit.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objectivo	2
1.3	Estrutura da Dissertação	2
2	Edifícios Antigos	5
2.1	Enquadramento Histórico	5
2.2	Regulamentos	5
2.3	Caracterização de Edifícios “Gaioleiros”	6
3	Edifício de Estudo	9
3.1	Generalidades	9
3.2	Caracterização	9
3.3	Elementos Estruturais	11
3.3.1	Fundações	12
3.3.2	Paredes	12
3.3.3	Pavimento e Teto	14
3.3.4	Cobertura	15
3.3.5	Escadas	15
4	Modelação Estrutural	17
4.1	Modelação Não Linear: Pórtico Equivalente	17
4.2	Caracterização dos Materiais	21
4.3	Definição dos Elementos Estruturais	23
4.4	Definição das Massas	25
4.5	Modelo 3MURI - Identificação das Principais Dificuldades na Modelação	26
4.6	Calibração do Modelo	29
4.6.1	Caracterização Dinâmica do Edifício	29
4.6.2	Validação do Modelo	31
5	Avaliação Sísmica do Edifício	35
5.1	Definição da Ação Sísmica	35
5.2	Análise Global	38
5.2.1	Curvas de Capacidade	38
5.2.2	Avaliação do Desempenho - Método N2	45
5.3	Análise Local	52

6	Reforço	57
6.1	Soluções de Reforço Globais	57
6.1.1	Reforço com Injeção de Cal Hidráulica Natural	58
6.1.2	Reforço com a Aplicação de Reboco Armado (FRCM)	62
6.1.2.1	Modelação através de Coeficientes Multiplicativos	64
6.1.2.2	Modelação através da Função Disponibilizada no 3MURI	68
6.1.2.3	Comparação entre os Resultados obtidos pelas Duas Abordagens de Cálculo	71
6.1.3	Combinação de Soluções de Reforço	72
6.2	Soluções de Reforço Locais	75
7	Considerações Finais	77
7.1	Conclusões	77
7.2	Desenvolvimentos Futuros	80
	Referências Bibliográficas	81
	Anexo	85
A	Desenhos do Edifício	85
B	Quadros e Tabelas	88
C	Apoio para Análise dos Reforços	90
C.1	Injeção de cal	90
C.2	Reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono, modelação através de coeficientes multiplicativos	91
C.3	Reboco armado com malha de fibra de carbono, modelação através da função disponibi- lizada no 3MURI	92
C.4	Combinação de soluções de reforço injeção de cal e reboco armado com malha de fibra de carbono pelo sistema FRCM	93

Índice de Figuras

1.1	Gráfico do tipo de estrutura da construção com base no (INE, 2011)	1
1.2	Gráfico do estado de conservação dos edifícios construídos até 1960 com base no (INE, 2011)	1
2.1	Arquétipo estrutural do gaioleiro (OASRS, 2016)	7
2.2	Geometria dos “Gaioleiros”. Adaptado de (Simões et al., 2014)	8
3.1	Localização do edifício de estudo (Site da Câmara Municipal de Lisboa, 2016)	9
3.2	Enquadramento com os edifícios adjacentes (Google Earth Pro, 2015)	10
3.3	Projeto original do edifício (Serra, 2004)	10
3.4	Plantas e corte do projeto original do edifício. Adaptado de (Serra, 2004)	11
3.5	Fotografia do saguão central, vista de um piso elevado (Branco, 2006)	11
3.6	Fundação direta corrente (Appleton, 2003)	12
3.7	Fotografias das paredes (Branco, 2006)	13
3.8	Identificação dos materiais constituintes das paredes	13
3.9	Fotografias dos pavimento	14
3.10	Fotografias do terraço (Branco, 2006)	14
3.11	Fotografia do teto dos pisos correntes (Gomes, 2011)	15
3.12	Fotografias da cobertura (Branco, 2006)	15
3.13	Fotografias das escadas (Branco, 2006)	16
4.1	Idealização de um painel de alvenaria como elemento de barra (Lagomarsino et al., 2013)	18
4.2	Influência da força horizontal nos mecanismos de rotura. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2013)	18
4.3	Influência da carga axial atuante no painel. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2013)	19
4.4	Idealização das paredes de alvenaria de acordo com o modelo de pórtico equivalente. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2013)	20
4.5	Mecanismos de rotura no plano de paredes de alvenaria. Adaptado de (Calderini et al., 2009)	20
4.6	Definição dos pavimentos no programa 3MURI (Manual do utilizador 3MURI versão 12.6.1, 2018b)	23
4.7	Identificação da zona alterada na planta da cave (Branco, 2006)	25
4.8	Modelo 3D obtido através da modelação no programa 3MURI	27
4.9	Representação das cargas da cobertura	27
4.10	Modelação 3D das paredes dos pisos no programa 3MURI	27
4.11	Modelo 3D obtido através da modelação no programa 3MURI	28
4.12	Problemas de modelação na parede do saguão lateral	28
4.13	Problemas de modelação na parede 40	29
4.14	Planta do 4º piso com os locais de ensaio. Adaptado de (Branco, 2006)	30

4.15 Sobreposição dos gráficos do Espectro de Fourier para o sinal registado no canal X e Y, no intervalo de 1 a 8Hz (Branco, 2006)	30
4.16 Deformada em vermelho dos modos de vibração inicial obtido através da análise modal no programa 3MURI com fator de deformação da escala do plano igual a 100	31
4.17 Modelo 3D obtido através da modelação no programa 3MURI	33
4.18 Numerações dos alinhamentos das paredes e dos nós	34
4.19 Malha de macro-elementos obtida através da modelação no programa 3MURI	34
5.1 Zonamento Sísmico em Portugal Continental (IPQ, 2010)	36
5.2 Malha de macro-elementos obtida através da modelação no programa 3MURI para as paredes que apresentam os primeiros danos	39
5.3 Identificação em planta das paredes 20 e 26 e do nó de controlo 288	39
5.4 Curvas de capacidade resistente da estrutura	40
5.5 Mecanismos de colapso da estrutura no plano (Gomes, 2017)	40
5.6 Legenda do padrão de dano. Adaptado de (S.T.A.DATA, 2018b)	41
5.7 Relação força-deformação que descreve a resposta não linear dos nembos através de níveis da sequência de danos. Adaptado de (S.T.A.DATA, 2018b)	41
5.8 Danos na parede 26 para o deslocamento último	42
5.9 Danos na parede 26 antes do colapso	42
5.10 Padrões de danos no colapso da parede 26 para o carregamento segundo a direção X sentido negativo	43
5.11 Padrões de danos do colapso da parede 20 para o carregamento uniforme segundo a direção Y.	43
5.12 Padrões de danos do colapso da parede 20 para o carregamento pseudo-triangular segundo a direção Y	44
5.13 Curvas de capacidade resistente da estrutura até ao deslocamento último	45
5.14 Transformação do espectro de resposta de um sistema de um grau de liberdade. Adaptado de (Bento, 2021)	46
5.15 Determinação da relação idealizada aceleração/deslocamento elásto-perfeitamente plástica	48
5.16 Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade	49
5.17 Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade. Adaptado de (Bento, 2021)	50
5.18 Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo	52
5.19 Mecanismos locais de colapso	54
5.20 Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1 e tipo 2 associado ao estado limite de colapso iminente (NC)	56
6.1 Raciocínio para avaliação do desempenho estrutural global	57
6.2 Processo de injeção da calda em paredes antigas de alvenaria de pedra irregular (Miranda et al., 2016)	58

6.3	Paredes com reforço por injeção de cal	59
6.4	Padrões de dano após o reforço por injeção de cal para distribuição de força pseudo-triangular no sentido positivo	60
6.5	Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem o reforço por injeção de cal	61
6.6	Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo e o deslocamento objetivo após reforço com injeção de cal	62
6.7	Aplicação da malha de fibra de carbono (site S&P)	63
6.8	Paredes com reforço por aplicação de reboco armado (FRCM)	63
6.9	Padrões de dano após o reforço com reboco armado pelo coeficiente multiplicativo para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo	65
6.10	Curvas de capacidade resistente da estrutura após o reforço com reboco armado com malha de vidro ou carbono pelo coeficiente multiplicativo	65
6.11	Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem o reforço com reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono pelo coeficiente multiplicativo	66
6.12	Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo após reforço com reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono pelo coeficiente multiplicativo	67
6.13	Padrões de dano após o reforço com sistema FRCM carbono para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo	69
6.14	Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem o reforço com sistema FRCM carbono	70
6.15	Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo após reforço com sistema FRCM carbono	71
6.16	Curvas de capacidade resistente da estrutura para as diferentes abordagens de cálculo da aplicação do reforço com aplicação do reboco armado (FRCM)	72
6.17	Padrões de dano após reforço com a combinação para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo	73
6.18	Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem a combinação de soluções de reforço	73
6.19	Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo após reforço com a combinação	74
6.20	Identificação da posição dos tirantes na planta do último piso	75
6.21	Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1 e tipo 2 associado ao estado limite de colapso iminente (NC) após reforço	76
A.1	Fachada principal (Serra, 2004)	85
A.2	Fachada tardoz (Serra, 2004)	86
A.3	Corte transversal A-A' (Serra, 2004)	87
B.1	Tabela com as propriedades mecânicas dos materiais	88
B.2	Tabela com as propriedades mecânicas dos materiais	89

B.3	Tabela com os fatores multiplicativos para a solução de reforço	89
C.1	Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem o reforço por injeção de cal	90
C.2	Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem o reforço com reboco armado com malha de vidro/carbono através de coeficiente multiplicativo . .	91
C.3	Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem o reforço com sistema FRCM carbono	92
C.4	Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem a combinação de soluções de reforço	93

Índice de Tabelas

3.1	Caracterização das paredes	13
4.1	Critérios utilizados pelo programa 3MURI para calcular os esforços últimos. Adaptado de (S.T.A.DATA, 2018b)	21
4.2	Propriedades mecânicas iniciais dos elementos constituintes das paredes	22
4.3	Parâmetros para definição do pavimento dos terraços em abobadilhas cerâmicas do tipo <i>Steel-beam and vault</i>	23
4.4	Parâmetros para definição do pavimento de madeira do tipo <i>One-way timber floor with overlapped wood planks</i>	24
4.5	Parâmetros para definição da viga metálica do pavimento dos terraços (Branco, 2006)	24
4.6	Parâmetros calculados pelo programa 3MURI para os pavimentos	24
4.7	Massas e pesos distribuídos pelo pavimento	26
4.8	Massas e pesos concentrados	26
4.9	Frequências próprias experimentais da estrutura (Branco, 2006)	31
4.10	Resultados da análise modal e percentagem de erro em relação aos valores experimentais para o modelo isolado inicial	31
4.11	Propriedades mecânicas dos elementos constituintes das paredes após calibração	32
4.12	Resultados da análise modal e percentagem de erro em relação aos valores experimentais para o modelo isolado com ajustes	32
4.13	Resultados da análise modal e percentagem de erro em relação aos valores experimentais para o modelo com edifício adjacente	34
5.1	Parâmetros para definição dos espectros de resposta para o estado limite de danos severos (SD)	37
5.2	Determinação do deslocamento último e critério de rotura através da curva de capacidade	44
5.3	Coeficientes de transformação para as direções principais	48
5.4	Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade	49
5.5	Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2	51
5.6	Parâmetros para definição dos espectros de resposta limite de colapso iminente (NC)	53
5.7	Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1	56
5.8	Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 2	56
6.1	Propriedades mecânicas da alvenaria de pedra irregular	59
6.2	Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após reforço com injeção de cal	61
6.3	Propriedades mecânicas da alvenaria antes e após reforço com reboco armado pelo coeficiente multiplicativo	64
6.4	Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após o reforço com reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono pelo coeficiente multiplicativo	67
6.5	Propriedades para definição do reforço FRCC no programa 3MURI	68

6.6	Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após o reforço com sistema FRCM carbono	70
6.7	Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após o reforço com a combinação	74
6.8	Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1 e tipo 2 após reforço	76
C.1	Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço por injeção de cal e comparação com estrutura sem reforço	90
C.2	Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço através de coeficiente multiplicativo e comparação com estrutura sem reforço	91
C.3	Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço com sistema FRCM carbono e comparação com estrutura sem reforço . . .	92
C.4	Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço com a combinação e comparação com estrutura sem reforço	93

Lista de Símbolos e Abreviaturas

Símbolos:

- A Área da secção do perfil metálico;
- a_0^* Aceleração máxima resistente do mecanismo;
- a_{0-min}^* Aceleração sísmica espectral de ativação do mecanismo;
- a_g Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A;
- a_{gR} Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;
- b Coeficiente de esbelteza;
- d^* Deslocamento espectral do sistema equivalente de um grau de liberdade;
- d_n Deslocamento do nó de controlo de um sistema com múltiplos graus de liberdade;
- dt^* Deslocamento objetivo para o sistema de um grau de liberdade;
- d_u^* Deslocamento último do sistema bilinear equivalente de um grau de liberdade;
- d_y^* Deslocamento de cedência do sistema bilinear equivalente de um grau de liberdade;
- $dm(NC)$ Deslocamento associado ao estado limite de colapso iminente;
- $dm(SD)$ Deslocamento associado ao estado limite de danos severos;
- dt Deslocamento objetivo para o sistema com n graus de liberdade para o estado limite de danos severos;
- E Módulo de Elasticidade;
- $E_{betão}$ Módulo de elasticidade do betão;
- E_{perfil} Módulo de elasticidade do perfil metálico;
- $E_{tábua}$ Módulo de elasticidade da tábuas;
- E_{viga} Módulo de elasticidade da viga ;
- E_X Módulo de elasticidade na direção X;
- E_Y Módulo de elasticidade na direção Y;
- F_b Força de corte basal do nó de controlo de um sistema com múltiplos graus de liberdade;
- F^* Força de corte basal do sistema equivalente de um grau de liberdade;
- F_y^* Resistência equivalente do sistema bilinear equivalente de um grau de liberdade;

f_c	Tensão à compressão do elemento de alvenaria;
f_h	Tensão à compressão da alvenaria na direção horizontal no plano da parede;
f_m	Tensão de Compressão;
f_t	Tensão de tração;
f_{v0}	Tensão ao corte da alvenaria sem compressão;
G	Módulo de Distorção;
$G_{equivalente}$	Módulos de distorção equivalentes;
$G_{tábua}$	Módulo de distorção da tábua;
I_y	Momento de inércia de flexão segundo o eixo mais forte;
S	Coefficiente de solo;
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica;
T	Período de vibração;
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;
M_u	Momento fletor último;
m_i	Massa do piso i ;
m^*	Massa do sistema equivalente de um grau de liberdade;
N	Esforço axial;
N_u	Esforço axial último;
q	Coefficiente de comportamento;
q_u	Fator de redução devido à dissipação de energia histerética;
Γ	Coefficiente de transformação;
S_a	Aceleração espectral do sistema equivalente de um grau de liberdade;
γ	Coefficiente de participação modal;
S_{ay}	Capacidade resistente do sistema bilinear equivalente de um grau de liberdade;
γ_m	Factor de Segurança do Material;
T_1	Primeiro período de vibração da estrutura na direção considerada;

γ_I	Coeficiente de importância;
T^*	Período elástico do sistema bilinear equivalente de um grau de liberdade;
δ_u	<i>Drift</i> Último;
u	Deslocamento horizontal;
η	Coeficiente de correção do amortecimento;
V_u	Esforço transversal último;
τ	Tensão de corte;
w	Peso Volúmico;
τ_0	Tensão de corte no elemento de alvenaria;
w	Deslocamento vertical;
ϕ	Rotação;
$W_{pl, y}$	Módulo de flexão plástico segundo o eixo mais forte;
ϕ_i	Deslocamento normalizado do piso i ;
$\psi(Z)$	Primeiro modo de vibração da estrutura na direção considerada;
μ	Ductilidade;
μ^*	Ductilidade do sistema bilinear equivalente de um grau de liberdade;

Abreviaturas:

ADRS *Acceleration Displacement Response Spectrum*

EC6-1-1 PARTE 1-1 do Eurocódigo 6

EC8-1 PARTE 1 do Eurocódigo 8

EC8-3 PARTE 3 do Eurocódigo 8

FC Factor de Confiança;

FRCM *Fibre-Reinforced Cementitious Matrix/Mortar*

NC *Near collapse* (Colapso Iminente);

NTC *“Norme tecniche per le costruzioni”*

RERU Regime Especial de Reabilitação Urbana

RSAEEP Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

RSCCS Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos

RSEP Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes

SD *Significant Damage* (Danos Severos);

1 Introdução

1.1 Motivação

A necessidade da avaliação do desempenho sísmico de edifícios construídos com paredes estruturais em alvenaria é de elevada importância uma vez que as paredes de alvenaria são responsáveis tanto por suportar cargas verticais como por assegurar a estabilidade no caso da ocorrência de ações laterais (Lourenço et al., 2015).

Com base nos dados dos Censos de 2011 (INE, 2011), foi desenvolvido o gráfico apresentado na Figura 1.1 que mostra a percentagem de edifícios de cada uma das diferentes tipologias de construção em Lisboa e em Portugal. Observa-se que os edifícios em alvenaria representam cerca de 34% do parque habitacional em Lisboa e atingem os 50% ao nível nacional.

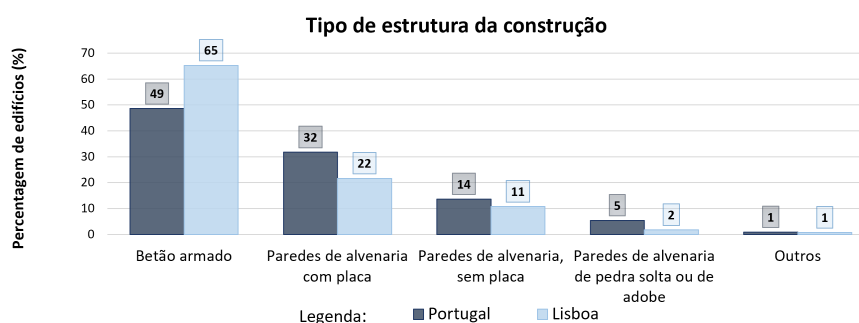


Figura 1.1: Gráfico do tipo de estrutura da construção com base no (INE, 2011)

Em 2013 foi feita uma atualização dos dados dos Censos de 2011 (INE, 2011). No gráfico da Figura 1.2 é apresentada a percentagem de edifícios construídos até o ano de 1960 em Lisboa e Portugal para cada tipo de reparação possivelmente necessária e estima-se que cerca de 50% dos edifícios necessitem de algum tipo de intervenção.

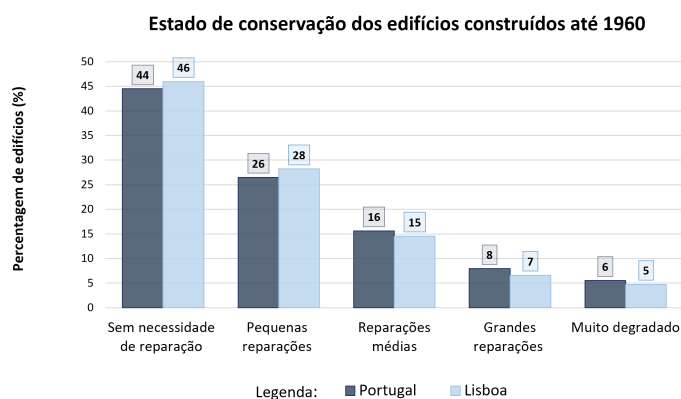


Figura 1.2: Gráfico do estado de conservação dos edifícios construídos até 1960 com base no (INE, 2011)

A alteração da regulamentação em 2019 através do Decreto-Lei nº95/2019 (Decreto-Lei, 2019) emitido em 18 de julho desse mesmo ano, artigo 8.º Ponto 1 “As obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício, nos termos a estabelecer pela portaria do membro do Governo responsável pela área da reabilitação” juntamente com o Despacho Normativo nº21/2019 (Despacho-Normativo, 2019), emitido na mesma data, que obriga à utilização dos Eurocódigos Estruturais nos projetos de estruturas de edifícios, o que levou a uma mudança de paradigma na reabilitação de edifícios. Com base nos dados acima apresentados acerca do elevado parque habitacional de estruturas em alvenaria com necessidade de reparações aliado à obrigação de aplicação da nova regulamentação, neste trabalho apresentam-se técnicas de análise e reforço aplicáveis e compatíveis com edifícios de alvenaria.

1.2 Objectivo

O presente trabalho tem como principal objetivo a avaliação sísmica de um edifício em alvenaria da tipologia “Gaioleiro” em Lisboa, para identificação de possíveis vulnerabilidades sísmicas e análise da aplicabilidade e desempenho de soluções de reforço. Estudou-se o edifício localizado na Avenida Duque de Loulé nº 70 por se tratar de uma estrutura representativa da tipologia “Gaioleiro” e devido ao conhecimento da geometria e características dinâmicas obtidas através dos trabalhos realizados por Branco (2006 e 2007).

Delimitamos como objetivos: desenvolver o modelo 3D do edifício no programa de cálculo automático 3MURI (S.T.A.DATA, 2018a), tendo em conta o efeito do edifício adjacente; calibrar o modelo através dos ensaios de vibração ambiente, desenvolvidos por Branco nos trabalhos supracitados; avaliação do desempenho sísmico global através análise estática não linear (*pushover*), e posteriormente uma avaliação local por meio de análises cinemáticas geometricamente não lineares, ambas através do programa 3MURI, para a ação sísmica regulamentar; por fim a aplicação de soluções de reforço e avaliação do desempenho sísmico estrutural com as alterações propostas ao modelo.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está organizada em sete capítulos e três anexos. No presente capítulo, apresenta-se a motivação, o objetivo e a estrutura para o desenvolvimento do trabalho.

No capítulo 2, aborda-se o enquadramento histórico dos edifícios antigos, os regulamentos datados de 1958 até aos dias de hoje e a caracterização construtiva dos edifícios “Gaioleiros”.

No capítulo 3 descreve-se a caracterização geométrica do edifício em estudo bem como os elementos estruturais e os materiais constituintes com base nos estudos realizados por Branco (2006 e 2007).

No capítulo 4 define-se a modelação por pórtico equivalente no programa de cálculo automático 3MURI para obter a resposta global da estrutura às ações sísmicas considerando o comportamento não linear, a caracterização mecânica dos materiais, a definição dos elementos estruturais e das massas. Além disso, é feita a calibração e validação do modelo.

No capítulo 5, com base na Parte 1 (IPQ, 2010) e na Parte 3 (IPQ, 2017) do Eurocódigo 8, define-se a ação sísmica para o sismo tipo 1 e tipo 2, utilizada na análise e avaliação da vulnerabilidade sísmica global e local da estrutura. Em primeiro lugar é feita a análise estática não linear (*pushover*) e em seguida a análise cinemática não linear dos possíveis mecanismos locais de colapso para fora do plano.

No capítulo 6 propõem-se soluções de reforço que possibilitam a verificação da segurança estrutural face à ação sísmica regulamentar.

Por fim, no capítulo 7, apresentam-se as conclusões finais acerca das avaliações sísmicas e das propostas de solução de reforço estudadas, definem-se também as considerações finais e desenvolvimentos futuros.

No anexo A, apresentam-se as plantas originais do edifício em estudo localizado na Avenida Duque de Loulé nº 70.

No anexo B, apresentam-se as tabelas dos Regulamentos Italianos (MIT, 2009) e (MIT, 2019) utilizadas como fonte de referência para o desenvolvimento desta dissertação.

No anexo C, apresentam-se os gráficos das curvas bilineares de capacidade resistente e as tabelas com os parâmetros necessários para análise das resposta das estruturas reforçadas.

Esta página foi intencionalmente deixada em branco.

2 Edifícios Antigos

2.1 Enquadramento Histórico

Portugal ao longo da sua história sofreu inúmeros sismos, entre eles são possíveis destacar o grande sismo de 1755 que afetou principalmente a cidade de Lisboa e o sismo de 1909 que afetou sobretudo a zona da vila de Benavente. O sismo de 1755 foi o acontecimento que marcou a urgente necessidade de serem criadas medidas para mitigar os danos materiais e humanos causados devido à ocorrência sísmica, o que originou a criação de regulamentos e novas técnicas construtivas (Simões e Bento, 2012).

Como é descrito no Caderno Técnico nº 4 (OASRS, 2016) cada época de construção dos edificados do parque habitacional de Lisboa é marcada por uma tipologia construtiva diferente. A época que antecedeu a reconstrução da cidade de Lisboa em 1755 é chamada de pré-pombalina e foi marcada por duas tipologias: i) casas com andares de ressalto que foram construídas até 1499, data em que foi escrito por D. Manuel a Carta Régia, com o objetivo de impor regras de construção e alteração das já existentes, para prevenir o alastramento dos fogos no caso de incêndios e conter a insalubridade; ii) e os edifícios seiscentista construídos entre os anos de 1500 até 1755.

Em 1755, devido à necessidade de reconstrução da Baixa de Lisboa e outros centros urbanos, aliada à preocupação deixada pela destruição provocada pelo sismo de 1755, surgiu a era “Pombalina”, uma revolução no que dizia respeito à capacidade de resistência sísmica dos edifícios, qualidade dos materiais e ordenamento do território.

A época “Pombalina” perdurou até meados do século XIX, período necessário para que a memória da destruição atenuasse e com ela diminuísse a perceção do risco e também diminuísse o receio da construção de estruturas sem qualidade ou capacidade de resistência sísmica. Além disso, associado a grande expansão urbana da cidade de Lisboa, o que provocou a emergente necessidade de construção de edifícios de habitação, surgiu então a época “Gaioleira” entre o fim do século XIX e início do século XX, em que o sistema construtivo baseava-se na construção piso a piso, eram construídas as paredes e depois o pavimento (Lopes, 2008). Na secção 2.3 será abordada com mais pormenor a caracterização dos edifícios “Gaioleiros”.

Nos anos 40 com o desenvolvimento de novos materiais, como o betão, marcou uma época revolucionária na construção, a época dos edifícios com estrutura mista dos pavimentos tipo madeira e/ou betão armado (popularmente designado por “placa”). Logo a seguir nos anos 40, 50 e 60 iniciou-se a construção de edifícios com estrutura em betão armado que perdura até a atualidade.

2.2 Regulamentos

O primeiro regulamento que considera a ação sísmica no dimensionamento de estruturas, ainda que de forma simplificada, é datado de 1958 - Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (RSCCS, 1958), o que sugere que os edifícios construídos anteriormente à década de 60 sejam sísmicamente mais vulneráveis e provavelmente necessitam de reforço sísmico. No ano de 1961

houve uma evolução do RSCCS, que deu origem ao Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP, 1961), com alterações no zonamento sísmico e a definição de valores de coeficiente sísmico mais elevado para considerar a ação sísmica.

Em 1983 entra em vigor o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 1983). Neste regulamento as análises base utilizadas para o dimensionamento de estruturas são as análises estáticas equivalentes ou dinâmicas por espectro de resposta sendo também introduzido o conceito de ductilidade.

Em 2010 foi publicada a Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8-1) (IPQ, 2010), projeto de estruturas para resistência aos sismos: regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Em 2014 foi proposto o Regime Especial de Reabilitação Urbana (RERU, 2014), mas não foi considerado um marco para a avaliação sísmica nacional uma vez que o regulamento é omissivo em relação à segurança estrutural e sísmica dos edifícios. Refere-se apenas que “A resistência estrutural dos edifícios não poderá ser reduzida ou posta em causa, salvaguardando-se assim a estrutura dos edifícios existentes” (RERU, 2014). No ano de 2017 surge a Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3) (IPQ, 2017), projeto de estruturas para resistência aos sismos: avaliação e reabilitação de edifícios.

Finalmente em 2019 foi publicado o Decreto-Lei nº 95/2019 “que estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios ou frações autónomas”. Este decreto, juntamente com a Portaria nº 302/2019, “define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatórios de avaliação de vulnerabilidade sísmica e as situações em que é elegível a elaboração de projeto de reforço sísmico”, e o Despacho Normativo nº 21/2019, que “aprova as condições para a utilização dos Eurocódigos Estruturais nos projetos de estruturas de edifícios” (Simões e Bento, 2021).

2.3 Caracterização de Edifícios “Gaioleiros”

No final do século XIX e início do século XX, o Engenheiro Ressano Garcia dirigiu o projeto de renovação e expansão urbana de Lisboa para a zona norte, período que marcou o início da época construtiva dos edifícios “Gaioleiros”, que se localizam principalmente no bairro das Avenidas Novas (Appleton, 2005).

Devido ao rápido desenvolvimento da cidade seguido por um período de especulação imobiliária, os construtores, em busca de vantagens económicas, fizeram uso de materiais de inferior qualidade e deixaram de cumprir as exigências anti-sísmicas da construção pombalina, o que resultou na tipologia construtiva com menor resistência estrutural quando comparada com a tipologia “pombalina” precedente e sucessoras de betão armado. A designação pejorativa de “Gaioleiro” referente a gaiola, inicialmente dada aos construtores, foi passada ao que eles construíram, visto que os “Gaioleiros” provêm de simplificações e alterações da gaiola pombalina (Appleton, 2005). Devido à pouca qualidade construtiva dos edifícios “Gaioleiros” é importante destacar a necessidade de estudos de avaliação de vulnerabilidade sísmica e possíveis propostas de reforço caso seja necessário.

A nível estrutural é possível destacar: lotes de frente estreita a larga, lotes de pequena ou grande dimensão com um fogo por piso, ou de grande dimensão com dois fogos por piso, o acrescento de um ou dois pisos a mais que os edifícios “Pombalinos”, variação do pé-direito, substituição das paredes

de frontal por paredes de alvenaria de tijolo ou de tabique, paredes exteriores de alvenaria de pedra, pavimento e estrutura da cobertura com asnas em madeira, marquises e varandas metálicas no tardo, edifícios profundos e com saguões laterais e centrais para entrada de ventilação e iluminação natural nos ambientes interiores, além da colocação de clarabóia na cobertura, na zona das escadas principais, para potenciar a entrada de luz natural. Na Figura 2.1 estão sinalizadas as características supracitadas.

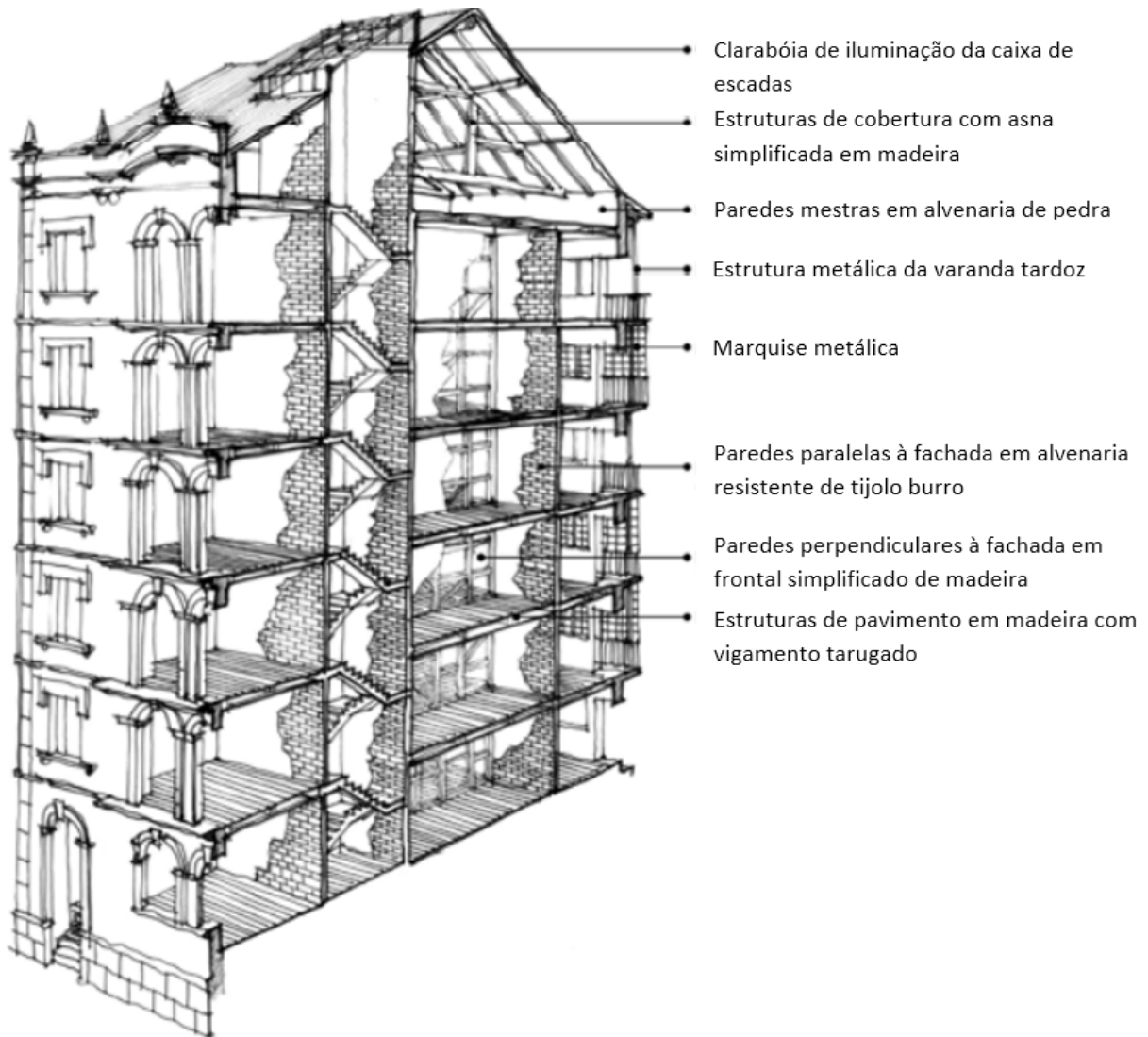


Figura 2.1: Arquétipo estrutural do gaioleiro (OASRS, 2016)

Segundo o Arquiteto João Guilherme Appleton (2005), os “Gaioleiros” podem ser divididos em dois grupos, edifícios “Gaioleiros” de gaveto e os “Gaioleiros” de correnteza. Os edifícios “Gaioleiros” de gaveto são edifícios muito heterogêneos e portanto não permitem uma subclassificação, tendo como característica principal serem edifícios de esquina (Figura 2.2a). Em contrapartida os edifícios “Gaioleiros” de correnteza podem ser subclassificados em três tipos: tipo I - “Edifícios de pequena/média dimensão, em lotes de frente estreita, com saguão e escada interior laterais (em paredes opostas), com um fogo de pequena/média dimensão por piso” (Figura 2.2b), tipo II - “Edifícios de grande dimensão, em lotes de frente larga, com dois saguões ou saguão e pátio estreito, escada lateral, com um fogo de grande dimensão por piso” (Figura 2.2c), tipo III - “Edifícios de grande dimensão, em lotes de frente

larga, com dois saguões laterais e eventualmente um central, com escada central, com dois fogos de média dimensão por piso” (Figura 2.2d) (Appleton, 2005).

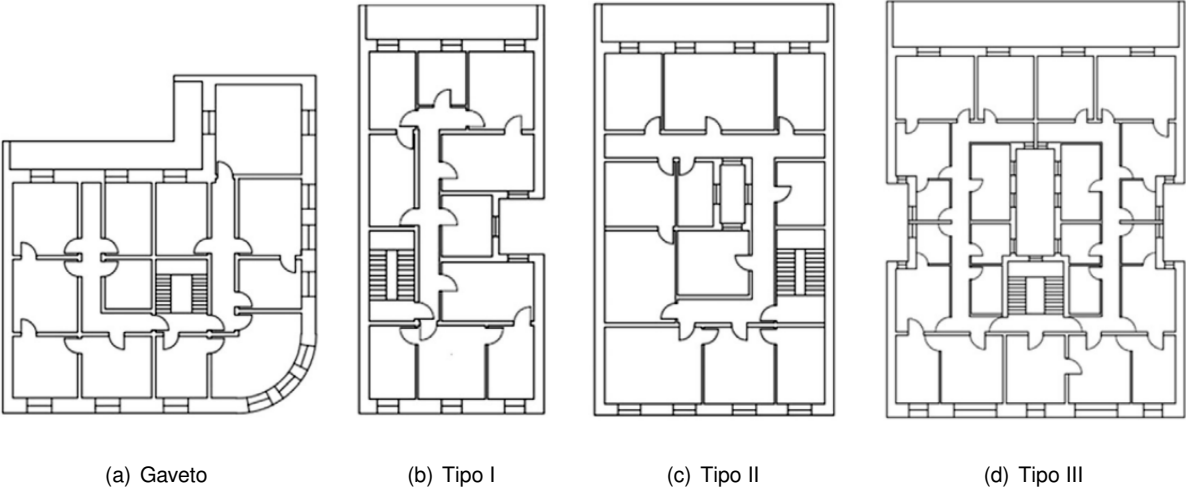


Figura 2.2: Geometria dos “Gaioleiros”. Adaptado de (Simões et al., 2014)

3 Edifício de Estudo

3.1 Generalidades

A escolha do edifício de estudo teve como ponto de partida a representatividade da tipologia “Gaioleiro” tipo III e o conhecimento das características dinâmicas e geométricas, bem como a quantificação das massas e cargas estruturais, sendo essas informações obtidas através dos trabalhos realizados por Branco (2006 e 2007), que possibilitam prosseguir com o novo estudo. As informações recolhidas foram ponderadas e ajustadas aos estudos existentes atualmente face à distância temporal entre ambos os trabalhos.

Em 2017 o edifício em análise foi demolido para dar lugar a um empreendimento imobiliário, mas foram preservadas as empenas, as fachadas principais e de tardoz. O mesmo localizava-se na Avenida Duque de Loulé nº 70, na freguesia de Coração de Jesus, próximo da Praça do Marquês do Pombal, e encontra-se sinalizado em vermelho na Figura 3.1.

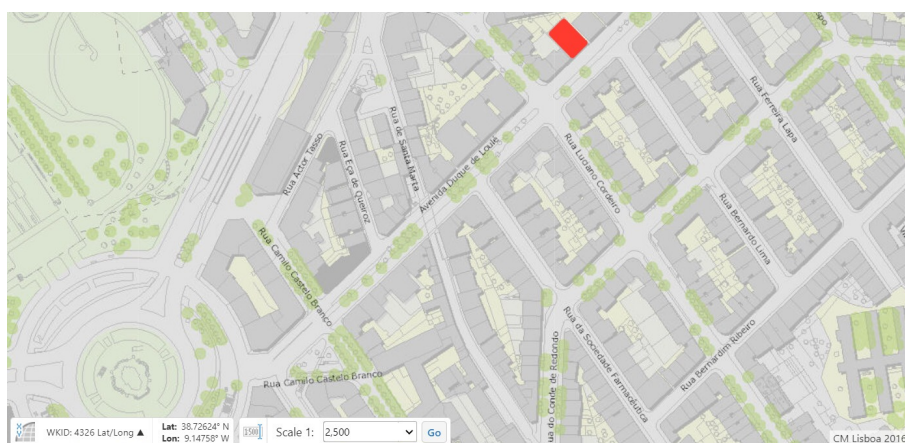


Figura 3.1: Localização do edifício estudo (Câmara Municipal de Lisboa, 2016)

3.2 Caracterização

Para a caracterização geométrica do edifício serão utilizadas as informações recolhidas por Branco (2006 e 2007) e as disponibilizadas no Arquivo Municipal de Lisboa, sendo uma das fontes originais do autor, de modo que corroboramos com a fiabilidade dos dados que serão apresentadas no decorrer deste capítulo.

A construção foi finalizada em 1911, período de grande aplicação do método de construção “Gaioleiro”. Salienta-se que edifício com planta retangular foi implantado numa área de 537,6 m², sendo a fachada principal a face de menor comprimento, cerca de 19,2 m, e as empenas com 28 m de comprimento, o que perfaz um perímetro de aproximadamente 94,4 m. A empena do lado esquerdo encostava num comprimento de 9,8 m a um edifício de betão armado mais recente e do lado da empena direita havia um acesso pedonal ao logradouro, como se pode observar na Figura 3.2.



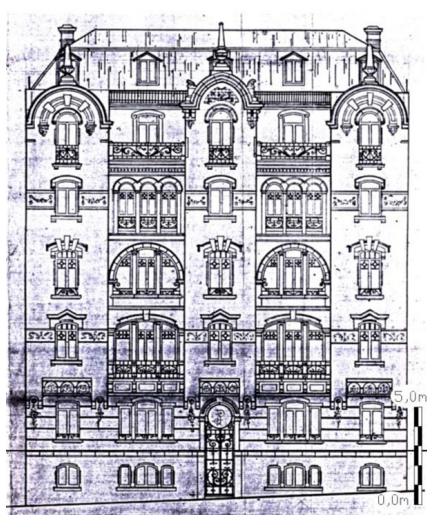
(a) Vista das fachadas principais



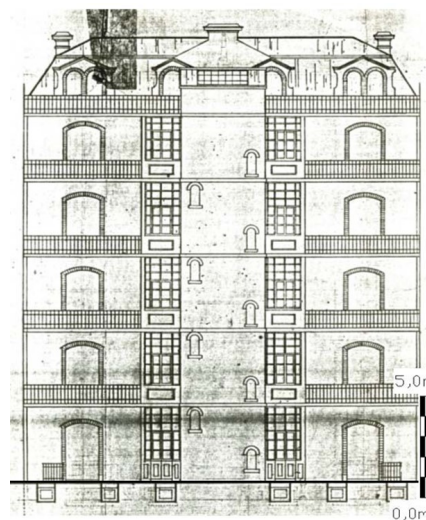
(b) Vista em planta

Figura 3.2: Enquadramento com os edifícios adjacentes (Google Earth Pro, 2015)

O edifício possuía uma área de construção de sensivelmente 3763,2 m², sendo essa distribuída por sete andares dispostos pela cave, piso térreo, quatro pisos elevados e mansarda, que podem ser observados na Figura 3.3. O pé direito da cave era de 3,30 m, nos restantes pisos aumenta para 3,70 m com excepção do 4º piso elevado que tinha 3,60 m e da mansarda com 2,80 m o que correspondia a uma altura total de 24,5 m até ao topo da cobertura.



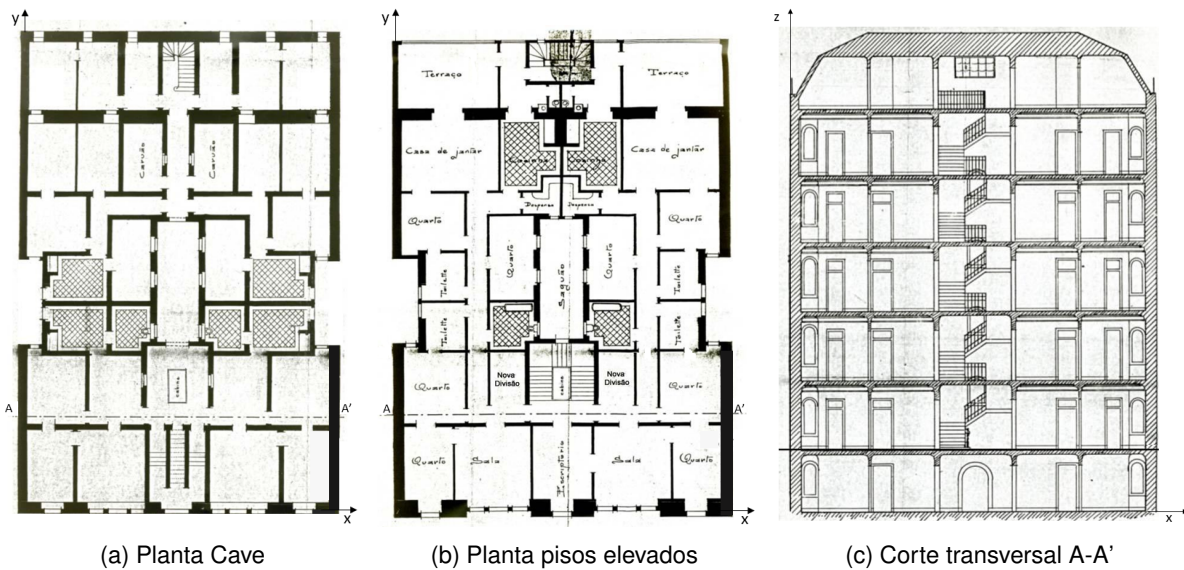
(a) Fachada principal



(b) Fachada de tardoz

Figura 3.3: Projeto original do edifício (Serra, 2004)

Em relação aos pisos, cada um acomoda dois fogos de média dimensão. As plantas da cave e dos pisos elevados estão apresentadas na Figura 3.4a e na Figura 3.4b, respetivamente e o corte transversal A-A indicado nas plantas encontra-se na Figura 3.4c. Na porta de entrada, para dar acesso ao piso térreo, existia uma escada em pedra, e para interligar os restantes pisos havia uma escadaria principal em madeira. No cimo da escadaria principal estava localizada uma clarabóia para contribuir com entrada de iluminação natural. No tardoz havia uma escadaria de serviço também em madeira e terraços em todos os pisos.



(a) Planta Cave

(b) Planta pisos elevados

(c) Corte transversal A-A'

Figura 3.4: Plantas e corte do projeto original do edifício. Adaptado de (Serra, 2004)

Neste edifício existiam dois saguões laterais, localizados a meio das empenas e um saguão central, característicos dos edifícios “Gaioleiros”, pois são essenciais para o fornecimento de iluminação natural e ventilação aos compartimentos interiores. A localização dos saguões estão identificadas em planta na Figura 3.4b e na Figura 3.5 é possível visualizar o saguão central.



Figura 3.5: Fotografia do saguão central, vista de um piso elevado (Branco, 2006)

3.3 Elementos Estruturais

Os elementos estruturais foram caracterizados por Branco (2006 e 2007) através de visitas *in situ*, que foram facilitadas, pois o edifício encontrava-se desabitado e devido ao elevado estado de deterioração foi possível fazer uma observação direta.

3.3.1 Fundações

Sendo uma característica da tipologia, o edifício possuía cave e fundações diretas contínuas ao longo das paredes de modo a atingir terra firme através de caboucos rasgados. Na Figura 3.6 apresenta-se o exemplo deste tipo de fundação.

Nas fachadas principal e de tardoz executaram-se as fundações com largura de 1,10 m, nas empenas e nos saguões com largura de 0,60 m. Em geral as fundações nestes edifícios eram constituídas por uma alvenaria de pedra rija calcária de Monsanto com argamassa formada por areia do pinhal e cal cozida, na proporção de 1:2 (Appleton, 2005). Utilizavam-se materiais de baixa qualidade com objetivo de facilitar a transição entre elementos. Ou seja, as fundações apresentavam em geral valores de resistência mecânica compreendidos entre os valores dos elementos de maior e menor resistência, referentes à alvenaria da parede e ao solo de fundação, respetivamente (Appleton, 2003).

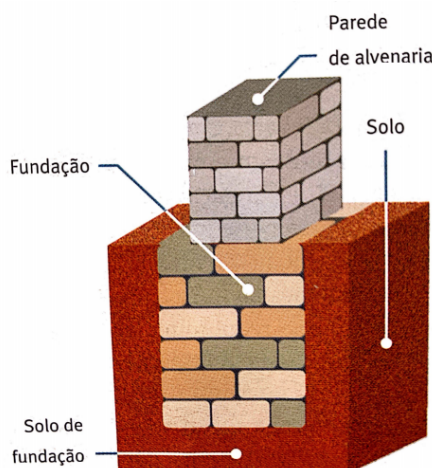


Figura 3.6: Fundação direta corrente (Appleton, 2003)

3.3.2 Paredes

Sendo uma parte fulcral da construção de edifícios de alvenaria, as paredes resistentes são aquelas cuja principal funcionalidade é a de resistir às cargas verticais, especificamente cargas gravíticas, e às forças horizontais como o vento e o sismo. Para lhe conferir resistência, são constituídas por elementos rígidos e pesados, em que resistência à tração é desprezada (Appleton, 2003).

Existiam dois tipos de paredes resistentes no edifício em estudo, paredes em alvenaria de pedra irregular e paredes em alvenaria de tijolo furado. As paredes em alvenaria de pedra irregular, que correspondiam as paredes exteriores da fachada principal, com 0,90 m de espessura até ao 3º piso elevado, reduzindo para 0,80 m nos restantes pisos, na fachada de tardoz e nas empenas, ambas com 0,60 m de espessura até ao 3º piso elevado, reduzindo para 0,50 m nos restantes pisos, nos saguões laterais com espessura de 0,50 m e central com 0,40 m, ambas espessuras constantes em altura. A redução da espessura das paredes acontecia com o objetivo de reduzir as cargas verticais, a quantidade de materiais e conseqüentemente os custos de construção (Appleton, 2003). As paredes em alvenaria de tijolo furado com espessura de 0,30 m que correspondiam as paredes de compartimentação da cave e do terraço, bem como aquelas que estavam presentes na caixa de escadas de serviço.

As paredes divisórias a partir do piso térreo e nos restantes pisos, eram de tabiques com espessura de 0,10 m (Branco, 2006). Na Figura 3.7 é possível visualizar os materiais acima mencionados, na Tabela 3.1 estão resumidas as propriedades e espessuras das paredes e na Figura 3.8 estão apresentadas as plantas com a identificação dos materiais de todas as paredes.



Figura 3.7: Fotografias das paredes (Branco, 2006)

Tabela 3.1: Caracterização das paredes

Material	Elemento	Espessura [m]						
		Cave	Piso térreo	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Mansarda
Alvenaria de pedra irregular	Fachada principal		0,9				0,8	
	Tardoz e Empenas		0,6				0,5	
	Saguão central				0,4			
	Saguão lateral				0,5			
Alvenaria de tijolo furado	Caixa de escadas				0,3			
	Paredes divisórias da cave							
Parede de tabique	Paredes divisórias				0,1			

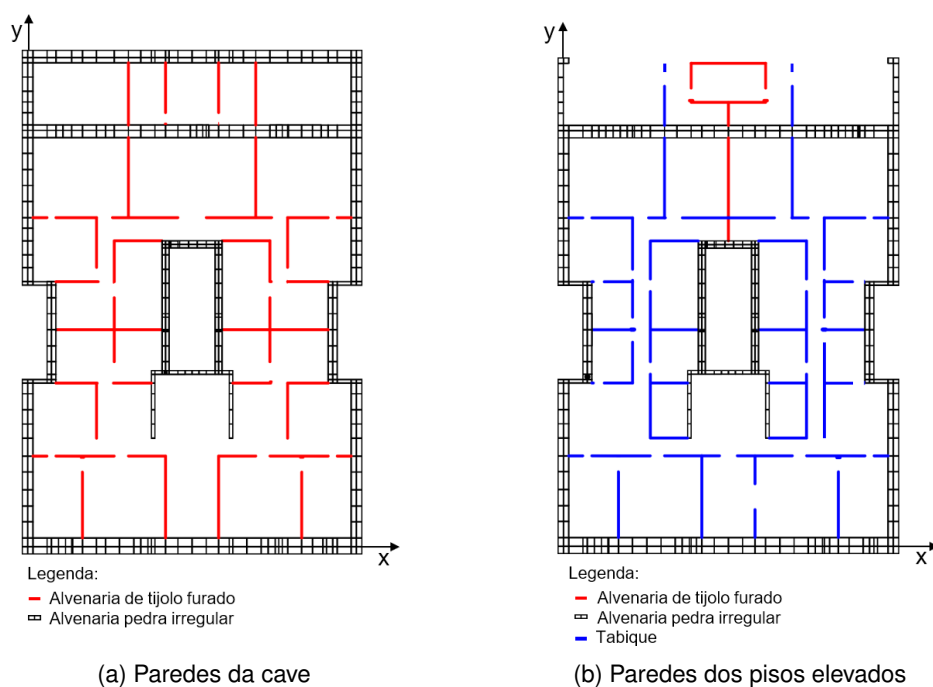
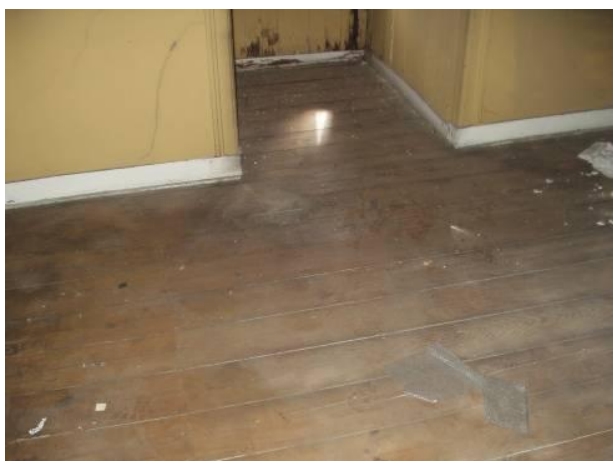


Figura 3.8: Identificação dos materiais constituintes das paredes

3.3.3 Pavimento e Teto

O pavimento, com cerca de 0,30 m de espessura global, era constituído por vigamentos de madeira, espaçados de 0,40 m, perpendicularmente às fachadas ao longo de todo o comprimento, a largura e altura das vigas era de 0,08 m e 0,18 m, respetivamente, e eram apoiadas em orifícios nas fachadas e no pátio interno. Para conferir alguma rigidez às vigas do pavimento, e de modo a evitar a encurvadura, deformação transversal e torção devido à secagem da madeira, foram apertados por tarugos. Na zona seca o revestimento era maioritariamente feito em tábuas de soalho, com 0,02 m de espessura, assentes sobre as vigas dispostas na direção paralela à das fachadas, (Figura 3.9a), sendo que haviam também zonas revestidas por alcatifa (Figura 3.9b), a madeira utilizada foi o pinho bravo português. Na zona húmida, ou seja, casas de banho e cozinha, foi colocada uma malha metálica na qual eram aplicados os revestimentos em ladrilhos cerâmicos. Os pavimentos dos terraços eram constituídos por abobadilhas cerâmicas assentes sobre vigas metálicas (Figura 3.10).



(a) Pavimento interior revestido com tábuas de soalho (Branco, 2006)



(b) Pavimento interior revestido com tábuas de soalho e alcatifa (Gomes, 2011)

Figura 3.9: Fotografias dos pavimento



(a) Pavimento do terraço de abobadilhas cerâmicas



(b) Terraço apoiado em elementos metálicos

Figura 3.10: Fotografias do terraço (Branco, 2006)

Por sua vez, o teto dos pisos correntes era formado por estuque fixo num ripado de madeira (Figura 3.11).



Figura 3.11: Fotografia do teto dos pisos correntes (Gomes, 2011)

3.3.4 Cobertura

A cobertura do edifício era inclinada e foi arquitetada, através de uma estrutura constituída por asnas de madeira de pinho e um ripado de madeira, na qual eram assentes as telhas cerâmicas do tipo Marselha. A estrutura da cobertura descarregava directamente sobre as paredes resistentes de alvenaria de pedra.

Característico da tipologia, a cobertura do ultimo piso era em mansarda, configuração que possibilitava a ocupação do sótão pois a estrutura apresentava uma vertente com inclinação acentuada (Figura 3.12).



(a) Mansarda



(b) Cobertura mansarda

Figura 3.12: Fotografias da cobertura (Branco, 2006)

3.3.5 Escadas

A escada na porta de entrada que dava acesso ao piso térreo era em pedra (Figura 3.13a), a escadaria principal em madeira localizava-se numa zona central, interligava os diferentes pisos e dava

acesso aos seus dois fogos (Figura 3.13b), assim como a escadaria de serviço, também em madeira, situada no tardo (Figura 3.13c).



(a) Escada de entrada

(b) Escada principal

(c) Escada de serviço

Figura 3.13: Fotografias das escadas (Branco, 2006)

4 Modelação Estrutural

O EC8-3 (IPQ, 2017) indica quatro diferentes métodos de análise para avaliação da resposta global de estruturas sujeitas a uma ação sísmica representada por um movimento na base da estrutura:

- Análises Lineares
 - Análises Estáticas Equivalentes
 - Análises Dinâmicas Modais, por Espectro de Resposta
- Análises Não Lineares
 - Análises Estáticas Não Lineares (*pushover*)
 - Análises Dinâmicas Não Lineares

Existe também a abordagem por coeficiente de comportamento q , mas não há referência sobre a aplicabilidade desse método no Anexo C do EC8-3 (IPQ, 2017). Em relação às análises lineares supracitadas, o critério C.3.2 iii) presente no Anexo C do EC8-3 (IPQ, 2017) indica que não podem ser aplicadas a edifícios de alvenaria com pisos flexíveis, portanto não são recomendadas para o presente caso em estudo. As análises não lineares diferenciam-se pelo nível de exigência computacional, e a análise dinâmica não linear, embora seja ideal para modelar o comportamento não linear, considera a ação sísmica através de acelerogramas o que implica num elevado tempo e complexidade computacional. Portanto, mesmo sendo menos exata que a análise dinâmica não linear, a análise estática não linear (*pushover*) é uma alternativa simplificada e de fácil aplicação que requer um esforço computacional menor do que a anterior, sendo assim a mais adequada para praticar em projetos correntes (Bento e Rodrigues, 2004).

4.1 Modelação Não Linear: Pórtico Equivalente

Para obter a resposta considerando o comportamento não linear é preciso proceder à modelação numérica de forma adequada. Recorreu-se ao programa de cálculo 3MURI 12.6.2.8 (S.T.A.DATA, 2018a), desenvolvido pela S.T.A. Data e a Universidade de Génova, que utiliza a estratégia de modelação em pórtico equivalente com utilização de macro elementos.

Ao longo dos anos, com a observação, após abalos sísmicos, da concentração dos danos em elementos específicos das paredes de alvenaria, surgiu a idealização dos elementos estruturais em macro elementos, os quais se dividem em elementos deformáveis e elementos não deformáveis. Os elementos deformáveis, principais e secundários, respetivamente, nembos (*piers*) e lintéis (*spandrels*), são os elementos onde se concentram a deformação e a resposta não linear. Os elementos não deformáveis, nós rígidos, geralmente não são danificados, conectam os elementos deformáveis e são também responsáveis por efetuar a transferência das variáveis estáticas e cinemáticas entre elementos (Lagomarsino et al., 2013).

Na Figura 4.1 apresenta-se a idealização de um painel de alvenaria como elemento de barra não linear, com comportamento elástico bilinear perfeitamente plástico. O elemento é descrito pelos dois

nós nas extremidades (nós i e j), onde estão representadas as variáveis cinemáticas u, w , e ϕ , respectivamente, o deslocamento horizontal, o deslocamento vertical e a rotação e as forças generalizadas V, N e M , respectivamente, o esforço transversor, o esforço normal e o momento fletor, e também pelas suas propriedades geométricas h, l e t , respectivamente, altura, largura e espessura do elemento (Lagomarsino et al., 2013).

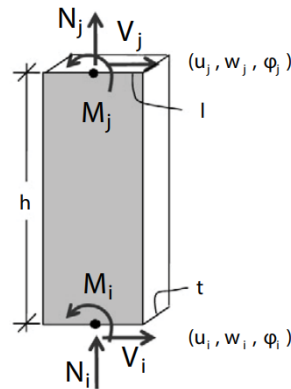


Figura 4.1: Idealização de um painel de alvenaria como elemento de barra (Lagomarsino et al., 2013)

Os elementos inicialmente descrevem um comportamento linear e ao atingirem os valores máximos de esforço transversor, determinados de acordo com o modo de rotura associado, entram em regime não linear. O tipo de colapso depende muito do nível de esforço normal (N) a que a estrutura está sujeita devido às cargas permanentes verticais e pelas forças de inércia horizontais que simulam o efeito da ação sísmica na estrutura. Como é possível observar na Figura 4.2 quando a força de inércia é aplicada no lado esquerdo com sentido para o lado direito ocorre um alívio da compressão no nêmo da esquerda e o mesmo ocorre para as forças aplicadas no sentido oposto, com alívio da compressão no nêmo da direita.

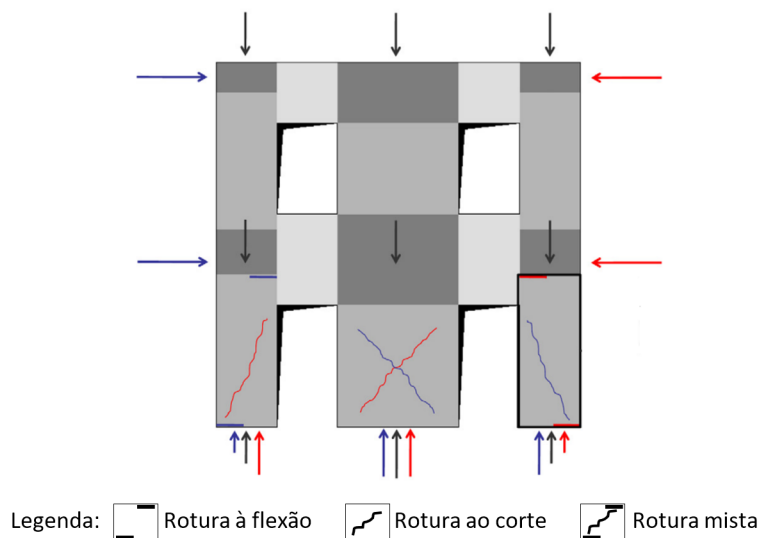


Figura 4.2: Influência da força horizontal nos mecanismos de rotura. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2013)

Segundo o manual do programa 3MURI (S.T.A.DATA, 2018b), as principais características para modelar os nembos e lintéis como um elemento de barra não linear são:

- As propriedades elásticas fissuradas indicam a rigidez inicial.
- Para o comportamento bi-linear (Figura 4.3b) são utilizados os valores máximos de esforço transversal e momento fletor calculados para o estado limite último. O valor do esforço transversal último (V_u) difere se o comportamento for condicionado à flexão ($V_{u,flexão}$) ou ao corte ($V_{u,corte}$) e depende do nível de esforço normal (N) como é indicado no gráfico da Figura 4.3a.

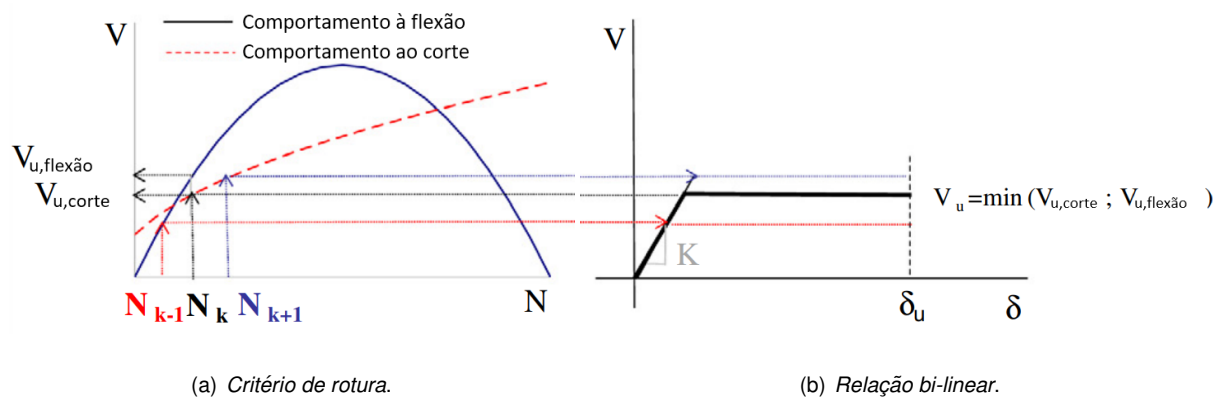


Figura 4.3: Influência da carga axial atuante no painel. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2013)

- As forças internas são redistribuídas com base no equilíbrio do elemento;
- A partir dos parâmetros de dano globais e locais é feita a deteção dos estados limites de dano.
- Degradação da rigidez no decorrer do regime plástico.
- O controlo de ductilidade é feito através da definição do *drift* (deslocamento relativo normalizado entre extremidades do elemento) último (δ_u) que tem como base os tipos de mecanismos de colapso indicados na equação 4.1. Os valores últimos, para o estado limite de colapso iminente, são definidos pelo EC8-3 (IPQ, 2017):

$$\delta_u = \begin{cases} 0,005 & \text{Corte} \\ 0,01 & \text{Compressão e Flexão} \end{cases} \quad (4.1)$$

- Sem haver interrupção da análise global ocorre a rotura do elemento quando atinge o *drift* último.

A configuração das aberturas afeta a discretização dos nembos e dos lintéis, como é possível observar na Figura 4.4. Uma vez que os nembos são elementos verticais responsáveis por resistir às cargas verticais e horizontais e os lintéis são elementos horizontais localizados no alinhamento vertical das aberturas, mesmo sendo elementos secundários, são de grande importância, pois afetam as condições de contorno dos nembos e conseqüentemente a capacidade resistente lateral da parede (Lagomarsino et al., 2013).

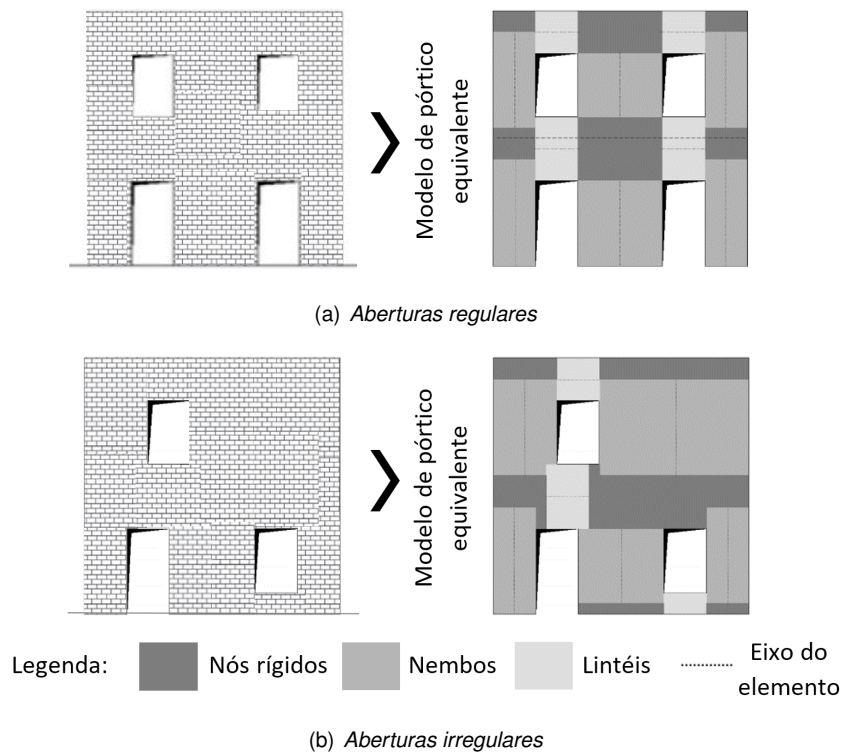


Figura 4.4: Idealização das paredes de alvenaria de acordo com o modelo de pórtico equivalente. Adaptado de (Lagomarsino et al., 2013)

Segundo Lagomarsino et al. (2013), existem dois comportamentos típicos dos painéis de alvenaria sujeitos a carregamentos no plano: o comportamento condicionado à flexão, mecanismo de colapso por derrubamento/esmagamento (Figura 4.5a) e o comportamento condicionado ao corte que corresponde a mecanismos de colapso por deslizamento (Figura 4.5b) ou fendilhação diagonal (Figura 4.5c). Também é frequente ocorrer o modo de rotura misto que combina o comportamento à flexão e ao corte (Lagomarsino et al., 2013). Importa referir que é incomum a ocorrência de mecanismos de colapso por deslizamento em edifícios correntes sujeitos a ação sísmica, principalmente para os painéis do rés-do-chão devido ao elevado nível de esforço normal.

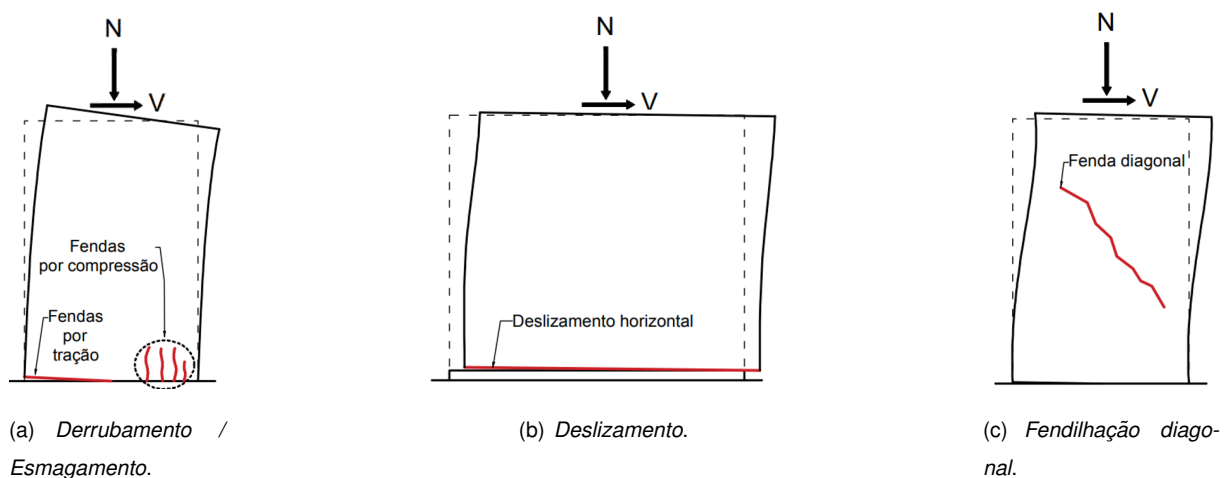


Figura 4.5: Mecanismos de rotura no plano de paredes de alvenaria. Adaptado de (Calderini et al., 2009)

O comportamento não linear inicia quando se atinge o valor do esforço último, pelo mínimo dos critérios utilizados no programa 3MURI, discriminados na Tabela 4.1, para os diferentes mecanismos de colapso das paredes de alvenaria não reforçada (S.T.A.DATA, 2018b).

Tabela 4.1: Critérios utilizados pelo programa 3MURI para calcular os esforços últimos. Adaptado de (S.T.A.DATA, 2018b)

Modo de rotura	Tipo de elemento	Esforço Último	Critério	
Flexão	Nembo	$M_u = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u}\right)^*$		
	Lintél	$M_u = \frac{hH_p}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0,85f_h ht}\right]^*$		
Corte	Com deslizamento	Nembo	$V_u = lt f_{v0} + \mu N$	Mohr-Coulomb**
		Lintél	$V_u = ht f_{v0}$	
	Com fendilhação	Nembo/Lintél	$V_u = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1,5\tau_0 lt}}$	Turnšek e Cacovic**

*As relações constitutivas podem ser expressas em termos do esforço transversal (V_u) mesmo que o comportamento seja condicionado à flexão. Neste caso o momento fletor será convertido para V_u ($V_u = M_u/H_0$),

H_0 - distância entre a secção em que é atingida a capacidade de flexão e o ponto de inflexão.

**Na definição dos materiais no programa é possível escolher qual a lei constitutiva que será utilizada para definição do comportamento ao corte das alvenarias, Mohr-Coulomb ou Turnšek e Cacovic; por recomendação do Regulamento Italiano (MIT, 2019), a lei constitutiva de Turnšek e Cacovic é a indicada para edifícios existentes, portanto foi a adotada para este estudo.

Em que:

N – esforço axial

M_u – momento fletor último;

V_u – esforço transversal último;

$N_u = 0,85lt f_c$ - esforço axial último;

f_c – tensão à compressão do elemento de alvenaria;

h, l e t – altura, largura e espessura do elemento, respetivamente;

H_p – menor valor entre a força resistente à tração dos elementos acoplados ao lintél e $0,4f_h ht$;

f_h - tensão à compressão da alvenaria na direção horizontal no plano da parede;

f_{v0} - tensão ao corte da alvenaria sem compressão;

μ - coeficiente de atrito;

τ_0 - tensão de corte no elemento de alvenaria;

b - coeficiente de esbelteza, dado por $b = h/l, 1 \leq b \leq 1,5$;

4.2 Caracterização dos Materiais

O EC8-3 (IPQ, 2017) define que para realizar a avaliação sísmica de um edifício existente é necessário obter um certo grau de qualidade da informação acerca da geometria, disposições construtivas

e dos materiais, sendo que estes são os fatores fundamentais para determinar o nível de conhecimento.

O Anexo C do EC8-3 (IPQ, 2017) indica os aspectos necessários para a classificação dos níveis de conhecimento, que são divididos em três classes: limitado (KL1), normal (KL2) e integral (KL3). O nível de conhecimento define quais os métodos de análise que podem ser utilizados assim como especifica qual o coeficiente de confiança que deve ser adotado com o objetivo de ajustar os valores das propriedades mecânicas dos materiais (Candeias et al., 2020).

Com base nas visitas *in situ* e nos ensaios de caracterização dinâmica, realizados por Branco (2006 e 2007) para determinação das frequências próprias da estrutura, foi possível obter informação acerca da geometria e dos materiais constituintes dos elementos estruturais, o que possibilita a realização da análise não linear.

Neste trabalho admitiu-se o nível de conhecimento limitado, KL1, devido às incertezas nas características mecânicas dos materiais. Neste caso o fator de confiança toma o valor 1,35 (IPQ, 2017). Entretanto, como se tratava de uma estrutura com pisos flexíveis é muito mais fidedigno a realização de uma análise não linear, do que uma análise linear como é proposto no EC8-3.

Para definição dos materiais das paredes do edifício no programa 3MURI é necessário introduzir os valores do: módulo de elasticidade (E); módulo de distorção (G), que segundo (MIT, 2019) corresponde a $G = E/3$; peso volúmico (w); tensão de compressão (f_m); tensão de corte (τ), que segundo o (MIT, 2019) corresponde a $\tau = f_t/1,5$ em que f_t é a tensão de tração; fator de confiança (FC); fator de segurança do material (γ_m); *drift* ao corte e *drift* à flexão.

Como foi referido anteriormente o fator de confiança (FC) tem o valor 1,35 para todos os materiais devido ao nível de conhecimento KL1 e para o *drift* ao corte e *drift* à flexão considera-se o valor de 0,005 e 0,01, respetivamente, como indicado na equação 4.1. De acordo com o EC6-1-1 (IPQ, 2015), o valor recomendado para o fator de segurança do material (γ_m) é 1,5.

Na construção desta estrutura foi utilizada alvenaria de pedra irregular, alvenaria de tijolo furado e paredes de tabique. Devido à evolução do conhecimento das propriedades dos materiais ao longo dos anos e da necessidade de parâmetros para a modelação do comportamento não linear, foi decidido alterar os valores adotados por Branco (2006 e 2007) por novas referências disponibilizadas no Regulamento Italiano (MIT, 2019), em Simões (2018) e nas Tabelas Técnicas (dos Reis et al., 2012). As propriedades mecânicas iniciais dos materiais estão definidas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Propriedades mecânicas iniciais dos elementos constituintes das paredes

	Módulo de elasticidade E [N/mm ²]	Módulo de distorção G [N/mm ²]	Peso volúmico w [kN/m ³]	Tensão de compressão f_m [N/cm ²]	Tensão de corte τ [N/cm ²]	fonte
Alvenaria de pedra irregular	1050	350	19	200	3,2	(MIT, 2019)
Alvenaria de tijolo furado	1800	600	18	430	13	(MIT, 2019)
Parede de tabique	200	3	1,35*	72	1	(Simões, 2018) e *(dos Reis et al., 2012)

4.3 Definição dos Elementos Estruturais

As paredes foram modeladas com as espessuras apresentadas na Tabela 3.1 e as características iniciais dos materiais apresentadas na Tabela 4.2. Em relação aos pavimentos, foram modelados três tipos: o pavimento de madeira corrente, um pavimento rígido para representar a laje em betão armado no fogo direito da cave devido a uma obra de alteração realizada no ano de 1980, de acordo com a documentação disponibilizada no Arquivo Municipal de Lisboa, e o pavimento de abobadilhas cerâmicas da zona do terraço que apoiava sobre uma viga metálica.

O pavimento de madeira foi modelado no programa 3MURI com a designação fornecida pelo mesmo *One-way timber floor with overlapped wood planks* (Figura 4.6a) e o pavimento dos terraços foi modelado como *Steel-beam and vault* (Figura 4.6b).

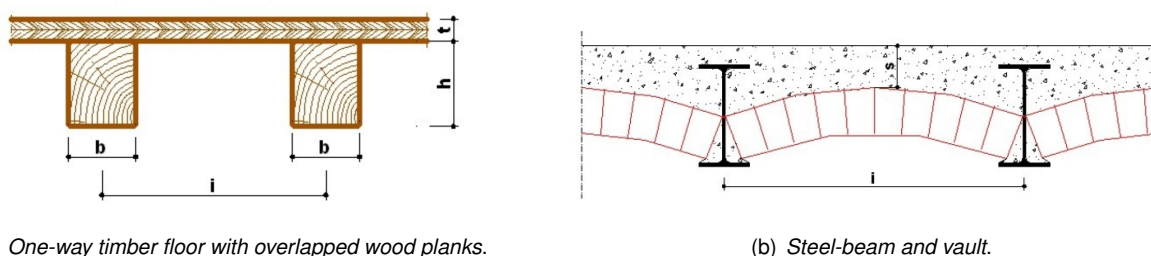


Figura 4.6: Definição dos pavimentos no programa 3MURI (Manual do utilizador 3MURI versão 12.6.1, 2018b)

Os parâmetros retirados do estudo realizado por Simões (2018) necessários para definição do pavimento dos terraços em abobadilhas cerâmicas encontram-se na Tabela 4.3 e correspondem ao espaçamento entre vigas (i), espessura do betão (S), área da secção do perfil metálico (A), módulo de elasticidade do betão ($E_{betão}$) e módulo de elasticidade do perfil metálico (E_{perfil}).

Tabela 4.3: Parâmetros para definição do pavimento dos terraços em abobadilhas cerâmicas do tipo *Steel-beam and vault*

Espaçamento entre vigas	Espessura do betão	Área da secção do perfil metálico	Módulo de elasticidade do betão	Módulo de elasticidade do perfil metálico
i	S	A	$E_{betão}$	E_{perfil}
[cm]	[cm]	[cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
63	6	69,4	30000	210000

Para o pavimento de madeira em pinho bravo português considera-se o módulo de elasticidade retirado do estudo realizado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC, 1997). Os parâmetros para definição dos pavimentos de madeira estão apresentados na Tabela 4.4 e correspondem à largura da viga (b), altura da viga (h), espaçamento entre vigas (i), espessura da tábuca (t), módulo de elasticidade da viga (E_{viga}) e módulo de elasticidade da tábuca ($E_{tábuca}$).

Tabela 4.4: Parâmetros para definição do pavimento de madeira do tipo *One-way timber floor with overlapped wood planks*

Largura da viga b [cm]	Altura da viga h [cm]	Espaçamento entre vigas i [cm]	Espessura da tábu t [cm]	Módulo de elasticidade da viga E_{viga} [N/mm ²]	Módulo de elasticidade da tábu $E_{tábu}$ [N/mm ²]
10	20	50	2,2	12000	12000

As características das vigas metálicas dos terraços estão apresentadas na Tabela 4.5 e correspondem a área da secção do perfil metálico (A), momento de inércia de flexão segundo o eixo mais forte (I_y), módulo de flexão plástico segundo o eixo mais forte ($W_{pl,y}$) e a classe do aço.

Tabela 4.5: Parâmetros para definição da viga metálica do pavimento dos terraços (Branco, 2006)

Denominação	Área da secção do perfil metálico			Aço
	A [cm ²]	I_y^* [cm ⁴]	$W_{pl,y}^{**}$ [cm ³]	
IPE 200	69,4	9888	768	S235

* I_y : Momento de inércia de flexão segundo o eixo mais forte.

** $W_{pl,y}$: Módulo de flexão plástico segundo o eixo mais forte.

O programa 3MURI converte a geometria dos pavimentos numa membrana ortotrópica com propriedades equivalentes em função do que foi definido na Tabela 4.4 e na Tabela 4.3, ou seja, espessuras equivalentes, módulos de distorção equivalentes ($G_{equivalente}$), módulo de elasticidade na direção principal - 1 (E_1) e módulo de elasticidade na direção secundária - 2 (E_2), os parâmetros calculados pelo programa 3MURI estão apresentados na Tabela 4.6. O módulo de distorção do pavimento de madeira foi definido segundo a regulamentação Neozelandesa (NZSEE, 2017) de forma a ter em conta um pavimento com baixa rigidez no plano.

Tabela 4.6: Parâmetros calculados pelo programa 3MURI para os pavimentos

	Espessura equivalente [cm]	Módulo de distorção $G_{equivalente}$ [N/mm ²]	Módulo de elasticidade na direção 1 E_1 [N/mm ²]	Módulo de elasticidade na direção 2 E_2 [N/mm ²]
Pavimento de madeira	2,2	12	33 818,18	12 000,00
Pavimento do terraço	4	18 790,00	57 833,33	0

O programa disponibiliza um recurso para aplicação de um pavimento rígido diretamente. Apenas foi preciso selecionar a opção "*Rigid floor*" quando foi escolhido o tipo de pavimento da zona em questão identificada na Figura 4.7.

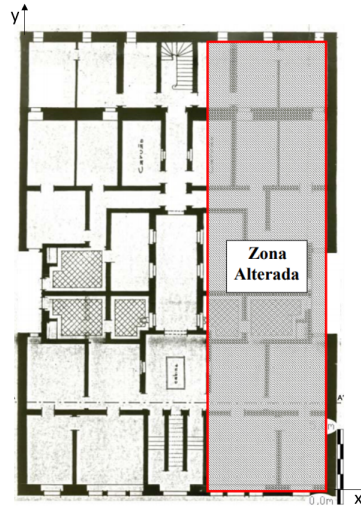


Figura 4.7: Identificação da zona alterada na planta da cave (Branco, 2006)

4.4 Definição das Massas

O edifício estava desabitado quando o estudo de caracterização dinâmica de Branco (2006 e 2007) foi realizado. De modo a obter uma melhor comparação entre o modelo e o comportamento real da estrutura, apenas as massas dos elementos estruturais foram consideradas, não incluindo qualquer sobrecarga. As massas das paredes em alvenaria de pedra irregular, alvenaria de tijolo furado e de tabique foram consideradas através do peso próprio dos materiais e as restantes massas do edifício foram consideradas distribuídas pelo pavimento ou concentrada.

Em relação às massas distribuídas pelo pavimento existiam quatro zonas distintas:

- Piso corrente: contava com a contribuição do piso com espessura de 0,3 m com $0,05 \text{ ton/m}^2$ (incluía barrotes espaçados 0,4 m e tábuas de soalho), do teto composto por fasquia, esteira, estuque, reboco e esboço equivalente a $0,06 \text{ ton/m}^2$, o que perfazia $0,11 \text{ ton/m}^2$.
- Zona alterada da cave: equivalia à massa do piso corrente com $0,11 \text{ ton/m}^2$ mais a laje de betão com espessura de 0,18 m que tinha o valor $0,46 \text{ ton/m}^2$, o que totalizava $0,57 \text{ ton/m}^2$.
- Terraço do piso térreo ao piso 3: era composto por abobadilhas cerâmicas apoiadas sobre perfis metálicos com uma massa distribuída de $0,21 \text{ ton/m}^2$.
- Terraço do piso 4: formado por uma tijoleira maciça sobre argamassa e impermeabilizante com uma massa distribuída de $0,07 \text{ ton/m}^2$.
- Cobertura: correspondia a massa do piso corrente com $0,11 \text{ ton/m}^2$ mais a estrutura da cobertura constituída por asnas de madeira de pinho e um ripado de madeira, na qual eram assentes as telhas cerâmicas do tipo Marselha com $0,07 \text{ ton/m}^2$ o que levava ao total de $0,18 \text{ ton/m}^2$.

Os valores foram retirados dos trabalhos realizados por Branco (2006 e 2007). A conversão de massa, em ton/m^2 , para peso, em kN/m^2 , é feita através da aceleração da gravidade $9,8 \text{ m/s}^2$. No

programa 3MURI os valores dos pesos distribuídos devem ser introduzidos em daN/m², os valores acima descritos estão resumidos na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Massas e pesos distribuídos pelo pavimento

Zona	Massa Distribuída	Peso Distribuído	
	[ton/m ²]	[kN/m ²]	[daN/m ²]
Piso Corrente	0,11	1,08	108
Zona Alterada	0,57	5,58	558
Terraço do Térreo ao Piso 3	0,21	2,05	205
Terraço do Piso 4	0,07	0,69	69
Cobertura	0,18	1,80	180

Em relação às massas concentradas duas lineares e uma concentrada, estas estavam aplicadas nas:

- Escadas principais localizadas em todos os pisos no contorno do núcleo das escada com 0,2ton/m.
- Marquises nos dois saguões laterais do último piso com 0,5 ton/m.
- Cornijas que correspondem as massas pontuais de três elementos localizados no último piso sobre a fachada com 0,903 ton.

Os valores acima descritos estão resumidos na Tabela 4.8, e para introdução no programa 3MURI foi necessário converter as massas concentradas em pesos concentrados.

Tabela 4.8: Massas e pesos concentrados

Zona	Massa concentrada	Peso concentrado
Escadas Principais	0,2 ton/m	196 daN/m
Marquises	0,5 ton/m	490 daN/m
Cornijas	0,903 ton	884,94 daN

4.5 Modelo 3MURI - Identificação das Principais Dificuldades na Modelação

Ao longo da modelação no programa de cálculo automático 3MURI enfrentaram-se dificuldades, as mais relevantes estão apresentadas abaixo:

- Inicialmente optou-se por modelar a cobertura (Figura 4.8) uma vez que o programa dispõe dessa funcionalidade e pretendia-se definir a modelação o mais próxima possível da estrutura real. Entretanto, encontraram-se inúmeras dificuldades ao nível de definição dos alinhamentos das asnas e do encaminhamento das cargas. Portanto, simplifadamente, modelou-se apenas o seu efeito. A carga distribuída na cobertura, correspondente ao peso de $180 \text{ daN/m}^2 = 1,8 \text{ kN/m}^2$ descrito na Tabela 4.7, foi considerada como uma carga linear uniformemente distribuída no contorno das paredes onde as águas descarregavam. Na Figura 4.9a estão apresentados os valores dos comprimentos dos contornos para respetivas áreas de influência e na Figura 4.9b estão apresentados os valores das cargas aplicadas nos contornos.

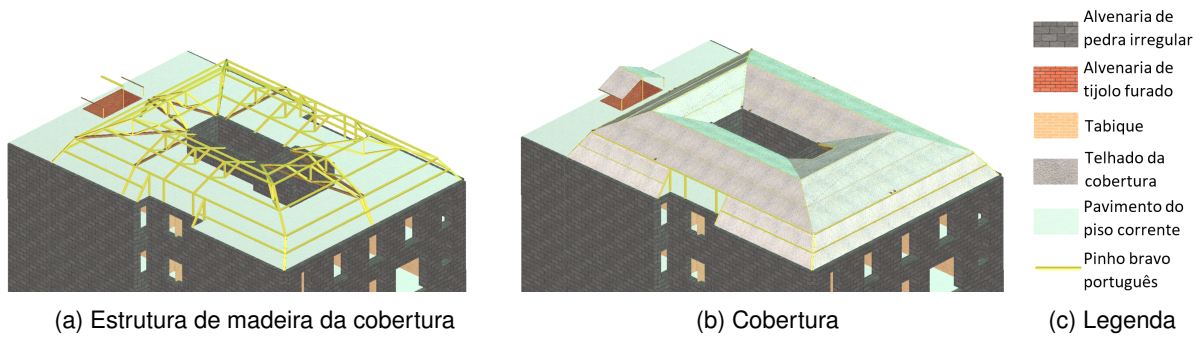


Figura 4.8: Modelo 3D obtido através da modelação no programa 3MURI

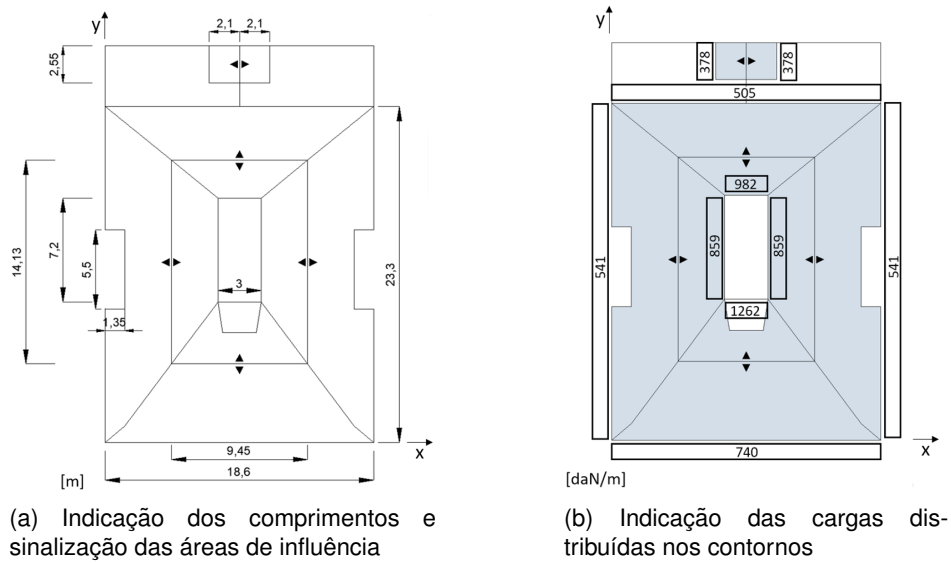


Figura 4.9: Representação das cargas da cobertura

- Devido à diferença da geometria entre a planta dos pisos elevados (Figura 4.10a) e a planta da cave (Figura 4.10b), houve a necessidade de adaptação do modelo para garantir o encaminhamento de cargas verticais. Colocaram-se elementos de viga no nível da cave alinhados com a planta dos níveis elevados. Utilizou-se de forma simplificada as características das vigas utilizadas nos terraços, que estão apresentadas na Tabela 4.5. As localizações das vigas na planta da cave podem ser observadas em azul claro na Figura 4.10b.

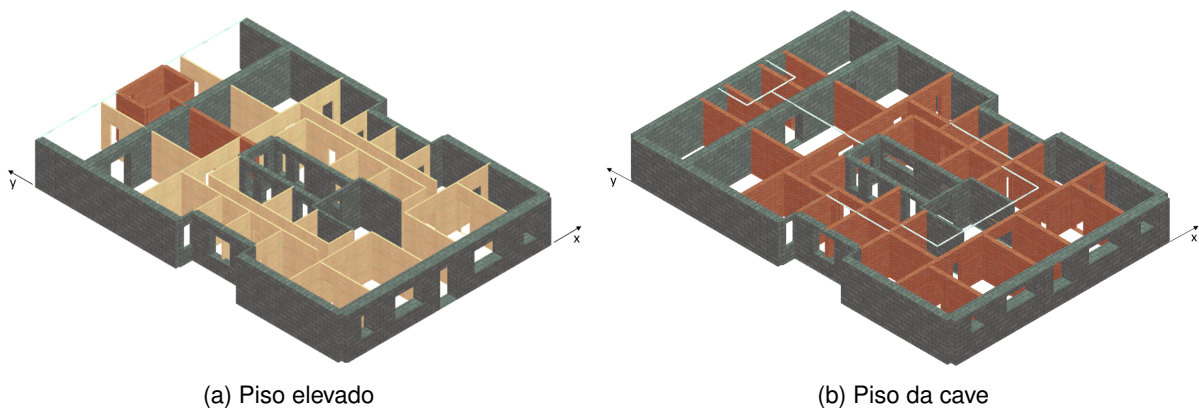


Figura 4.10: Modelação 3D das paredes dos pisos no programa 3MURI

- Inicialmente, o modelo apresentava um modo de vibração local com 0,08% de massa na direção X e 0% de massa na direção Y e frequência de $7,9 \times 10^{-6}$ Hz devido ao último piso em mansarda, onde não era possível modelar o pavimento devido às limitações do programa. Para ultrapassar essa dificuldade decidiu-se representar as paredes estruturais da mansarda com 2,8m altura, em alvenaria de pedra irregular (Figura 4.11a), através de cargas lineares uniformemente distribuídas nas paredes do nível abaixo. Devido à diferença de espessuras, as paredes do saguão central e das escadas principais, correspondem a 179,2 daN/m e 89,6 daN/m, respetivamente. As cargas estão representadas na Figura 4.11b.

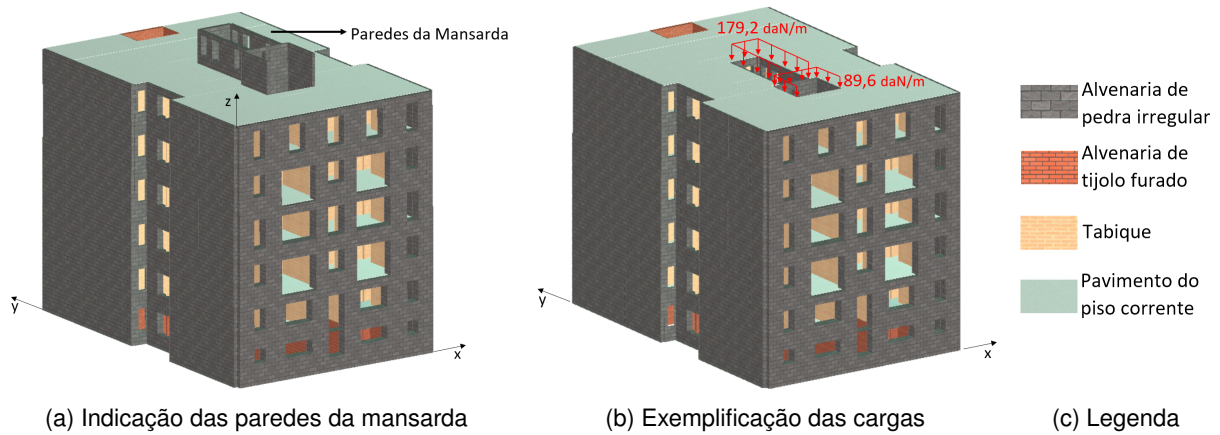


Figura 4.11: Modelo 3D obtido através da modelação no programa 3MURI

- Nas paredes dos saguões laterais localizados nas empenas (Figura 4.12), observaram-se problemas na geração da malha devido a presença de uma parede perpendicular a meio da abertura das janelas do saguão. Uma vez que os lintéis não apresentam reação para as forças de flexão, colapsavam no início do cálculo. Para resolução do problema restringiu-se o movimento na direção vertical e de rotação nos nós dos lintéis.

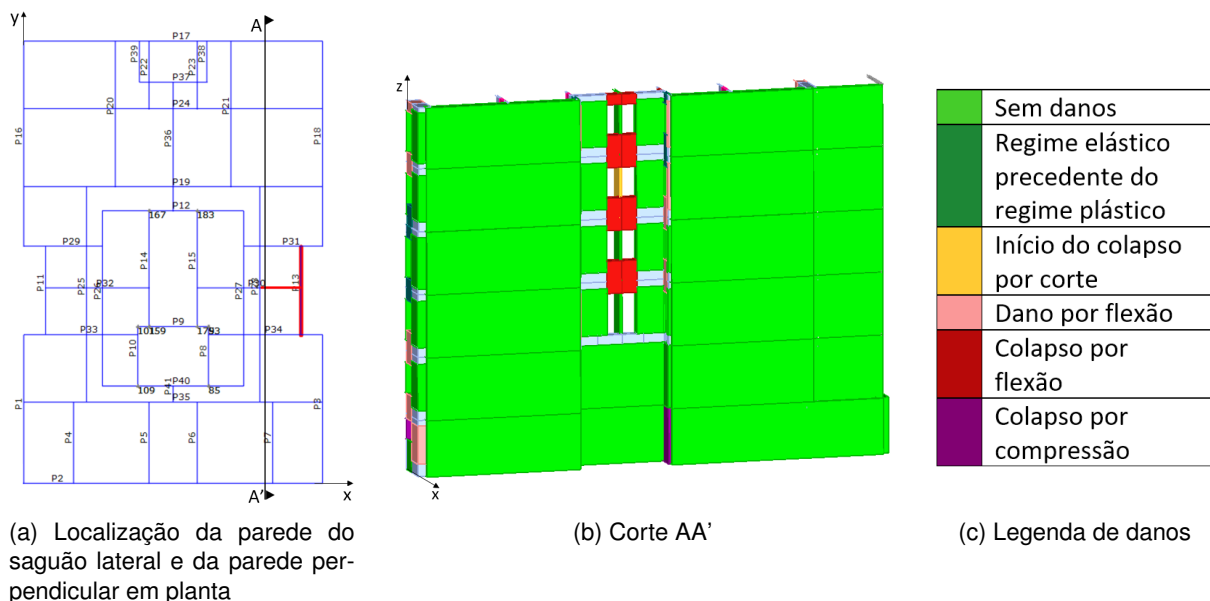


Figura 4.12: Problemas de modelação na parede do saguão lateral

- A posição das aberturas das portas e janelas, localizadas junto às intersecções das paredes perpendiculares tiveram que ser ligeiramente desviadas, para não dificultar a definição das malhas de elementos realizada automaticamente pelo programa.
- Em todos os pisos da parede 40 (sinalizada em vermelho na Figura 4.13a) entre as paredes 8 e 10 foi necessário introduzir vigas para que o pavimento pudesse ser introduzido no modelo. Utilizaram-se mais uma vez as mesmas vigas metálicas do terraço, cujas propriedades estão apresentadas na Tabela 4.5, e a localização das vigas estão apresentadas em azul na Figura 4.13b. Entretanto, as vigas geravam modos de vibração locais; a deformada de um dos modos locais de vibração da análise modal está apresentada na Figura 4.13c. Portanto foi necessário restringir o movimento na direção vertical e de rotação dos nós localizados a meio das vigas através da modificação manual da malha.

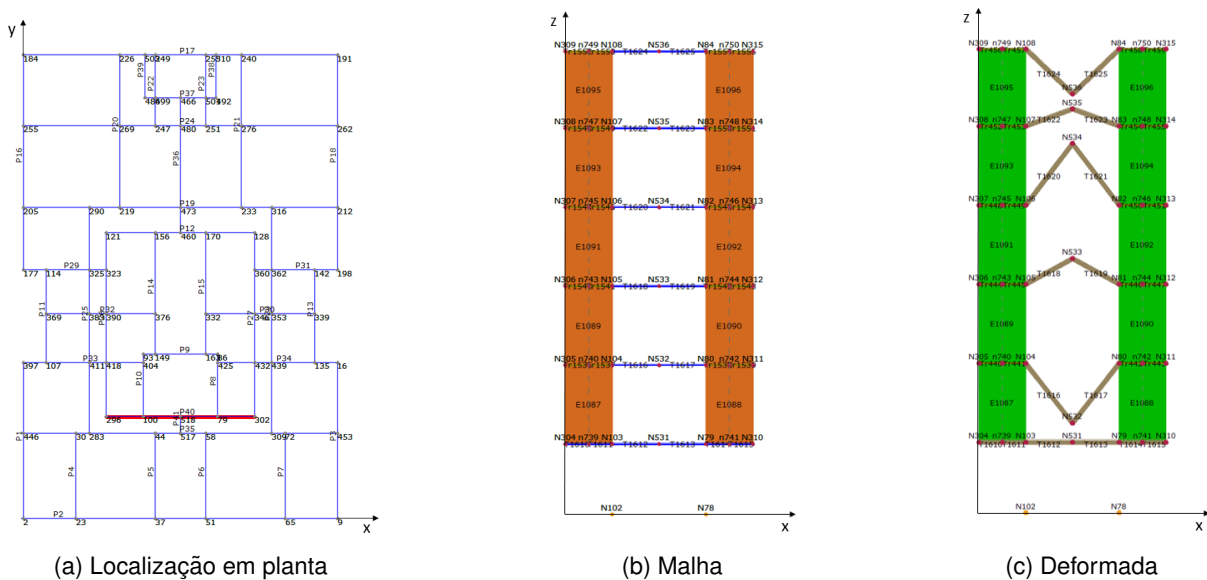


Figura 4.13: Problemas de modelação na parede 40

4.6 Calibração do Modelo

Para garantir que a modelação proposta representa o comportamento real do edifício, é necessário recorrer à calibração do modelo com base nos ensaios experimentais de caracterização dinâmica (ensaios de vibração ambiente) realizados *in situ* por Branco (2006). A calibração fica concluída quando é possível garantir que as frequências próprias do modelo obtidas através de uma análise dinâmica modal, se assemelhem às frequências e modos de vibração fundamentais da estrutura obtidas experimentalmente nos ensaios de vibração ambiente. É de extrema importância o conhecimento das características dinâmicas para calibração da estrutura uma vez que têm impacto direto na caracterização da resposta sísmica.

4.6.1 Caracterização Dinâmica do Edifício

O ensaio de caracterização dinâmica, efetuado por Branco (2006), foi feito com recurso a unidades triaxiais de medição e registo digital de acelerações, em que foi feita a recolha de nove registos de

acelerações provocadas pela vibração ambiente (tráfego, vento, etc) em dois diferentes locais do 4º piso do edifício em estudo, sinalizados na Figura 4.14 (Branco, 2006).

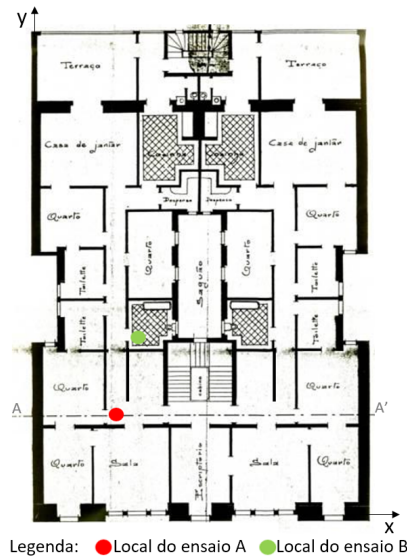


Figura 4.14: Planta do 4º piso com os locais de ensaio. Adaptado de (Branco, 2006)

A resposta foi analisada em função das frequências, determinadas através da Transformada de Fourier. Os picos dos espectros de Fourier correspondem às frequências próprias fundamentais para a direção X (paralela à fachada principal) e Y (perpendicular à fachada principal). O ensaio possibilitou identificar qual as frequências associadas aos modos de vibração fundamentais da estrutura (Branco, 2006).

No gráfico da Figura 4.15 estão sobrepostos os espectro de Fourier para o sinal registado no canal X e no canal Y, para o intervalo onde se admitiu estar localizada as frequências próprias de excitação da estrutura analisada, entre 1 a 8Hz. É possível identificar o pico do canal X e Y, que correspondem respetivamente às frequências próprias fundamentais da direção X (longitudinal) com o valor de 2,34Hz e da direção Y (transversal) com o valor de 3,56Hz. Foi ainda identificado um modo de vibração correspondente à torção da estrutura segundo o eixo Z (vertical), para a frequência de 2,83Hz. O resumo dos valores está apresentado na Tabela 4.9.

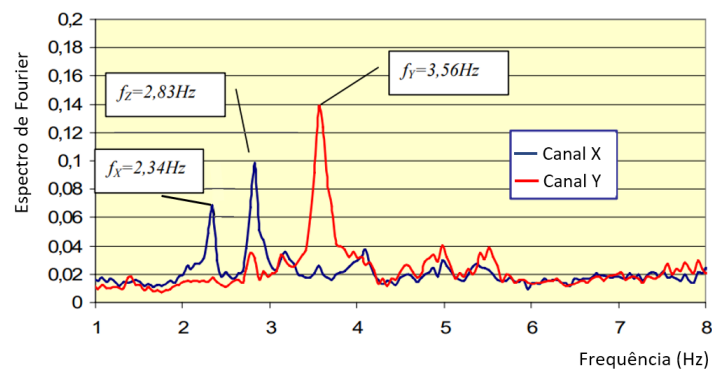


Figura 4.15: Sobreposição dos gráficos do Espectro de Fourier para o sinal registado no canal X e Y, no intervalo de 1 a 8Hz (Branco, 2006)

Tabela 4.9: Frequências próprias experimentais da estrutura (Branco, 2006)

Modo de vibração	Frequência [Hz]
Translação segundo X	2,34
Translação segundo Y	3,56
Torção segundo Z	2,83

Ao contrário das paredes resistentes na direção Y (empenas), as paredes das fachadas principais e de tardoz possuíam aberturas e são menos compridas, o que favorecia a estrutura ser mais flexível na direção X, portanto é coerente obter valores inferiores de frequências para a direção X.

4.6.2 Validação do Modelo

Através da análise dinâmica modal realizada no programa 3MURI, a estrutura apresenta um modo de vibração com translação pura na direção X, apresentado na Figura 4.16a com uma frequência de 0,74 Hz. Em relação à direção Y, o modo de vibração com maior participação de massa na direção Y está acoplado a uma translação em X, portanto corresponde a um modo de torção apresentado na Figura 4.16b com uma frequência de 2,19Hz.

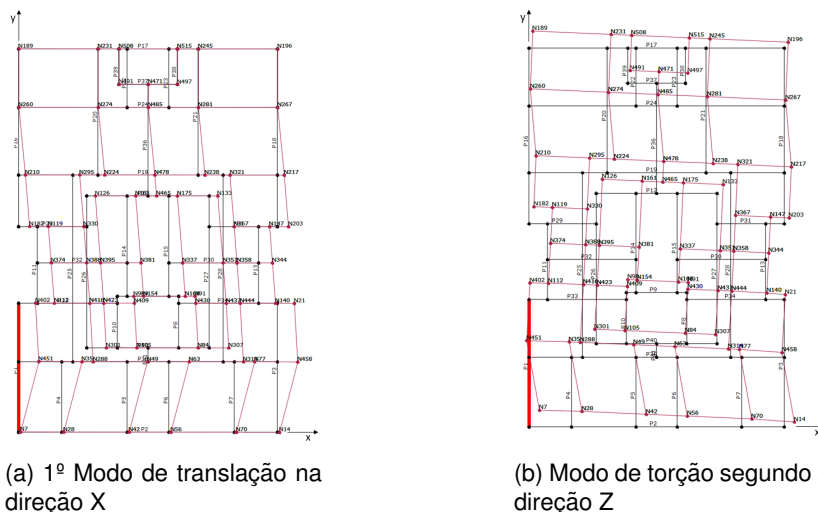


Figura 4.16: Deformada em vermelho dos modos de vibração inicial obtido através da análise modal no programa 3MURI com fator de deformação da escala do plano igual a 100

As frequências próprias numéricas foram comparadas com as frequências próprias experimentais, o que resultou num erro de 214,87% para a direção X e de 29,29% para a direção Y com torção associada segundo Z, os resultados da análise estão resumidos na Tabela 4.10.

Tabela 4.10: Resultados da análise modal e percentagem de erro em relação aos valores experimentais para o modelo isolado inicial

Modo de vibração	Frequências experimentais [Hz]	Frequências numéricas [Hz]	Participação de massa		Erro [%]
			X [%]	Y [%]	
Translação segundo X	2,34	0,74	27,13	0	214,87
Torção segundo Z	2,83	2,19	1,11	50,91	29,29

Tendo em conta algumas incertezas ao nível das propriedades mecânicas dos materiais, cargas e geometria do modelo numérico, definiu-se uma tolerância de erro de aproximadamente 10%. Como os erros apresentados na Tabela 4.10 ultrapassam esses limites realizaram-se alterações.

Em primeiro lugar optou-se por ajustar a frequência da direção Y. Não são propostas alterações dos valores dos módulos de elasticidade e de distorção dos materiais das paredes em alvenaria de pedra irregular e tijolo furado uma vez que na modelação inicial já foram admitidos os valores máximos recomendados. Entretanto, por se tratar de um edifício “Gaioleiro”, que à partida são conhecidos pelas falhas construtivas e materiais de qualidade inferior, foram considerados materiais com pesos volúmicos inferiores aos recomendados de forma a considerar os possíveis vazios nas paredes, resultante do precário processo construtivo. Para a alvenaria de pedra irregular foi considerado o peso volúmico de 16 kN/m^3 e para o tijolo furado 12 kN/m^3 , os valores admitidos foram retidos do Regulamento Italiano (MIT, 2009).

Para as paredes de tabique, admitiu-se o módulo de distorção nulo, com o intuito de estarem modeladas como um elemento secundário que não contribui para a resistência lateral. Além disso, ao analisar os danos estruturais somente para as cargas verticais, foram observadas roturas por compressão em alguns elementos. Desse modo, foi necessário admitir uma tensão resistente de compressão superior ao estabelecido no estudo (Simões, 2018) utilizado para caracterização dos tabiques. Através de um processo iterativo verificou-se que para o valor de $95 \text{ N/cm}^2 = 0,95 \text{ MPa}$ a tensão a compressão é satisfeita. A Tabela 4.11 apresenta as propriedades finais aplicadas ao modelo e os resultados da análise modal estão apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.11: Propriedades mecânicas dos elementos constituintes das paredes após calibração

	Módulo de elasticidade, E [N/mm ²]	Módulo de distorção, G [N/mm ²]	Peso volúmico w [kN/m ³]	Tensão de compressão f _m [N/cm ²]	Tensão de corte τ [N/cm ²]	fonte
Alvenaria de pedra irregular	1050	350	16*	200	3,2	(MIT,*2009 e 2019)
Alvenaria de tijolo furado	1800	600	12*	430	13	
Parede de tabique	200	0	1,35**	95	1	(Simões, 2018) e **(dos Reis et al., 2012)

Tabela 4.12: Resultados da análise modal e percentagem de erro em relação aos valores experimentais para o modelo isolado com ajustes

Modo de vibração	Frequências experimentais	Frequências numéricas	Participação de massa		Erro [%]
	[Hz]	[Hz]	X [%]	Y [%]	
Translação segundo X	2,34	0,77	27,25	0,00	205,66
Torção segundo Z	2,83	2,33	2,84	50,86	21,40

A partir dos erros na direção X, apresentados na Tabela 4.12, foi observada a necessidade da introdução do edifício adjacente para verificação da sua influência na modelação do comportamento real da estrutura de modo a alcançar as frequências experimentais.

Recorreu-se ao programa *Google Earth Pro* para obter as informações sobre a geometria do edifício adjacente em betão armado, que foi modelado de forma simplificada apenas para ter em consideração a sua contribuição. Como foi possível observar na Figura 3.2, apresentada na secção 3.2, o edifício adjacente possui o mesmo número de pisos do edifício em estudo. Verifica-se também que possui planta retangular e que encosta até por volta de metade da empena à esquerda do edifício em estudo, cerca de 13,2 m e as fachadas com cerca de 15 m, o que totaliza uma área de implementação de 198 m².

Modelou-se de forma iterativa a quantidade e a localização das paredes interiores e também a dimensão e os materiais dos pilares e das vigas. Em relação às paredes, modelaram-se três paredes na direção X, sendo a fachada principal, fachada de tardoz e uma parede interior localizada à meio da empena, e na direção Y modelaram-se cinco paredes, as empenas da esquerda e da direita e 3 paredes interiores espaçadas igualmente cerca de 3,75 m. Os pilares das fachadas foram definidos com 0,3x0,3 m², os pilares interiores com 0,30x2,00 m² para conferir mais rigidez para a direção Y. Utilizou-se o betão C16/20 e o aço S235. Para as paredes de enchimento em tijolo furado utilizaram-se as propriedades mecânicas apresentadas na Tabela 4.11. Considerou-se lajes com 10 cm de espessura com o material *rigid floor* disponibilizado pelo programa 3MURI. Na Figura 4.17 apresenta-se o modelo 3D do edifício em análise com o edifício adjacente modelado de forma simplificada sem pormenores construtivos.

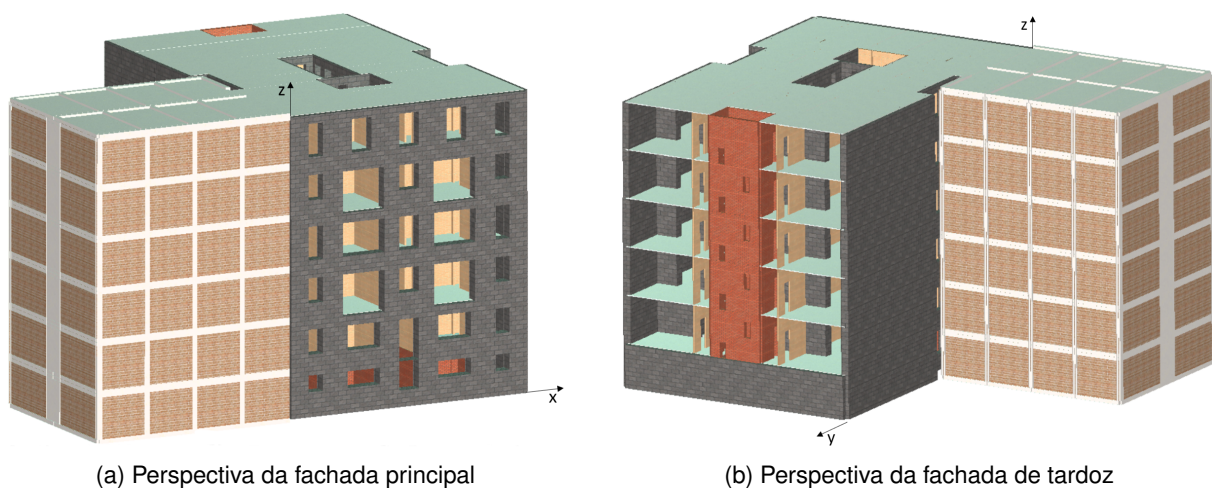


Figura 4.17: Modelo 3D obtido através da modelação no programa 3MURI

Na Tabela 4.13 estão apresentados os resultados do modelo considerando o edifício adjacente, é possível verificar que a modelação da envolvente é de extrema importância uma vez que se atingem valores de erro dentro do tolerável.

Tabela 4.13: Resultados da análise modal e percentagem de erro em relação aos valores experimentais para o modelo com edifício adjacente

Modo de vibração	Frequências experimentais	Frequências numéricas	Participação de massa		Erro [%]
	[Hz]	[Hz]	X [%]	Y [%]	
Translação segundo X	2,34	2,58	46,58	3,09	9,36
Torção segundo Z	2,83	2,49	4,21	33,38	13,66

Na Figura 4.18 estão identificadas as numerações dos alinhamentos das paredes e dos nós. Na Figura 4.19a e na Figura 4.19b estão apresentadas as malhas dos macro-elementos para as fachadas principal e de tardoz, respetivamente. Em laranja estão representadas os nembos, em verde os lintéis, em azul claro os nós rígidos e em azul escuro na fachada de tardoz as vigas metálicas dos terraços.

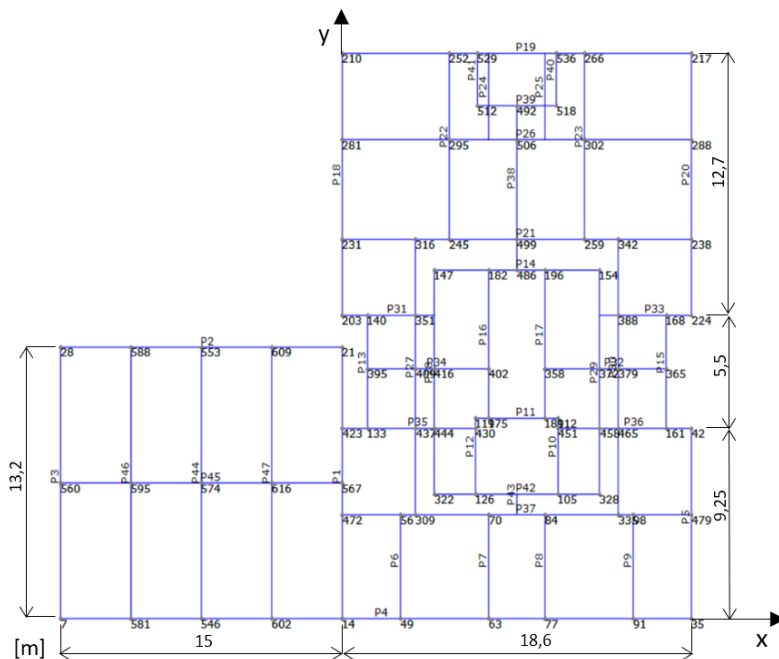
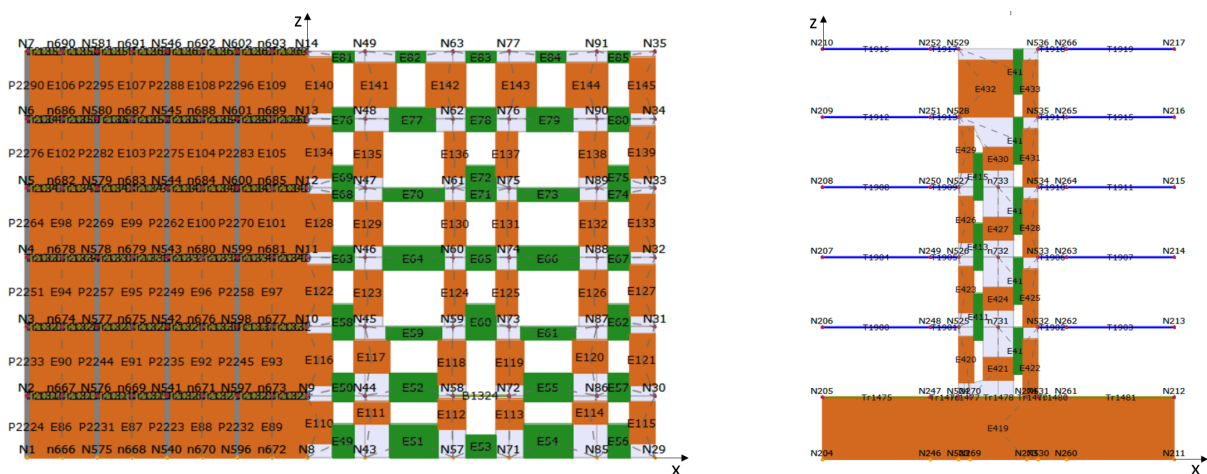


Figura 4.18: Numerações dos alinhamentos das paredes e dos nós



(a) Malha da fachada principal

(b) Malha da fachada de tardoz

Figura 4.19: Malha de macro-elementos obtida através da modelação no programa 3MURI

5 Avaliação Sísmica do Edifício

O programa 3MURI efetua as análises globais e locais de forma independente, portanto na secção 5.2 serão realizadas as análises da resposta global do edifício, análise estática não linear (*pushover*) de acordo com o EC8-3 (IPQ, 2017), e posteriormente na secção 5.3 será apresentada a análise local, análise cinemática não linear à luz do Regulamento Italiano (MIT, 2019).

5.1 Definição da Ação Sísmica

A ação sísmica foi definida de acordo com o EC8-1 (IPQ, 2010), através do espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. Para as componentes ortogonais que descrevem a ação sísmica horizontal, o espectro de resposta elástica, $S_e(T)$, é definido pelas seguintes equações: (5.1), (5.2), (5.3) e (5.4).

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4 : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.4)$$

Em que:

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástica;

T – período de vibração;

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A dado por $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$;

γ_I – coeficiente de importância;

a_{gR} – valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;

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

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

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

S – coeficiente de solo;

η – coeficiente de correcção do amortecimento, para 5% de amortecimento viscoso utiliza-se o valor de referência $\eta = 1$.

Segundo o EC8-1 (IPQ, 2010), Portugal é afetado por duas tipologias de ação sísmica: sismo tipo 1, em que a geração do sismo ocorre num epicentro afastado, grande duração e baixas frequências, afeta estruturas mais altas e flexíveis; e o sismo tipo 2, em que o epicentro é próximo, elevada duração e altas frequências, afeta estruturas mais baixas e rígidas. A Figura 5.1 classifica o território nacional em

zonas sísmicas, a cidade de Lisboa sinalizada nos mapas corresponde à zona 1.3 e 2.3, para o sismo tipo 1 e tipo 2, respetivamente.

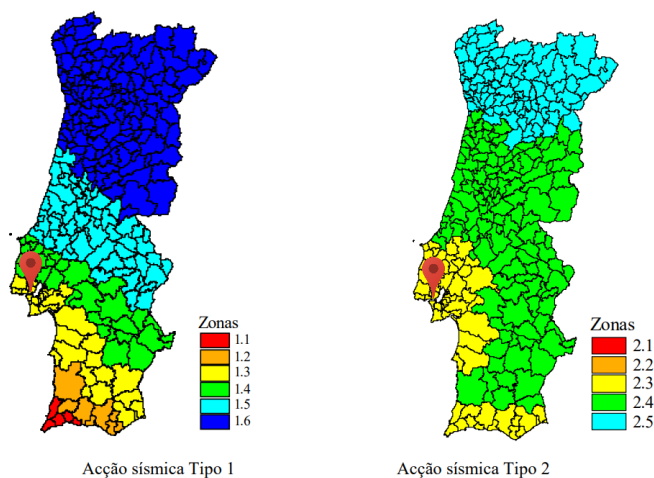


Figura 5.1: Zonamento Sísmico em Portugal Continental (IPQ, 2010)

A classe de importância, γ_I , é um parâmetro utilizado para classificar em quatro categorias, os edifícios quanto à sua relevância no caso da ocorrência de ações sísmicas, em termos de sobrevivência da população, garantia de segurança pública e funcionamento dos serviços de proteção civil. O caso em estudo, sendo um edifício corrente de habitação, é classificado com a classe de importância II, portanto γ_I toma o valor igual a 1,0 (IPQ, 2010).

Devido à necessidade de estabelecer as condições de implementação do EC8 em território nacional, foi elaborado o Anexo Nacional (NA), segundo essas diretrizes os edifícios inseridos na classe de importância I e II, no que diz respeito ao estado de dano da estrutura, apenas necessitam de verificar o estado limite de danos severos (SD), com “período de retorno de 308 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos” (IPQ, 2017).

O valor de referência da aceleração máxima, a_{gR} , apresentada no Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC8-1 (IPQ, 2010) é $1,5 \text{ m/s}^2$ para o sismo tipo 1 e $1,7 \text{ m/s}^2$ para o sismo tipo 2. O a_{gR} deve ser multiplicado pelo $\gamma_I=1$ e por um coeficiente multiplicativo, apresentado no Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC8-3 (IPQ, 2017), para ter em conta o período de retorno associado ao estado limite de danos severos, para o sismo tipo 1 tem o valor de 0,75 e para o sismo tipo 2 no Continente tem o valor de 0,84.

Na equação 5.5 está calculada a aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g .

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot \text{Coeficiente multiplicativo (SD)}$$

Sismo tipo 1	$a_{g1} = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,75 = 1,13 \text{ m/s}^2$,	(5.5)
Sismo tipo 2	$a_{g2} = 1,7 \cdot 1,0 \cdot 0,84 = 1,43 \text{ m/s}^2$.	

Os valores dos parâmetros T_B , T_C , T_D e S dependem do tipo de terreno sobre o qual o edifício em estudo foi construído. Com base na carta do tipo de solos disponibilizada pela Câmara Municipal Lisboa (2018) o edifício estava localizado numa zona de solos argilosos, portanto definiu-se como solo

tipo C “Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros ” (IPQ, 2010).

Nos Quadros NA3.2 e NA3.3 do Anexo Nacional do EC8-1 (IPQ, 2010) estão definidos os parâmetros supracitados. A definição do coeficiente de solo (S) depende do valor de a_g equações 5.6, 5.7 e 5.8. Visto que a_g está compreendido entre 1 a 4 m/s² para os dois tipos de sismos foi utilizada a equação 5.7.

$$\text{Para } a_g \leq 1\text{m/s}^2, \quad S = S_{m\acute{a}x} \quad (5.6)$$

$$\text{Para } 1\text{m/s}^2 \leq a_g \leq 4\text{m/s}^2, \quad S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (5.7)$$

$$\text{Para } a_g \geq 4\text{m/s}^2, \quad S = 1,0 \quad (5.8)$$

Em suma, na Tabela 5.1 estão apresentados os parâmetros necessários para definição do espectro de resposta elástico no programa de cálculo 3MURI.

Tabela 5.1: Parâmetros para definição dos espectros de resposta para o estado limite de danos severos (SD)

Sismo	tipo 1	tipo 2
Zona Sísmica	1.3	2.3
a_{gR} [m/s ²]	1,5	1,7
Coeficiente multiplicativo (SD)	0,75	0,84
a_g [m/s ²]	1,13	1,43
Tipo de Solo	C	C
$S_{m\acute{a}x}$	1,6	1,6
T_B [s]	0,1	0,1
T_C [s]	0,6	0,25
T_D [s]	2	2
S	1,58	1,51

De acordo com a Portaria nº 302/2019 (Portaria, 2019) artigo 1.º Ponto 3 pode-se proceder à avaliação do desempenho sísmico para apenas 90% da ação sísmica, e caso não seja verificada a segurança, é obrigatório a definição de propostas de reforço sísmico. Para a avaliação do desempenho local considerou-se igualmente a redução da ação sísmica.

5.2 Análise Global

A análise estática não linear (*pushover*) simula através da imposição de forças de inércia o efeito da ação sísmica na estrutura com objetivo de definir a sua capacidade resistente global no plano. Para esse fim é considerada a existência de boas ligações entre as paredes de fachada e as suas paredes perpendiculares, estrutura da cobertura e pavimentos intermédios de modo a evitar ocorrência do colapso para fora do plano das paredes de fachada. Uma vez que no programa 3MURI a análise global não tem capacidade de representar esses mecanismos, a análise local é desenvolvida separadamente no programa 3MURI e será abordada na secção 5.3.

As forças de inércia são aplicadas assincronicamente nas duas direções principais, X (longitudinal) e Y (transversal), e nos dois sentidos, positivo (+) e negativo (-), com crescimento monotónico. O EC8-1 (IPQ, 2010) indica a utilização de pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais, a distribuição uniforme (*uniform*), em que as forças laterais são proporcionais à massa e independente da altura dos pisos e a distribuição modal, proporcional ao modo de vibração principal na direção da análise. No entanto para estruturas de alvenaria, devido a baixa contribuição dos modos principais de vibração, recomenda-se a distribuição pseudo-triangular (*static forces*), que é proporcional ao produto entre massa e altura.

Em resultado da análise, obtém-se a curva de capacidade (curva *pushover*) que acompanha a progressão dos danos nos elementos estruturais. A seguir é feita a avaliação do desempenho estrutural através do controlo de deslocamentos com a aplicação do método N2 (Bento e Rodrigues, 2004). Os processos realizados pelo programa 3MURI serão pormenorizados e analisados nas secções seguintes.

5.2.1 Curvas de Capacidade

A curva de capacidade (curva *pushover*) é uma característica intrínseca da estrutura, independente da ação sísmica a que é sujeita, é definida pela força de corte basal em função do deslocamento dos nós da estrutura e traduz a resposta global às distribuições de forças supracitadas e fornece uma série de informações como: a rigidez inicial da estrutura; o valor da força de corte basal máxima que a estrutura suporta; a capacidade de deformação (ductilidade/fragilidade da estrutura) e a capacidade de deslocamento último (Lagomarsino et al., 2013).

Para correr a análise global no programa 3MURI é necessário selecionar um “nó de controlo” que servirá como referência para o deslocamento máximo. A seleção é feita através de um processo iterativo que parte do princípio que o “nó de controlo” está localizado no topo da parede que entra em rotura primeiro, portanto é a situação mais condicionante.

Neste estudo, as primeiras paredes a apresentar danos significativos nos nembos, que são os elementos que condicionam o colapso global da estrutura, estão localizadas na direção do carregamento das forças. Para a direção X é a parede 26 e para a direção Y é a parede 20, a malha de macro-elementos obtida através da modelação no programa 3MURI está representada na Figura 5.2a e na Figura 5.2b, respetivamente.

As paredes condicionantes estão identificadas na planta do modelo na Figura 5.3. Portanto, o nó 288, correspondente à interseção entre as paredes 26 e 20, localizado no último piso da estrutura, foi definido como nó de controlo.

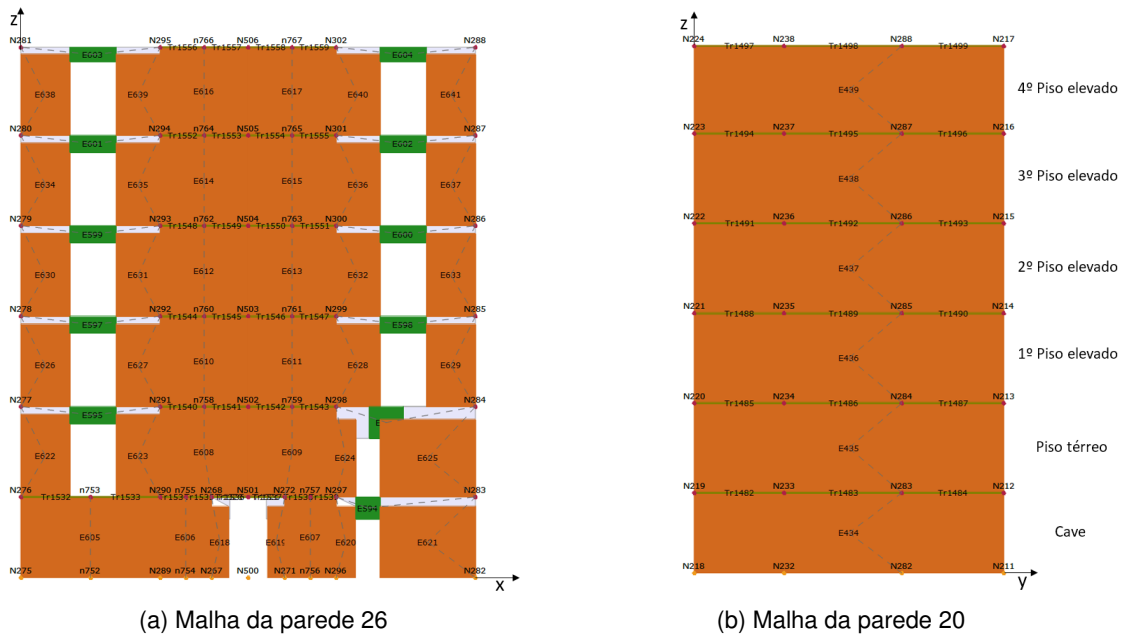


Figura 5.2: Malha de macro-elementos obtida através da modelação no programa 3MURI para as paredes que apresentam os primeiros danos

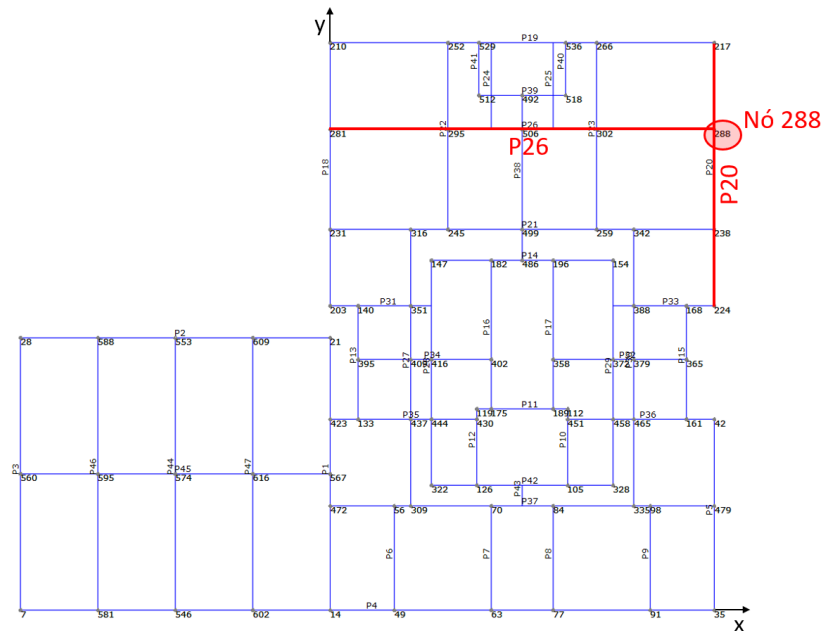


Figura 5.3: Identificação em planta das paredes 20 e 26 e do nó de controlo 288

O programa 3MURI permite escolher qual o tipo de deslocamento que será adotado no desenvolvimento da curva de capacidade. Como se trata de um edifício com pavimento flexível, o mais indicado é o deslocamento através da média ponderada pela massa dos diferentes nós do último piso, dado que conduz uma resposta mais adequada (Lagomarsino e Cattari, 2015).

As curvas de capacidade referentes ao deslocamento médio ponderado do nó de controlo 288 para dois tipos de distribuições de forças uniforme e pseudo-triangular, duas direções principais X e Y e dois sentidos de aplicação positivo e negativo, obtidas através da análise *pushover* no programa 3MURI estão apresentadas na Figura 5.4.

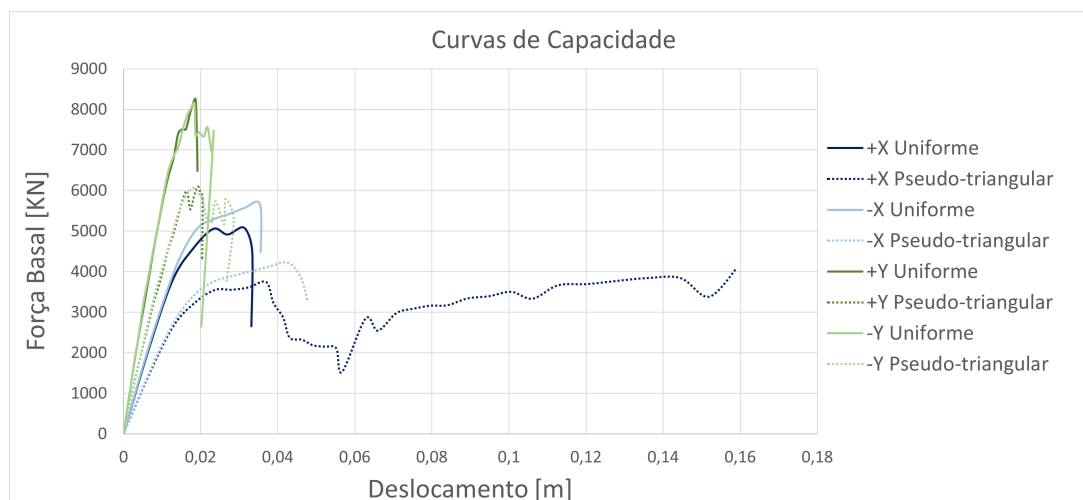


Figura 5.4: Curvas de capacidade resistente da estrutura

Segundo Cattari et al. (2012) podem ocorrer dois tipos de mecanismos globais de colapso da estrutura no plano: o mecanismo de piso (*soft-storey*) em que ocorre o colapso dos nembros de um piso, Figura 5.5a; ou o mecanismo global, em que ocorre o colapso progressivo dos lintéis e depois o colapso dos nembros, Figura 5.5b.

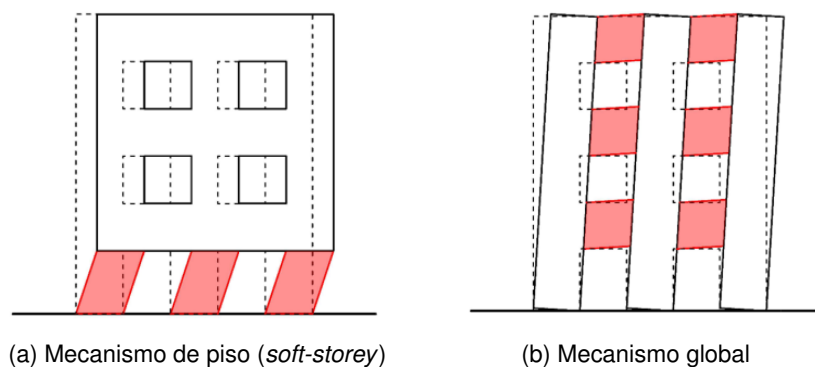


Figura 5.5: Mecanismos de colapso da estrutura no plano (Gomes, 2017)

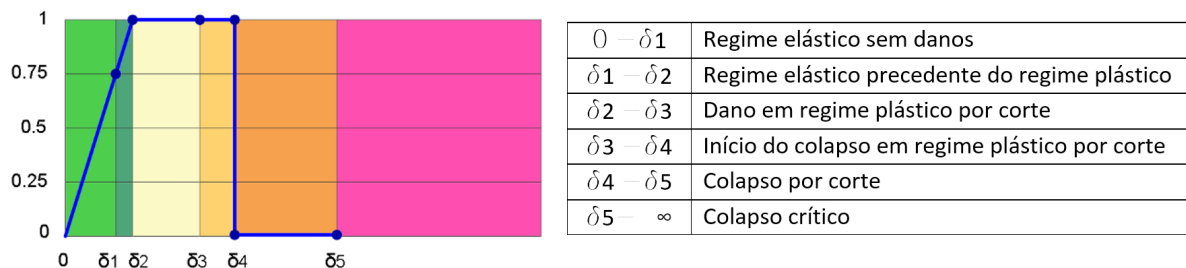
O deslocamento último associado ao estado limite de colapso iminente, $dm(NC)$, é o deslocamento que leva a formação do mecanismo de colapso da estrutura, pode ser definido com base em dois critérios: critério 1, é definido de acordo com a secção C.3.3.(2) do EC8-3 (IPQ, 2017), quando ocorre uma redução de 20% da capacidade máxima resistente é atingida a capacidade de deslocamento último da estrutura, o que significa que o deslocamento último está relacionado com a formação de um mecanismo frágil devido ao colapso de uma zona da estrutura; critério 2, para as situações em que não ocorre a degradação gradual de 20% da resistência, é verificada ou uma diminuição abrupta da força

de corte basal, ou um aumento significativo do deslocamento.

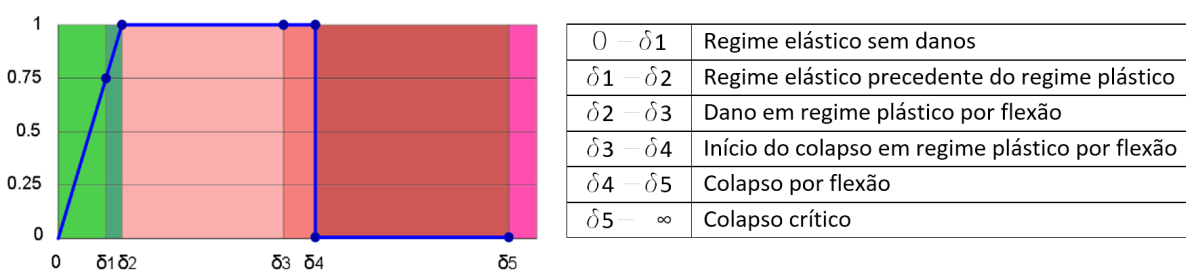
Para definição do deslocamento último das curvas de capacidade foi necessário analisar a evolução dos padrões de danos principalmente nos nembos da estrutura uma vez que são elementos condicionantes. O programa 3MURI apresenta os tipos de dano existente nos nembos e lintéis através de uma legenda de cores indicada na Figura 5.6. Na Figura 5.7 apresenta-se a relação força-deformação que descreve a resposta não linear das paredes através de níveis da sequência de danos e a respetiva legenda.

	Sem danos
	Regime elástico precedente do regime plástico
	Dano por corte
	Início do colapso por corte
	Colapso por corte
	Dano por flexão
	Início do colapso por flexão
	Colapso por flexão
	Colapso crítico
	Colapso por compressão
	Colapso por tração
	Colapso durante o regime elástico
	Elemento que pode evoluir para qualquer tipo de colapso

Figura 5.6: Legenda do padrão de dano. Adaptado de (S.T.A.DATA, 2018b)



(a) Sequência de dano para elementos que colapsam por corte



(b) Sequência de dano para elementos que colapsam por flexão

Figura 5.7: Relação força-deformação que descreve a resposta não linear dos nembos através de níveis da sequência de danos. Adaptado de (S.T.A.DATA, 2018b)

Apresentam-se na Figura 5.8a e na Figura 5.8b os padrões de dano para o deslocamento último na parede 26, para a distribuição uniforme e pseudo-triangular, respetivamente, devido à aplicação das forças na direção X com sentido positivo.

Não é possível observar qual o tipo de dano que afeta os nembos para o deslocamento último. Portanto, observou-se os padrões de danos antes do colapso. Para a distribuição uniforme (Figura 5.9a), observa-se o início do colapso por corte e flexão nos nembos do piso térreo, que evoluem para o colapso crítico, além de danos por corte e flexão nos nembos dos restantes pisos elevados. Para a distribuição pseudo-triangular (Figura 5.9b), verifica-se danos por corte e flexão na maioria dos nembos a partir do piso térreo.

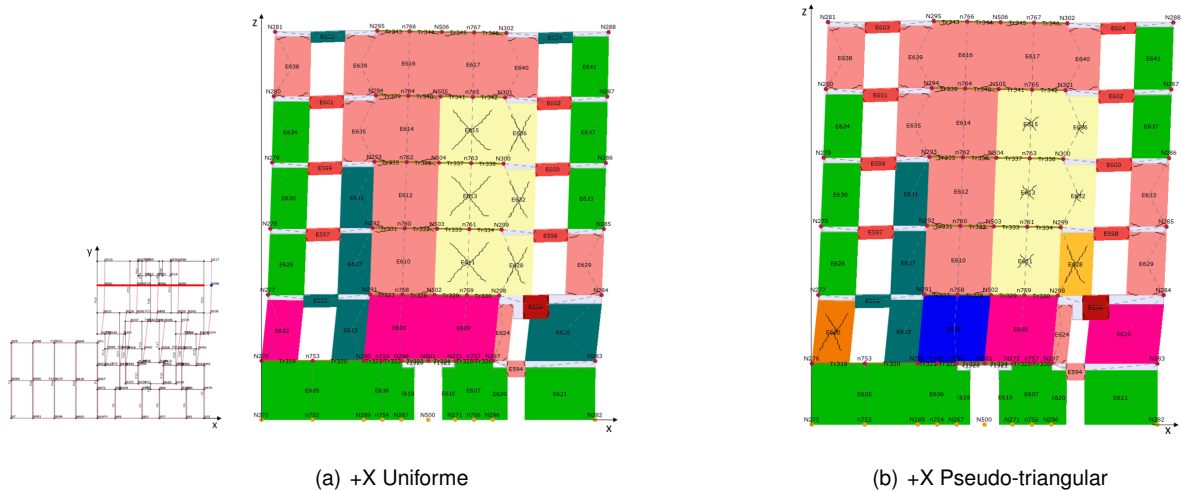


Figura 5.8: Danos na parede 26 para o deslocamento último

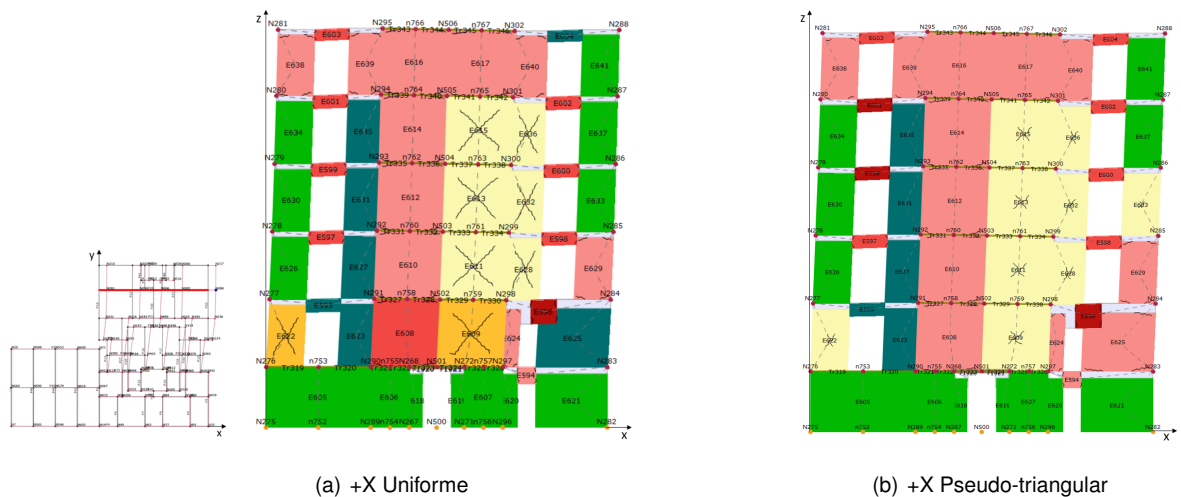


Figura 5.9: Danos na parede 26 antes do colapso

Para a distribuição uniforme na direção X e sentido negativo a parede 26 apresenta maioritariamente início de colapso por corte nos nembos do piso térreo e do primeiro piso elevado, assim como danos por corte e flexão nos nembos dos restantes pisos elevados identificados na Figura 5.10a. Para a distribuição pseudo-triangular na direção X e sentido negativo, à medida que o nível de força aumenta em altura, os danos agravam-se nos pisos elevados e o colapso ocorre por corte e flexão dos nembos do primeiro piso elevado como é possível observar na Figura 5.10b (Cattari e Lagomarsino, 2006).

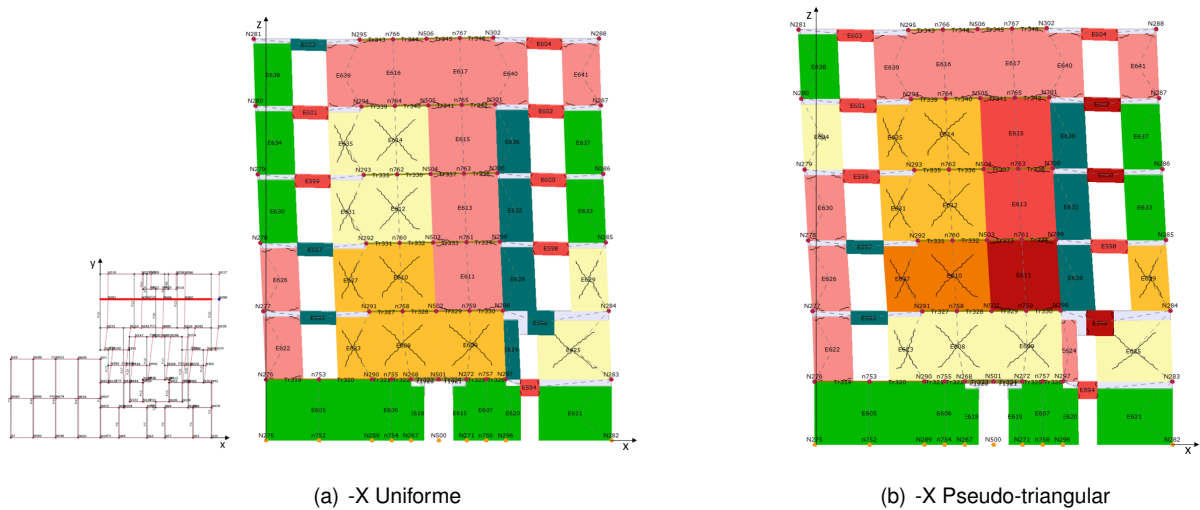


Figura 5.10: Padrões de danos no colapso da parede 26 para o carregamento segundo a direção X sentido negativo

Como foi possível observar nas plantas do edifício apresentadas na seção 3.3.2 na Figura 3.8, ao nível da cave existia mais uma parede na fachada de tardoiz na direção X a resistir às forças aplicadas, o que auxilia para que em nenhum dos casos, para a direção X, ocorram danos nos nembos das caves.

Nos restantes pisos, os lintéis apresentam, em geral, início de colapso e colapso por flexão. É importante lembrar que o colapso dos lintéis não é o condicionante para o colapso da estrutura. Nestes casos, o colapso dos nembos provoca o colapso da estrutura com a formação do mecanismo de piso (*soft-storey*), possíveis de observar nas deformadas apresentadas acima.

A torção agrava a sollicitação da parede 20 para as forças de inércia aplicadas segundo a direção Y. Como as empenas não têm aberturas, em cada piso da parede 20, apenas existe um nembo sujeito aos danos. No caso da distribuição de forças uniforme: para o sentido positivo, pela análise da Figura 5.11a, ocorre dano por flexão no piso térreo e dano por corte no primeiro piso elevado; para o sentido negativo é possível observar na Figura 5.11b o início de colapso por flexão no piso térreo e dano por corte no primeiro piso elevado.

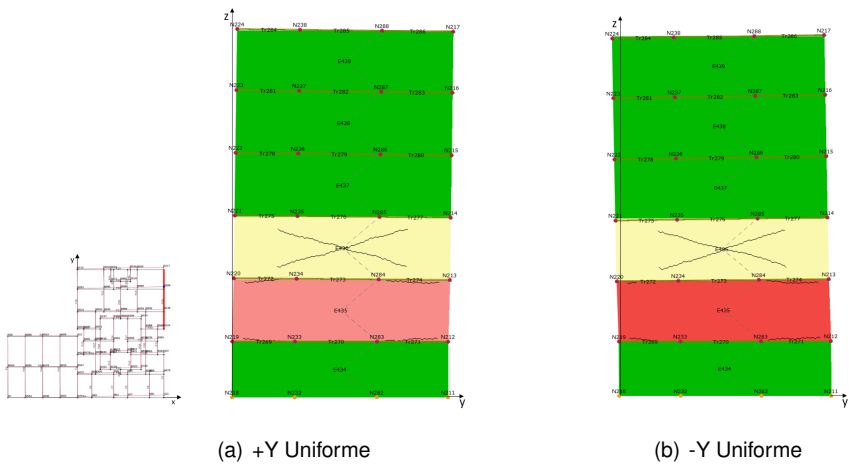


Figura 5.11: Padrões de danos do colapso da parede 20 para o carregamento uniforme segundo a direção Y.

No caso da distribuição pseudo-triangular para o sentido positivo (Figura 5.12a), o piso térreo e o segundo piso elevado estão sujeitos à danos por corte, e o primeiro piso elevado está sujeito ao início de colapso por flexão; para o sentido negativo (Figura 5.12b), observa-se que entre o piso térreo e o terceiro piso elevado ocorrem danos por corte. Devido ao tipo de distribuição vertical das cargas laterais ser proporcional ao produto entre massa e altura, é possível confirmar que ocorrem mais danos nos pisos elevados.

Para a direção Y a cave não apresenta problemas devido à conexão da parede 20 com a parede perpendicular da fachada de tardoz presente apenas na cave.

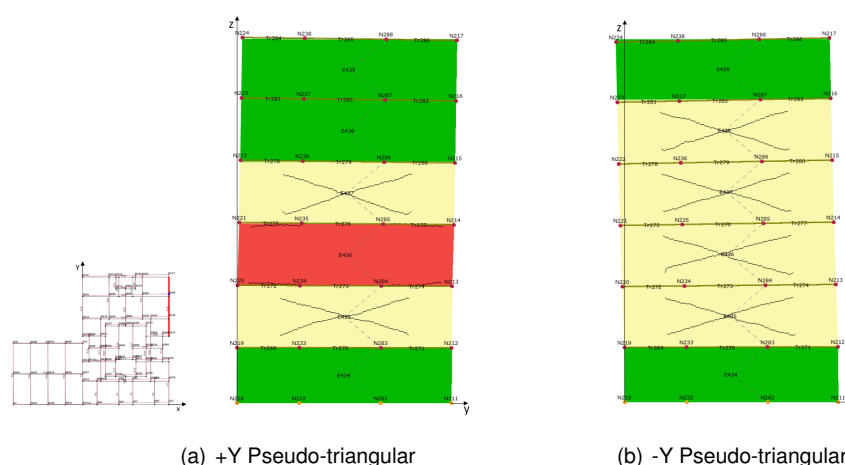


Figura 5.12: Padrões de danos do colapso da parede 20 para o carregamento pseudo-triangular segundo a direção Y

Na Tabela 5.2 apresentam-se os valores da força de corte basal máxima ($F_{m\acute{a}x}$), força correspondente a 80% da força basal máxima ($0,8F_{m\acute{a}x}$), deslocamento último para o estado limite de colapso iminente (NC) e da correspondente força de corte basal última (F_u) e na Figura 5.13 estão apresentadas as curvas de capacidade resistente da estrutura até ao deslocamento último.

Tabela 5.2: Determinação do deslocamento último e critério de rotura através da curva de capacidade

Direção	Sentido	Distribuição	$F_{m\acute{a}x}$ [kN]	$0,8F_{m\acute{a}x}$ [kN]	Deslocamento último (NC) [m]	F_u [kN]
X	+	Uniforme	5087	4069	0,0334	4515
		Pseudo-triangular	3742	2993	0,0389	3226
	-	Uniforme	5659	4527	0,0354	5659
		Pseudo-triangular	4217	3373	0,0459	3869
Y	+	Uniforme	8244	6595	0,0190	7550
		Pseudo-triangular	6100	4880	0,0205	5851
	-	Uniforme	8151	6521	0,0234	7430
		Pseudo-triangular	6062	4850	0,0286	5266

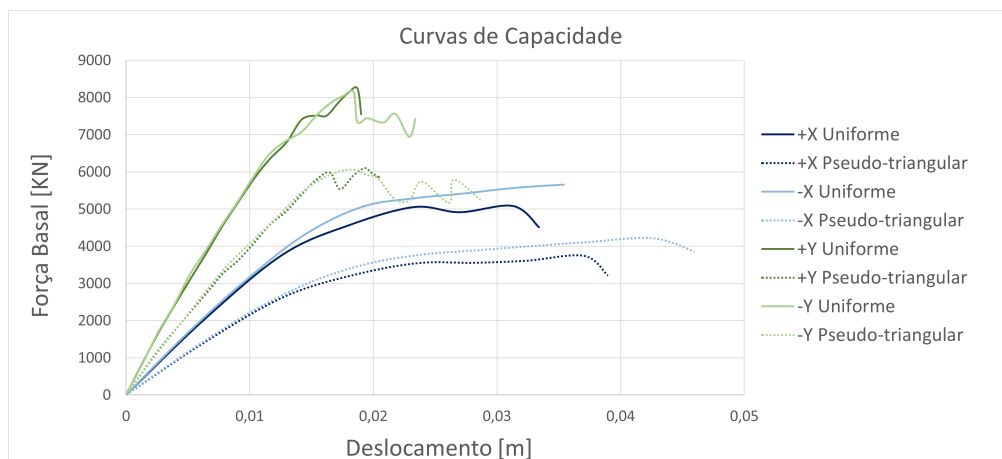


Figura 5.13: Curvas de capacidade resistente da estrutura até ao deslocamento último

Como é possível observar na Tabela 5.2, F_u é superior a $0,8F_{m\acute{a}x}$ para todas curvas de capacidade, portanto o critério 2 de rotura da estrutura é sempre condicionante.

Com base nos resultados obtidos a partir da Tabela 5.2 e da Figura 5.13 é evidente que a direção Y possui maior rigidez e capacidade resistente uma vez que as empenas não têm quaisquer aberturas. Além disso, a direção Y apresenta um comportamento frágil, com exceção para a curva de capacidade no sentido negativo com distribuição pseudo-triangular que apresenta um comportamento mais dúctil. Na direção X, devido às aberturas nas paredes de fachada e tardo, a estrutura apresenta maior deslocamento último e ductilidade, consequência dos vários elementos que permitem explorar a distribuição do comportamento não linear.

Ao comparar as duas distribuições, é possível verificar que a estrutura para a distribuição pseudo-triangular apresenta menor capacidade resistente, visto que as suas curvas desenvolvem-se sempre sob as curvas com distribuição uniforme. Contudo, atingem valores superiores de deslocamento último. Apenas através da análise das curvas de capacidade não é possível determinar qual é a condicionante, para isso será necessário aplicar o método N2, que será abordado na secção 5.2.2 para a verificação de segurança.

5.2.2 Avaliação do Desempenho - Método N2

O método N2 desenvolvido no estudo realizado por Fajfar (2000) e proposto no Anexo B do EC8-1 (IPQ, 2010) compara a curva de capacidade de um sistema com n graus de liberdade com um espectro de resposta equivalente a um sistema de um grau de liberdade (Fajfar, 2000).

A avaliação do desempenho estrutural é feita através do controlo de deslocamentos em que a segurança é verificada se a inequação 5.9 for satisfeita, que corresponde à comparação entre o deslocamento associado ao estado limite de danos severos ($dm(SD)$), uma vez que é o estado limite indicado para edifícios residenciais, e o deslocamento que a estrutura apresenta devido à aplicação da ação sísmica que consideramos para esse estado limite de danos severos (dt) obtido através do método N2.

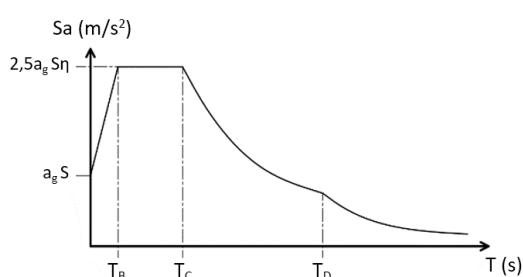
O $dm(SD)$ é obtido pela equação 5.10 definida na secção C.4.1.2(2) do EC8-3 (IPQ, 2017) em que $dm(NC)$ é o deslocamento último da estrutura associado ao estado limite de colapso iminente auferido na secção 5.2.1.

$$dt \leq dm(SD) \quad (5.9)$$

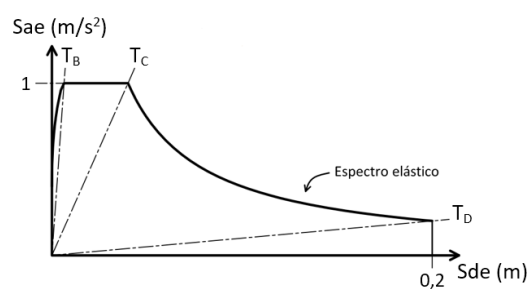
$$dm(SD) = \frac{3}{4}dm(NC) \quad (5.10)$$

Nesta secção apresentam-se os processos do Método N2 utilizados na avaliação do desempenho global da estrutura. A ação sísmica foi definida na secção 5.1 pelo espectro de resposta que representa a aceleração espectral (S_a) em função do período (T) de um sistema de um grau de liberdade representado na Figura 5.14a. No método N2 o espectro de resposta é alterado através da equação 5.11 para o formato *Acceleration Displacement Response Spectrum* (ADRS), aceleração espectral (S_{ae}) em função do deslocamento espectral (S_{de}) representado na Figura 5.14b.

$$S_{ae} = \frac{4\pi^2}{T^2} S_{de} \quad (5.11)$$



(a) Espectro de resposta elástico.



(b) Espectro de resposta elástico no formato ADRS.

Figura 5.14: Transformação do espectro de resposta de um sistema de um grau de liberdade. Adaptado de (Bento, 2021)

Para ter em consideração o comportamento/capacidade não linear da estrutura utiliza-se o espectro de resposta inelástico que resulta da redução do espectro elástico. O espectro não linear, no formato aceleração espectral (S_a) em função do deslocamento espectral (S_d) é obtido através das equações 5.12 e 5.13, respetivamente, e vai depender do comportamento da estrutura traduzido pela curva de capacidade que fornece informação sobre a ductilidade que por sua vez está diretamente relacionada com o coeficiente de comportamento (Bento, 2011).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{q_u} \quad (5.12)$$

$$S_d = \frac{\mu}{q_u} S_{de} \quad (5.13)$$

Em que:

μ - ductilidade;

q_u - fator de redução devido à dissipação de energia histerética, obtido pela equação 5.14;

$$q_u = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & , T < T_c \\ \mu & , T > T_c \end{cases} \quad (5.14)$$

Em que:

T - período do sistema de um grau de liberdade;

T_c - período característico do movimento do solo;

O espectro de resposta mede indiretamente o efeito da aceleração sísmica em sistemas de um grau de liberdade. Para ser possível compará-lo graficamente com a curva de capacidade é necessário transformar a curva de capacidade de n graus de liberdade num sistema equivalente de um grau de liberdade no formato, aceleração espectral equivalente (S_a) em função do deslocamento espectral equivalente (d^*), obtidos pelas equações 5.15 e 5.16, respetivamente.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (5.15)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (5.16)$$

Em que:

F^* - força de corte basal do sistema equivalente de um grau de liberdade obtido pela equação 5.17;

m^* - massa do sistema equivalente de um grau de liberdade;

d_n - deslocamento do nó de controlo de um sistema com múltiplos graus de liberdade;

Γ - coeficiente de transformação obtido pela equação 5.18;

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (5.17)$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1} m_i \phi_i}{\sum_{i=1} m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_{i=1} m_i \phi_i^2} \quad (5.18)$$

Em que:

F_b - força de corte basal do nó de controlo de um sistema com múltiplos graus de liberdade;

m_i - massa do piso i ;

ϕ_i - deslocamento normalizado do piso i correspondente ao modo de vibração condicionante segundo a direção em análise;

Os coeficientes de transformação para as direções principais X e Y obtidos através do programa 3MURI estão apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Coeficientes de transformação para as direções principais

Γ_X	Γ_Y
0,95	1,10

Em seguida é determinada a curva bilinear pela relação elásto-perfeitamente plástica da curva de capacidade equivalente de um grau de liberdade. A curva bilinear fornece informação sobre a aceleração correspondente à capacidade resistente (S_{ay}) definida com base na relação de áreas iguais sob a curva de capacidade e a curva bilinear, para que a energia acumulada e dissipada por esses sistemas sejam equivalentes. Além disso, indica para o sistema de um grau de liberdade equivalente o deslocamento de cedência (d_y^*), o deslocamento último (d_u^*), a ductilidade ($\mu^* = \frac{d_u^*}{d_y^*}$) e a rigidez equivalente em regime elástico ($\frac{K^*}{m^*}$) calculada no ponto correspondente a 70% da capacidade resistente máxima em termos de aceleração da curva de capacidade ($S_{a_{máx}}$). Todos os parâmetros estão indicados na Figura 5.15, o que possibilita calcular através da equação 5.19 o período elástico do sistema equivalente (T^*).

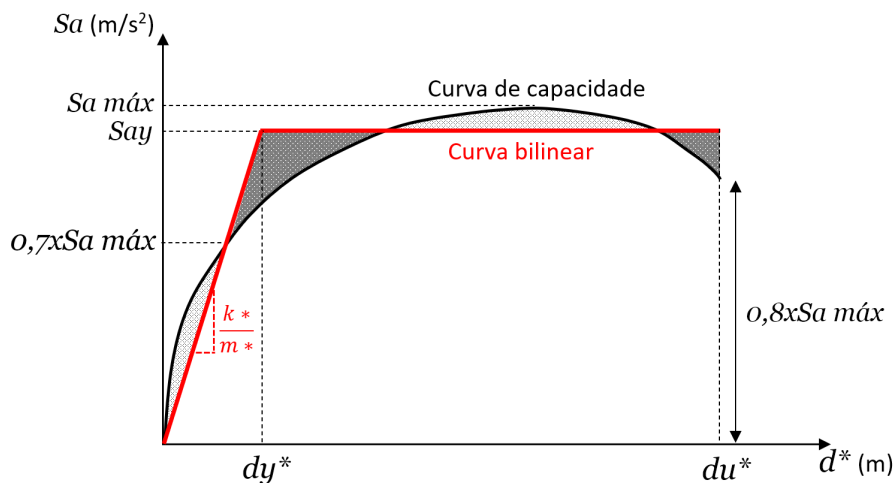


Figura 5.15: Determinação da relação idealizada aceleração/deslocamento elásto-perfeitamente plástica

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (5.19)$$

Em que:

m^* - massa do sistema equivalente de um grau de liberdade;

d_y^* - deslocamento de cedência do sistema bilinear;

F_y^* - resistência equivalente do sistema de um grau de liberdade obtido pela equação 5.20;

$$F_y^* = m^* S_{ay} \quad (5.20)$$

Através da análise das curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade, apresentadas na Figura 5.16, e dos dados da Tabela 5.4, em que estão resumidas as propriedades das

curvas bilineares para o sistema de um grau de liberdade, é possível confirmar a análise das curvas de capacidade realizada na secção 5.2.1.

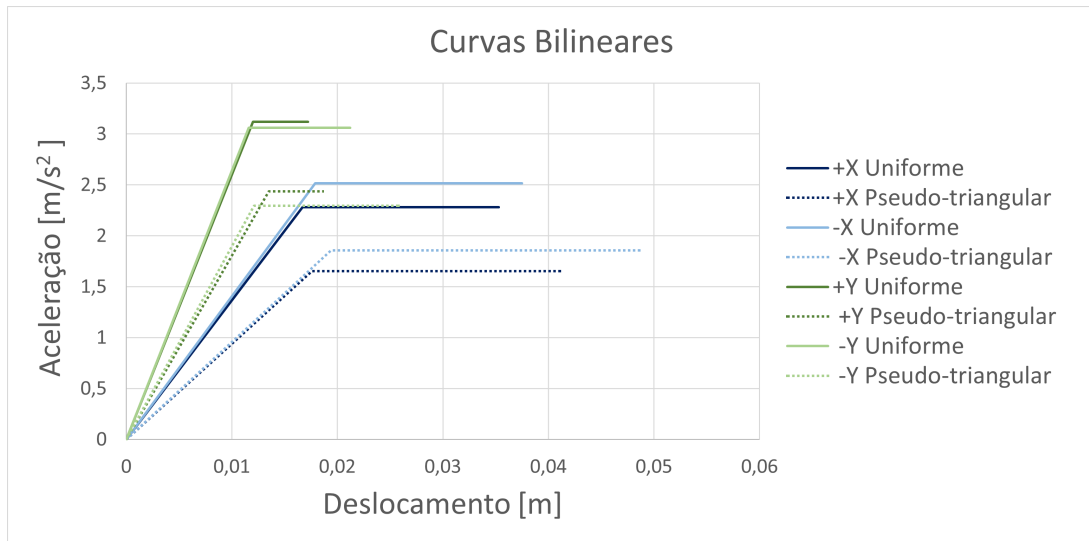


Figura 5.16: Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade

Tabela 5.4: Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade

Direção	Sentido	Distribuição	m^* [Kg]	F_y^* [kN]	S_{ay} [m/s^2]	d_y^* [m]	d_u^* [m]	T^* [s]	$\mu^* = \frac{d_u^*}{d_y^*}$
X	+	Uniforme	2229073	5086	2,28	0,0167	0,0353	0,538	2,11
		Pseudo-triangular		3683	1,65	0,0176	0,0411	0,648	2,34
	-	Uniforme		5607	2,52	0,0179	0,0375	0,530	2,09
		Pseudo-triangular		4135	1,86	0,0194	0,0484	0,643	2,51
Y	+	Uniforme	2205373	6880	3,12	0,0120	0,0172	0,390	1,43
		Pseudo-triangular		5368	2,43	0,0135	0,0186	0,467	1,38
	-	Uniforme		6747	3,06	0,0116	0,0212	0,386	1,83
		Pseudo-triangular		5060	2,29	0,0121	0,0259	0,456	2,14

Confirma-se que a estrutura apresenta maior rigidez para a direção Y através de T^* que é, em média, 28% inferior ao da direção X. Em relação à capacidade resistente, a direção Y é, em média, 29% superior à direção X para o sentido positivo e cerca de 18% superior para o sentido negativo. Além disso, é possível verificar que a direção Y apresenta menor ductilidade que a direção X.

Quanto às distribuições, verifica-se que a distribuição uniforme é mais rígida visto que apresenta, em média, valores de T^* 17% inferiores aos da distribuição pseudo-triangular, assim como exibe 25% maior capacidade resistente quando comparada com a distribuição pseudo-triangular. Em contrapartida, a distribuição uniforme corresponde a um comportamento cerca de 13% mais frágil, com exceção para a direção Y sentido positivo em que a ductilidade para a distribuição uniforme é 4% superior à da distribuição pseudo-triangular.

O deslocamento objetivo para o sistema de um grau de liberdade (dt^*) é obtido pela interseção da curva bilinear com o espectro de resposta inelástico no formato ADRS. O valor de dt^* depende da relação entre o período elástico do sistema equivalente (T^*) e o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (T_c), representados na Figura 5.17.

- Períodos curtos (estruturas rígidas): $T^* < T_c$
 - Estrutura com comportamento elástico: $S_{ay} > S_{ae}(T^*) \rightarrow dt^* = de^*$
 - Estrutura com comportamento inelástico: $S_{ay} < S_{ae}(T^*) \rightarrow dt^* = \frac{de^*}{q_u} (1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*}) \geq de^*$
- Períodos longos (estruturas flexíveis): $T^* \geq T_c$
 - Estrutura com comportamento elástico/inelástico $\rightarrow dt^* = de^*$

Em que :

de^* - deslocamento em regime elástico linear, obtido pela equação 5.21.

$$de^* = S_{ae}(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (5.21)$$

q_u - relação entre a aceleração na estrutura com comportamento elástico ilimitado S_{ae} e na estrutura com resistência limitada F_y^*/m^* , obtido pela equação 5.22.

$$q_u = \frac{S_{ae} m^*}{F_y} \quad (5.22)$$

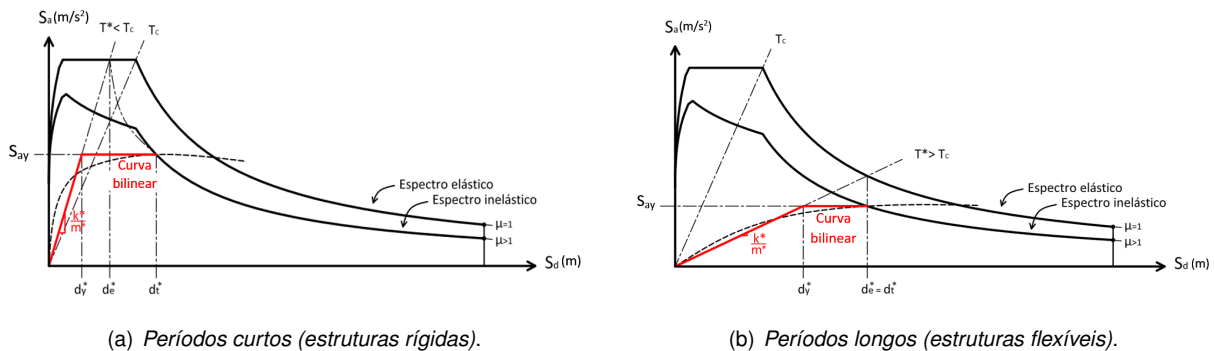


Figura 5.17: Determinação do deslocamento-alvo para o sistema equivalente de um grau de liberdade. Adaptado de (Bento, 2021)

Com base nos valores de T^* , apresentados na Tabela 5.4, e conforme foi indicado na secção 5.1, para o sismo tipo 1 ($T_c = 0,6$ s), pode concluir-se que a estrutura em estudo é caracterizada por períodos curtos para a direção Y e para a direção X com distribuição uniforme ($T^* < T_c$), e caracterizada por períodos longos para a direção X com distribuição pseudo-triangular ($T^* \geq T_c$). O mesmo acontece para o sismo tipo 2, em que $T_c = 0,25$ s, sendo assim, $T^* \geq T_c$, e consequentemente a estrutura é caracterizada também por períodos longos.

O deslocamento objetivo para o sistema com n graus de liberdade para o estado limite de danos severos (SD) (dt) é obtido pela equação 5.23.

$$dt = dt^* \Gamma \quad (5.23)$$

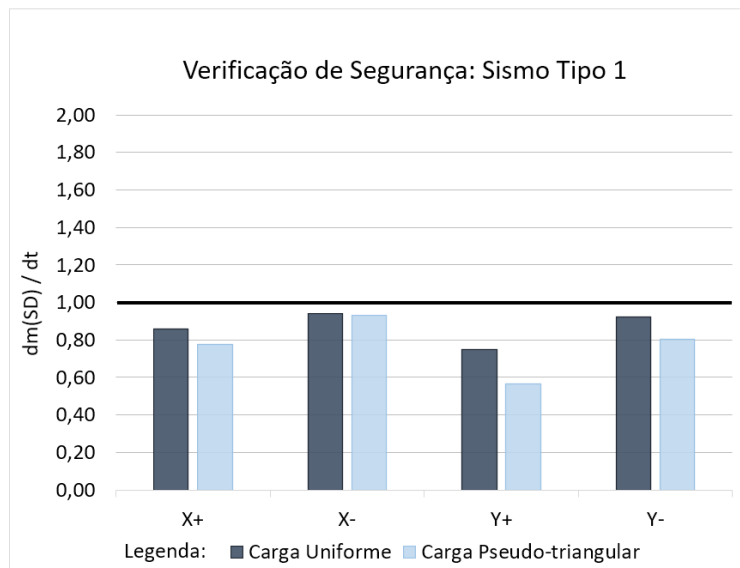
Na Tabela 5.5 estão apresentados os valores dos deslocamentos associados ao estado limite de danos severos ($dm(SD)$), dos deslocamentos que a estrutura apresenta devido à aplicação da ação sísmica tipo 1 e tipo 2 que consideramos para esse estado limite de danos severos (dt) e dos rácios entre os dois deslocamentos (α). No gráfico da Figura 5.18a e da Figura 5.18b é apresentada a avaliação do desempenho estrutural para o sismo tipo 1 e tipo 2, respetivamente. A segurança é verificada para $\alpha > 1$.

Tabela 5.5: Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2

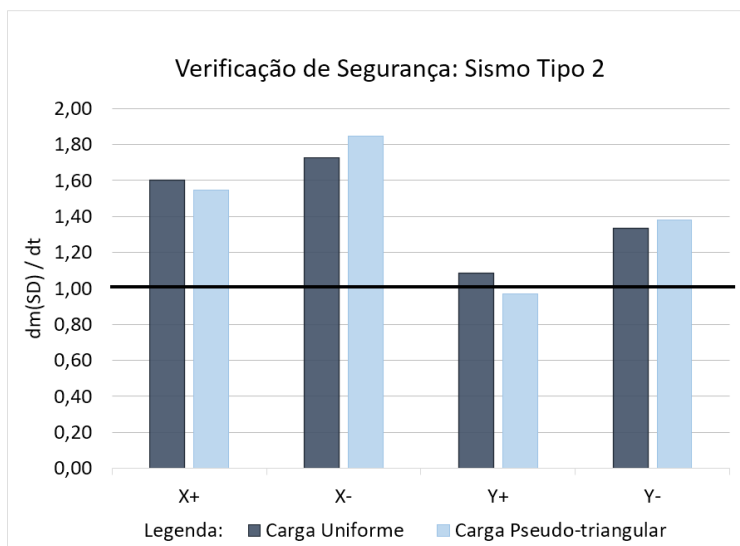
Direção	Sentido	Distribuição	$dm(SD)$ [m]	Sismo tipo 1		Sismo tipo 2	
				dt [m]	α	dt [m]	α
X	+	Uniforme	0,025	0,029	0,86	0,016	1,60
		Pseudo-triangular	0,029	0,037	0,78	0,019	1,55
	-	Uniforme	0,027	0,028	0,94	0,015	1,73
		Pseudo-triangular	0,035	0,037	0,93	0,019	1,84
Y	+	Uniforme	0,014	0,019	0,75	0,013	1,08
		Pseudo-triangular	0,015	0,027	0,56	0,016	0,97
	-	Uniforme	0,018	0,019	0,92	0,013	1,34
		Pseudo-triangular	0,021	0,027	0,80	0,016	1,38

A partir dos dados da Tabela 5.4 e da Tabela 5.5 verifica-se que apesar do deslocamento último da distribuição pseudo-triangular ser superior ao da distribuição uniforme o que leva a apresentar maior ductilidade, como a rigidez da estrutura para a distribuição pseudo-triangular é inferior à rigidez da distribuição uniforme, o deslocamento objetivo da distribuição pseudo-triangular será superior ao da distribuição uniforme, o que torna o rácio $dm(SD)/dt$ mais crítico, portanto, a distribuição pseudo-triangular é a mais condicionante. Relativamente ao sentido, o positivo é o mais condicionante, tanto para a direção X como para a direção Y, e assim conclui-se que para as duas direções, a curva pseudo-triangular sentido positivo é a mais condicionante para ambos os sismos.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 5.5 e nos gráficos da Figura 5.18, conclui-se que a estrutura não cumpre os requisitos do critério do EC8 com base no método N2 para nenhuma das situações para o sismo tipo 1. No caso do sismo tipo 2, apenas não satisfaz para a direção Y no sentido positivo com distribuição pseudo-triangular. Portanto, o sismo tipo 1 é considerado o condicionante. O resultado era expectável uma vez que se trata de uma estrutura alta e flexível.



(a) Sismo tipo 1



(b) Sismo tipo 2

Figura 5.18: Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo

Em suma, uma vez que todos os casos devem verificar a segurança para que a estrutura em análise cumpra os requisitos de desempenho sísmico global definido no EC8, é necessário proceder ao reforço estrutural.

5.3 Análise Local

Nesta secção será abordada a análise dos mecanismos locais de colapso relacionados com a resposta para fora do plano das paredes de fachada provocados pela ocorrência da ação sísmica. Uma vez que o EC8 não aborda análises locais, este estudo será realizado à luz do Regulamento Italiano (MIT, 2009) que propõe a verificação da segurança através da análise cinemática geometricamente não linear, que se baseia na definição de possíveis mecanismos locais de rotura associado ao colapso para

fora do plano e a avaliação da ação sísmica que ativa os mecanismos. A análise é realizada através da modelação por macro bloco no programa 3MURI.

Segundo o Regulamento Italiano (MIT, 2009), para a avaliação de desempenho dos mecanismos locais de colapso para fora do plano, deve-se realizar a análise com base no estado limite de colapso iminente (NC). Portanto para calcular os parâmetros para definição da aceleração à superfície a_g , para o estado limite de colapso iminente (NC), foi utilizado o mesmo raciocínio para o estado limite de danos severos (SD) desenvolvido na secção 5.1, o coeficiente multiplicativo sofre alteração sendo neste caso 1,63 para o sismo tipo 1 e 1,33 para o sismo tipo 2. Os valores foram retirados do Quadro NA.I do Anexo Nacional do EC8-3 (IPQ, 2017), o que resulta nos dados apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Parâmetros para definição dos espectros de resposta limite de colapso iminente (NC)

Sismo	tipo 1	tipo 2
Zona Sísmica	1.3	2.3
a_{gR} [m/s ²]	1,5	1,7
Coeficiente multiplicativo (NC)	1,62	1,33
a_g [m/s ²]	2,43	2,26
Tipo de Solo	C	C
$S_{máx}$	1,6	1,6
T_B [s]	0,1	0,1
T_C [s]	0,6	0,25
T_D [s]	2	2
S	1,31	1,35

A escolha dos mecanismos de colapso para fora do plano segundo (Simões et al., 2020) e (MIT, 2009) é condicionada pela geometria, estado de preservação das paredes (por exemplo, existência de fissuras), fraca qualidade ou inexistência de conexões adequadas das paredes de fachada às paredes perpendiculares, coberturas e pisos intermédios e interação com os edifícios adjacentes.

Além disso, a tensão de compressão é um fator fundamental nesta decisão, dado que quanto maior a tensão de compressão maior a resistência lateral. Uma vez que nos pisos superiores, a tensão de compressão é menor, estão mais vulneráveis à formação de mecanismos de colapso (Mendes et al., 2013). Portanto, com base nos aspetos acima descritos, para a análise local do edifício em estudo consideraram-se seis mecanismos de colapso para fora do plano de partes da estrutura que estão apresentados abaixo: o “Mecanismo 1” corresponde a um nembro do último piso da fachada principal, (Figura 5.19a); o “Mecanismo 2” corresponde a outro nembro na mesma zona, que foi definido devido à diferença de geometria relativamente ao anterior (Figura 5.19b); o “Mecanismo 3” corresponde à totalidade do último piso da fachada principal (Figura 5.19c); o “Mecanismo 4” corresponde ao último piso da fachada de tardoz (Figura 5.19d); em relação às empenas optaram-se por definir os mecanismos na empena do lado direito por simplificação, o “Mecanismo 5” (Figura 5.19e) e “Mecanismo 6” (Figura 5.19f) localizam-se no último piso.

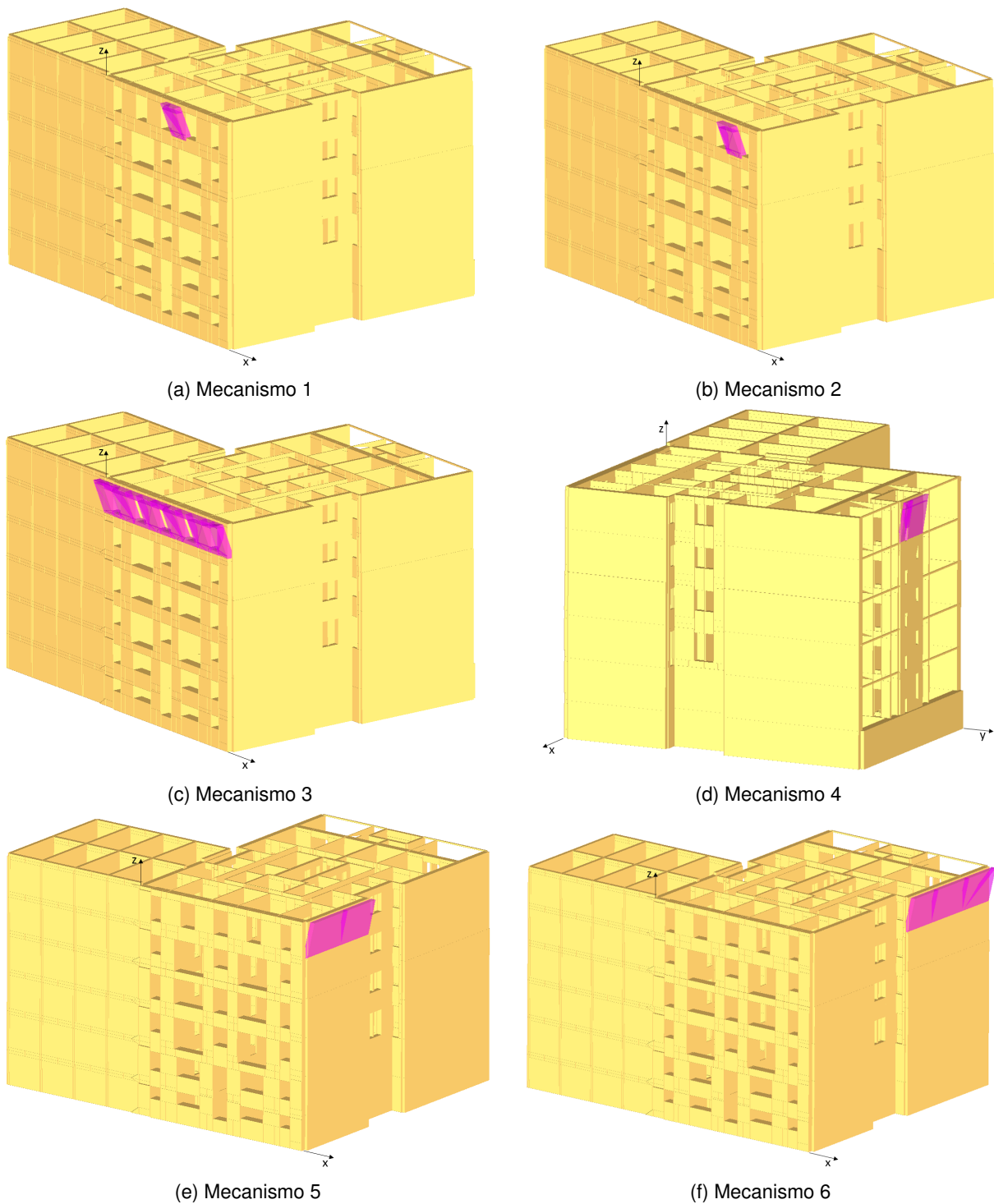


Figura 5.19: Mecanismos locais de colapso

Para realizar o cálculo da análise local no programa 3MURI é necessário definir se o mecanismo de colapso ocorre ao nível do chão “*Land constraint*” ou se o mecanismo de colapso ocorre a uma determinada cota “*Quote constraint*”. Neste estudo definiram-se apenas mecanismos de colapso no último piso, portanto deve-se ter em consideração que a aceleração da ação sísmica é superior quando comparada com a aceleração de um mecanismo de colapso no chão (MIT, 2009). Para ter em consideração essa amplificação é necessário definir dois parâmetros:

- T_1 , primeiro período de vibração da estrutura na direção considerada, obtido através da análise modal no programa 3MURI, em que se consideram as propriedades dos materiais fendilhadas.

O mecanismo de colapso é ativado para vibração na:

- Direção Y: mecanismos 1,2,3 e 4 $\Rightarrow T_1=0,55$ s;
- Direção X: mecanismos 5 e 6 $\Rightarrow T_1=0,41$ s;

- ψ , primeiro modo de vibração da estrutura na direção considerada, que pode-se assumir $\psi = \frac{Z}{H}$, onde H é a altura total da estrutura igual a 21,7 m (neste caso se considera a altura da estrutura modelada, ou seja, sem a mansarda) e Z é a altura do centro de gravidade das linhas de restrição entre os blocos afetados pelo mecanismo e o resto da estrutura que corresponde a 18,1 m, portanto $\psi=0,83$;

De acordo com o que é proposto no Regulamento Italiano (MIT, 2009), a avaliação de desempenho dos mecanismos locais pode ser realizada através da comparação entre a aceleração sísmica ampliada à altura do mecanismo (a_{0-min}^*), equação 5.24, e a aceleração sísmica espectral de ativação do mecanismo (a_0^*). A segurança é verificada para a equação 5.25.

$$a_{0-min}^* = \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (5.24)$$

$$\alpha = \frac{a_0^*}{a_{0-min}^*} \geq 1 \quad (5.25)$$

Em que:

T_1 - primeiro período de vibração da estrutura na direção considerada;

$S_e(T_1)$ - espectro de resposta elástica;

$\psi(Z)$ - primeiro modo de vibração da estrutura na direção considerada;

γ - coeficiente de participação modal. Pode-se assumir $\gamma = \frac{3N}{(2N+1)}$, onde N é o número de pisos do edifício;

q - coeficiente de comportamento que segundo (MIT, 2009) pode ser assumido igual a 2,0;

Inicialmente não se consideraram os impulsos horizontais das asnas da cobertura por simplificação, uma vez que agravariam a solitação. Através da análise da Tabela 5.7 e da Tabela 5.8 onde estão apresentados os parâmetros obtidos através da análise local efetuada no programa 3MURI para o sismo tipo 1 e tipo 2, respetivamente, em conjunto com a análise do gráfico da Figura 5.20 onde estão apresentadas as avaliações de desempenho dos mecanismos locais, constata-se que os critérios de segurança não são cumpridos para nenhum dos mecanismos locais para ambas as ações sísmicas, portanto deve-se proceder ao reforço das zonas em estudo, que será abordado na secção 6.2. A ação sísmica tipo 1 é a mais condicionante uma vez que apresentam valores de α inferiores, e o mecanismo 4 é o primeiro a ocorrer visto que apresenta o valor mínimo de α .

Tabela 5.7: Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1

Mecanismo	a_0^* [m/s ²]	a_{0-min}^* [m/s ²]	α
1	1,71	4,12	0,42
2	1,61	4,12	0,39
3	1,67	4,12	0,40
4	0,72	4,12	0,17
5	0,97	4,12	0,24
6	1,01	4,12	0,24

Tabela 5.8: Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 2

Mecanismo	a_0^* [m/s ²]	a_{0-min}^* [m/s ²]	α
1	1,71	1,79	0,95
2	1,61	1,79	0,90
3	1,67	1,79	0,93
4	0,72	1,79	0,40
5	0,97	2,41	0,40
6	1,01	2,41	0,42

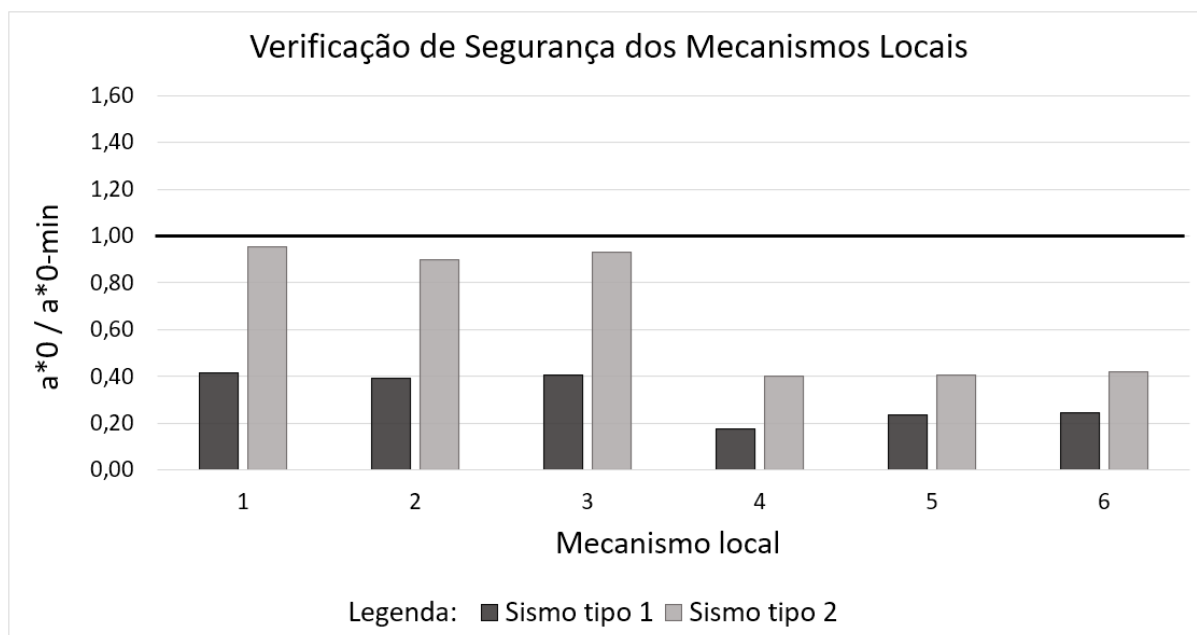


Figura 5.20: Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1 e tipo 2 associado ao estado limite de colapso iminente (NC)

6 Reforço

Como foi observado no capítulo anterior, devido às fragilidades identificadas no modelo em estudo que condicionam a segurança em caso de um abalo sísmico. Propõem-se neste capítulo a aplicação de técnicas de reforço que melhorem o comportamento estrutural de forma a garantir a verificação da segurança sísmica proposta no Eurocódigo 8, no caso da análise global, e no Regulamento Italiano, para a análise local.

6.1 Soluções de Reforço Globais

A avaliação do desempenho estrutural global após o reforço segue a metodologia explicada e utilizada na secção 5.2. O resumo do raciocínio para avaliação do desempenho estrutural global pelo método N2 está descrito no fluxograma da Figura 6.1. Neste estudo, como a segurança não é verificada, aplica-se o reforço estrutural e avalia-se novamente a estrutura. No entanto, a ação sísmica a considerar não é reduzida.

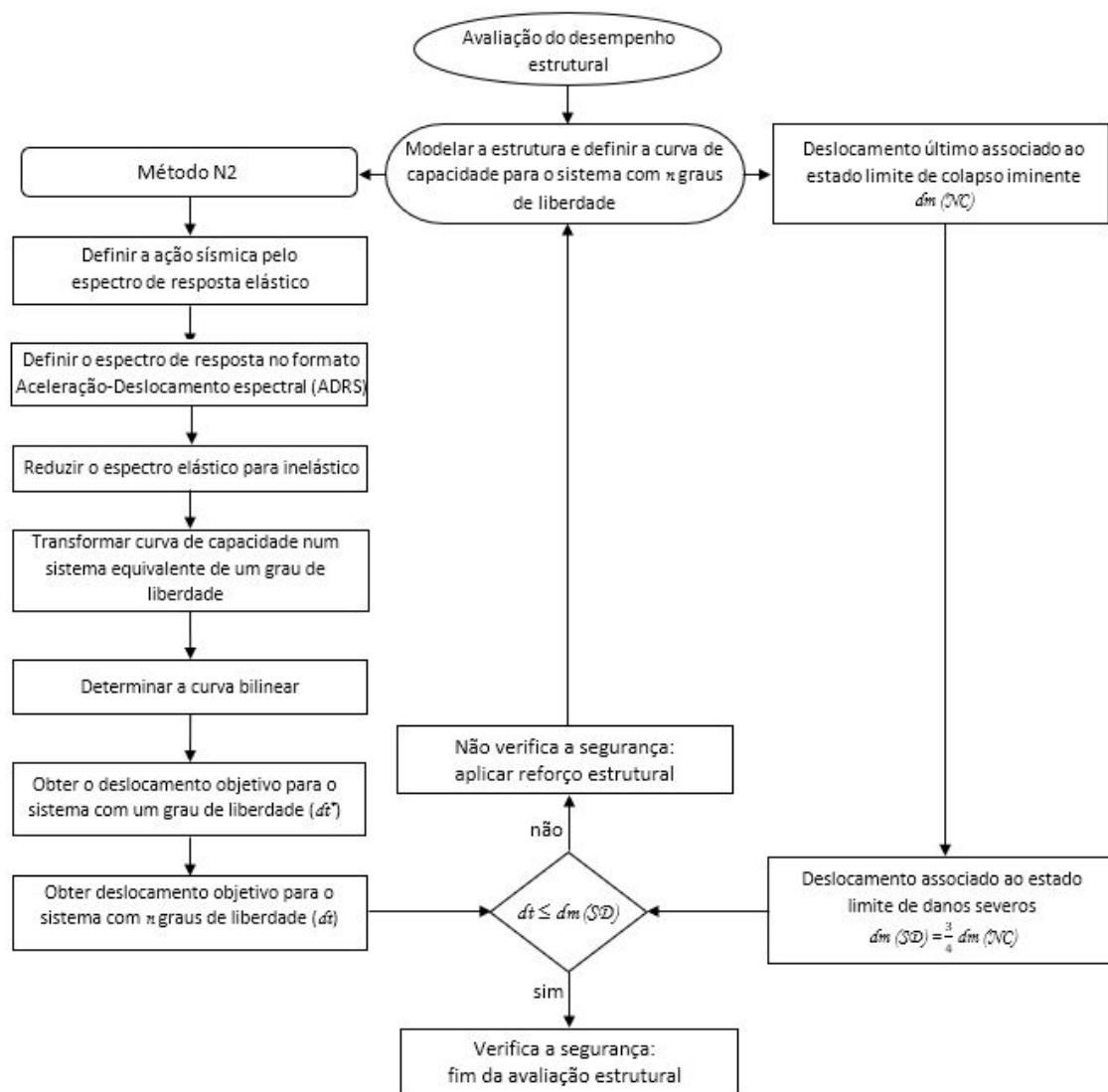


Figura 6.1: Raciocínio para avaliação do desempenho estrutural global

Neste estudo optou-se pelo aumento da capacidade de deformação da estrutura como estratégia de intervenção para atingir os requisitos de desempenho sísmico estabelecidos pelo Eurocódigo 8. Propõem-se duas soluções de reforço, a injeção de cal hidráulica natural e a aplicação de reboco armado nas paredes de alvenaria.

6.1.1 Reforço com Injeção de Cal Hidráulica Natural

O processo de reforço inicia-se com a colocação dos tubos de injeção em locais onde já existam fissuras (Figura 6.2a), em seguida faz-se a selagem dos tubos e das fendas com uma argamassa que possua características compatíveis com a argamassa original da parede (Figura 6.2b) e por fim faz-se a injeção da calda por gravidade (Figura 6.2c) (Miranda et al., 2016).

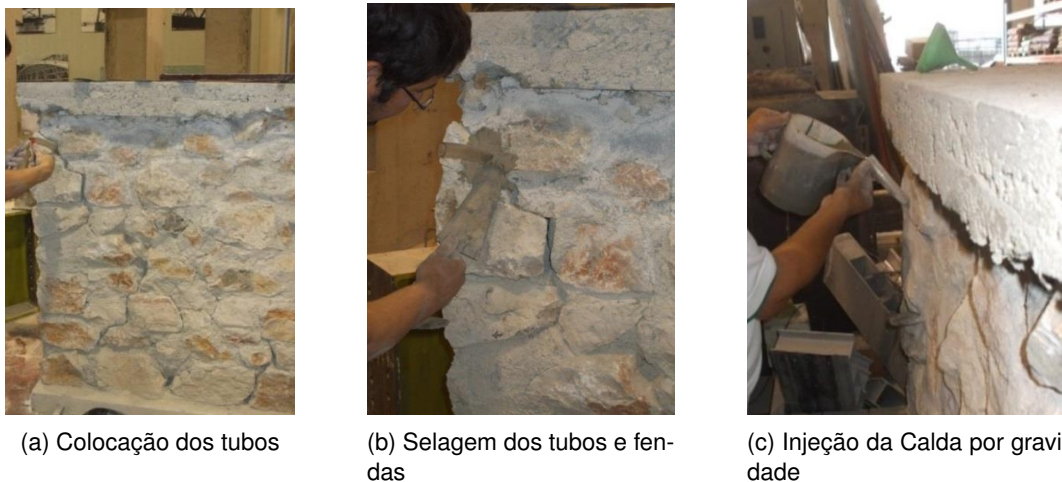


Figura 6.2: Processo de injeção da calda em paredes antigas de alvenaria de pedra irregular (Miranda et al., 2016)

Para a aplicação do reforço através da injeção de cal hidráulica natural, é necessário verificar a existência entre 2% a 15% de vazios na alvenaria para garantir a injetibilidade do produto. A verificação da injetibilidade pode ser feita através de ensaios com câmara termográfica ou ensaios de ultra-sons. Neste trabalho optou-se pela injeção apenas nas paredes em alvenarias de pedra irregular pelo histórico construtivo indicar a existência de vazios significativos, diferente das paredes em alvenaria de tijolo furado em que os vazios não são suficientes para aplicação desta técnica de reforço (Bento, 2021).

Como opção de argamassa com compatibilidade química e mecânica com alvenarias antigas, disponível no mercado, é possível destacar a “REABILITA CAL INJECT” que é uma argamassa pré-doseada seca formulada com Cal Hidráulica Natural, desenvolvida pela SECIL, destinada ao reforço de edifícios antigos (SECIL, 2021).

Este método pretende melhorar as características mecânicas e de deformabilidade da alvenaria e tem como principais vantagens aumentar a rigidez, a capacidade resistente e a ductilidade de forma a garantir um maior deslocamento último da estrutura. Neste caso de estudo, para realizar a avaliação do desempenho sísmico global da estrutura após a intervenção de reforço através do programa 3MURI, adotou-se a proposta do Regulamento Italiano (MIT, 2019) que sugere a adoção de um coeficiente multiplicativo para majorar as características mecânicas da alvenaria.

Para alvenaria de pedra irregular e reforço por injeção de cal, a Tabela C8.5.II do (MIT, 2019), sugere o coeficiente multiplicativo igual a 2, que foi aplicado ao módulo de elasticidade (E), módulo de distorção (G), tensão de compressão (f_m) e a tensão de corte (τ). Importa referir que a alteração das propriedades mecânicas afetam apenas a rigidez e a capacidade resistente da estrutura. O deslocamento último que leva ao colapso da estrutura é condicionado pela capacidade de deformação/ductilidade que segundo (Vanin et al., 2017) será superior quando aplicado o reforço estrutural, portanto os valores do *drift* ao corte e *drift* à flexão também devem ser majorados pelo coeficiente multiplicativo 5 e 3, respetivamente. Todos os valores das propriedades mencionadas acima que sofrem alterações encontram-se apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Propriedades mecânicas da alvenaria de pedra irregular

	Módulo de elasticidade E [N/mm ²]	Módulo de distorção G [N/mm ²]	Tensão de compressão f_m [N/cm ²]	Tensão de corte τ [N/cm ²]	<i>drift</i> ao corte	<i>drift</i> à flexão	fonte
Sem reforço	1050	350	200	3,2	0,005*	0,01*	(MIT, 2019) e *(IPQ, 2017)
Com reforço	2100	700	400	6,4	0,025**	0,03**	(MIT, 2019) e **(Vanin et al., 2017)

Reforçou-se inicialmente as paredes de alvenaria de pedra irregular que apresentavam mais problemas. Como foi referido na secção 5.2.1, as primeiras paredes que apresentaram danos significativos foram as paredes 20 e 26, mas não foram suficientes para verificar a segurança estrutural. Em seguida recorreu-se a um processo iterativo para reforço das paredes que apresentavam mais danos. Por fim decidiu-se reforçar todas as paredes pertencentes à empena da direita, a parede 18 pertencente à empena da esquerda e as paredes 16 e 17 pertencentes ao saguão central, que devido à existência de várias aberturas concentrava danos significativos nos lintéis. Testou-se reforçar as paredes do saguão lateral esquerdo, entretanto, optou-se por não considerá-la, uma vez que piorava o comportamento global da estrutura. Na Figura 6.3 estão indicadas em planta e no modelo 3D as paredes reforçadas com injeção de cal.

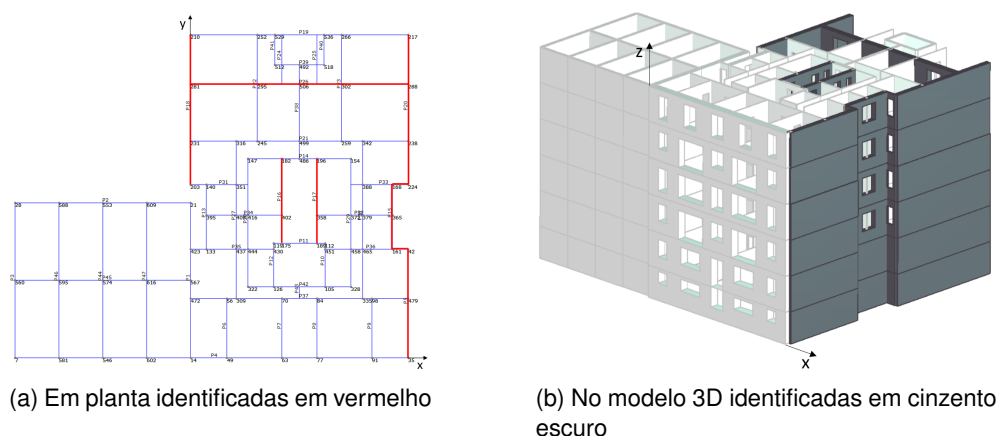


Figura 6.3: Paredes com reforço por injeção de cal

Optou-se por analisar o comportamento das paredes condicionantes da direção X, parede 26, e da direção Y, parede 20, após as intervenções de reforço na estrutura, quando sujeitas ao carregamento condicionante, pseudo-triangular no sentido positivo, observado na secção 5.2.

Como é possível observar na Figura 6.4a, para o deslocamento último, o colapso da parede 26 passa a ocorrer em apenas um nembro do piso térreo, nos restantes nembros observam-se apenas danos por corte e flexão, diferentemente da estrutura não reforçada (Figura 5.8b) que apresentava colapso em praticamente todos os nembros do piso térreo.

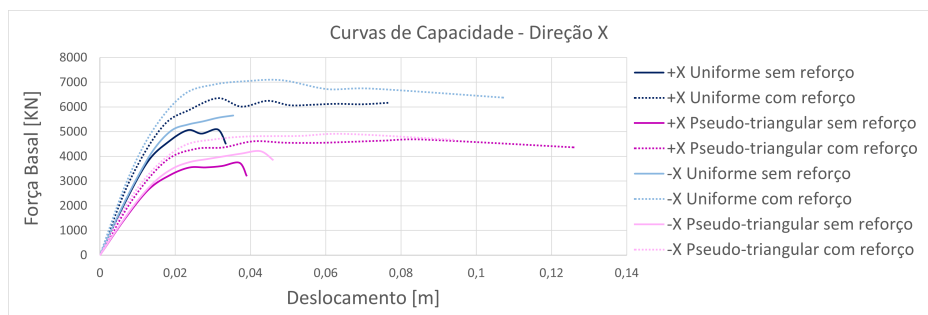
A parede 20 (Figura 6.4b) apresenta início de colapso por flexão no piso térreo e no primeiro piso elevado e danos por flexão no segundo e terceiro piso elevado, observa-se que nos dois casos a cave continua sem apresentar problemas. Importa referir que estes danos são obtidos para deslocamentos últimos superiores aos observados na estrutura sem intervenção.



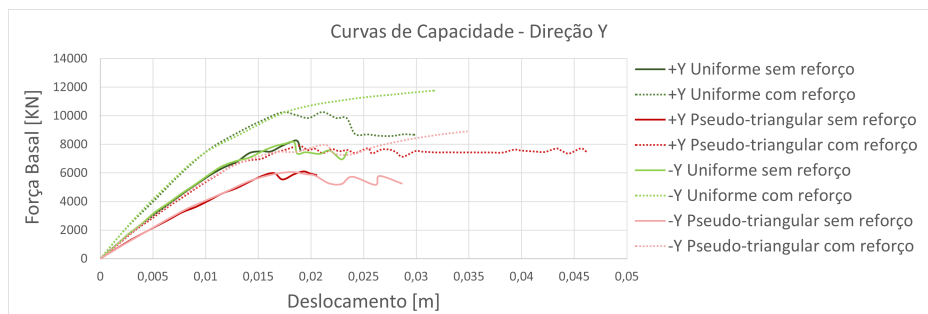
Figura 6.4: Padrões de dano após o reforço por injeção de cal para distribuição de força pseudo-triangular no sentido positivo

Nos gráficos da Figura 6.5 estão apresentadas as curvas de capacidade resistente até ao deslocamento último da estrutura sem reforço e reforçada com injeção de cal. Uma vez que as curvas de capacidade por si só não proporcionam dados suficientes, é possível analisar o desenvolvimento das curvas em conjunto com os resultados fornecidos pelo programa 3MURI, que estão apresentados no Anexo C, onde podem ser consultadas as fontes de informação utilizadas para a análise, como as tabelas com o resumo dos valores das acelerações, períodos e ductilidades para as diferentes curvas, com as respetivas variações provocadas pelo reforço, além dos gráficos com as curvas bilineares.

Observa-se que as curvas de capacidade com reforço apresentam um aumento da inclinação na fase elástica, desenvolvem-se sobre as curvas de capacidade sem reforço e atingem valores de deslocamento último superiores. Constata-se que a aplicação deste tipo de reforço aumenta a resistência para a direção X, em média, 16%, em relação à direção Y o sentido positivo a capacidade resistente aumenta cerca de 9% e para o sentido negativo atinge o dobro, em média, 21%. A ductilidade aumenta cerca de 45% e verifica-se que a rigidez aumenta, em média, 8% para a direção X e 15% para a direção Y, visto que os períodos para a estrutura reforçada são inferiores aos da estrutura sem qualquer intervenção.



(a) Direção X



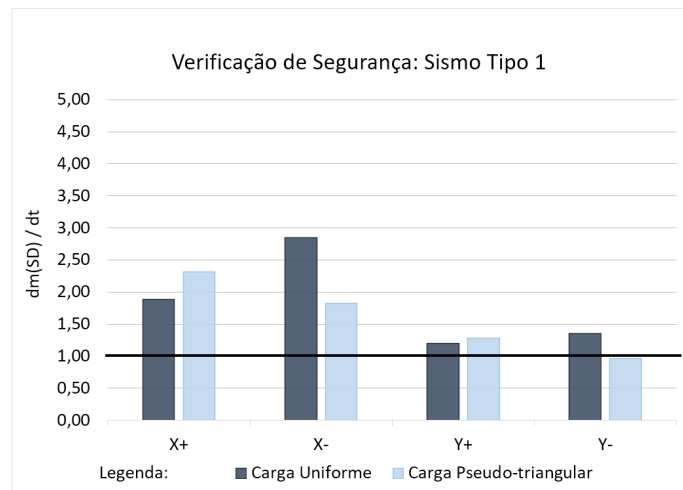
(b) Direção Y

Figura 6.5: Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem o reforço por injeção de cal

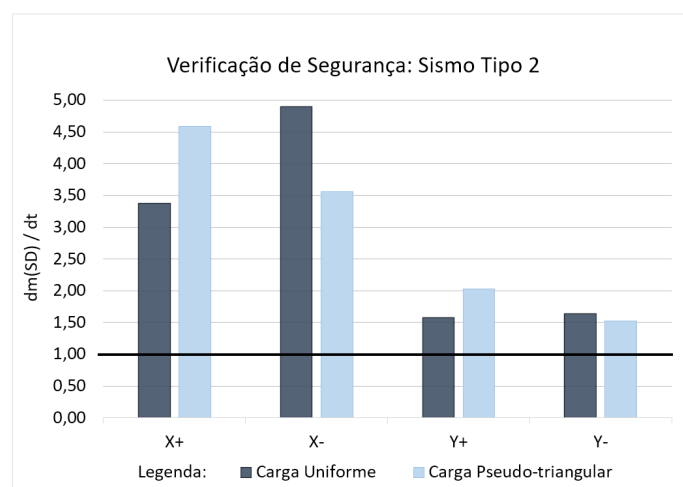
Na Tabela 6.2 e na Figura 6.6 estão apresentados os valores dos deslocamentos associados ao estado limite de danos severos, deslocamentos objetivos e os rácios entre os mesmos para verificação do desempenho estrutural. Perante a análise dos resultados, conclui-se que apenas não foi verificada a segurança estrutural para a direção Y no sentido negativo com distribuição pseudo-triangular para o sismo tipo 1. Verifica-se que a direção Y é a mais condicionante devido à localização das paredes reforçadas, que estão maioritariamente concentradas no lado direito da estrutura, o que provoca a alteração do centro de rigidez e alguma irregularidade em planta, que conseqüentemente agrava o efeito de torção. O incumprimento do requisito do critério de segurança deve-se também à redistribuição dos efeitos da ação sísmica, uma vez que as paredes com reforço são mais rígidas, portanto tendem a absorver mais esforços.

Tabela 6.2: Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após reforço com injeção de cal

Direção	Sentido	Distribuição	$dm(SD)$ [m]	Sismo tipo 1		Sismo tipo 2	
				dt [m]	α	dt [m]	α
X	+	Uniforme	0,058	0,031	1,89	0,017	3,37
		Pseudo-triangular	0,095	0,041	2,32	0,021	4,59
	-	Uniforme	0,080	0,028	2,85	0,016	4,90
		Pseudo-triangular	0,071	0,039	1,82	0,020	3,56
Y	+	Uniforme	0,023	0,019	1,20	0,014	1,57
		Pseudo-triangular	0,035	0,027	1,29	0,017	2,02
	-	Uniforme	0,024	0,018	1,35	0,015	1,64
		Pseudo-triangular	0,026	0,027	0,98	0,017	1,53



(c) Sismo tipo 1



(d) Sismo tipo 2

Figura 6.6: Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo e o deslocamento objetivo após reforço com injeção de cal

6.1.2 Reforço com a Aplicação de Reboco Armado (FRCM)

Os compósitos FRCM (*Fibre-Reinforced Cementitious Matrix/Mortar* - em português “Matriz Cimentícia/Argamassas Reforçada com Fibras”), são materiais compostos por uma malha de fibras de vidro, carbono, aço ou aramida, incorporados numa matriz inorgânica à base de argamassa de cimento ou de cal. O Comité de Elaboração e Análise de Recomendações Técnicas para Construção (CNR) dentro da estrutura dos Regulamentos Italianos elaborou um guia para o projeto e construção de sistemas de matriz inorgânica, reforçadas com fibra ligada externamente para fortalecer estruturas existentes (CNR–DT-215, 2018).

Os sistemas FRCM com matriz inorgânica à base de argamassa de cal demonstram boa compatibilidade química em substratos antigos de alvenaria (CNR–DT-215, 2018), e têm sido utilizados para reforço estrutural devido à sua reduzida espessura, elevada resistência à tração, reduzido peso, capacidade de permeabilidade ao vapor, reversibilidade da intervenção, resistência a altas temperaturas e

facilidade de aplicação em superfícies húmidas (Hojdys e Krajewski, 2021) e (S&P, 2018).

O processo de aplicação acontece em cinco fases: i) retira-se o reboco existente, ii) aplica-se uma camada de argamassa, iii) coloca-se a armadura de reforço embebida na argamassa, iv) em seguida colocam-se conectores para garantir que não ocorre o destacamento da malha e fixa-se a malha à fundação, v) por fim procede-se à aplicação da argamassa de regularização. Na Figura 6.7 apresenta-se a aplicação.



Figura 6.7: Aplicação da malha de fibra de carbono (site S&P)

Optou-se por modelar a solução de duas formas: i) através dos coeficientes multiplicativos, proposto no Regulamento Italiano (MIT, 2019), para majorar as características mecânicas da alvenaria, e os fatores multiplicativo proposto por Vanin et al. (2017) e por Ponte et al. (2021), para majorar a capacidade de deformação; ii) por meio da aplicação do sistema FRCM disponibilizado no programa 3MURI.

Através da análise da resposta da estrutura à ação sísmica escolheu-se de forma iterativa reforçar as paredes que apresentam danos significativos, as paredes 5, 15, 16, 17, 18, 20, 33, 36 e 26 em alvenaria de pedra irregular e a parede 19 em alvenaria de tijolo furado. Na Figura 6.8 estão identificadas em planta e no modelo 3D as paredes reforçadas com reboco armado (FRCM).

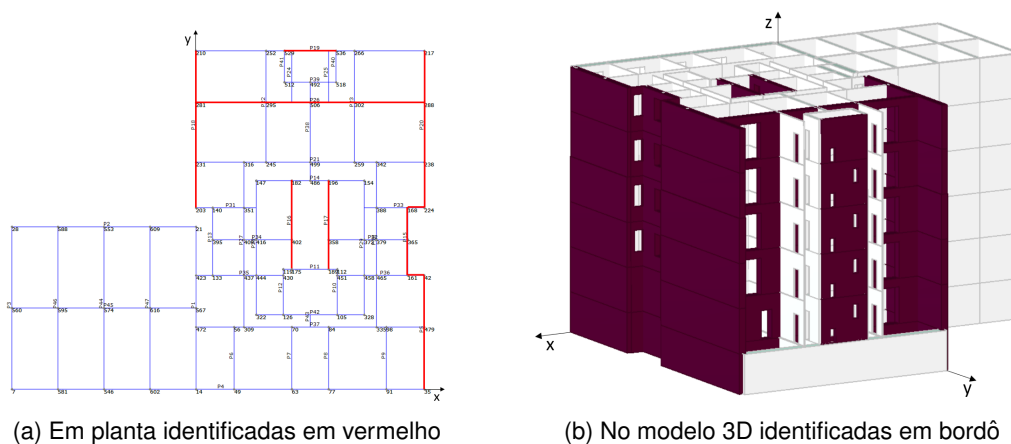


Figura 6.8: Paredes com reforço por aplicação de reboco armado (FRCM)

6.1.2.1 Modelação através de Coeficientes Multiplicativos

Neste caso a modelação da solução no programa 3MURI realiza-se à semelhança da técnica de reforço por injeção de cal. Para o reboco armado, o Regulamento Italiano (MIT, 2019) propõe a adoção de um coeficiente multiplicativo igual a 2,5 para a alvenaria de pedra irregular e um coeficiente multiplicativo igual a 1,5 para a alvenaria de tijolo furado.

Relativamente ao *drift* ao corte e *drift* à flexão, para o tijolo furado mantêm-se os coeficientes multiplicativos propostos por (Vanin et al., 2017) correspondente a 5 e 3, respetivamente, e não é especificado qual o material utilizado para reforço.

No caso da alvenaria de pedra irregular, para o coeficiente multiplicativo que afeta o *drift* à flexão, utiliza-se como referência os resultados do estudo (Ponte et al., 2021), que aborda a aplicação de malhas de fibra de vidro e carbono no reforço estrutural. Os resultados propõem a adoção do coeficiente 3,4 para a fibra de vidro e de 4,2 para a fibra de carbono. Neste último caso, visto que o *drift* à flexão tomaria o valor de 0,042, superior ao valor limite proposto pelo programa 3MURI igual a 0,04, portanto, utiliza-se 0,04. Os valores das propriedades mecânicas das alvenarias antes e após reforço com reboco armado com malha de vidro e malha de carbono encontram-se apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3: Propriedades mecânicas da alvenaria antes e após reforço com reboco armado pelo coeficiente multiplicativo

Reforço	Malha	Módulo de elasticidade	Módulo de distorção	Tensão de compressão	Tensão de corte	<i>drift</i> ao corte	<i>drift</i> à flexão	fonte
		E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	f_m [N/cm ²]	τ [N/cm ²]			
Pedra irregular	Sem	1050	350	200	3,2	0,005*	0,01*	(MIT, 2019) e *(IPQ, 2017)
	Com vidro carbono	2625	875	500	8	0,025**	0,034*** 0,040***	(MIT, 2019); ** (Vanin et al., 2017) e *** (Ponte et al., 2021)
Tijolo furado	Sem	1800	600	430	13	0,005*	0,01*	(MIT, 2019) e *(IPQ, 2017)
	Com	2700	900	645	19,5	0,025**	0,03**	(MIT, 2019) e ** (Vanin et al., 2017)

Os padrões de dano são equivalentes para o reboco armado com malha de fibra de vidro ou carbono, por isto apresenta-se apenas uma representação do padrão de danos. Na Figura 6.9a e na Figura 6.9b, ilustram-se os danos para o deslocamento último nas paredes condicionantes da direção X e Y, respetivamente, para distribuição pseudo-triangular no sentido positivo. Observa-se na parede 26 dano por flexão em um nembro da cave e apenas danos por corte e flexão nos nembros a partir do piso térreo, e os lintéis podem evoluir para qualquer tipo de colapso. Em relação à parede 20, para a situação sem reforço, os danos por corte no piso térreo e no segundo piso elevado, observados na Figura 5.12a, passam a ser danos por flexão quando o reforço é aplicado, uma vez que o *drift* ao corte foi definido com valores elevados de forma a que o colapso por corte não seja a situação condicionante.

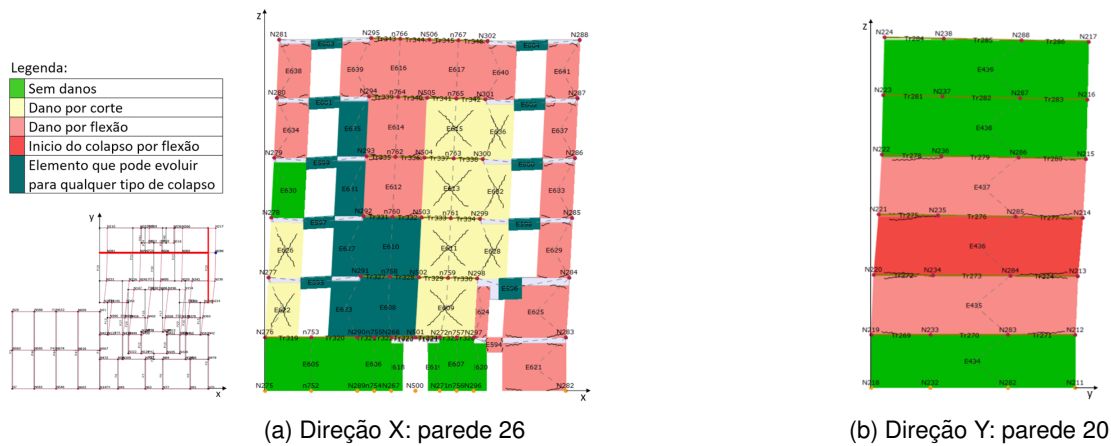


Figura 6.9: Padrões de dano após o reforço com reboco armado pelo coeficiente multiplicativo para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo

Nos gráficos da Figura 6.10, observa-se que curvas de capacidade para o reforço com malha de fibra de vidro e de carbono são praticamente iguais, incluindo não haver alteração em relação aos períodos (já que a rigidez é igual para os dois materiais). Face esse resultado, considerou-se para as análises seguintes malha de fibra de vidro/carbono.

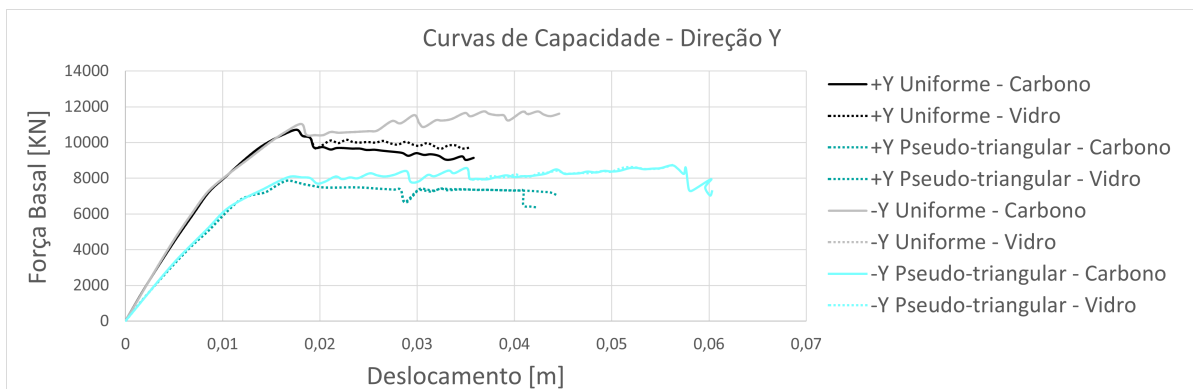
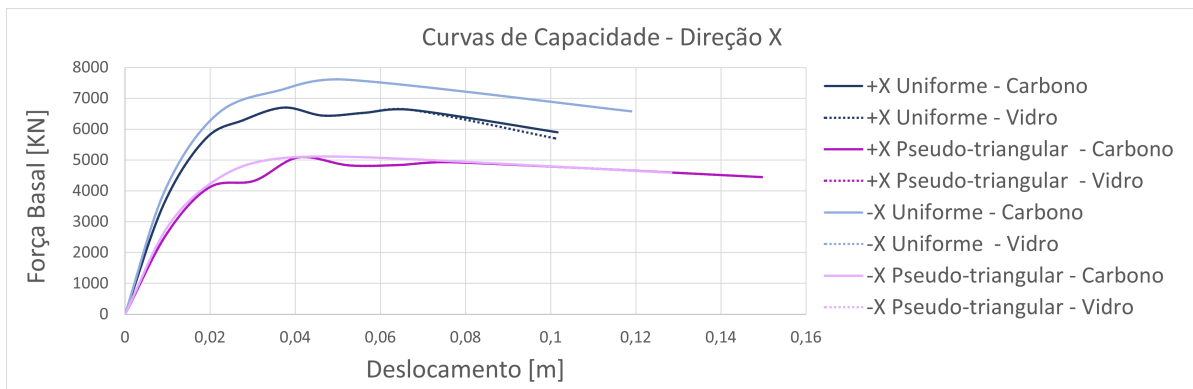
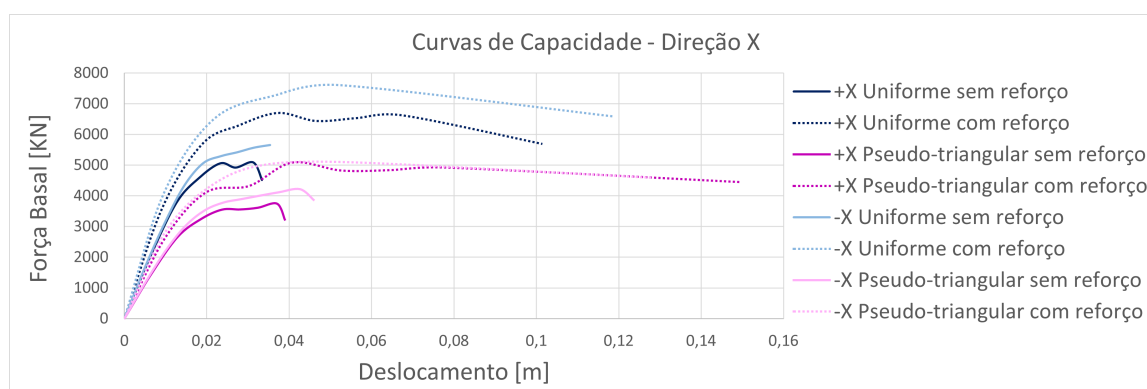
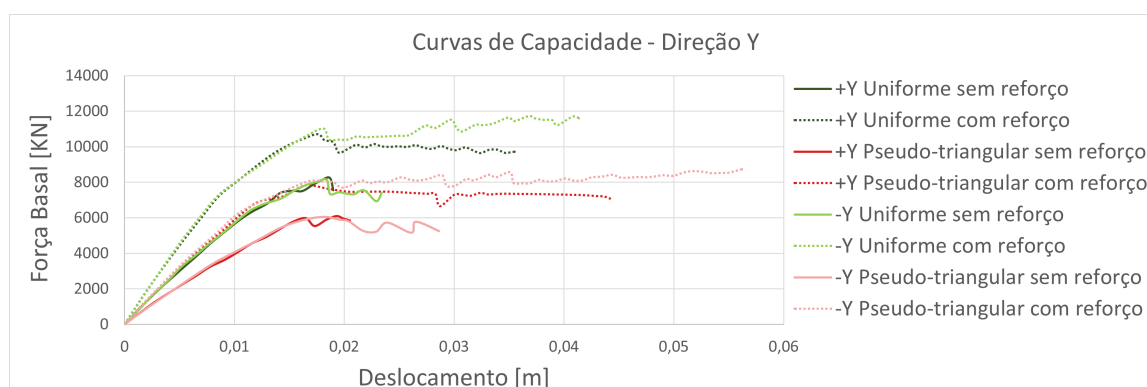


Figura 6.10: Curvas de capacidade resistente da estrutura após o reforço com reboco armado com malha de vidro ou carbono pelo coeficiente multiplicativo

Na Figura 6.11 estão apresentadas as curvas de capacidade sem reforço e com reboco armado com malha de vidro/carbono. Em geral, em comparação com a estrutura sem reforço, após a intervenção a rigidez aumenta, em média, 10% para a direção X e 22% para a direção Y. A respeito da resistência, observa-se um aumento, em média, de 20% para a direção X e cerca de 14% para a direção Y. A ductilidade é o parâmetro que apresenta melhores resultados com um aumento, em média, de 59%, o que representa uma maior capacidade da estrutura de distribuição do comportamento não linear. No Anexo C apresentam-se as curvas bilineares para comparação dos resultados com e sem reforço, assim como as tabelas com os dados acima referidos.



(a) Direção X



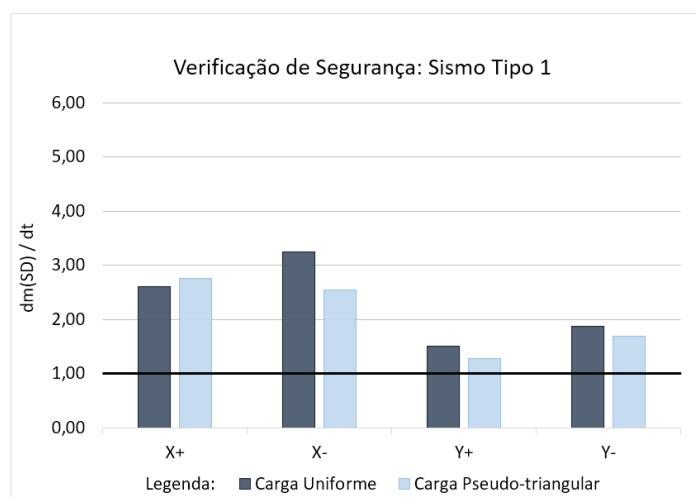
(b) Direção Y

Figura 6.11: Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem o reforço com reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono pelo coeficiente multiplicativo

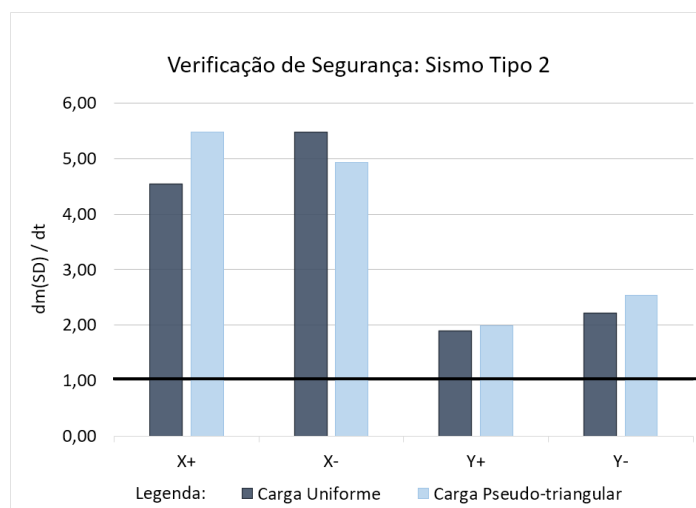
Pela análise da Tabela 6.4 e dos gráficos da Figura 6.12, conclui-se que a segurança estrutural é verificada em todos os casos para o sismo tipo 1 e tipo 2. Através da análise dos dados verifica-se que o sismo tipo 1 é o mais condicionante, sendo que para a direção X, a situação mais condicionante ocorre para o sentido negativo com distribuição pseudo-triangular e para a direção Y a segurança está mais próxima de não ser verificada para o sentido positivo com distribuição pseudo-triangular, uma vez que apresentam os menores valores de rácio.

Tabela 6.4: Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após o reforço com reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono pelo coeficiente multiplicativo

Direção	Sentido	Distribuição	$dm(SD)$ [m]	Sismo tipo 1		Sismo tipo 2	
				dt [m]	α	dt [m]	α
X	+	Uniforme	0,0759	0,0292	2,60	0,0167	4,54
		Pseudo-triangular	0,1122	0,0406	2,76	0,0205	5,47
	-	Uniforme	0,0892	0,0275	3,24	0,0163	5,47
		Pseudo-triangular	0,0962	0,0377	2,55	0,0195	4,93
Y	+	Uniforme	0,0266	0,0176	1,51	0,0140	1,90
		Pseudo-triangular	0,0333	0,0260	1,28	0,0167	1,99
	-	Uniforme	0,0311	0,0166	1,87	0,0140	2,22
		Pseudo-triangular	0,0421	0,0250	1,68	0,0166	2,54



(c) Sismo tipo 1



(d) Sismo tipo 2

Figura 6.12: Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo após reforço com reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono pelo coeficiente multiplicativo

6.1.2.2 Modelação através da Função Disponibilizada no 3MURI

O programa 3MURI disponibiliza uma função que permite definir o reforço de FRM com base nos dados da alvenaria intervencionada, dados disponibilizados pelo fabricante da malha e os coeficientes de cálculo discriminados no guia (CNR–DT-215, 2018), e algumas referências no guia (CNR–DT-200, 2013), também desenvolvido pelo CNR para o caso da matriz orgânica. Todos os valores necessários para definição da solução de reforço no programa 3MURI estão apresentados na Tabela 6.5 e explicados em seguida.

Tabela 6.5: Propriedades para definição do reforço FRM no programa 3MURI

	Tipo de alvenaria	Pedra calcária	Tijolo furado	fonte
	Classe de exposição	Externa	Externa	
Dados da Alvenaria	Fator de conservação	0,8	0,8	(CNR–DT-215, 2018)
	Tensão de compressão [MPa]	2	4,3	(MIT, 2019)
	Tensão de tração [MPa]	0,2	0,43	
	$\gamma_m = \gamma_{f,d}$		1,5	(CNR–DT-200, 2013)
Coeficientes de cálculo	α		1,5	(CNR–DT-215, 2018)
	β		0,6	
	<i>drift</i> ao corte		0,025	(Vanin et al., 2017)
	<i>drift</i> à flexão		0,040	(Ponte et al., 2021)
	Efeito do reforço		Corte	
Dados da Malha <i>ARMO-mesh 500/500</i>	Aplicação do reforço		Duas faces	
	Qualidade da ancoragem		Eficaz	
	Números de camadas		Uma	(S&P, 2018)
	Espessura do Reforço [mm]		0,105	
	Área da secção teórica de fibra [mm ² /m]		105	
	Modulo de elasticidade [MPa]		160 000	
	Extensão característica		1,8%	

Em relação à alvenaria é necessário identificar qual o tipo, neste caso optou-se por reforçar paredes de alvenaria de pedra calcária e tijolo furado. Definiu-se a classe de exposição como exterior, portanto, segundo a tabela 3.1 do guia (CNR–DT-215, 2018) corresponde ao fator de conservação de 0,80. A tensão de compressão das alvenarias definida na secção 4.2 foi obtida através do Regulamento Italiano (MIT, 2019) e corresponde a 2 MPa para a alvenaria de pedra irregular e 4,3 MPa para a alvenaria de tijolo furado. Relativamente à tensão de tração, na secção 5.3.2 do guia (CNR–DT-200, 2013) recomenda-se utilizar 10% da tensão de compressão, portanto equivale a 0,2 MPa para a alvenaria de pedra irregular e 0,43 MPa para a alvenaria de tijolo furado.

Definiram-se os coeficientes de cálculo, para o fator parcial dos materiais (γ_m) e o fator parcial do descolamento ($\gamma_{f,d}$) o guia (CNR–DT-200, 2013) sugere que de acordo com a secção 4.3.1 ($\gamma_m = \gamma_{f,d}$), optou-se por considerar o cenário mais condicionante, ou seja, pode ocorrer descolagem do reforço, visto que o fabricante não fornece informações para considerar um cenário mais otimista, portanto $\gamma_m = \gamma_{f,d} = 1,5$. Segundo o guia (CNR–DT-215, 2018), o fator de redução (α) deve ser considerado igual a 1,5 para todos os sistemas FRM e o ângulo da fibra em relação ao eixo longitudinal dos membros (β)

apresentado no anexo 1 do (CNR–DT-215, 2018) equivale a 0,6. Em relação ao *drift* ao corte, utilizam-se os coeficientes multiplicativos propostos por Vanin et al. (2017) e obtém-se o valor de 0,025. Para o *drift* à flexão, utilizam-se os coeficientes multiplicativos propostos por Ponte et al. (2021) e obtém-se o valor de 0,040.

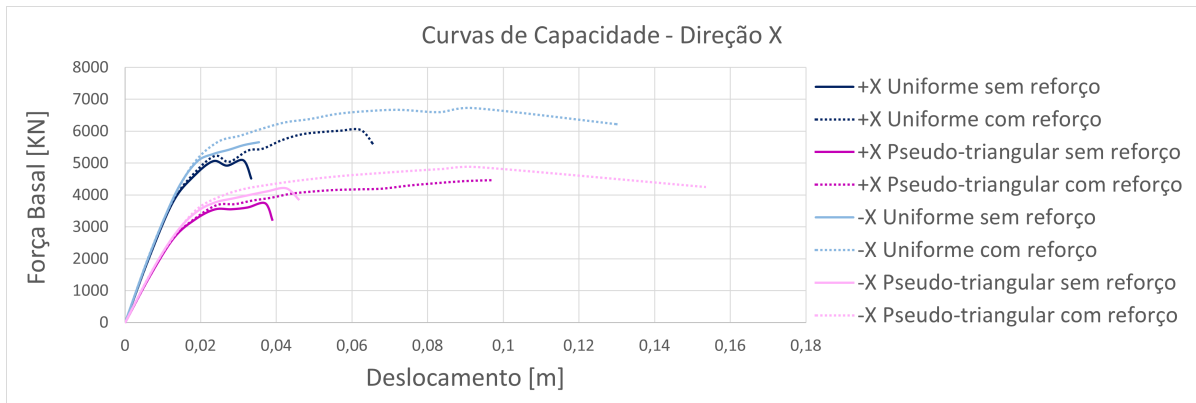
Neste caso de estudo utilizou-se a fibra de carbono da gama *ARMO-mesh 500/500* fabricada pela S&P para realizar o reforço estrutural tanto nas alvenarias de pedra como de tijolo e os dados foram retirados da ficha técnica do produto (S&P, 2018). Não foi modelada a solução com malha de fibra de vidro por falta de dados técnicos necessários para modelação do reforço FRCM no programa 3MURI.

Na Figura 6.13, uma vez que se tratava da situação condicionante para a estrutura sem reforço, apresentam-se os danos nas paredes 26 e 20 para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo. Observa-se que o reforço reduz os danos na parede 26 para o deslocamento último. Neste caso ocorre apenas o colapso por flexão de um nembro e os restantes nembros apresentam danos por corte e flexão. Em relação à parede 20, observa-se que os danos por corte passam a ocorrer também nos pisos mais elevados.

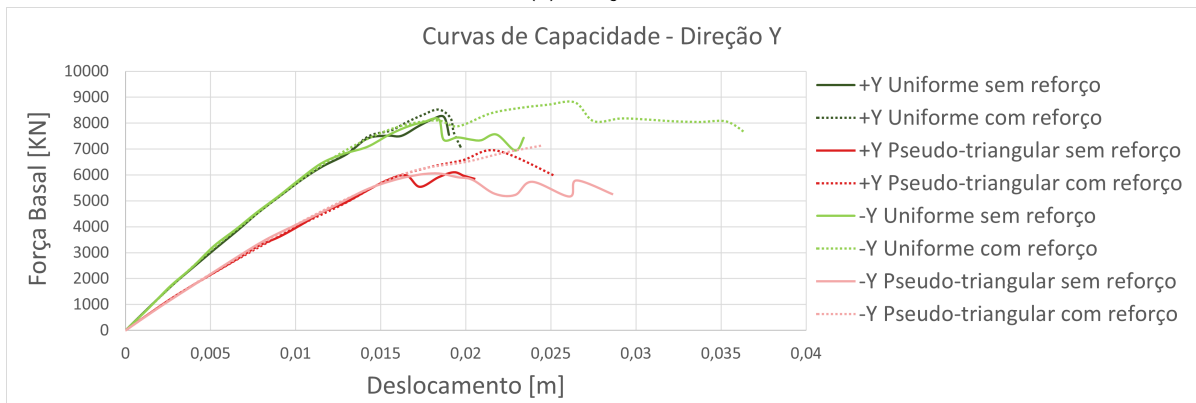


Figura 6.13: Padrões de dano após o reforço com sistema FRCM carbono para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo

A análise das curvas de capacidade, presentes na Figura 6.14, permite concluir que a aplicação do sistema FRCM como reforço estrutural provoca o aumento da resistência, em média, de 15% para a direção X. Em relação à direção Y, a melhoria é menos significativa, cerca de 9%. A ductilidade para a direção X apresenta, em média, 56% de aumento. Em contrapartida, a ductilidade para a direção Y não apresenta um comportamento semelhante para as diferentes distribuições e sentidos de aplicação das forças. No caso da distribuição uniforme sentido positivo não ocorre alteração da ductilidade. Para a distribuição pseudo-triangular sentido negativo observa-se uma redução de 42%, as restantes curvas apresentam aumentos de 28% e 11% para a distribuição uniforme sentido negativo e para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo, respetivamente. Para este tipo de reforço não se verificaram alterações significativas na rigidez da estrutura, aumenta em média, 2% para a direção X e 1% para a direção Y.



(a) Direção X



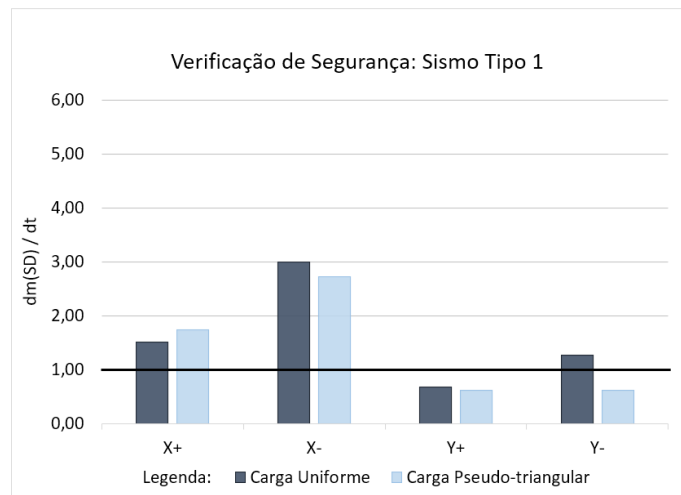
(b) Direção Y

Figura 6.14: Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem o reforço com sistema FRCM carbono

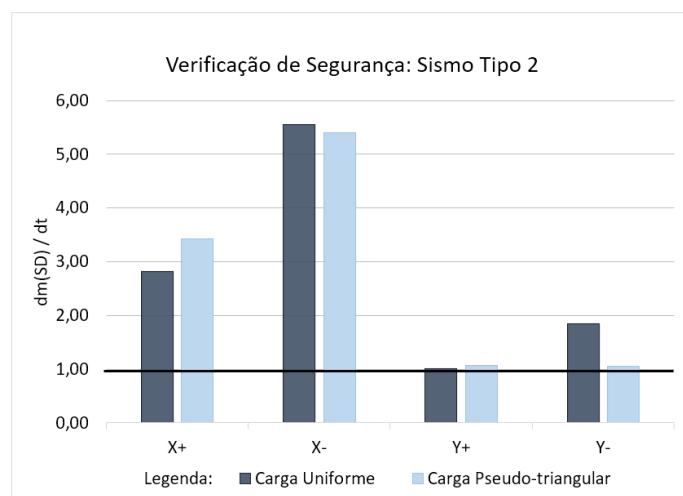
Ao analisar os resultados da Tabela 6.6 e dos gráficos da Figura 6.15, observa-se que a segurança não é verificada para o sismo tipo 1 para três situações da direção Y: ambas as distribuições de força no sentido positivo; e para a distribuição pseudo-triangular no sentido negativo. Além disso, note-se que a direção Y é cerca de 67% mais condicionante que a direção X.

Tabela 6.6: Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após o reforço com sistema FRCM carbono

Direção	Sentido	Distribuição	$dm(SD)$ [m]	Sismo tipo 1		Sismo tipo 2	
				dt [m]	α	dt [m]	α
X	+	Uniforme	0,0492	0,0325	1,51	0,018	2,81
		Pseudo-triangular	0,0730	0,0420	1,74	0,021	3,43
	-	Uniforme	0,0976	0,0325	3,00	0,018	5,55
		Pseudo-triangular	0,1149	0,0421	2,73	0,021	5,39
Y	+	Uniforme	0,0148	0,0217	0,68	0,015	1,01
		Pseudo-triangular	0,0189	0,0304	0,62	0,018	1,07
	-	Uniforme	0,0273	0,0215	1,27	0,015	1,84
		Pseudo-triangular	0,0184	0,0299	0,62	0,018	1,05



(c) Sismo tipo 1



(d) Sismo tipo 2

Figura 6.15: Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo após reforço com sistema FRCC carbono

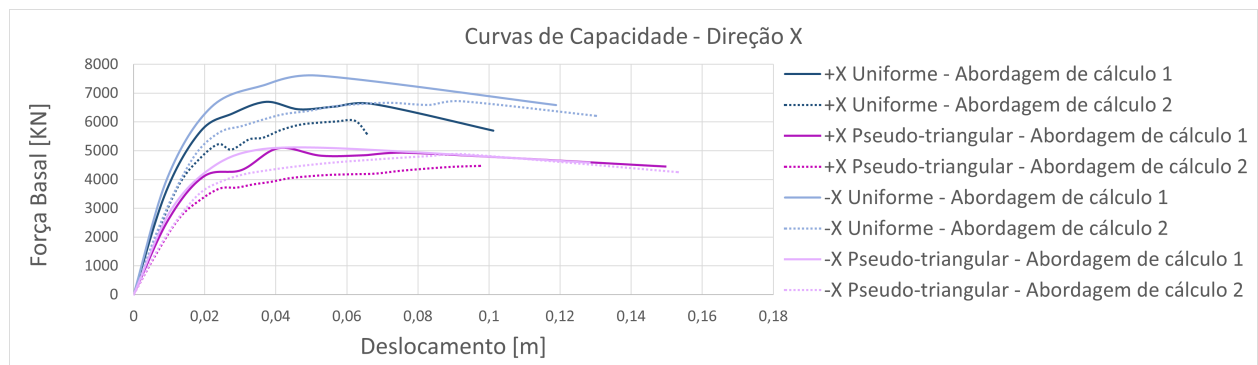
6.1.2.3 Comparação entre os Resultados obtidos pelas Duas Abordagens de Cálculo

Na Figura 6.16 apresentam-se as curvas de capacidade correspondentes à solução de reforço com a aplicação de reboco armado (FRCC) pela abordagem 1 (modelação através de coeficientes multiplicativos) e pela abordagem 2 (modelação através da função disponibilizada no 3MURI).

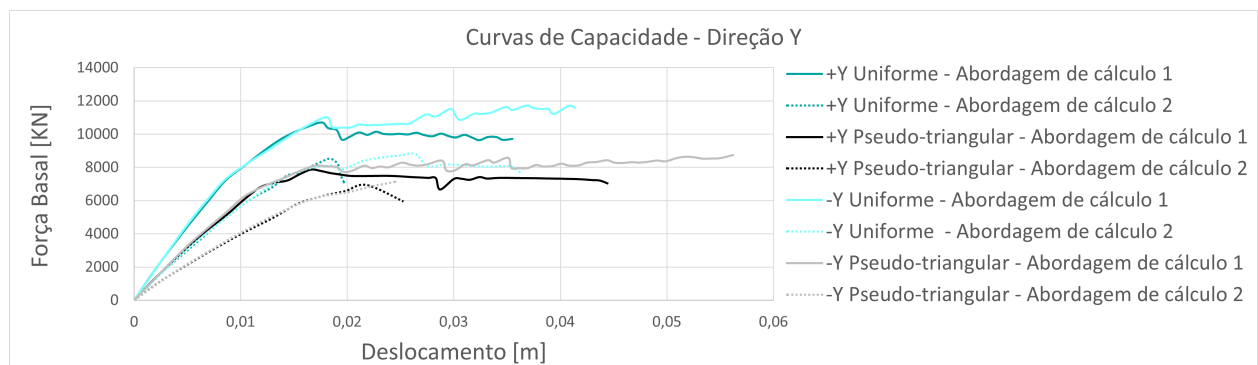
Observa-se que as curvas de capacidade para a abordagem 1 desenvolvem-se sobre as curvas de capacidade para a abordagem 2, o que representa maior capacidade resistente, em média, 6%. A abordagem 1 apresenta rigidez, em média, 17% superior à abordagem 2. Em relação a ductilidade, a abordagem 1 é cerca de 45% superior. Na verificação do desempenho sísmico a abordagem 1 apresenta valores de rácio, em média, 44% superior a abordagem 2.

Verifica-se que a abordagem 1 apresenta melhores resultados que a abordagem 2. Atendendo à forma aproximada como os fatores multiplicativos foram definidos, e visto que não têm em conta as especificidades da malha, é interessante verificar que a abordagem 1 é menos conservadora do que a abordagem 2. Daqui pode concluir-se que os coeficientes multiplicativos sugeridos pelo Regulamento

Italiano (MIT, 2019) e pelos trabalhos referidos anteriormente para a capacidade de deformação. Podem requerer uma reavaliação e refinamento considerando a abordagem 2 como a de referência.



(a) Direção X



(b) Direção Y

Figura 6.16: Curvas de capacidade resistente da estrutura para as diferentes abordagens de cálculo da aplicação do reforço com aplicação do reboco armado (FRCM)

6.1.3 Combinação de Soluções de Reforço

Como foi possível observar na análise de danos e desempenho sísmico, as técnicas de reforço de injeção de cal e reboco armado pelo sistema FRCM, aplicadas individualmente não garantem a verificação de segurança estrutural, vale a pena relembrar que a abordagem de aplicação do reboco armado através de coeficientes multiplicativos verifica a segurança. Optou-se por combinar as soluções de reforço que não verificam a segurança, ou seja, injeção de cal e aplicação do reboco armado através da modelação com a função disponibilizada no 3MURI.

Na Figura 6.17 apresentam-se os danos para o deslocamento último nas paredes 26 e 20 para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo para a direção X e Y, respetivamente. Como é possível observar na Figura 6.17a, a parede 26 apresenta na maioria dos nembos danos por corte, danos por flexão e colapso por flexão em apenas um nembro do piso térreo. A parede 20 (Figura 6.17b) apresenta danos por flexão entre o piso térreo e o primeiro piso elevado, e início de colapso por flexão no segundo e no terceiro piso elevado.

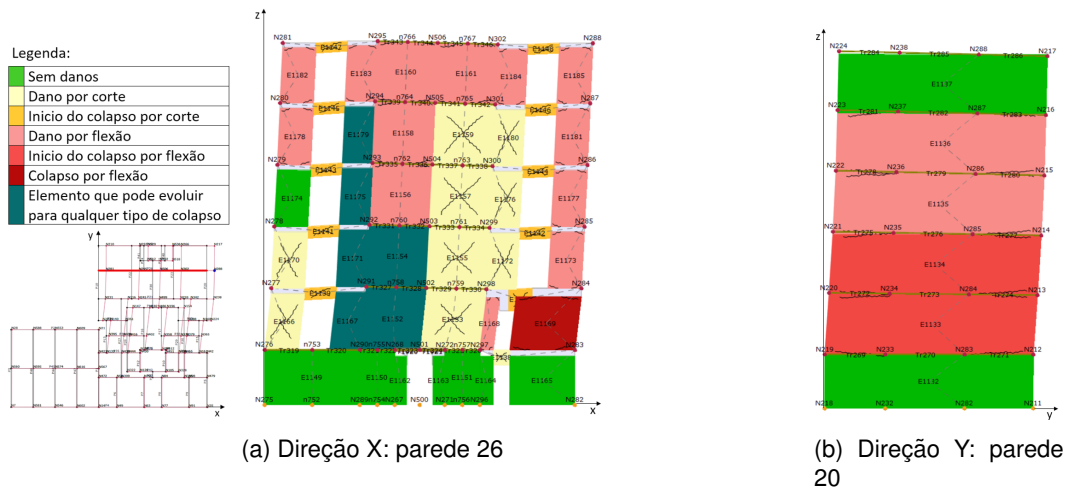


Figura 6.17: Padrões de dano após reforço com a combinação para a distribuição pseudo-triangular sentido positivo

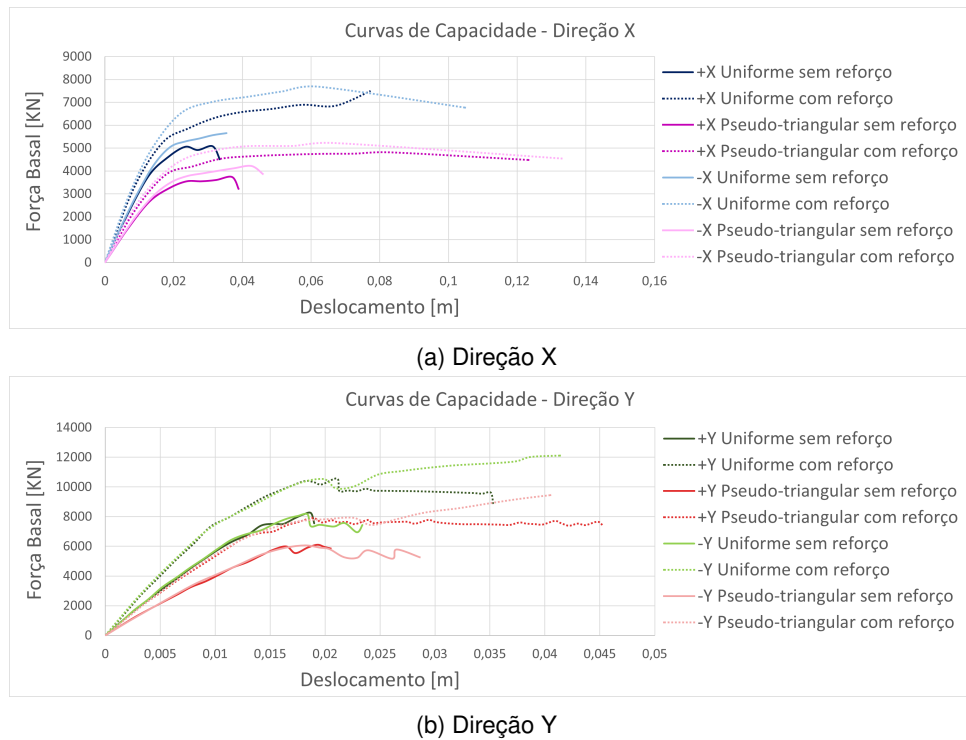


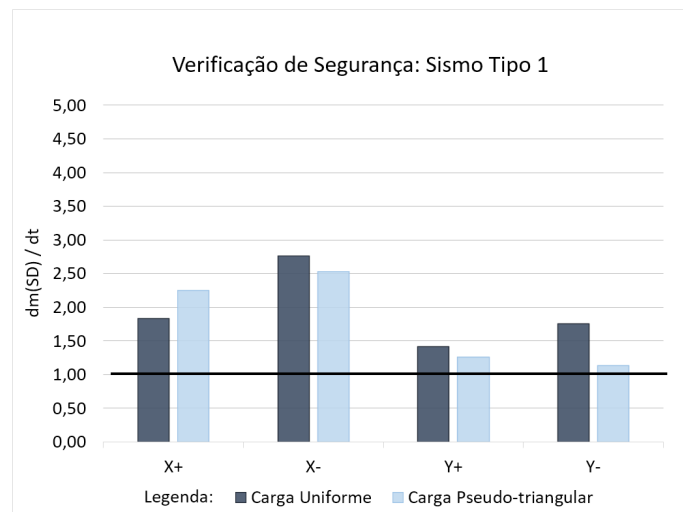
Figura 6.18: Curvas de capacidade resistente da estrutura com e sem a combinação de soluções de reforço

Na Figura 6.18 apresentam-se as curvas de capacidade com e sem reforço a partir da combinação da injeção de cal e da aplicação do sistema FRCM com malha de carbono. Verifica-se que as curvas de capacidade com reforço desenvolvem-se sobre as curvas sem reforço, em média, a capacidade resistente aumenta em 21% para a direção X, e para a direção Y cerca de 11% para o sentido positivo e 23% para o sentido negativo. A ductilidade aumenta cerca de 58% para a direção X, e para a direção Y, em média, 53% para o sentido positivo e 27% para o sentido negativo. Observa-se também um aumento de cerca de 7% da rigidez para a direção X e 15% para a direção Y.

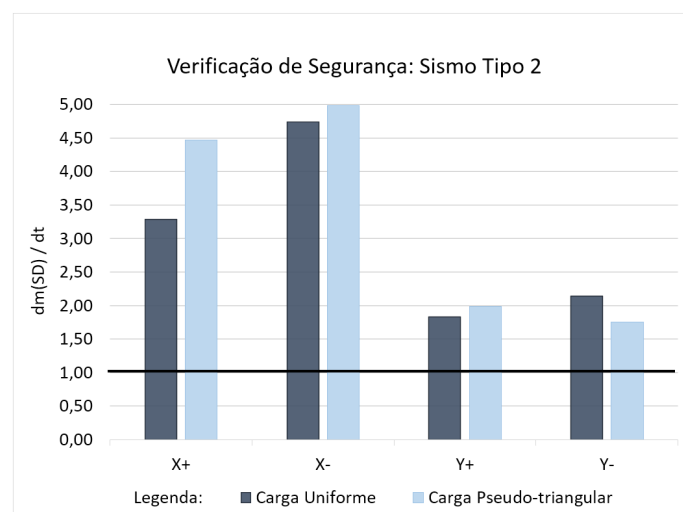
A combinação dos reforços resulta na verificação da segurança estrutural para ambos os sismos, como é possível observar nos dados da Tabela 6.7 e nos gráficos da Figura 6.19.

Tabela 6.7: Valores dos deslocamentos $dm(SD)$ e dt e de α para o sismo tipo 1 e 2 após o reforço com a combinação

Direção	Sentido	Distribuição	$dm(SD)$ [m]	Sismo tipo 1		Sismo tipo 2	
				dt [m]	α	dt [m]	α
X	+	Uniforme	0,0578	0,0316	1,83	0,0176	3,28
		Pseudo-triangular	0,0925	0,0411	2,25	0,0207	4,47
	-	Uniforme	0,0787	0,0285	2,76	0,0166	4,74
		Pseudo-triangular	0,1001	0,0396	2,53	0,0201	4,98
Y	+	Uniforme	0,0264	0,0186	1,42	0,0144	1,83
		Pseudo-triangular	0,0339	0,0269	1,26	0,0171	1,98
	-	Uniforme	0,0310	0,0177	1,75	0,0145	2,14
		Pseudo-triangular	0,0304	0,0268	1,13	0,0173	1,76



(c) Sismo tipo 1



(d) Sismo tipo 2

Figura 6.19: Rácio entre o deslocamento último para o estado limite de danos severos (SD) e o deslocamento objetivo após reforço com a combinação

É importante realçar que combinação das técnicas de reforço tornam os elementos reforçados mais rígidos, portanto tendem a absorver mais esforços e assim alteram a distribuição de esforços da estrutura, o que provoca neste caso uma redução do desempenho sísmico em algumas situações e o aumento em outras.

Em comparação com a injeção de cal aplicada individualmente, o desempenho sísmico para a direção X, sentido positivo para ambas as distribuições e sentido negativo para a distribuição uniforme, sofre uma redução, em média, de 3%. Além disso, para a direção Y ocorre uma redução de 2% apenas para o sentido positivo da distribuição pseudo-triangular. Nos restantes cenários ocorre um aumento de cerca de 26%, o que garante a verificação da segurança para a direção Y sentido negativo com distribuição pseudo-triangular para o sismo 1, que antes da combinação não verificava a segurança para o reforço apenas com injeção de cal.

Em relação às comparações de desempenho sísmico entre o sistema FRCM aplicado individualmente e de forma conjunta com a injeção de cal, observa-se uma redução, em média, de 14%, para ambas as distribuições da direção X com sentido negativo. Para direção X com sentido positivo verifica-se um aumento de 19% para as duas distribuições de forças, e para a direção Y o aumento é mais significativo, cerca de 40%. O que permite a verificação da segurança para a direção Y para as duas distribuições no sentido positivo e para a distribuição pseudo-triangular no sentido negativo que não verificavam a segurança no cenário de aplicação do sistema FRCM sozinho.

6.2 Soluções de Reforço Locais

Com o objetivo de minimizar os danos observados na secção 5.3 com o mínimo de intervenção possível aplicou-se uma solução de reforço à estrutura, para evitar a formação dos mecanismos de colapso para fora do plano. A modelação da solução de reforço no programa 3MURI procedeu-se através da definição de tirantes, com o intuito de contrariar o deslocamento dos mecanismos para fora do plano. Na Figura 6.20 apresenta-se a indicação da posição dos tirantes necessários para prevenir a formação dos seis mecanismos de colapso previamente definidos e do mecanismo pertencente a empena da esquerda, simétrico ao mecanismo 6.

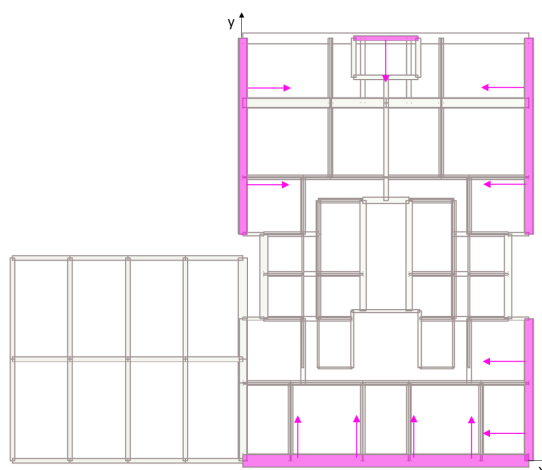


Figura 6.20: Identificação da posição dos tirantes na planta do último piso

Definiu-se de forma iterativa o mínimo da força necessária a aplicar nos tirantes para o cumprimento do desempenho sísmico, através da verificação de segurança dos mecanismos locais por meio de análises cinemáticas geometricamente não lineares utilizadas na secção 5.3. Os valores das acelerações a_0^* e a_{0-min}^* assim como α para avaliação do desempenho estão apresentados na Tabela 6.8 para o estado limite de colapso iminente (NC) para o sismo tipo 1 e tipo 2.

Tabela 6.8: Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1 e tipo 2 após reforço

Mecanismo	Sismo tipo 1				Sismo tipo 2			
	Força horizontal [kN]	a_0^* [m/s ²]	a_{0-min}^* [m/s ²]	α	Força horizontal [kN]	a_0^* [m/s ²]	a_{0-min}^* [m/s ²]	α
1	25	4,70	4,57	1,03	5	2,31	1,99	1,16
2	30	4,65	4,57	1,02	5	2,12	1,99	1,06
3	50	4,91	4,57	1,07	10	2,32	1,99	1,16
4	15	5,51	4,57	1,20	5	2,32	1,99	1,16
5	45	4,94	4,57	1,08	20	2,74	2,67	1,02
6	55	4,85	4,57	1,06	25	2,76	2,67	1,03

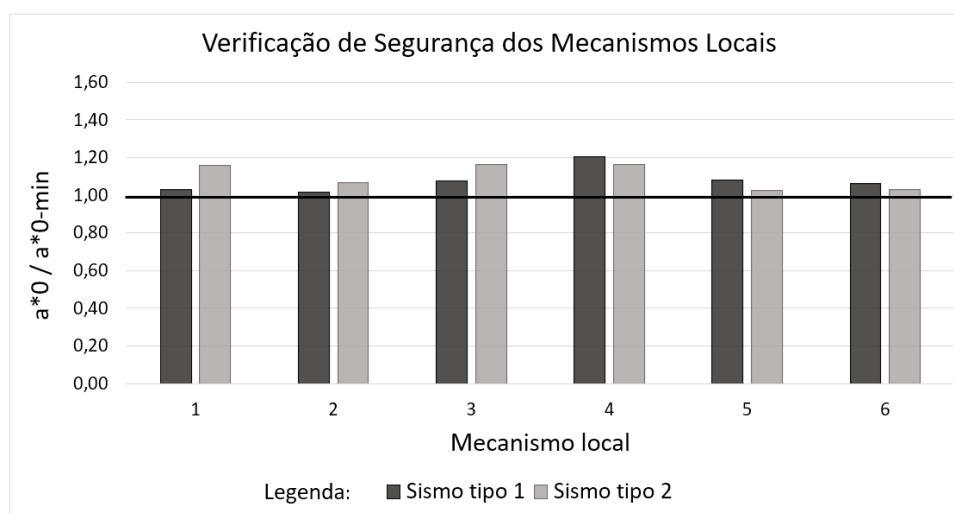


Figura 6.21: Verificação de segurança dos mecanismos locais para o sismo tipo 1 e tipo 2 associado ao estado limite de colapso iminente (NC) após reforço

A partir da análise dos danos apresentados na Tabela 6.8 e no gráfico da Figura 6.21, conclui-se que a segurança é verificada para todos os mecanismos. Sendo o sismo 1 condicionante para a situação sem reforço, portanto a aplicação das forças horizontais para o sismo tipo 1 garantem o cumprimento do desempenho sísmico. Além disso, note-se que os tirantes utilizados para contrariar o movimento para fora do mecanismo 1 e 2 coincidem com os tirantes definidos para o mecanismo 3. Portanto, a adoção da força horizontal equivalente a 50 kN garantem a segurança de todos os mecanismos que podem ocorrer na fachada principal. Em relação ao mecanismo 4, como foi verificado na secção 5.3 era o primeiro mecanismo a ocorrer, uma vez que apresentava o menor valor do coeficiente α , entretanto, o mecanismo 4 corresponde a uma parede pequena, portanto com pouco peso vertical, conseqüentemente é necessária menos força horizontal para equilibrar o momento provocado pela força vertical.

7 Considerações Finais

7.1 Conclusões

Os edifícios em alvenaria representam cerca de 34% do parque habitacional em Lisboa e atingem os 50% ao nível nacional. Destes estima-se que cerca de 50% necessitem de algum tipo de intervenção. Com o Decreto-Lei nº 95/2019 (Decreto-Lei, 2019) tornou-se obrigatória a elaboração de um relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica para edifícios que passem por reabilitações estruturais. Desta forma torna-se imprescindível a definição de procedimentos adequados para a avaliação sísmica dos edifícios de alvenaria.

Neste trabalho decidiu-se analisar a tipologia construtiva “Gaioleiro” em Lisboa por apresentar significativas vulnerabilidades sísmicas. Definiu-se como caso de estudo o edifício localizado na Avenida Duque nº 70, uma vez que existem estudos anteriores de caracterização geométrica e dinâmica.

Com o desenvolvimento deste estudo foi possível destacar aspectos importantes que facilitaram a modelação e a avaliação do desempenho sísmico do edifício em alvenaria no programa de cálculo automático 3MURI e que podem ser representativas de situações em edifícios existentes de alvenaria.

As dificuldades mais relevantes encontradas ao longo da modelação no programa 3MURI são enumeradas em seguida. Na modelação da cobertura enfrentaram-se inúmeras dificuldades ao nível de definição dos alinhamentos das asnas e do encaminhamentos das cargas. De forma simplificada modelou-se apenas o seu efeito através de cargas lineares uniformemente distribuídas no contorno das paredes onde as águas descarregavam. Observaram-se problemas de modelação do piso em mansarda, devido à dificuldade de modelação da cobertura inclinada, pelo que se optou por considerar as paredes estruturais da mansarda, através de cargas lineares uniformemente distribuídas nas paredes do nível abaixo. Além disso, o encaminhamento das cargas verticais, entre os pisos elevados e o piso térreo, só foi possível com o recurso a elementos de viga no nível da cave alinhados com a planta dos níveis elevados. Devem-se evitar aberturas próximas das paredes perpendiculares para garantir a correta formação da malha de elementos.

A calibração do modelo foi feita através da comparação das características dinâmicas (frequências e modos de vibração) com os valores obtidos através da realização de ensaios de vibração ambiente. A calibração foi alcançada de forma iterativa. Uma vez que a estrutura apresentava frequências abaixo do esperado e por se tratar de um edifício “Gaioleiro”, conhecidos pela fraca qualidade das alvenarias, considerou-se a existência de possíveis vazios nas paredes, portanto optou-se por reduzir os pesos volúmicos das alvenarias; para a alvenaria de pedra irregular foi considerado o peso volúmico de 16 kN/m^3 e para o tijolo furado 12 kN/m^3 .

Em relação às paredes de tabique, admitiu-se o módulo de distorção nulo com o intuito de estarem modeladas como um elemento secundário que não contribui para a resistência lateral. Ao analisar os danos estruturais somente para as cargas verticais foram observadas roturas por compressão em alguns elementos das paredes de tabique. Foi necessário admitir uma tensão resistente de compressão superior. Através de um processo iterativo atingiu-se o valor de $95 \text{ N/cm}^2 = 0,95 \text{ MPa}$ para a resistência à compressão ser satisfeita.

Além disso, concluiu-se que a consideração da envolvente é de extrema importância para a calibração do modelo. Deste modo, modelou-se o edifício adjacente de forma simplificada até serem atingidos os valores de frequências numéricas próximos aos valores experimentais. A validação do modelo permitiu a posterior análise estática não linear (*pushover*) para a resposta ao nível global da estrutura e em seguida a avaliação local por meio de análises cinemáticas geometricamente não lineares.

A análise não linear simula através da aplicação de forças de inércia o efeito da ação sísmica. Observou-se através das curvas de capacidade que na direção das empenas (Y) o edifício possui maior rigidez e capacidade resistente uma vez que essas empenas não têm quaisquer aberturas. Além disso, esta direção apresenta um comportamento frágil. Na direção das fachadas (X), devido às aberturas nas paredes de fachada e tardo, a estrutura apresenta maior deslocamento último e ductilidade, consequência dos vários elementos que permitem explorar a distribuição do comportamento não linear.

Por meio da avaliação do desempenho pelo método N2, conclui-se que a estrutura não verifica a segurança estrutural para o sismo tipo 1. No caso do sismo tipo 2, apenas não satisfaz para a direção Y. O sismo tipo 1 é o sismo condicionante, o resultado era expectável uma vez que se trata de uma estrutura alta e flexível. Assim, para que a estrutura em análise cumpra os requisitos de desempenho sísmico global é necessário proceder ao reforço estrutural.

Em seguida realizou-se a análise dos mecanismos locais de colapso relacionados com a resposta para fora do plano das paredes de fachada provocados pela ocorrência da ação sísmica. Definiram-se seis mecanismos de colapso. Após a análise constatou-se que os critérios de segurança não são cumpridos para nenhum dos mecanismos locais para ambas as ações sísmicas, portanto deve-se proceder ao reforço das zonas em estudo.

Como estratégia de intervenção para atingir os requisitos de desempenho sísmico global optou-se pelo aumento da capacidade de deformação da estrutura. Propõem-se duas soluções de reforço, a injeção de cal hidráulica natural e a aplicação de reboco armado nas paredes de alvenaria.

O reforço por injeção de cal foi simulado segundo o Regulamento Italiano (MIT, 2019) que sugere a adoção de um coeficiente multiplicativo para majorar as características mecânicas da alvenaria e segundo os fatores multiplicativos propostos por Vanin et al. (2017) para majorar a capacidade de deformação, de forma a ter em conta o efeito do reforço nas paredes. Foram reforçadas de forma iterativa diversas paredes em alvenaria de pedra irregular que apresentavam danos significativos. Concluiu-se que as curvas de capacidade com reforço apresentam um aumento da inclinação na fase elástica, desenvolvem-se sobre as curvas de capacidade sem reforço e atingem valores de deslocamento último superiores.

Perante a análise dos resultados da avaliação de desempenho sísmico, conclui-se que apenas não foi verificada a segurança estrutural para a direção Y. Visto que é a direção mais condicionante devido à localização das paredes reforçadas, que estão maioritariamente concentradas no lado direito da estrutura, o que provoca a alteração do centro de rigidez e alguma irregularidade em planta, que conseqüentemente agrava o efeito de torção. O incumprimento do requisito do critério de segurança deve-se também à redistribuição dos efeitos da ação sísmica, uma vez que as paredes com reforço são mais rígidas, portanto tendem a absorver mais esforços.

Optou-se por estudar outra solução de reforço com a aplicação de reboco armado (FRCM) de duas formas para a caracterização das propriedades mecânicas: através dos coeficientes multiplicativos, propostos no Regulamento Italiano (MIT, 2019), para majorar as características mecânicas da alvenaria; e também por meio da aplicação do sistema FRCM disponibilizado no programa 3MURI.

Realiza-se a modelação através dos coeficientes multiplicativos (abordagem 1), à semelhança da técnica de reforço por injeção de cal. Para o reboco armado, o Regulamento Italiano (MIT, 2019) propõe a adoção de um coeficiente multiplicativo. Para a alvenaria de pedra irregular, utiliza-se como referência para o coeficiente multiplicativo que afeta o *drift* à flexão os resultados do estudo (Ponte et al., 2021), que aborda a aplicação de malha de fibras de vidro e carbono no reforço estrutural. Após a observação dos resultados, optou-se por analisar apenas uma solução de reforço (com malha de fibra de vidro ou carbono) uma vez que apresentam resultados equivalentes.

Após a avaliação do desempenho pelo método N2, conclui-se que a segurança estrutural é verificada para todos os casos para o sismo tipo 1 e tipo 2. Verifica-se que o sismo tipo 1 é o mais condicionante.

Para a modelação do reforço através da função disponibilizada no programa 3MURI (abordagem 2), ao analisar os resultados da avaliação do desempenho sísmico, observa-se que a segurança não é verificada para o sismo tipo 1.

Observa-se que as curvas de capacidade para a abordagem 1 desenvolvem-se sobre as curvas de capacidade para a abordagem 2, o que representa maior capacidade resistente. A abordagem 1 apresenta também rigidez e ductilidade superior à abordagem 2, o que tem impacto direto na verificação do desempenho sísmico.

Como a abordagem 1 apresenta melhores resultados que a abordagem 2, e atendendo à forma aproximada de como os fatores multiplicativos da abordagem 1 consideram o efeito do reforço não tendo em conta as especificidades da malha, recomenda-se a utilização desta abordagem com cuidado.

Relembra-se que a abordagem de aplicação do reboco armado através de coeficientes multiplicativos (abordagem 1) verifica a segurança. Optou-se por combinar as soluções de reforço que não verificam a segurança, ou seja, injeção de cal e aplicação do reboco armado através da modelação com a função disponibilizada no 3MURI (abordagem 2).

Após a avaliação do desempenho sísmico, concluiu-se que combinação dos reforços resulta na verificação da segurança estrutural para ambos os sismos. Importa referir que combinação das técnicas de reforço tornam os elementos reforçados mais rígidos, portanto tendem a absorver mais esforços e assim alteram a distribuição de esforços da estrutura, o que provoca, neste caso, uma redução do desempenho sísmico em algumas situações e o aumento em outras.

Em relação às soluções de reforço locais optou-se pela introdução de tirantes em locais específicos, para evitar a formação dos mecanismos de colapso para fora do plano, com o mínimo de intervenção possível. A força mínima necessária para o cumprimento do desempenho sísmico foi definida de forma iterativa. Através da verificação da segurança dos mecanismos locais por meio de análises cinemáticas geometricamente não lineares, concluiu-se que a segurança é verificada para todos os mecanismos.

7.2 Desenvolvimentos Futuros

O estudo desenvolvido nesta dissertação poderá servir de base para desenvolvimentos futuros, tais como:

- Realização de uma análise custo-benefício para as diferentes soluções de reforço propostas.
- Definição e análise do desempenho sísmico de mais soluções de reforço compatíveis com edifícios antigos.
- Modelação de edifícios no programa 3MURI com auxílio das diferentes soluções utilizadas para ultrapassar as dificuldades encontradas na modelação do edifício neste estudo.

Referências

- Appleton, J. 2003. *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Edições Orion, 1ª Edição. ISBN: 9728620039.
- Appleton, J. G. 2005. *Reabilitação de Edifícios “Gaioleiro” - Um quarteirão em Lisboa*. Edições Orion, 1ª Edição. ISBN: 9728620055.
- Bento, R. 2011. Avaliação e dimensionamento sísmico por critérios de desempenho. *Relatório ICIST, DTC nº 15, Lisboa, Portugal*. ISSN: 0871-7869.
- Bento, R. 2021. Avaliação e reforço sísmico de edifícios existentes de alvenaria. *Curso FUNDEC, CERIS - Civil Engineering Research and Innovation for Sustainability, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*.
- Bento, R. e Rodrigues, F. 2004. Análises estáticas não lineares. Ênfase no método N2. *Relatório ICIST DTC nº 4/07, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal*.
- Branco, M. 2006. Avaliação do comportamento sísmico de um edifício “gaioleiro” - métodos de reforço. *Trabalho Final de Curso da Licenciatura de Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*.
- Branco, M. 2007. Reforço sísmico de edifícios de alvenaria. *Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*.
- Calderini, C., Cattari, S., e Lagomarsino, S. 2009. In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake engineering structural dynamics*, 38(2), pp. 243-276.
- Candeias, P., Correia, A., Costa, A. C., Catarino, J. M., Pipa, M., Cruz, H., Carvalho, E. C., e Costa, A. 2020. Aspetos gerais da aplicação em Portugal do eurocódigo 8 – parte 3 – anexo c (informativo) – edifícios de alvenaria. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, Série III. Nº 12, pp. 99-120. ISSN: 2183-8488.
- Cattari, S., Abbati, S. D., Ferretti, D., Lagomarsino, S., Ottonelli, D., e Tralli, A. 2012. The seismic behaviour of ancient masonry buildings after the earthquake in emilia (italy) on may 20th and 29th, 2012. *Ingegneria Sismica*, 29(2), pp. 87-119.
- Cattari, S. e Lagomarsino, S. 2006. Nonlinear analysis of mixed masonry and reinforced concrete buildings. *Proceedings of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland*, Artigo Nº 927.
- CNR-DT-200. 2013. Guide for the design and construction of externally bonded frp systems for strengthening existing structures. *National Research Council - Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction*.

- CNR-DT-215. 2018. Guide for the design and construction of externally bonded fibre reinforced inorganic matrix systems for strengthening existing structures. *National Research Council - Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction*.
- CML. 2016. Lisboa Iterativa. Câmara Municipal de Lisboa (CML). <https://websig.cmlisboa.pt/MuniSIG/visualizador/index.html?viewer=LxInterativa.LXi>.
- CML. 2018. GIS Lisboa. Carta Tipos Solo. Câmara Municipal de Lisboa (CML). <https://geodados-cml.hub.arcgis.com/datasets/carta-tipos-solo>.
- Decreto-Lei. 2019. *Diário da República n.º 136/2019, Série I de 2019-07-18*. nº 95/2019, pp. 35-45.
- Despacho-Normativo. 2019. *Diário da República n.º 178/2019, Série II de 2019-09-17*. nº 21/2019, pp. 81 - 83.
- dos Reis, A. C., Farinha, M. B., e Farinha, J. P. B. 2012. *Tabelas Técnicas*. Edições Técnicas E.T.L., 1ª Edição. ISBN: 9789729973178.
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 16(3), pp. 573-592. DOI: 10.1193/1.1586128.
- Gomes, G. N. A. 2017. Modelação não linear de edifícios de alvenaria adjacentes com pisos a diferentes cotas. *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*.
- Gomes, R. N. 2011. Sistema estrutural de edifícios antigos de lisboa- os edifícios “pombalinos” e os edifícios “gaioleiros”. *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*.
- Hojdys, L. e Krajewski, P. 2021. Tensile behaviour of frcm composites for strengthening of masonry structures—an experimental investigation. *Materials*, 14, 3626. DOI: 10.3390/ma14133626.
- INE. 2011. *Censos 2011 Resultados Definitivos - Portugal*. Instituto Nacional de Estatística, INE. ISBN: 978-989-25-0181-9.
- IPQ. 2010. *NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- IPQ. 2015. *NP EN 1996-1-1:2005+A1:2015: Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria - Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- IPQ. 2017. *NP EN 1998-3: Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).

- Lagomarsino, S. and Cattari, S. (2015) 'PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures', *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(1), pp. 13-47. DOI: 10.1007/s10518-014-9674-1.
- 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*, 56, pp. 1787-1799. DOI:10.1016/j.engstruct.2013.08.002.
- LNEC. 1997. Pinho bravo para estruturas de madeira para construção. – *Ficha M2. LNEC, Lisboa.*
- Lopes, M. 2008. *Sismos e Edifícios*. Edições Orion, 1ª Edição. ISBN: 9789728620110.
- Lourenço, P. B., Pinho, F., Vasconcelos, G., e Lúcio, V. 2015. *Paredes 2015 - Reabilitação e Inovação*. Seminário Paredes de Alvenaria. ISBN: 978-972-8692-91-9.
- Mendes, N., Lourenço, P. B., e Campos-Costa, A. 2013. Shaking table testing of an existing masonry building: assessment and improvement of the seismic performance. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, pp. 43:247-266. DOI: 10.1002/eqe.2342.
- Miranda, L., Milosevic, J., e Bento, R. 2016. Cyclic behaviour of stone masonry walls strengthened by grout injection. *Materials and Structures*, 50(1), Article 47, pp. 50-47. DOI: 10.1617/s11527-016-0911-8.
- MIT. 2009. *Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009*. Istruzioni per l'Applizazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, (em italiano.).
- MIT. 2019. *CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7*. Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018., european committee for standardization edition, (em italiano.).
- NZSEE. 2017. Section c8: Unreinforced masonry buildings. *New Zealand Society of Earthquake Engineering (NZSEE)*. Nova Zelândia.
- OASRS. 2016. *Ordem dos Arquitectos Secção Regional Sul (OASRS); Reabilitação e conservação do património arquitectónico - Caderno Técnico-nº4*. Ordem dos Arquitectos Secção Regional Sul, cadernos técnicos - 4ª Edição. ISBN: 978-972-8897-49-9.
- Ponte, M., Bento, R., e Penna, A. 2021. Seismic assessment and strengthening applied to heritage: an experimental study on rubble stone masonry walls. *CONREA2021 - O Congresso da Reabilitação: Livro de Atas, Universidade de Aveiro*, pp. 73-76. DOI: 10.48528/gy68-v843.
- Portaria. 2019. *Diário da República n.º 175/2019, Série I de 2019-09-12*. nº 302/2019, pp. 134 - 134.
- RERU. 2014. Regime Especial de Reabilitação Urbana. Decreto-Lei nº 53/2014.

- RSAEEP. 1983. *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Diário da República n.º 125/1983, Série I de 1983-05-31. Decreto-Lei nº 235/83.
- RSCCS. 1958. Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos. Decreto nº 41658.
- RSEP. 1961. *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes*. Decreto nº 44041.
- SECIL. 2021. Ficha técnica- reabilita cal inject. *seciltek.com*. FT.03007.03.
- Serra, P. V. 2004. Avenida duque de loulé, nº 70 - monografia para a cadeira de técnicas de inspeção e avaliação de edifícios. *Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*.
- Simões, A. 2018. Evaluation of the seismic vulnerability of the unreinforced masonry buildings constructed in the transition between the 19th and 20th centuries in lisbon, portugal. *Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa*.
- Simões, A. e Bento, R. 2012. Characterization and classification of Lisbon old masonry buildings. *Relatório ICIST DTC nº 01/2012*. ISSN: 0871-7869.
- Simões, A. e Bento, R. 2021. Avaliação sísmica de edifícios de alvenaria. *Conferência Ordem dos Engenheiros*.
- Simões, A., Bento, R., Cattari S., e Lagomarsino., S. 2014. Seismic performance - based assessment of “gaioleiro” buildings. *Engineering Structure*, 80, pp. 486-500. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.09.025.
- Simões, A., Bento, R., Lagomarsino, S., Cattari, S., e P.B.Lourenço. 2020. Seismic assessment of nineteenth and twentieth centuries urm buildings in Lisbon: structural features and derivation of fragility curves. *Engineering Structure*, pp. 18:645-672. DOI: 10.1007/s10518-019-00618-z.
- S.T.A.DATA. 2018a. 3muri program: Seismic analyser of 3d masonry buildings. *release 12.6.0*. Torino. [www.3muri.com].
- S.T.A.DATA. 2018b. 3muri user manual. *release 12.6.0*. Torino. [www.3muri.com].
- S&P. 2018. Ficha técnica armo-mesh. *www.sp-reinforcement.pt*. SP-PT.08.01.12.01.
- Vanin, F., Zaganelli, D., Penna, A., e 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*. DOI: 10.1007/s10518-017-0188-5.

A Desenhos do Edifício

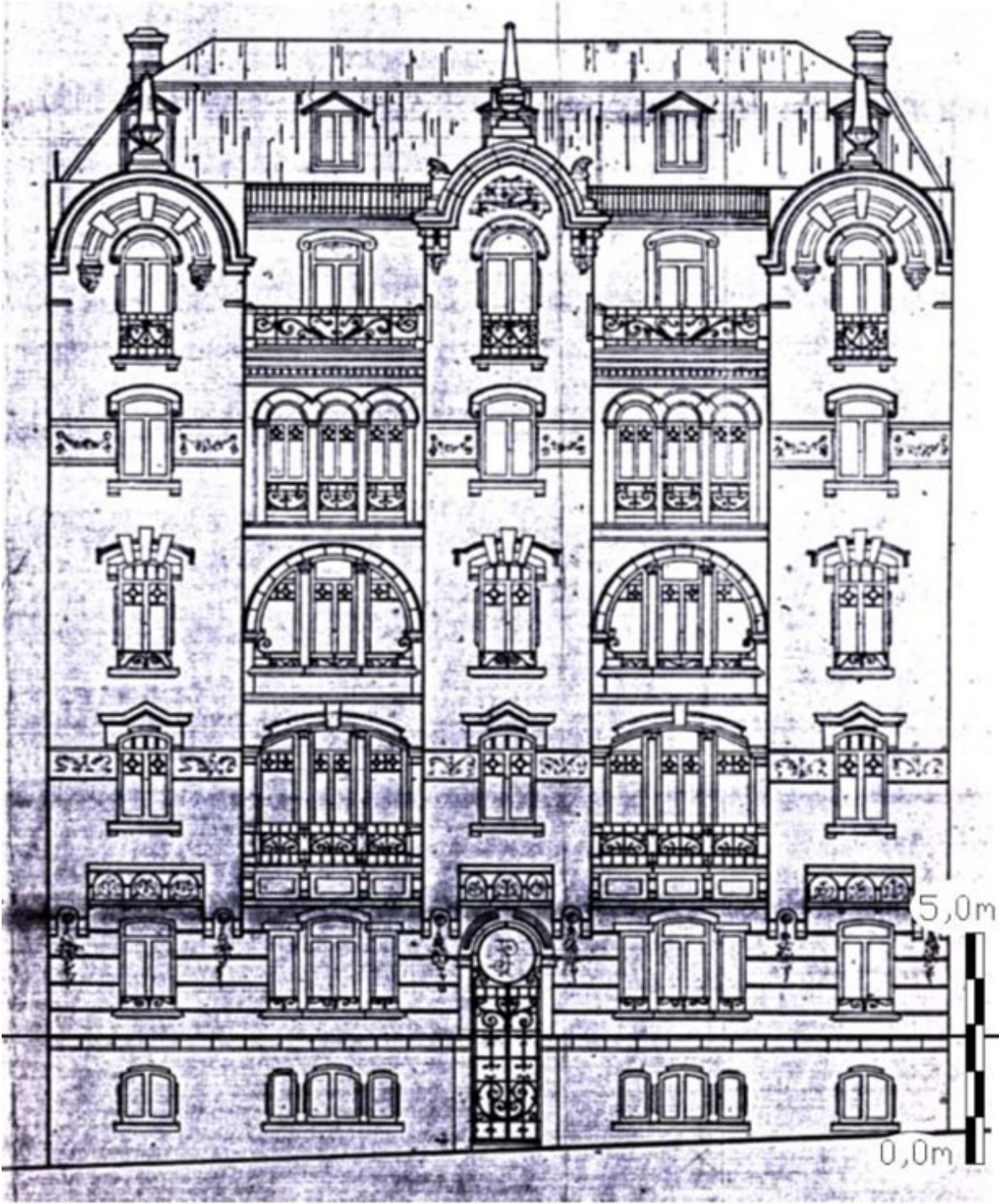


Figura A.1: Fachada principal (Serra, 2004)

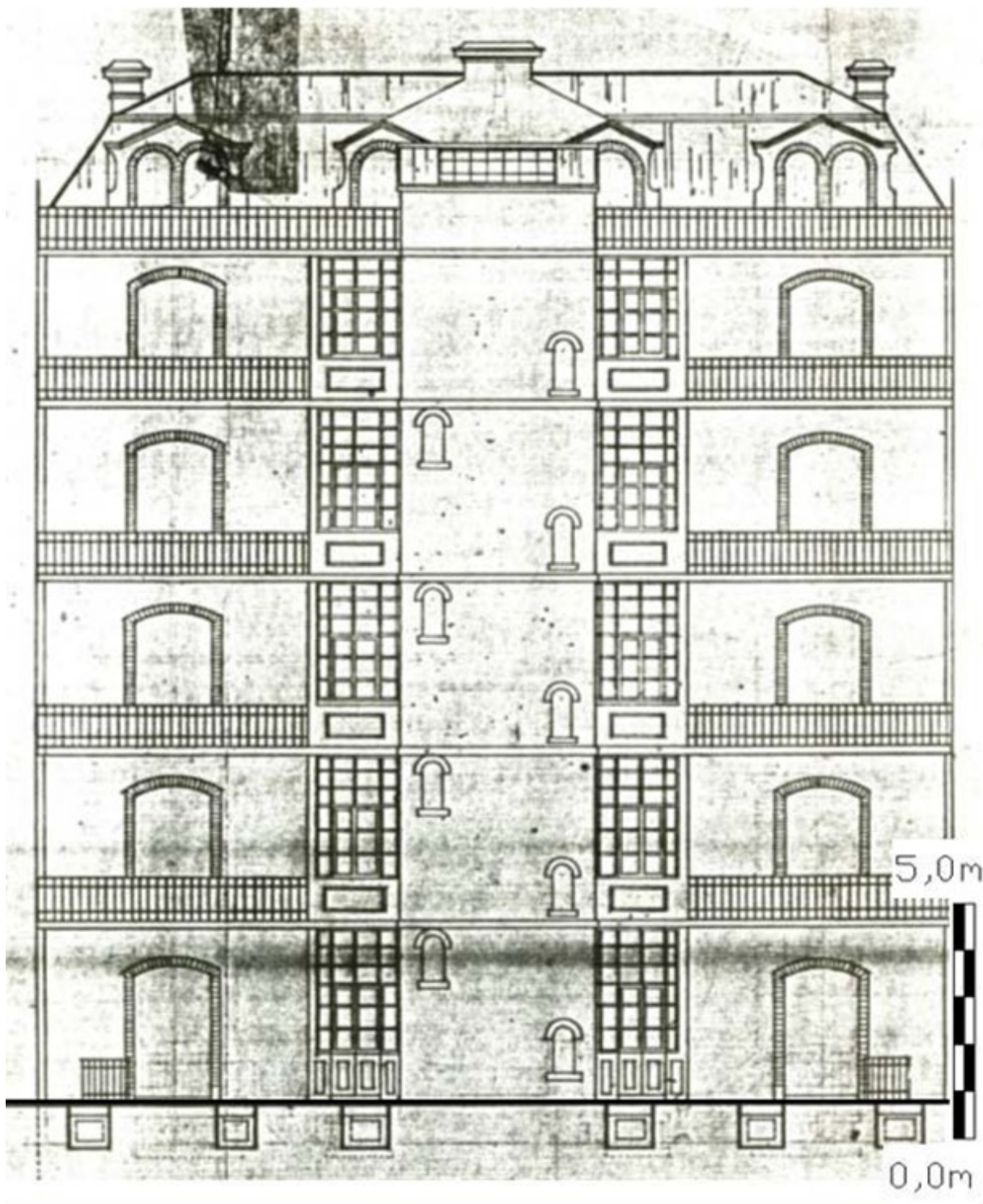


Figura A.2: Fachada taroz (Serra, 2004)

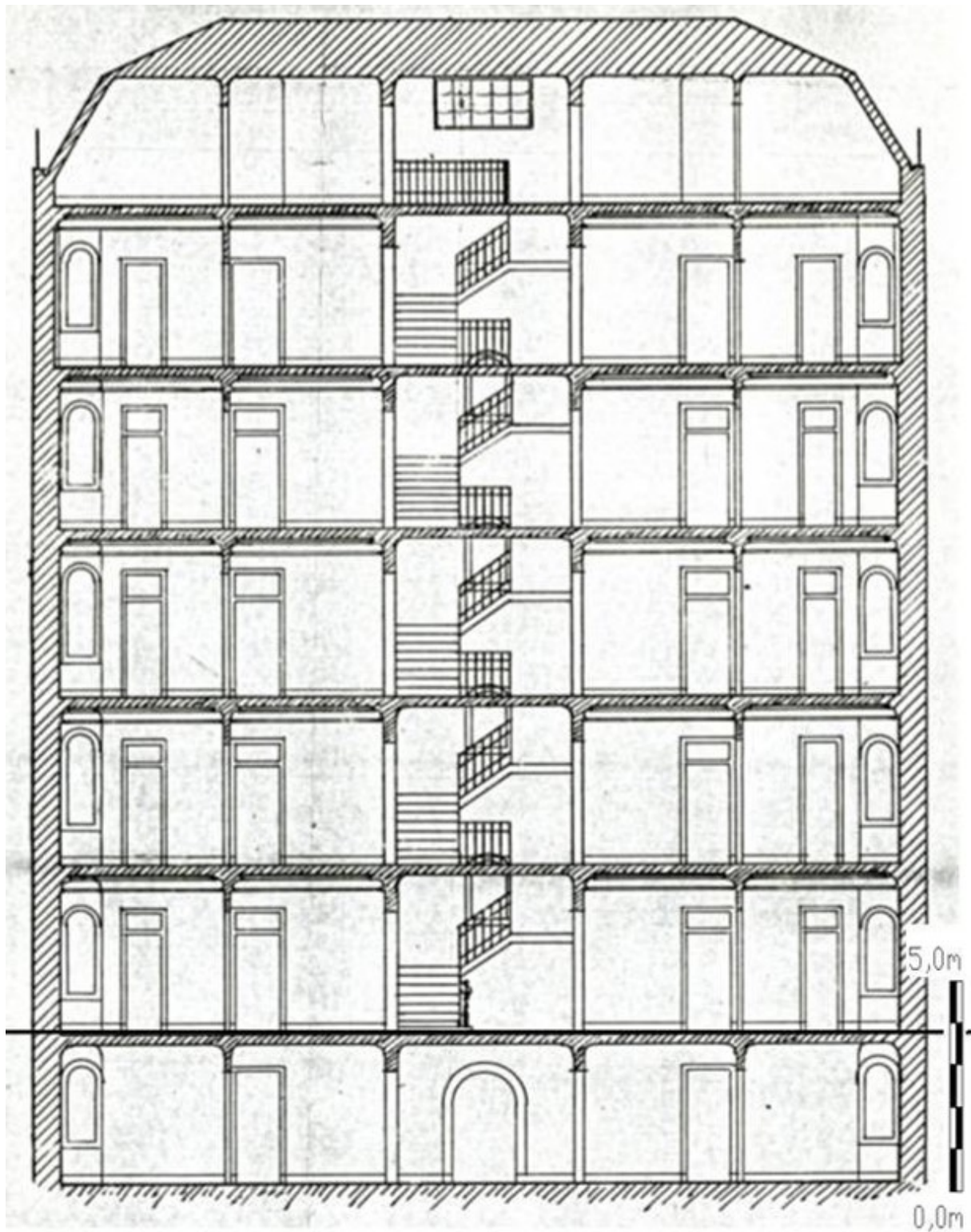


Figura A.3: Corte transversal A-A' (Serra, 2004)

B Quadros e Tabelas

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Figura B.1: Tabela com as propriedades mecânicas dos materiais (MIT, 2009)

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Figura B.2: Tabela com as propriedades mecânicas dos materiais (MIT, 2019)

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

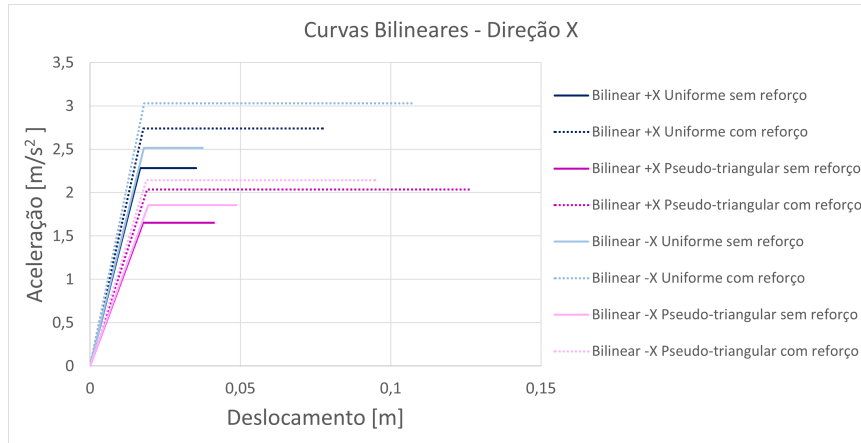
(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

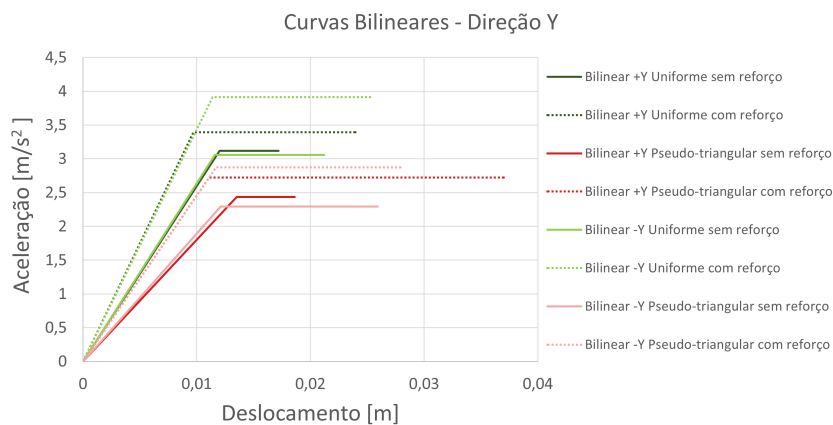
Figura B.3: Tabela com os fatores multiplicativos para a solução de reforço (MIT, 2019)

C Apoio para Análise dos Reforços

C.1 Injeção de cal



(a) Direção X



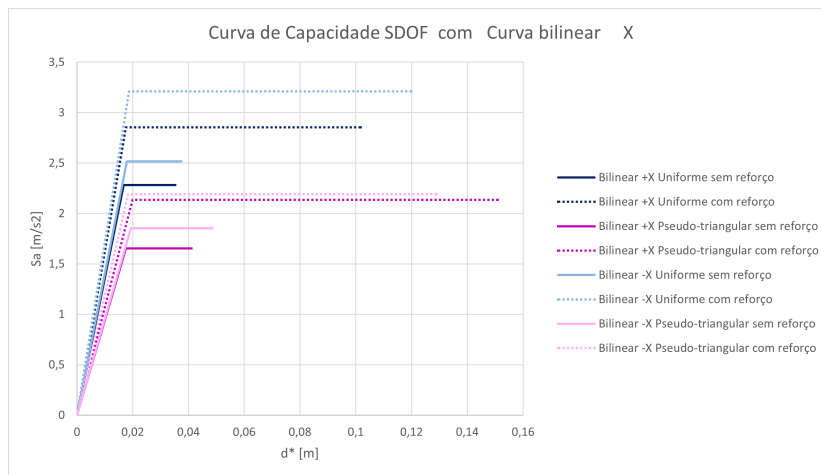
(b) Direção Y

Figura C.1: Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem o reforço por injeção de cal

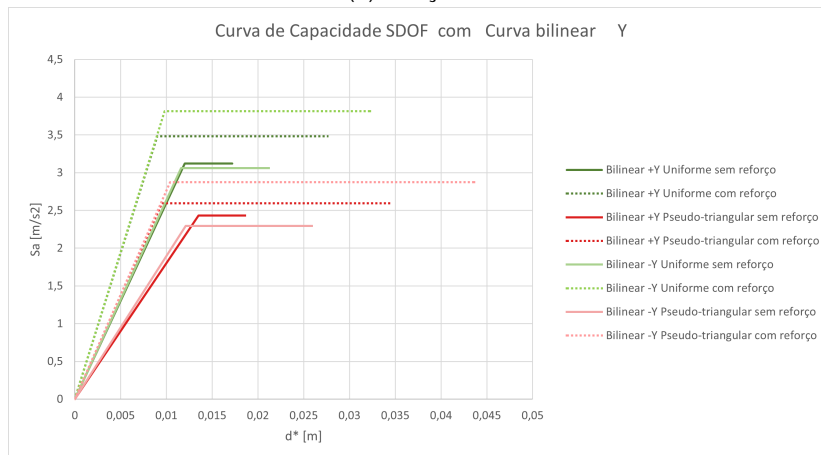
Tabela C.1: Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço por injeção de cal e comparação com estrutura sem reforço

Direção	Sentido	Distribuição	S_{ay} [m/s ²]	Aumento	T^* [s]	Redução	$\mu^* = \frac{d_{lx}^*}{d_{ly}^*}$	Aumento
X	+	Uniforme	2,74	17%	0,505	7%	4,37	52%
		Pseudo-triangular	2,04	19%	0,608	7%	6,67	65%
	-	Uniforme	3,03	17%	0,484	10%	5,99	65%
		Pseudo-triangular	2,14	13%	0,587	10%	5,08	51%
Y	+	Uniforme	3,39	8%	0,336	16%	2,47	42%
		Pseudo-triangular	2,72	11%	0,401	16%	3,33	59%
	-	Uniforme	3,91	22%	0,340	14%	2,24	18%
		Pseudo-triangular	2,87	20%	0,401	14%	2,38	10%

C.2 Reboco armado com malha de fibra de vidro/carbono, modelação através de coeficientes multiplicativos



(a) Direção X



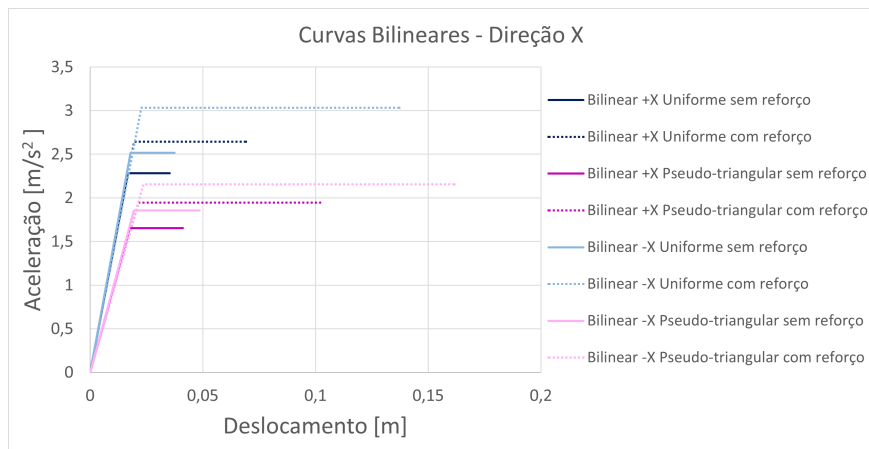
(b) Direção Y

Figura C.2: Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem o reforço com reboco armado com malha de vidro/carbono através de coeficiente multiplicativo

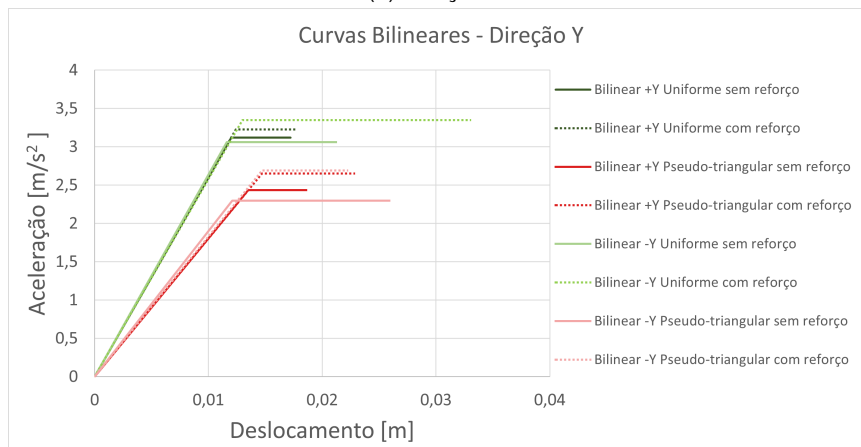
Tabela C.2: Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço através de coeficiente multiplicativo e comparação com estrutura sem reforço

Direção	Sentido	Distribuição	S_{ay} [m/s ²]	Aumento	T^* [s]	Redução	$\mu^* = \frac{d_{lx}^*}{d_{ly}^*}$	Aumento
X	+	Uniforme	2,86	20%	0,493	9%	5,80	64%
		Pseudo-triangular	2,14	23%	0,606	7%	7,58	69%
	-	Uniforme	3,21	22%	0,480	10%	6,41	67%
		Pseudo-triangular	2,19	15%	0,575	12%	7,07	65%
Y	+	Uniforme	3,48	10%	0,320	22%	3,07	53%
		Pseudo-triangular	2,60	6%	0,380	23%	3,64	62%
	-	Uniforme	3,81	20%	0,319	21%	3,30	45%
		Pseudo-triangular	2,87	20%	0,378	21%	4,20	49%

C.3 Reboco armado com malha de fibra de carbono, modelação através da função disponibilizada no 3MURI



(a) Direção X



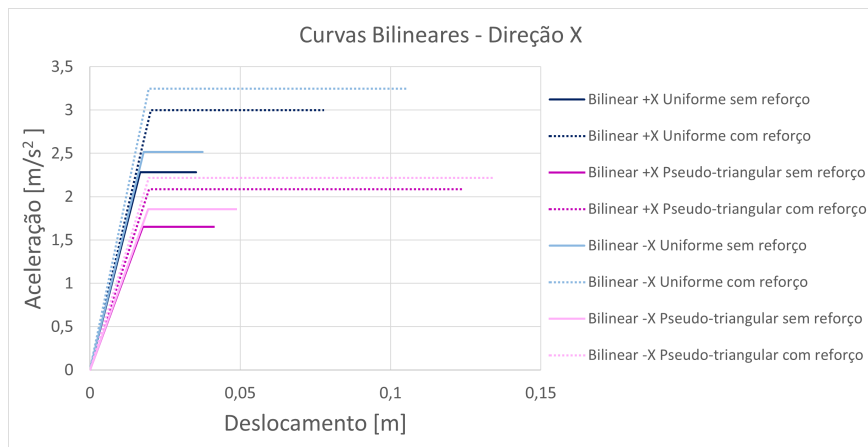
(b) Direção Y

Figura C.3: Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem o reforço com sistema FRCM carbono

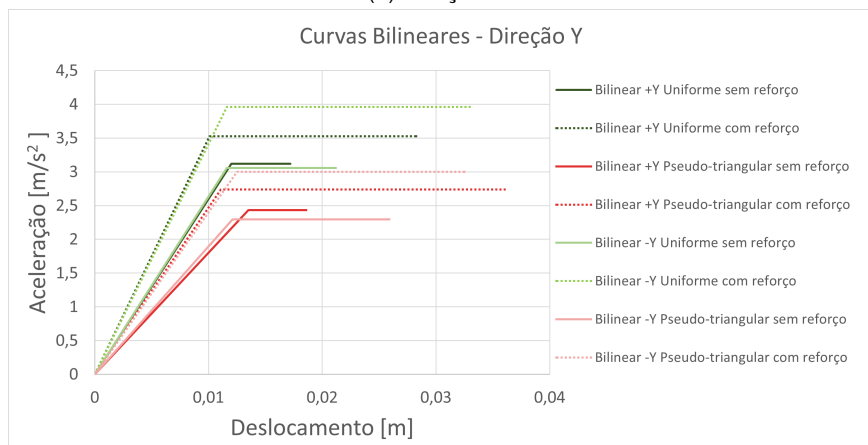
Tabela C.3: Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço com sistema FRCM carbono e comparação com estrutura sem reforço

Direção	Sentido	Distribuição	S_{ay} [m/s ²]	Aumento	T^* [s]	Aumento	$\mu^* = \frac{d_{yx}^*}{d_{xy}^*}$	Varição
X	+	Uniforme	2,64	14%	0,541	1%	3,56	+41%
		Pseudo-triangular	1,95	15%	0,658	2%	4,81	+51%
	-	Uniforme	3,03	17%	0,543	2%	6,06	+65%
		Pseudo-triangular	2,15	14%	0,660	3%	6,84	+63%
Y	+	Uniforme	3,22	3%	0,390	0%	1,44	0%
		Pseudo-triangular	2,65	8%	0,469	0%	1,55	+11%
	-	Uniforme	3,35	9%	0,391	1%	2,54	+28%
		Pseudo-triangular	2,69	15%	0,464	2%	1,51	-42%

C.4 Combinação de soluções de reforço injeção de cal e reboco armado com malha de fibra de carbono pelo sistema FRCM



(a) Direção X



(b) Direção Y

Figura C.4: Curvas bilineares do sistema equivalente de um grau de liberdade com e sem a combinação de soluções de reforço

Tabela C.4: Propriedades das curvas bilineares para o sistema equivalente de um grau de liberdade com reforço com a combinação e comparação com estrutura sem reforço

Direção	Sentido	Distribuição	S_{ay} [m/s ²]	Aumento	T^* [s]	Redução	$\mu^* = \frac{d_{1x}^*}{d_{1y}^*}$	Aumento
X	+	Uniforme	3,00	24%	0,517	4%	3,82	45%
		Pseudo-triangular	2,08	21%	0,610	6%	6,30	63%
	-	Uniforme	3,24	22%	0,489	8%	5,39	61%
		Pseudo-triangular	2,22	16%	0,591	9%	6,86	63%
Y	+	Uniforme	3,53	12%	0,337	16%	2,80	49%
		Pseudo-triangular	2,74	11%	0,401	16%	3,27	58%
	-	Uniforme	3,96	23%	0,340	14%	2,86	36%
		Pseudo-triangular	3,00	24%	0,406	12%	2,60	18%