

ANDRÉ JOSÉ CÂNDIDO PATRÃO FRADE DA SILVA

**EDIFÍCIOS COM PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS DE
ALVENARIA DO SISTEMA CONSTRUTIVO
FIORIO**

ANÁLISE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO DE 11 PISOS

Orientação: Doutor Carlos Luís de Oliveira Macedo Serra

Coorientação: Eng.º João Azevedo Costa Leite Garcia

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2019

ANDRÉ JOSÉ CÂNDIDO PATRÃO FRADE DA SILVA

**EDIFÍCIOS COM PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS DE
ALVENARIA DO SISTEMA CONSTRUTIVO
FIORIO**

ANÁLISE SÍSMICA DE UM EDIFÍCIO DE 11 PISOS

Dissertação defendida em provas públicas para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na especialização de Construção e Estruturas no Curso em Engenharia Civil conferido pela Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias no dia 26/03/2019, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação n.º 53/2019, de 21 de fevereiro de 2019, com a seguinte composição:

Presidente: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo, Diretor do Curso
Arguente: Doutor Paulo José de Oliveira Xavier Candeias, Investigador Auxiliar no LNEC
Orientador: Prof. Doutor Carlos Luís de Oliveira Macedo Serra

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2019

Agradecimentos

Aos professores Carlos Serra e João Leite Garcia pelo apoio, disponibilidade, dedicação, amizade, confiança e conhecimentos transmitidos ao longo da elaboração da dissertação.

Aos meus pais e irmã pelo apoio e interesse demonstrado.

Aos meus amigos que me apoiaram durante a realização da dissertação.

Resumo

Durante o final dos anos 60 até meados dos anos 80 foram construídas várias urbanizações com edifícios de 5 e 11 pisos utilizando um sistema de pré-fabricação de painéis pesados de alvenaria designado por “FIORIO” que foi abrangido por documentos de homologação do LNEC.

Este trabalho consiste na avaliação do desempenho face à ação sísmica de um edifício de 11 pisos da urbanização de Santo António dos Cavaleiros, construído com este sistema de pré-fabricação.

O comportamento dos painéis de alvenaria, nomeadamente a determinação das suas resistências à flexão composta, à fendilhação diagonal e ao deslizamento, foi baseado nas definições da regulamentação italiana e dos Eurocódigos Estruturais, tendo em consideração o definido no documento de homologação do LNEC para este sistema construtivo e o projeto de execução do edifício.

A avaliação do desempenho sísmico implicou a modelação do edifício através do método SAM (*Simplified Analysis of Masonry buildings*), utilizando o programa de cálculo SAP2000®. A análise consistiu na verificação da segurança através da análise modal por espectro de resposta com coeficiente de comportamento e numa análise estática não linear (*pushover*) considerando as rótulas plásticas associadas aos mecanismos de rotura dos elementos. Utilizou-se o método N2 do Anexo B do Eurocódigo 8-1 para a determinação do ponto de desempenho e o respetivo deslocamento-alvo da estrutura face à ação sísmica.

Palavras-chave: Edifício de Alvenaria, Sistema construtivo FIORIO, Ação sísmica, Avaliação de desempenho, Análise estática não linear (*pushover*)

Abstract

During the end of the 1960s till the mid-80s multiple urbanizations were built with buildings of 5 and 11 floors by a prefabrication system of heavy masonry panels designated as “FIORIO” homologated by LNEC.

This work consists on the performance evaluation under seismic action of a building with 11 floors in the urbanization of Santo António dos Cavaleiros, built with this prefabrication system, is evaluated.

The behavior of the masonry panels, namely the determination of their strengths to the combined bending and axial force, diagonal cracking and slipping, was based on the definitions of the Italian regulation and the Structural Eurocodes, taking into consideration the document homologated by LNEC for this construction method.

The performance evaluation involved modelling the building through the SAM method (*Simplified Analysis of Masonry buildings*), using the calculation program SAP2000®. The analysis consisted in a safety verification through modal response spectrum analysis with behavior factor and a nonlinear static analysis (*pushover*) considering the plastic hinges associated to the failure mechanisms of the elements. The N2 method from Annex B of Eurocode 8-1 was used to determine performance point and the respective target displacement of the structure under seismic loads.

Keywords: Masonry buildings, Construction system FIORIO, Seismic action, Performance evaluation, Nonlinear static analysis (*pushover*)

Lista de siglas e símbolos

Lista de siglas:

CP	<i>Collapse Prevention;</i>
DH	Documento de Homologação;
EC	Eurocódigo;
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency;</i>
ICESA	Indústrias de Construção e Empreendimentos Turísticos, S.A.R.L;
IO	<i>Immediate Occupancy;</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
LS	<i>Life Safety;</i>
MDOF	<i>Multiple Degree of Freedom;</i>
SAM	<i>Simplified Analysis of Masonry buildings;</i>
SDOF	<i>Single Degree of Freedom.</i>

Lista de Símbolos:

Letras gregas maiúsculas

Γ	Fator de transformação de um sistema MDOF para um sistema SDOF;
Ψ_2	Coeficiente do valor quase-permanente de uma ação variável;
$\Psi_{E,i}$	Coeficiente de combinação para uma ação variável i , a utilizar no cálculo de esforços sísmicos.

Letras Gregas Minúsculas

α	Fator que define a resistência residual das rótulas plásticas de corte dos lintéis;
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal;
γ_1	Coeficiente de importância;
δ	Deslocamento;
$\delta_{\text{elástico}}$	Deslocamento elástico;
$\delta_{\text{plástico}}$	Deslocamento plástico;
$\delta_{\text{último}}$	Deslocamento último;
ζ	Coeficiente;
ν	Coeficiente de <i>Poisson</i> ;
σ_0	Tensão normal de compressão;
ϕ	Ângulo de atrito interno;
φ	Fator que depende do tipo de ação variável e do piso em questão (§4.3.2) e rotação;
$\varphi_{\text{elástico}}$	Rotação elástica;
$\varphi_{\text{plástico}}$	Rotação plástica;
$\varphi_{\text{último}}$	Rotação última;
χ	Curvatura;
χ_e	Curvatura elástica;
χ_u	Curvatura última;

ω Percentagem de armadura mecânica.

Letras Árabes Maiúsculas

A	Área de armadura nos tirantes ou área da secção;
A_s	Área de armadura de flexão;
$A_{s, \text{mín}}$	Área de armadura mínima de flexão;
$A_{s, \text{máx}}$	Área de armadura máxima de flexão;
A_{sw}/s	Área de armadura de esforço transverso;
$A_{sw}/s_{\text{mín}}$	Área de armadura mínima de esforço transverso;
$A_{sw}/s_{\text{máx}}$	Área de armadura máxima de esforço transverso;
B	Percentagem de nervuras de betão;
D	Largura da parede ou altura do lintel;
E	Módulo de elasticidade;
E_{EDx}	Esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal X escolhido para a estrutura;
E_{EDy}	Esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal Y da estrutura;
F	Força;
F^*	Força equivalente do sistema SDOF;
F_y^*	Força de cedência equivalente do sistema SDOF;
F_b	Força basal;
G	Módulo de distorção;
$\bar{H}$	Altura do piso;
H_0	Distância da secção de momento nulo à secção de controlo;
H_{eff}	Altura eficaz;
H_p	Resistência mínima à tração do elemento disposto horizontalmente;
I	Inércia da secção transversal;
K	Rigidez;
M	Momento fletor;
M_{Rd}	Momento fletor resistente;
N	Esforço normal;
S	Coefficiente de solo;
S_d	Deslocamento para o sistema MDOF;
$S_d(T)$	Espetro de resposta de dimensionamento;
$S_e(T^*)$	Espetro de resposta elástico para sistema SDOF;
T	Período de vibração;
T^*	Período de vibração fundamental para sistema SDOF;
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
T_C	Limite superior do período do patamar de aceleração espectral constante;
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de descolamento constante;
V	Esforço de corte;
V_{Rd}	Esforço de corte resistente.

Letras Árabes Minúsculas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma I \times a_{gR}$);
b	Largura da secção transversal das vigas ou pilares de betão armado;
c_u	Coesão do material;
d	Altura útil;
d_1	Recobrimento;
d_{et}^*	Deslocamento-alvo para sistema SDOF;
d_t	Deslocamento-alvo para sistema MDOF;
d_t^*	Deslocamento-alvo para sistema SDOF;
f	Tensão de rotura em compressão;
f_c	Valor característico de rotura dos elementos de alvenaria;
f_{cd}	Tensão de cálculo da resistência do betão à compressão;
f_{ck}	Tensão característica da resistência do betão à compressão;
f_{cm}	Tensão média da resistência do betão à compressão;
f_d	Tensão de cálculo em compressão dos elementos de alvenaria;
f_m	Tensão de cálculo média em compressão de elementos de alvenaria;
f_{yd}	Tensão de cálculo para a cedência do aço;
f_{ym}	Valor médio da tensão de cedência do aço;
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço;
h	Altura da secção transversal das vigas ou pilares de betão armado;
h'	Altura resultante das relações geométricas;
k	Fator da tensão normal equivalente a retângulo ($k = 0,85$).
l	Comprimento do lintel;
m^*	Massa equivalente do sistema SDOF;
q	Coefficiente de comportamento;
t	Espessura da parede ou lintel.

Índice geral

1.	Introdução	1
1.1.	Enquadramento	1
1.2.	Objetivos.....	5
1.3.	Estrutura do trabalho.....	6
2.	Comportamento sísmico de edifícios de alvenaria	9
2.1.	Aspetos gerais	9
2.2.	Comportamento de edifícios de alvenaria sujeitos à ação sísmica	11
2.3.	Métodos de análise sísmica e de avaliação do desempenho sísmico.....	17
2.4.	Modelação de paredes de alvenaria	23
3.	Sistema de pré-fabricação FIORIO	27
3.1.	Aspetos gerais	27
3.2.	Características do sistema FIORIO.....	28
3.2.1.	Painéis de parede	28
3.2.2.	Painéis de pavimento	33
3.2.3.	Cintas e montantes de betão armado.....	35
3.3.	Aspetos construtivos do sistema FIORIO.....	38
3.3.1.	Materiais Utilizados	38
3.3.2.	Processo de fabrico	39
3.3.3.	Aplicação em obra	43
3.4.	Descrição do caso de estudo	45
4.	Verificação da segurança à ação sísmica através da análise modal por espectro de resposta	51
4.1.	Definição das propriedades dos materiais e dos elementos resistentes	51
4.1.1.	Estrutura do embasamento em betão armado	51
4.1.2.	Estrutura de alvenaria reforçada e não reforçada.....	52
4.2.	Modelação do edifício utilizando o método SAM para a verificação da segurança	53
4.2.1.	Definição da geometria dos painéis de alvenaria.....	53
4.2.2.	Definição do carregamento vertical	58
4.2.3.	Calibração das propriedades dos painéis de alvenaria.....	59
4.2.4.	Resultados da análise modal do edifício em estudo.....	63
4.3.	Definição da ação sísmica.....	65

4.4.	Verificação de segurança	67
4.4.1.	Estrutura do embasamento em betão armado	67
4.4.2.	Estrutura de alvenaria reforçada e não reforçada.....	71
4.5.	Análise de resultados	75
5.	Análise estática não linear aplicada ao sistema construtivo FIORIO.....	77
5.1.	Aspetos gerais	77
5.2.	Análise estática não linear	77
5.3.	Definição e localização das rótulas plásticas	78
5.3.1.	Seções de betão armado no embasamento	78
5.3.2.	Secções de alvenaria (paredes e lintéis).....	80
5.4.	Configuração dos carregamentos.....	88
5.5.	Curvas de capacidade.....	88
5.6.	Determinação do deslocamento-alvo pelo método N2	96
5.6.1.	Carregamento uniforme em X no sentido negativo	96
5.6.2.	Carregamento modal em X no sentido negativo.....	97
5.6.3.	Carregamento uniforme em Y no sentido negativo	99
5.6.4.	Carregamento modal em Y com sentido negativo	100
5.6.5.	Carregamento uniforme em X no sentido positivo	102
5.6.6.	Carregamento modal em X no sentido positivo.....	104
5.6.7.	Carregamento uniforme em Y no sentido positivo	106
5.6.8.	Carregamento modal em Y com sentido positivo.....	108
5.7.	Análise de resultados	110
6.	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	113
	Bibliografia.....	117
	ANEXOS.....	I

Índice de Tabelas

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração dos betões utilizados na conceção do embasamento do edifício (Ministério das Obras Públicas, 1967) (LNEC, 1968) (Serra, 2008).....	51
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração dos aços utilizados nos elementos de betão armado (Ministério das Obras Públicas, 1967) (LNEC, 1968) (Serra, 2008).....	52
Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração a considerar nos painéis simples de alvenaria (LNEC, 1968).	52
Tabela 4.4 - Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração a considerar nos painéis reforçados de alvenaria (LNEC, 1968).	53
Tabela 4.5 - Cálculo do comprimento deformável das paredes verticais do alinhamento 1, orientação vertical, alinhamento A, B, C e D.	56
Tabela 4.6 - Valor característico das ações atuantes no edifício.	59
Tabela 4.7 - Tabela dos resultados obtidos dos ensaios estáticos realizados no LNEC e SAP2000 ®. para o Modelo M2.	62
Tabela 4.8 - Tabela dos resultados obtidos dos ensaios estáticos realizados no LNEC e SAP2000 para o Modelo M3.	62
Tabela 4.9 - Frequências próprias obtidas dos modelos M2 e M3.	62
Tabela 4.10 – Frequências, períodos e fatores de participação modal para os vários modos de vibração.	63
Tabela 4.11 -Fatores de participação de massa para os vários modos.	65
Tabela 4.12 - Resumo da obtenção do espectro de resposta de dimensionamento.	67
Tabela 4.13 - Esforços atuantes na base e topo do pilar PA1 para a combinação sísmica do tipo 1.	68
Tabela 4.14 - Propriedades geométricas e mecânicas de todos os pilares que constituem o embasamento.	69
Tabela 4.15 - Cálculo da área de armadura de flexão composta no pilar PA1.....	69
Tabela 4.16 - Cálculo da área de armadura de esforço transversal no pilar PA1.....	69
Tabela 4.17 - Esforços máximos e mínimos obtidos no início e fim da viga V1 ₁ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y.	70

Tabela 4.18 - Propriedades geométricas e mecânicas na viga V1 ₁	70
Tabela 4.19 – Armadura de flexão obtida no início e fim da viga V1 ₁ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y e armadura de flexão colocada segundo o projeto de estruturas (ICESA, 1974).	70
Tabela 4.20 - Armadura de esforço transversal obtida no início e fim da viga V1 ₁ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y e armadura de esforço transversal colocada segundo o projeto de estruturas (ICESA, 1974).	71
Tabela 4.21 – Esforços resistentes de cálculo no início e fim da viga V1 ₁	71
Tabela 4.22 – Esforços obtidos nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.....	72
Tabela 4.23 - Propriedades geométricas e mecânicas das paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.	72
Tabela 4.24 - Esforços resistentes das paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.....	73
Tabela 4.25 - Esforços obtidos nos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.....	73
Tabela 4.26 – Propriedades dos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.....	74
Tabela 4.27 - Esforços resistentes obtidos nos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.	74
Tabela 4.28 - Resumo da atividade sísmica para os sismos do tipo 1 e tipo 2.....	75
Tabela 4.29 – Percentagem de paredes de alvenaria, lintéis de alvenaria, vigas e pilares de betão armado que não resistem à ação sísmica do tipo 1 nas direções X e Y.	75
Tabela 5.1 - Esforços obtidos nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.....	85
Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas e geométricas nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10 (1ª parte).	85
Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas e geométricas nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10 (2ª parte).	85

Tabela 5.4 – Esforços resistentes nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.....	86
Tabela 5.5 – Definição dos comprimentos e rotações últimas e plásticas nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.....	86
Tabela 5.6 – Propriedades geométricas e mecânicas dos lintéis no alinhamento 1, entre os alinhamentos verticais A-B, orientação horizontal, no centro do troço deformável dos lintéis para os pisos 1,6,10.....	87
Tabela 5.7 - Esforços resistentes adotados nas rótulas plásticas dos lintéis no alinhamento 1, entre os alinhamentos verticais A-B, orientação horizontal, no centro do troço deformável dos lintéis.	87
Tabela 5.8 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em X no sentido negativo.....	97
Tabela 5.9 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em Y no sentido negativo.....	99
Tabela 5.10 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em Y no sentido negativo.....	100
Tabela 5.11 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em X no sentido positivo.....	102
Tabela 5.12 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em X no sentido positivo.....	104
Tabela 5.13 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em Y no sentido positivo.....	106
Tabela 5.14 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em Y no sentido positivo.....	108
Tabela 5.15 – Força de corte basal e respetivo deslocamento, percentagens de elementos em cedência face aos vários carregamentos no ponto de desempenho e/ou última iteração e os respetivos coeficientes de comportamento calculados.	110

Índice de Gráficos

Gráfico 4.1 - Espectros de resposta de dimensionamento para os sismos do tipo 1 e tipo 2.	66
Gráfico 5.1 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção X com sentido negativo.	89
Gráfico 5.2 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção Y com sentido negativo.	91
Gráfico 5.3 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção X com sentido positivo.	93
Gráfico 5.4 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção Y com sentido positivo.	95
Gráfico 5.5 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo X no sentido negativo.	97
Gráfico 5.6 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo X no sentido negativo.	98
Gráfico 5.7 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento uniforme segundo Y no sentido negativo.	99
Gráfico 5.8 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo Y no sentido negativo.	101
Gráfico 5.9 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento uniforme segundo X no sentido positivo.	103
Gráfico 5.10 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo X no sentido positivo.	105
Gráfico 5.11 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento uniforme segundo Y no sentido positivo.	107
Gráfico 5.12 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo Y no sentido positivo.	109

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Vista aérea de Portugal Continental (Google, 2018) e da urbanização de Santo António dos Cavaleiros com os edifícios de 11 pisos assinalados a amarelo (Baião, 2018).	2
Figura 1.2 – Várias tipologias construídas pelo sistema FIORIO: a) Edifícios de 5 pisos construídos com o sistema FIORIO; b) Edifício de 11 pisos construído com o sistema FIORIO (Figueiredo, 1972).	3
Figura 1.3 - Caso de estudo - Edifício de 11 pisos (Google, 2018).	4
Figura 1.4 – Embasamento de betão armado: a) Vista dos pórticos de embasamento; b) Pormenor do projeto de estruturas do caso de estudo referente aos pórticos que constituem o embasamento (ICESA, 1974).	4
Figura 2.1 - Mecanismos de rotura das estruturas de alvenaria: a) Para fora do plano; b) No plano (Oliveira e Carvalho, 1997).	12
Figura 2.2 – Mecanismos de rotura existentes nos painéis de alvenaria: a) Flexão composta; b) Deslizamento; c) Fendilhação diagonal (Pasticier, Amandio e Fragiacom, 2007).	12
Figura 2.3 - Mecanismo de rotura por flexão composta devido ao esmagamento (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).	13
Figura 2.4 - Relações de forças para a definição da resistência ao deslizamento (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).	15
Figura 2.5 - Resposta dos lintéis de alvenaria sujeitos a ações horizontais (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).	16
Figura 2.6 - Zonamento sísmico em Portugal Continental segundo o EC8-1 (CEN, 2010b).	18
Figura 2.7 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica (CEN, 2010b).	21
Figura 2.8 – Exemplo da definição dos macro elementos rígidos e deformáveis pelo método TreMuri (Galasco, Lagomarsino, Penna, e Resemint, 2004).	24
Figura 2.9 – Representação de paredes de alvenaria utilizando o método SAM: a) Pórtico equivalente com os troços rígidos e deformáveis; b) Pormenor do troço rígido e deformável (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).	25

Figura 3.1- Painéis resistentes de fachada: a) Simples; b) Reforçado (LNEC, 1968)....	29
Figura 3.2 - Paineis resistente de fachada	30
Figura 3.3 - Paineis resistente interior: a) Simples; b) Reforçado (LNEC, 1968).	31
Figura 3.4 – Pormenorização dos painéis resistentes interiores – Simples e reforçados.	32
Figura 3.5 - Painéis de divisórias (tabiques) (LNEC, 1968).	33
Figura 3.6 - Paineis de pavimento (LNEC, 1968).....	34
Figura 3.7 - Pormenorização de cintas na direção da armadura da laje (LNEC, 1968).	35
Figura 3.8 - Pormenorização de cintas perpendiculares à armadura da laje (LNEC, 1968).....	35
Figura 3.9 - Pormenor de montante entre painéis contíguos no mesmo alinhamento em: a) Fachada; b) Paredes interiores (LNEC, 1968).....	36
Figura 3.10 - Pormenor de montante na convergência de: a) Dois painéis de fachada com paineis interior; b) Três painéis interiores. (LNEC, 1968).....	36
Figura 3.11 – Pormenores de montantes: a) De cunhal; b) paineis interior com outro paineis disposto perpendicularmente (LNEC, 1968).	37
Figura 3.12 - Pormenor de ligação de um paineis de parede: a) Com abas em betão e o montante; b) Com juntas de dilatação entre corpos de edifícios (LNEC, 1968).	37
Figura 3.13 - Parque de armazenamento de materiais e elementos pré-fabricados (Pinto, 1969).....	40
Figura 3.14 - Central de betonagem e dosagem automática (Pinto, 1969).....	41
Figura 3.15 – Execução dos painéis de pavimento de alvenaria: a) Espalhamento da camada de gesso; b) Colocação dos blocos cerâmicos sobre a camada de gesso (Pinto, 1969).....	42
Figura 3.16 – a) Betonagem do paineis de pavimento; b) Transporte de um paineis de pavimento para o parque de armazenamento (Pinto, 1969).	43
Figura 3.17 - Planta da estrutura porticada de betão armado (embasamento) (ICESA, 1974).....	46
Figura 3.18 - Distribuição dos painéis de parede estruturais em planta até ao 5º Piso (adaptado de (ICESA, 1974)).	47
Figura 3.19 - Distribuição em planta dos painéis de parede estruturais a partir do 5º Piso (adaptado de (ICESA, 1974)).	48
Figura 3.20 - Alçado principal: a) plano XZ; b) plano YZ (ICESA, 1974).	49

Figura 4.1 - Relações geométricas para a definição da altura eficaz para a obtenção do comprimento deformável das paredes (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).	54
Figura 4.2 - Definição da geometria dos lintéis quando as aberturas são alinhadas e desalinhadas (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).	55
Figura 4.3 - Pormenor do pórtico equivalente com os troços rígidos e deformáveis utilizando o Método SAM no caso de estudo (CEN, 2009b).	57
Figura 4.4 – Modelo em 3D do caso de estudo.	58
Figura 4.5 - Disposição dos modelos: a) M1, M2 e M3 na sala de ensaios; b) M3 (LNEC, 1966).	61
Figura 4.6 – Modelo M2 e M3 no <i>SAP2000</i> ®: a) Alçado principal com a representação das paredes do piso 0 e piso 1 (elementos verticais) e os respetivos lintéis de ligação (elementos horizontais); b) Alçado lateral das paredes do piso 0 e piso 1 (elementos verticais).	61
Figura 4.7 – Deformada do 1º modo de vibração: a) Em planta; b) Em alçado.	64
Figura 4.8 – Deformada do 2º modo de vibração: a) Em planta; b) Em alçado.	64
Figura 4.9 – Deformada do 3º modo de vibração: a) Em planta; b) Em alçado.	65
Figura 5.1 - Curva força/momento-deslocamento/rotações que descreve o comportamento das rótulas plásticas (Computer and Structures, Inc., 2016).	78
Figura 5.2 - Exemplo da determinação da curva idealizada do momento-curvatura de um pilar para um esforço normal nulo (Computer and Structures, Inc., 2016).	79
Figura 5.3 - Curva momento/curvatura a simular o comportamento da rótula plástica de momento fletor no betão: a) Comportamento global; b) Comportamento da rótula no <i>SAP2000</i> ®.	80
Figura 5.4 - Andamento do diagrama de momentos e localização das rótulas plásticas (Pereira, 2009).	81
Figura 5.5 - Andamento do diagrama de esforço transversal e respetiva localização das rótulas plásticas (Pereira, 2009).	81
Figura 5.6 - Andamento do diagrama de esforço transversal nos lintéis e respetivas rótulas plásticas (Pereira, 2009).	82
Figura 5.7 - Curvas momento/rotação ou força/deslocamento nas paredes: a) Comportamento global – comportamento elástico-perfeitamente plástico; b)	

Comportamento nas rótulas – comportamento rígido-perfeitamente plástico (Pereira, 2009).....	82
Figura 5.8 - Curvas força/deformação nos lintéis: a) Comportamento global – comportamento elástico-frágil com resistência residual; b) Comportamento nas rótulas – comportamento rígido-plástico frágil com resistência residual (Pereira, 2009).....	83
Figura 5.9 – Relação deslocamento-rotação adotada (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).....	83
Figura 5.10 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção X no sentido negativo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.	90
Figura 5.11 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção Y no sentido negativo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.	92
Figura 5.12 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção X no sentido positivo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.	94
Figura 5.13 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção Y no sentido positivo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.	96
Figura 5.14 – Rótulas plásticas no ponto de desempenho do sismo tipo 2 para o carregamento modal em X no sentido negativo.	98
Figura 5.15 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento uniforme em Y com sentido negativo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.....	100
Figura 5.16 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento modal em Y com sentido negativo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.	102
Figura 5.17 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento uniforme em X com sentido positivo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.	104
Figura 5.18 - Rótulas plásticas no ponto de desempenho do sismo do tipo 2 para o carregamento modal em X com sentido positivo.	106
Figura 5.19 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento uniforme em Y no sentido positivo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.	108

Figura 5.20 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento modal em Y com sentido positivo: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2. 110

1. Introdução

1.1. Enquadramento

Desde o final dos anos 60 até ao início dos anos 80 foram construídas várias urbanizações com um sistema construtivo originário de França. Este sistema construtivo, designado como FIORIO, é um sistema de pré-fabricação de origem francesa, realizado em fábrica pela sociedade – Indústrias de Construção e Empreendimentos Turísticos, S.A.R.L (ICESA), e consiste na pré-fabricação de elementos de grandes dimensões de alvenaria e betão armado, tais como painéis de parede com a altura de um piso e painéis de pavimento com o comprimento dos vãos. O sistema começou a ser utilizado em Portugal após terem sido feitos estudos com vista a sua homologação no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC 1968, 1976).

O sistema FIORIO foi utilizado para a construção de várias urbanizações, nomeadamente em Santo António dos Cavaleiros (assinaladas a amarelo na Figura 1.1), Vialonga e Quinta do Morgado. Segundo a revista Arquitetura (Pinto, 1969), na urbanização de Santo António dos Cavaleiros há cerca de 3000 fogos que são agrupados em edifícios de 5 pisos e em torres de 11 pisos.

Este sistema, incluía edifícios de duas tipologias: edifícios até 5 pisos (Figura 1.2 a)) e torres de 11 pisos (Figura 1.2 b)). A tipologia de edifícios até 5 pisos é formada apenas pelos painéis pré-fabricados. A tipologia de torres de 11 pisos é constituída por um embasamento de betão armado que suporta os 10 pisos elevados constituídos pelos painéis pré-fabricados.

André José Cândido Patrão Frade da Silva – Edifícios com painéis pré-fabricados de alvenaria do sistema construtivo FIORIO. Análise sísmica de um edifício com 11 pisos.



Figura 1.1 - Vista aérea de Portugal Continental (Google, 2018) e da urbanização de Santo António dos Cavaleiros com os edifícios de 11 pisos assinalados a amarelo (Baião, 2018).



a)



b)

Figura 1.2 – Várias tipologias construídas pelo sistema FIORIO: a) Edifícios de 5 pisos construídos com o sistema FIORIO; b) Edifício de 11 pisos construído com o sistema FIORIO (Figueiredo, 1972).

O caso de estudo é um edifício de 11 pisos, do qual se obteve uma cópia do projeto de estruturas do edifício (ICESA, 1974), com embasamento de betão armado (Figura 1.3 e Figura 1.4) no piso do rés-do-chão. O embasamento é formado por pórticos espaciais ortogonais entre si sendo executados segundo técnicas construtivas tradicionais de betão armado. Os restantes 10 pisos elevados são constituídos por painéis pré-fabricados reforçados até ao 5º piso e a partir do 6º até à cobertura foram utilizados painéis não reforçados (ou simples). Os painéis reforçados têm na sua constituição nervuras de betão não armado e blocos de cerâmica. Os painéis simples não têm nervuras de betão não armado na sua constituição.

André José Cândido Patrão Frade da Silva – Edifícios com painéis pré-fabricados de alvenaria do sistema construtivo FIORIO. Análise sísmica de um edifício com 11 pisos.



1

Legenda:

1 – Painéis de alvenaria não reforçados;

2 – Painéis de alvenaria reforçados;

3 – Embasamento de betão armado

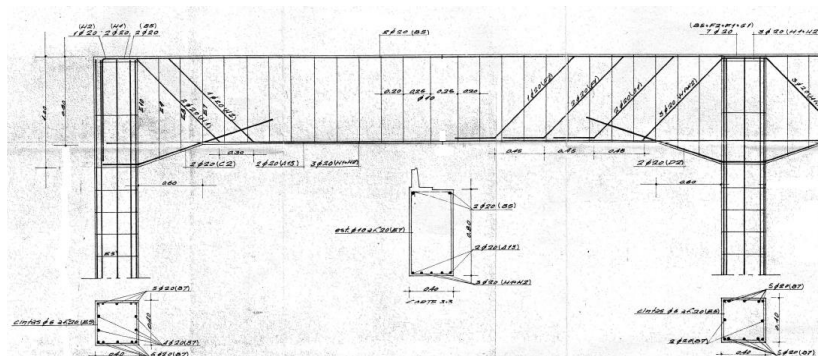
2

3

Figura 1.3 - Caso de estudo - Edifício de 11 pisos (Google, 2018).



a)



b)

Figura 1.4 – Embasamento de betão armado: a) Vista dos pórticos de embasamento; b) Pormenor do projeto de estruturas do caso de estudo referente aos pórticos que constituem o embasamento (ICESA, 1974).

O sistema construtivo FIORIO encontra-se abrangido por dois Documentos de Homologação (DH), do LNEC (LNEC 1968, 1976), que descrevem o tipo e composição dos

painéis resistentes de alvenaria, o processo de fabrico, os materiais utilizados, a resistência dos vários constituintes do sistema e os regulamentos utilizados para a determinação das ações verticais e horizontais nomeadamente a ação sísmica. As principais diferenças entre os dois Documentos de Homologação são os tipos de painéis de alvenaria, a consideração da ação sísmica e a resistência à compressão dos painéis.

O edifício em estudo foi dimensionado com base no Regulamento de Solicitações de Edifícios e Pontes (R.S.E.P.) publicado no decreto-lei nº 44 041 de 18 de novembro de 1961 (Ministério das Obras Públicas, 1961) para as ações, nomeadamente, ações verticais e ação sísmica, e no Regulamento de Estruturas de Betão Armado (R.E.B.A.) publicado no decreto-lei 47 723 de 20 de maio de 1967 (Ministério das Obras Públicas, 1967) para a resistência dos materiais (principalmente no dimensionamento da zona de embasamento).

O caso de estudo foi dimensionado no ano de 1974, pelo que se recorreu ao Documento de Homologação de 1968 (LNEC, 1968) para a caracterização do sistema FIORIO ao longo da presente dissertação.

Dado o avanço na regulamentação europeia, nomeadamente através dos Eurocódigos e normas italianas, considera-se relevante a análise sísmica deste tipo de edifício utilizando o Eurocódigo 8-1 (EC8-1) (CEN, 2010b), Eurocódigo 6 (EC6) (CEN, 2004) e normas italianas (Ministero Delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018) (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000) para o estudo do comportamento das paredes a esforços no plano.

1.2. Objetivos

Tendo em conta o risco sísmico de Portugal Continental e da zona de Lisboa considerou-se importante o estudo dos edifícios de alvenaria construídos com o sistema FIORIO, em particular os de 11 pisos face às ações horizontais. Sendo que os principais objetivos a atingir na presente dissertação são:

- Estudo do comportamento dos edifícios de alvenaria face à ação sísmica;
- Estudo do sistema FIORIO aplicado a um edifício de 11 pisos;
- Adquirir conhecimentos relacionados com a modelação numérica de edifícios de alvenaria;

- Estudo do comportamento não linear dos edifícios de alvenaria, através da interpretação da curva de capacidade e obtenção do deslocamento-alvo.

1.3. Estrutura do trabalho

Na presente dissertação realiza-se a avaliação sísmica de um edifício de 11 pisos constituído pelo sistema FIORIO por meio de uma análise modal por espectro de resposta com coeficiente de comportamento e por uma análise estática não linear (*pushover*). Este edifício é constituído por um embasamento de betão armado e por 10 pisos elevados constituídos por painéis pré-fabricados de alvenaria.

O segundo capítulo descreve o comportamento dos edifícios de alvenaria face a ações horizontais no plano e fora do plano da alvenaria, referindo-se à evolução dos sistemas construtivos dos edifícios em Portugal e as várias tipologias existentes, descrevendo-se os métodos de análise e de modelação mais relevantes e identificando-se os que serão utilizados na presente dissertação.

O terceiro capítulo explica a origem do sistema de pré-fabricação FIORIO e faz-se a descrição das características geométricas e mecânicas dos diferentes painéis e os métodos que eram utilizados para o dimensionamento. Neste capítulo faz-se também referência ao método de execução e aplicação em obra.

O quarto capítulo é referente à modelação do edifício, onde se definem as propriedades geométricas fundamentais à sua modelação e o carregamento vertical atuante no edifício e onde se procede à calibração das propriedades dos painéis de alvenaria. Este capítulo termina com a definição da ação sísmica por meio de uma análise modal por espectro de resposta com coeficiente de comportamento e a respetiva verificação de segurança utilizando as expressões do regulamento italiano.

O quinto capítulo apresenta resultados da análise estática não linear (*pushover*) do edifício para várias configurações de carregamentos sugeridos pelo EC8-1 e a obtenção das respetivas curvas de capacidade. O capítulo termina com a análise de resultados após a obtenção do deslocamento-alvo pelo método N2.

No sexto capítulo apresentam-se as conclusões da presente dissertação e sugerem-se desenvolvimentos futuros que poderão enriquecer o estudo sobre este sistema construtivo.

Nos anexos da presente dissertação em formato digital é possível consultar o cálculo dos troços deformáveis para a modelação do edifício pelo método de SAM (anexo I), a verificação de segurança dos elementos que constituem o edifício pela análise modal por espectro de resposta (anexo II, III) e a definição das rótulas plásticas utilizadas para a análise não linear (anexo IV, V).

2. Comportamento sísmico de edifícios de alvenaria

2.1. Aspetos gerais

Em Portugal os edifícios foram evoluindo consoante os materiais, técnicas, meios tecnológicos e conhecimento sobre a ação sísmica, podendo-se relacionar, na zona de Lisboa, a sua época construtiva com a tipologia de edifício (Garcia, 2016):

- Edifícios do tipo pré-pombalino (anteriores ao terramoto de 1755);
- Edifícios do tipo pombalino (cerca de 1755 a 1880);
- Edifícios do tipo gaioleiro (cerca de 1880 a 1930);
- Edifícios do tipo misto de alvenaria e betão (cerca de 1930 a 1940);
- Edifícios do tipo de betão com elevada percentagem de alvenaria de tijolo (cerca de 1940 a 1960);
- Edifícios de betão armado (cerca de 1960 até aos dias de hoje).

Os edifícios do tipo pré-pombalino são anteriores ao terramoto de Lisboa em 1755, podendo estes apresentar características muito diversas, nomeadamente: paredes de alvenaria de pedra bem cuidada, elementos de pedra aparelhada com elementos de travamento, paredes de alvenaria pobre, taipa mal conservada, grande densidade de paredes e com poucas aberturas, escadas de tiro, pé-direito diminuto, fogos e compartimentos de área extremamente reduzida, número médio de andares de origem reduzido (2 ou 3 pisos), paredes de empena meeiras, paredes de natureza variada (alvenaria de pedra, por vezes com cantarias com e sem estrutura de madeira, frontais e tabiques), pavimentos de madeira, arcos e abóbodas de pedra ou tijolo e andares de ressalto.

Os edifícios do tipo pombalino foram construídos após o terramoto, entre 1755 e 1880. Geralmente são regulares em planta e em altura, tendo uma limitação da altura a 3 pisos elevados mais o aproveitamento da cobertura em mansarda. As fachadas no piso térreo são em alvenaria de pedra e os pilares/paredes interiores podem ser por vezes em cantaria. O suporte dos pisos superiores é feito em abóbodas ou arcos em tijolo/pedra no interior do piso térreo. Nos pisos superiores existem paredes de fachada em gaiola, paredes interiores e tabique e frontal e pavimentos de madeira. As ligações entre cantarias são em peças de madeira muito cuidadas por meio de entalhes e por peças metálicas. As paredes de separação dos lotes

desenvolvem-se acima da cobertura, formando uma compartimentação corta-fogo. As fundações poderão ser por estacas de madeira, se o terreno assim o exigir.

Os edifícios do tipo gaioleiro substituem os edifícios do tipo pombalino, sendo a sua época construtiva corrente entre 1880 e 1930, muitas vezes apresentando irregularidades em planta e altura com um número de pisos elevado (5 a 8). Os pavimentos são de madeira e, por vezes, em zonas pontuais, tais como as marquises, casas de banho, escadas de incêndio e rés-do-chão, são de estrutura metálica. As fundações são por sapatas contínuas um pouco mais largas que as paredes e de pequena profundidade, tendo por vezes arcos sob as paredes apoiadas sobre pegões ou por fundações por meio de estacas de madeira. Nas fachadas principais e traseiras as paredes são habitualmente de alvenaria de pedra e argamassa de cal por vezes de má qualidade, reduzindo a espessura das paredes de piso para piso. As paredes de empena e divisórias são de tijolo maciço ou vazado, correntemente com espessuras reduzidas da ordem de 0,30 m e 0,15m, respetivamente. Podem ser ainda utilizadas versões simplificadas do frontal e tabique pombalino. É importante salientar a existência de saguões interiores ou nas empenas.

Entre 1930 e 1940 começou a vulgarizar-se o uso do betão em edifício, de habitação, tendo sido construídos edifícios do tipo mistos de alvenaria e betão. Estes edifícios são caracterizados pela regularidade em planta e altura, ausência de juntas de dilatação, número de pisos mais contido (5 a 6) em relação à tipologia referida anteriormente. Os pavimentos são de madeira com zonas pontuais de betão que, na fase final se pode estender a todo o piso (prédio em placa). As paredes de fachada são de alvenaria de pedra ou tijolo com uso cada vez mais frequente de argamassa de cimento. As fundações eram contínuas sob as paredes e por sapatas sob pilares. É importante mencionar que os betões da altura apresentavam baixa dosagem de cimento comparando com a atualidade.

Entre 1940 e 1960 surgiram os edifícios do tipo em betão com elevada percentagem de alvenaria de tijolo. Estes são caracterizados por possuírem uma estrutura tridimensional de betão armado com lajes, vigas e pilares sem formar pórticos. As paredes de alvenaria pela primeira vez não desempenham correntemente função estrutural. Por vezes as paredes de empena e/ou de caixa de escada são de alvenaria de tijolo com função estrutural, podendo ser também em betão não armado ou fracamente armado. As fundações são diretas por meio de

sapatas isoladas sob os pilares e de sapatas contínuas sob as paredes. As coberturas poderão ser em terraço. Estes edifícios não possuem, geralmente, qualquer cálculo sísmico.

A partir de 1960, com a publicação da primeira regulamentação sísmica em 1958, surgem os edifícios de betão armado com dimensionamento sísmico. Estes edifícios são caracterizados por terem um número de pisos variável, que pode ser superior a 9, havendo, por vezes, pisos vazados. A estrutura é reticulada de betão armado constituída por vigas, pilares e lajes vigadas ou fungiformes, tendo-se estas últimas tornado correntes a partir de 1990. As paredes de empena e de núcleos de comunicação podem ser em betão armado. As paredes divisórias são habitualmente de alvenaria de tijolo vazado não sendo estruturais. Tornou-se corrente a utilização de edifícios com elevado número de caves nas zonas de maior pressão imobiliária.

O edifício em estudo, posterior a 1960 e com cálculo sísmico, não se insere, contudo, na tipologia anterior, pois é constituído por pórticos de betão armado no piso de embasamento e nos restantes pisos por uma estrutura constituída por painéis pré-fabricados de alvenaria nas paredes e pavimentos.

2.2. Comportamento de edifícios de alvenaria sujeitos à ação sísmica

As estruturas de alvenaria quando sujeitas à ação sísmica podem apresentar mecanismos de rotura para fora do plano (Figura 2.1 a)) e no plano (Figura 2.1b)) de ação. O mecanismo para fora do plano gera-se quando há carência de ligação entre paredes ortogonais e entre paredes e os pisos o que resulta no colapso por flexão da parede para fora do plano. O mecanismo de rotura no plano, ocorre quando a ligação entre as paredes ortogonais é sólida e os pisos são rígidos, a rotura é feita por flexão e/ou fendilhação por corte nos panos da alvenaria.

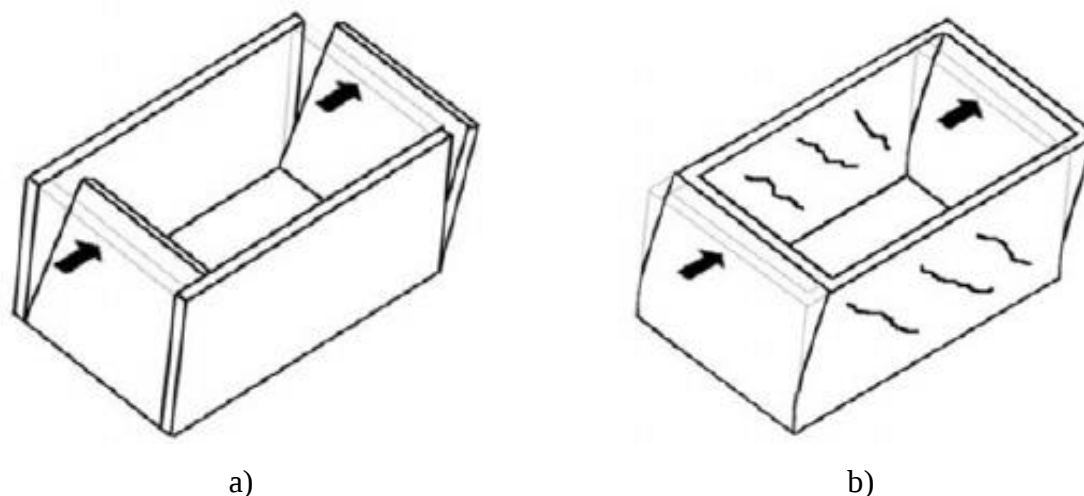


Figura 2.1 - Mecanismos de rotura das estruturas de alvenaria: a) Para fora do plano; b) No plano (Oliveira e Carvalho, 1997).

Quando as deformações ocorrem no plano da parede, os mecanismos de rotura que poderão ocorrer são os seguintes: por flexão composta (Figura 2.2 a)), deslizamento (Figura 2.2 b)) e fendilhação diagonal (Figura 2.2 c))

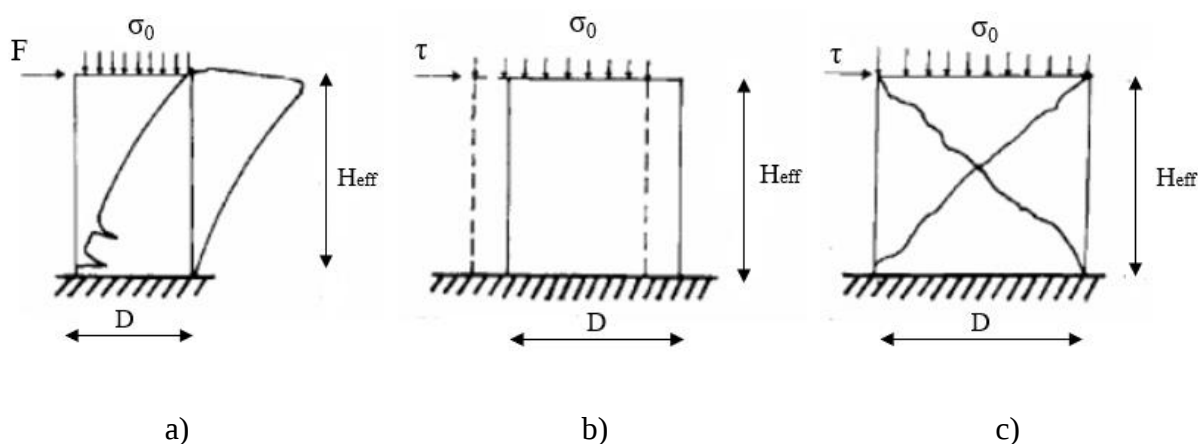


Figura 2.2 – Mecanismos de rotura existentes nos painéis de alvenaria: a) Flexão composta; b) Deslizamento; c) Fendilhação diagonal (Pasticier, Amandio e Fragiaco, 2007).

A rotura por flexão composta envolve dois mecanismos de rotura que ocorrem geralmente em simultâneo: derrubamento e esmagamento. O derrubamento ocorre quando o carregamento vertical é inferior à resistência à compressão do elemento, quando assim é este

comporta-se rigidamente rodando em torno da sua base ocorrendo assim o derrubamento. Por sua vez, o esmagamento ocorre quando o carregamento vertical é maior que a resistência à compressão e conjuntamente com a ocorrência das ações horizontais os cantos comprimem dando-se assim o seu esmagamento e posterior derrubamento.

Na análise da resistência de elementos de alvenaria considera-se que estes não resistem à tração e que o peso próprio do elemento é desprezável (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

Considerando que a excentricidade inferior é maior que a excentricidade superior a distribuição de forças dá-se como ilustra a Figura 2.3. Assim, sendo a secção inferior a condicionante, pode-se obter o valor do momento fletor resistente a partir da equação (2.1).

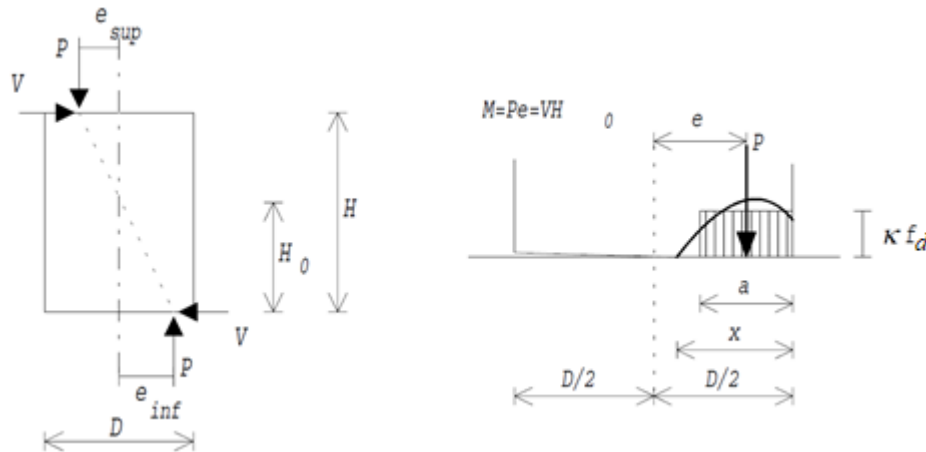


Figura 2.3 - Mecanismo de rotura por flexão composta devido ao esmagamento (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

$$\left. \begin{aligned} M &= P \times e \\ \sigma_0 &= \frac{P}{D \times t} \end{aligned} \right\} M = \sigma_0 \times D \times t \times e$$

$$\left. \begin{aligned} P &= a \times k \times f_d \times t \\ e &= D - \frac{D}{2} - \frac{a}{2} \end{aligned} \right\} e = \frac{1}{2} \times \left(D - \frac{P}{k \times f_d \times t} \right)$$

$$\left. \begin{aligned} M &= P \times e \\ \sigma_0 &= \frac{P}{D \times t} \end{aligned} \right\} M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \times D^2 \times t}{2} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \times f_d} \right) \quad (2.1)$$

Onde:

- σ_0 Tensão normal de compressão;
- D Largura da parede;
- t Espessura da parede;
- f_d Tensão máxima de compressão;
- k Fator da tensão normal equivalente a retângulo ($k = 0,85$).

A parcela de esforço transversal resistente associada à rotura por flexão composta é dada pelo quociente entre o momento resistente e a altura da base da secção até onde o momento é nulo (2.2).

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \times D^2}{2} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \times f_d}\right) \left\{ V_{Rd} = \frac{\sigma_0 \times D^2 \times t}{2 \times H_0} \times \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \times f_d}\right) \right. \quad (2.2)$$

Onde: H_0 é a distância entre a secção de momento nulo e a secção de controlo.

A rotura por fendilhação diagonal e deslizamento estão associadas a fenómenos de rotura por corte.

A rotura por fendilhação diagonal ocorre com a presença de fendas diagonais a meio do elemento de alvenaria que resultam da fissuração da argamassa de assentamento nas zonas de compressão à medida que o carregamento lateral aumenta. Em casos de carregamento vertical muito mais elevado que o carregamento lateral ocorre o esmagamento dos elementos de alvenaria. A resistência ao corte por fendilhação diagonal é dada pela equação (2.3) (Tomaževič, 2009)

$$V_{Rd} = \frac{1,5 \times c_u \times D \times t}{\xi} \times \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \times c_u}} \quad (2.3)$$

Onde: c_u é a coesão do material e $\xi = H/D$ sendo que $1,0 \leq \xi \leq 1,5$.

O deslizamento ocorre quando a resistência ao corte da argamassa de ligação é fraca e existe uma carência de aderência entre o conjunto formado pela argamassa de assentamento e o elemento de alvenaria. A resistência ao corte por deslizamento é definida pelas relações dadas pela Figura 2.4 e definida pela equação (2.4).

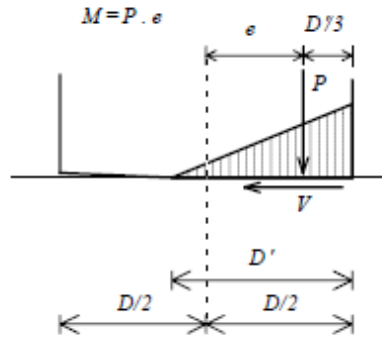


Figura 2.4 - Relações de forças para a definição da resistência ao deslizamento (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

$$\left. \begin{aligned} \tau &= c_u + \sigma \times \tan \emptyset \\ \tau &= \frac{V}{D \times t} \\ \sigma &= \frac{P}{D' \times t} \end{aligned} \right\} V = D' \times t \times c_u + P \times \tan \emptyset$$

$$\left. \begin{aligned} e &= D - \frac{D}{2} - \frac{D'}{3} \\ M &= V \times H_0 = P \times e \end{aligned} \right\} D' = 3 \times \left(\frac{D}{2} - \frac{V \times H_0}{P} \right)$$

$$\left. \begin{aligned} V &= D' \times t \times c_u + P \times \tan \emptyset \\ D' &= 3 \times \left(\frac{D}{2} - \frac{V \times H_0}{P} \right) \end{aligned} \right\} V_{Rd} = \frac{1,5 \times c_u + \sigma_0 \times \tan \emptyset}{1 + \frac{3 \times H_0}{\sigma_0 \times D}} \times D \times t \quad (2.4)$$

Onde: $\emptyset$ é o ângulo de atrito interno do material.

A rotura dos lintéis quando sujeitos a ações horizontais ocorre quando se desenvolvem superfícies de corte entre as paredes e os lintéis de alvenaria (Figura 2.5).

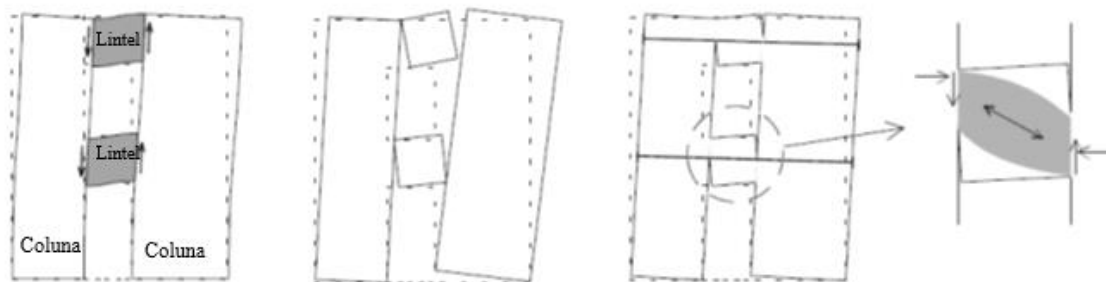


Figura 2.5 - Resposta dos lintéis de alvenaria sujeitos a ações horizontais (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

A rotura nos lintéis ocorre geralmente por esforços de corte (Ministero Delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018) e o seu esforço resistente pode ser quantificado pelo mínimo obtido pela equação (2.5).

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} D \times t \times c_u \\ \frac{2 \times M_{Rd}}{l} \end{array} \right. \quad (2.5)$$

Onde:

M_{Rd} Momento resistente associado ao mecanismo de flexão composta, com a presença de um elemento com resistência horizontal à tração. Sendo definido por (2.6):

$$M_{Rd} = \frac{H_p \times D}{2} \times \left[1 - \frac{H_p}{(0,85 \times f_d \times D \times t)} \right] \quad (2.6)$$

H_p É a resistência mínima à tração do elemento disposto horizontalmente, é o mínimo da resistência à tração do tirante (H_{pTir}) ou da alvenaria (H_{pAlv}).

$$H_p = \min \left\{ \begin{array}{l} H_{pTir} = A \times f_{yd} \\ H_{pAlv} = 0,4 \times f_d \times D \times t \end{array} \right\} \quad (2.7)$$

D Altura do lintel;

A Área de armadura do tirante;

t Espessura do lintel;

l Comprimento do lintel.

2.3. Métodos de análise sísmica e de avaliação do desempenho

sísmico

Nesta secção apresenta-se a metodologia das análises sísmicas utilizadas ao longo da presente dissertação, nomeadamente a análise por espectro de resposta e a análise estática não linear recorrendo ao método N2 descrito no anexo B do EC8-1 (CEN, 2010b) para determinar o deslocamento-alvo.

Na definição da análise modal por espectro de resposta é necessário determinar os períodos de vibração fundamentais da estrutura em estudo, que no caso da presente dissertação serão obtidos com recurso à utilização do programa de cálculo numérico *SAP2000*® (Computer and Structures, Inc., 2016).

Para a definição da ação sísmica por espectro de resposta foram considerados os sismos do tipo 1 e tipo 2. A ação do tipo 1 ou sismo com epicentro afastado, resulta do fenómeno interplacas, resultando sismos de magnitude elevada. A ação do tipo 2 ou sismo com epicentro próximo, resulta do fenómeno intraplacas, de onde resultam sismos de magnitude baixa.

Para definir o espectro de resposta é necessário identificar o tipo de terreno para se poderem identificar os valores dos parâmetros $S_{máx}$, T_B , T_C e T_D estabelecidos no anexo nacional do Eurocódigo 8-1 (CEN, 2010b). O zonamento sísmico em Portugal continental é definido por concelho, tendo em consideração a aceleração máxima de referência na base do terreno do tipo A, a_gR , como mostra a Figura 2.6.

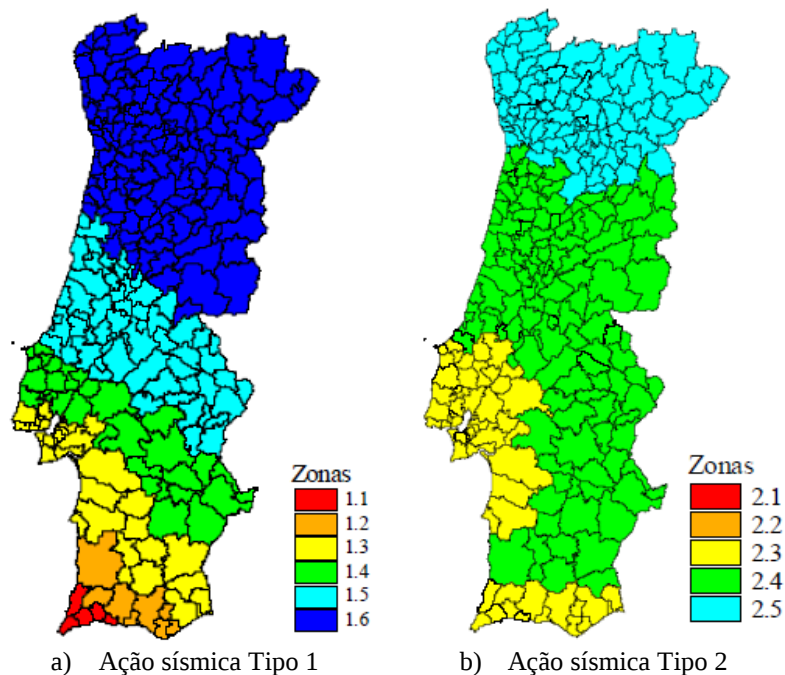


Figura 2.6 - Zonamento sísmico em Portugal Continental segundo o EC8-1 (CEN, 2010b).

A classe de importância do edifício, γ_I , define-se tendo em conta a sua importância em termos de infraestruturas para a população.

O coeficiente de solo, S , determina-se considerando o valor de aceleração à superfície, a_g , segundo o anexo nacional do EC8-1:

$$\begin{aligned} \text{Para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} \\ \text{Para } 1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \\ \text{Para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = 1,0 \end{aligned}$$

O coeficiente de comportamento, permite ter em conta de forma simplificada o comportamento não linear corrigindo as forças de inércia aplicadas na estrutura.

O espectro de resposta de dimensionamento, $S_d(T)$, para as componentes horizontais da ação sísmica é definido pelas seguintes expressões segundo o EC8-1, tendo em consideração os aspetos referidos:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.8)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (2.9)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad (2.11)$$

Onde:

- $S_d(T)$ Espectro de resposta de dimensionamento;
- T Período de vibração fundamental do edifício com um grau de liberdade;
- γ_I Coeficiente de importância;
- a_g Valor de cálculo da aceleração á superfície para um terreno do tipo A;
- q Coeficiente de comportamento;
- S Coeficiente de solo;
- 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;
- β Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

A análise estática não linear (*pushover*) tem em consideração o comportamento não linear dos materiais sendo esta efetuada sob forças gravíticas constantes e cargas horizontais com crescimento gradual que provocam danos na estrutura até ocorrer o colapso total ou parcial.

O deslocamento alvo corresponde ao deslocamento máximo observado no edifício durante a ação sísmica e poderá ser determinado pelo método N2, definido no Anexo B EC8-1 (CEN, 2010b) e no regulamento italiano (Ministero Delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018) para edifícios de alvenaria.

Este método consiste na determinação do deslocamento-alvo a partir do espectro de resposta elástico para o edifício em estudo e da curva de capacidade do modelo previamente calibrado (Fajfar, 2000).

A curva de capacidade é dada pela relação da força de corte na base com o deslocamento no ponto de controlo do edifício à medida que o carregamento horizontal aumenta até se atingir o colapso global ou parcial.

De seguida será apresentada a metodologia para a obtenção do deslocamento-alvo para o sistema de graus de liberdade segundo o método N2 do EC8-1 (CEN, 2010b).

Em primeiro lugar, admite-se a seguinte relação entre as forças laterais normalizadas $\overline{F}_i$ e os deslocamentos normalizados Φ_i :

$$\overline{F}_i = m_i \times \Phi_i \quad (2.12)$$

Onde:

m_i Massa do piso i;

Considera-se que $\Phi_n = 1$ em que n é o nó de controlo que normalmente se situa ao nível da cobertura. Consequentemente $\overline{F}_n = m_n$.

A massa de um sistema equivalente com um só grau de liberdade, m^* , é calculada através da equação (2.13):

$$m^* = \sum m_i \times \Phi_i = \sum \overline{F}_i \quad (2.13)$$

O coeficiente de transformação de um sistema MDOF (*Multiple Degree Of Freedom*) para um sistema SDOF (*Single Degree of Freedom*) é obtido pela equação (2.14):

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \times \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (2.14)$$

A força F_b (2.15) e o deslocamento d^* (2.16) do sistema equivalente com um só grau de liberdade são calculados por:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.15)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (2.16)$$

Em que F^* e d_n são, respetivamente, a força de corte na base e o deslocamento do nó de controlo do sistema com vários graus de liberdade.

Após a obtenção da curva de capacidade (F^* , d^*) é necessário determinar a relação força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica que garante a mesma energia de deformação, E_m^* (Figura 2.7). O deslocamento de cedência, d_y^* , e o deslocamento último, d_m^* , do sistema idealizado com um grau de liberdade são obtidos a partir de representação gráfica da Figura 2.7.

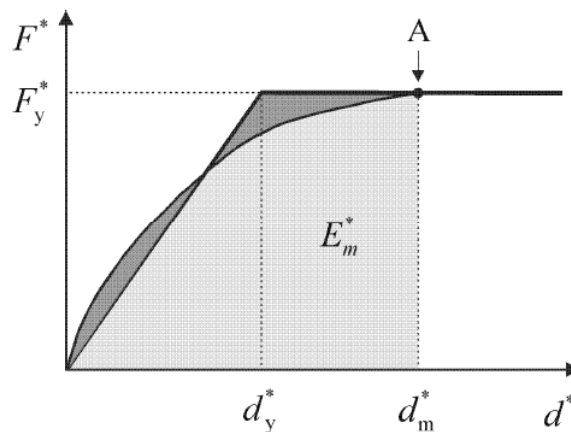


Figura 2.7 - Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica (CEN, 2010b).

Após a idealização determina-se o período (T^*) do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade, sendo este definido pela equação (2.17):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \times d_y^*}{F_y^*}} \quad (2.17)$$

Após o cálculo do período, procede-se à determinação do deslocamento-alvo (2.18) com um grau de liberdade:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \times \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (2.18)$$

Em que o $S_e(T^*)$ é o valor do espectro de resposta elástica de aceleração para o período T^* .

Para a determinação do deslocamento-alvo, d_t^* , para as estruturas de baixo período e para estruturas com períodos médios ou longos, as expressões são as seguintes:

- Se $T^* < T_C$ (períodos curtos):

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

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.19)$$

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

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \times (1 + (q_u - 1) \times \frac{T_c}{T^*}) \geq d_{et}^* \quad (2.20)$$

Em que:

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*} \quad (2.21)$$

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

- $T^* \geq T_C$ (períodos médios e longos):

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (2.22)$$

O período T^* é representado pela linha radial desde a origem até ao ponto do espetro de resposta elástica definido pelo deslocamento:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \times \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 \quad (2.23)$$

O deslocamento alvo para o sistema com vários graus de liberdade é dado pela equação (2.24):

$$d_t = \Gamma \times d_t^* \quad (2.24)$$

2.4. Modelação de paredes de alvenaria

A modelação de paredes de alvenaria segundo (Lourenço, 1996) pode ter vários níveis de precisão e de simplicidade. As estruturas de alvenaria podem ser modeladas com três níveis de detalhe: micro modelação detalhada, micro modelação simplificada e macro modelação.

Na micro modelação detalhada os elementos de alvenaria e a argamassa de assentamento são representados de forma contínua e as juntas entre os elementos de alvenaria e a argamassa são representados de forma descontínua.

A micro modelação simplificada é representada por elementos contínuos onde se junta a argamassa com os elementos de alvenaria.

Na macro modelação considera-se que o conjunto dos elementos de alvenaria e as argamassas de ligação formam um material homogéneo e anisotrópico e contínuo.

De seguida, apresentam-se as principais características de alguns dos métodos mais utilizados para a macro modelação, nomeadamente, o método TreMuri (Lagomarsino, Penna, Galasco, e Cattari, 2013), o método SAM (*Simplified Analysis of Masonry buildings*) (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000). Existem propostas de modelação de outros autores que são descritas por (Ferreira, 2014).

O método TreMuri foi desenvolvido na Universidade de Génova em 2001 (Lagomarsino, Penna, Galasco, e Cattari, 2013) e mais tarde implementado num programa de cálculo automático que tem o nome de 3Muri. Este método consiste na idealização de dois tipos de macro elementos deformáveis (pilares e lintéis) que são ligados através de macro-elementos rígidos (nós rígidos) como representado no exemplo da Figura 2.8. Os macro elementos rígidos representam seções de alvenaria não danificadas quando sujeitos a ação sísmica, exceto quando a geometria é muito irregular, que transferem as variáveis estáticas e cinemáticas para os elementos deformáveis (Galasco, Lagomarsino, Penna, e Resemint, 2004).

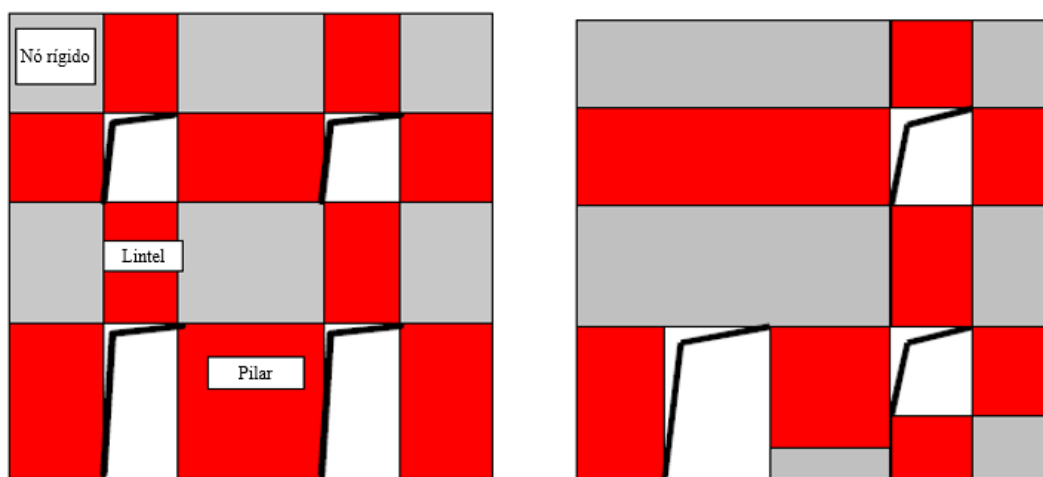


Figura 2.8 – Exemplo da definição dos macro elementos rígidos e deformáveis pelo método TreMuri (Galasco, Lagomarsino, Penna, e Resemint, 2004).

O Método SAM (*Simplified Analysis of Masonry buildings*) surge no ano 2000 como uma evolução do Método POR proposto por Tomaževic em 1978 (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000), este contempla outros métodos de rotura, nomeadamente, por flexão composta, fendilhação diagonal, deslizamento e rotura por corte nos lintéis. O método consiste na idealização das paredes de alvenaria com aberturas regulares através de um pórtico equivalente constituído por elementos de barra carregado lateralmente. Os elementos de barra poderão ser troços rígidos ou troços deformáveis, como representado na Figura 2.9,

sendo que a geometria destes é condicionada pela geometria das aberturas, altura do piso e largura das paredes.

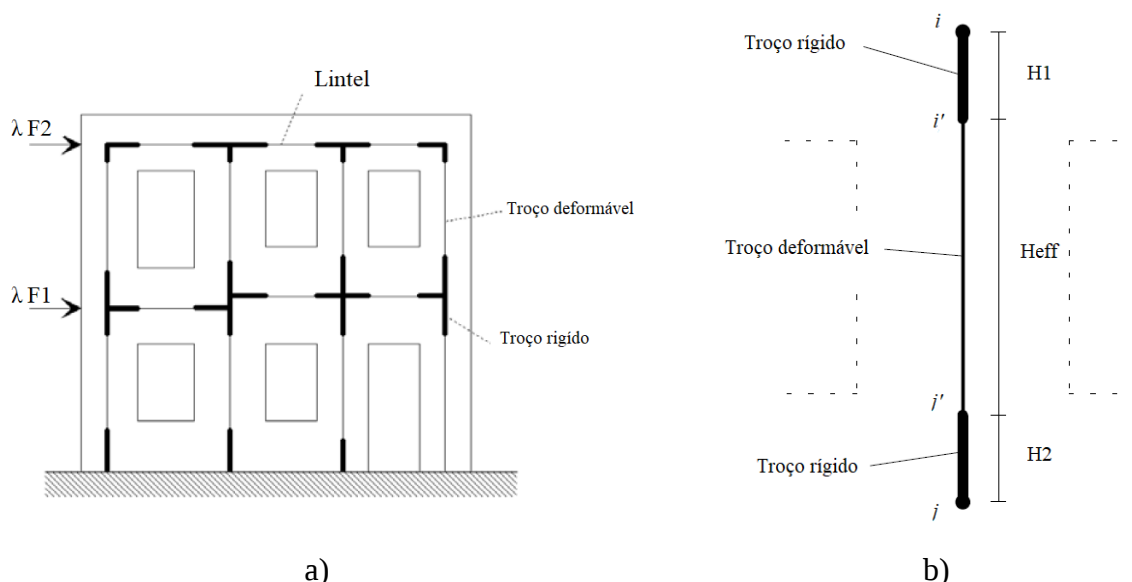


Figura 2.9 – Representação de paredes de alvenaria utilizando o método SAM: a) Pórtico equivalente com os troços rígidos e deformáveis; b) Pormenor do troço rígido e deformável (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

No desenvolvimento do método foram levados em consideração os requisitos indispensáveis à modelação não linear (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000). Sendo estes requisitos os seguintes:

- O modelo deve prever todos os principais mecanismos de rotura do elemento estrutural e a esse mecanismo devem estar associados os respetivos critérios de resistência;
- Os equilíbrios locais e globais devem ser respeitados, de forma a reduzir ao mínimo a possibilidade de obter resultados errados em termos da resistência última da estrutura;
- Deve ser encontrado um equilíbrio entre o detalhe e a simplicidade do modelo;
- Deve haver a possibilidade de definir de forma bastante fácil a limitação de danos nos elementos para permitir que se possa aplicar métodos que visam a avaliação do desempenho da estrutura.

Este será o método aplicado ao longo da presente dissertação para a modelação dos painéis de alvenaria que constituem os 10 pisos elevados do edifício.

3. Sistema de pré-fabricação FIORIO

3.1. Aspetos gerais

Este sistema, foi utilizado na construção em Portugal, após ter sido homologado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Os estudos de homologação foram requisitados pela ICESA, de onde resultou o relatório “*Ensaaios sísmicos relativos ao sistema de pré-fabricação “FIORIO”*” (LNEC, 1966), e os dois documentos de homologação (LNEC, 1968), (LNEC, 1976).

Segundo o Documento de Homologação de 1968 (LNEC, 1968), o sistema FIORIO utiliza elementos construtivos de grande dimensão pré-fabricados. Os painéis de parede de altura do andar e os painéis de pavimento com o comprimento dos vãos são montados em obra e ligados por cintas e montantes betão armado moldado «*in situ*». Estes painéis formam uma estrutura reticulada tridimensional de solidarização e contraventamento. As fundações e o embasamento ou a estrutura que serve de apoio à construção pré-fabricada realizavam-se por processos tradicionais de betão armado.

Os painéis são formados por blocos cerâmicos dispostos em fiadas, solidarizados com betão e armaduras de reforço e de suspensão.

O fabrico destes painéis inclui a execução da quase totalidade dos acessórios e acabamentos da construção, nomeadamente, aros e caixilhos dos vãos, revestimentos dos paramentos, aberturas para passagem de canalizações, caixas e tubagens de instalação elétrica, entre outros. Por isso, a pré-fabricação é sempre procedida de um estudo completo do conjunto da construção e das instalações que permita definir todos os pormenores de cada painel.

O desempenho do sistema FIORIO, depende da capacidade resistente dos painéis pré-fabricados que são complementados pelos montantes verticais e as cintas horizontais, que faz com que o funcionamento seja uma cadeia tridimensional de solidarização e contraventamento dos painéis, e de reforço da resistência do conjunto à ação das forças horizontais.

3.2. Características do sistema FIORIO

3.2.1. Painéis de parede

Os painéis de parede têm a altura igual ao pé-direito dos andares e o comprimento em planta é limitado pelo espaçamento máximo admitido entre os montantes da estrutura, normalmente o comprimento está compreendido entre 1 m e 4,5 m.

3.2.1.1. Painéis resistentes de fachada

Os painéis resistentes de fachada são formados por uma série de fiadas de blocos cerâmicos dispostos horizontalmente com intervalos definidos pelas abas salientes dos próprios blocos. As fiadas são ligadas por um enchimento de betão que preenche as nervuras entre fiadas e recobre os blocos numa camada contínua. Esta camada de betão é ainda um acabamento de paramento exterior do painel. Na face oposta os blocos cerâmicos recebem uma ou mais camadas de materiais a servir de revestimento interior.

Os painéis resistentes de fachada podem ser duas categorias: Simples (Figura 3.1 a)) ou reforçados (Figura 3.1 b)).

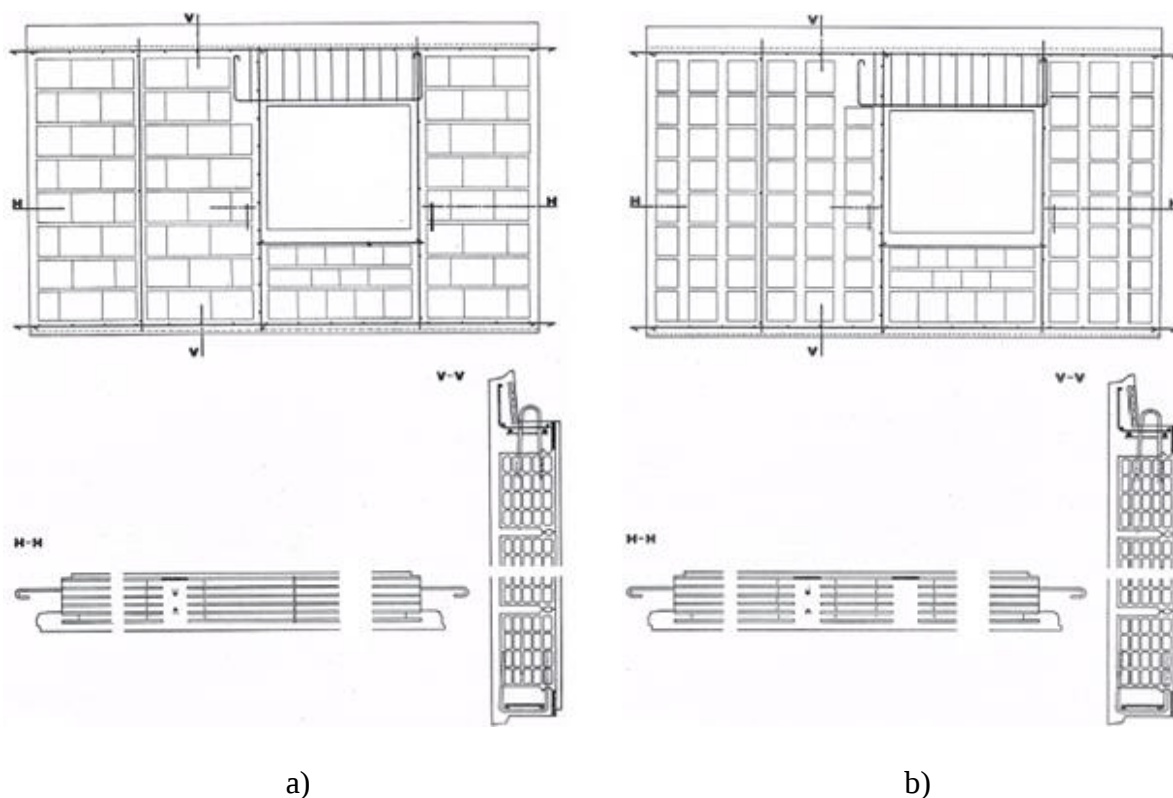
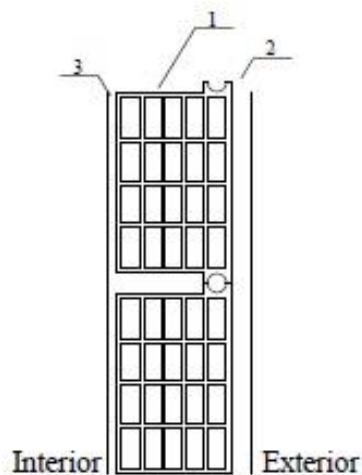


Figura 3.1- Painéis resistentes de fachada: a) Simples; b) Reforçado (LNEC, 1968).

Os painéis simples e reforçados de fachada (Figura 3.2) são constituídos por uma camada exterior de 3 cm de betão, um acabamento em gesso de 1,5 cm, blocos cerâmicos de dimensão 21,60 cm x 17,00 cm x 26,90 cm, dando uma espessura total do painel de 21,5 cm. A diferença entre os painéis simples e reforçados é a existência de nervuras verticais de betão nos painéis reforçados (Figura 3.1 b). A distância das nervuras depende do comprimento dos blocos sendo corrente utilizar nervuras com 8 cm de espessura distanciadas entre si de 30 cm.



Legenda:

1 – Blocos cerâmicos;

2 – Camada de betão exterior;

3 – Acabamento interior em gesso.

Figura 3.2 - Painel resistente de fachada

3.2.1.2. Painéis resistentes interiores

Os painéis resistentes interiores são constituídos por blocos cerâmicos dispostos em fiadas horizontais, solidarizadas por nervuras de betão, sem camada de recobrimento contínua, ao contrário do que acontece com os painéis de fachada.

Os acabamentos que os painéis recebem em fábrica são geralmente em argamassa de gesso, ou outros revestimentos especiais previstos, tal como ladrilhos, por exemplo.

Os bordos superiores e inferiores dos painéis são de betão armado. O bordo superior é geralmente plano, sem recortes, sendo a cofragem lateral da cinta horizontal de solidarização realizada pelos próprios painéis de pavimento que apoiam no painel de parede. O bordo inferior é recortado com uma pequena aba que limita a junta de assentamento.

Os painéis resistentes interiores, tal como os de fachada, têm a altura correspondente à altura do piso e podem ser de duas categorias: simples (Figura 3.3 a)) ou reforçados (Figura 3.3 b)).

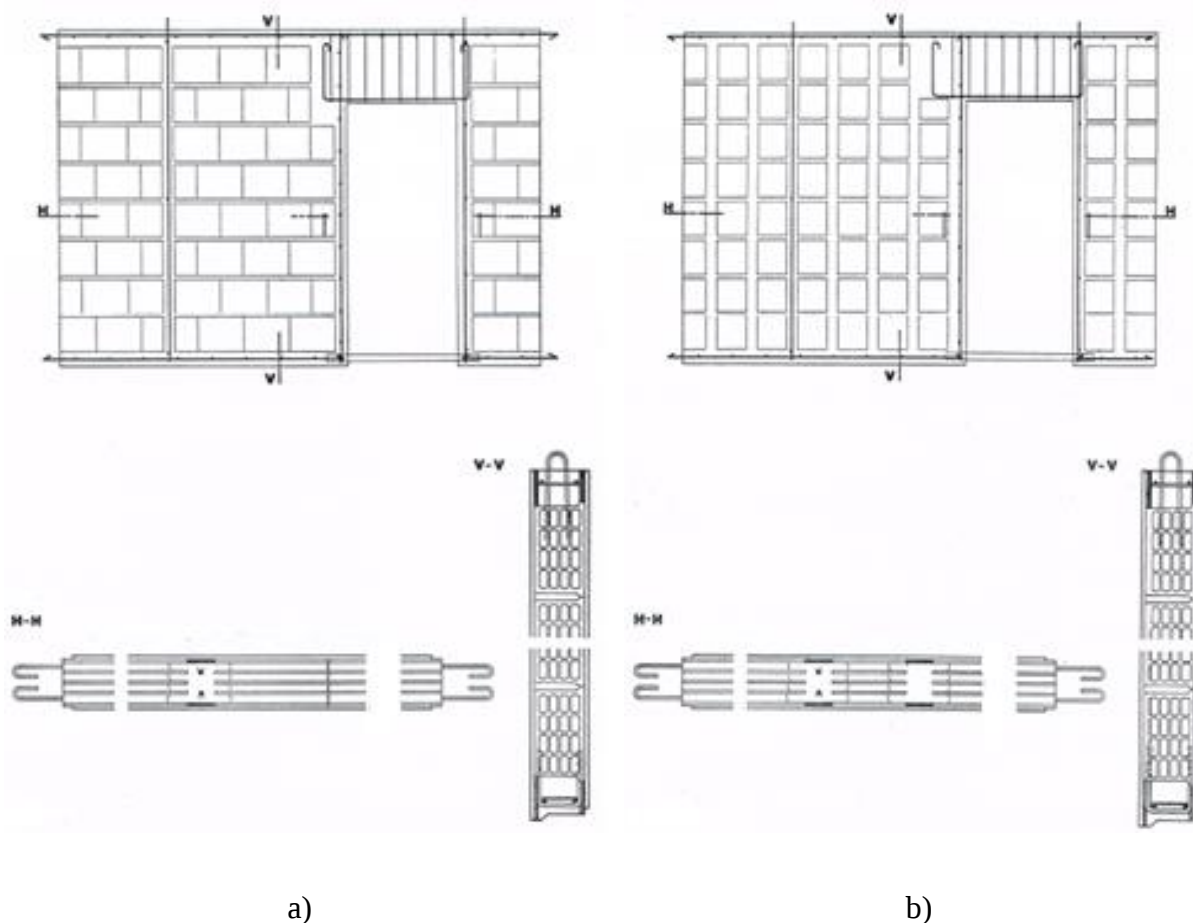
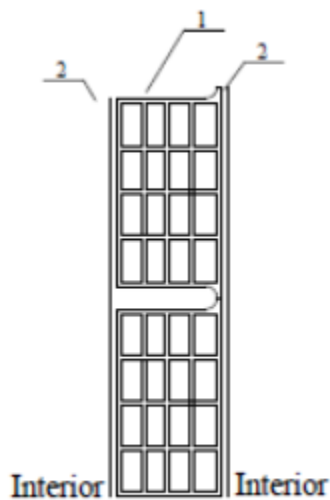


Figura 3.3 - Painel resistente interior: a) Simples; b) Reforçado (LNEC, 1968).

Os painéis resistentes interiores simples e reforçados (Figura 3.4), são constituídos por uma espessura de 1 cm de acabamentos interiores em argamassa de gesso ou outro tipo de revestimentos, blocos cerâmicos de 15 cm de espessura, dando uma espessura total de 17 cm. É corrente utilizar painéis com blocos de 17 cm, junto à caixa de escada, tendo estes painéis uma espessura total de 19 cm. A diferença entre os painéis simples e reforçados é a existência de nervuras verticais com constituição e espaçamento semelhantes às dos painéis resistentes de fachada.



Legenda:

1 – Blocos cerâmicos;

2 – Acabamento interior em argamassa de gesso ou outros tipos de revestimento.

Figura 3.4 – Pormenorização dos painéis resistentes interiores – Simples e reforçados.

3.2.1.3. Painéis de divisórias

Os painéis de divisórias (Figura 3.5) são constituídos por tijolos de 5 cm de espessura, justapostos em fiadas horizontais, com duas nervuras verticais e os bordos superiores e inferiores comportando armaduras de reforço e suspensão. As nervuras são preenchidas com betão de gesso, areia e tijolo britado, ou com betão de cimento, conforme os revestimentos do paramento são de estuque ou de materiais com argamassa de cimento.

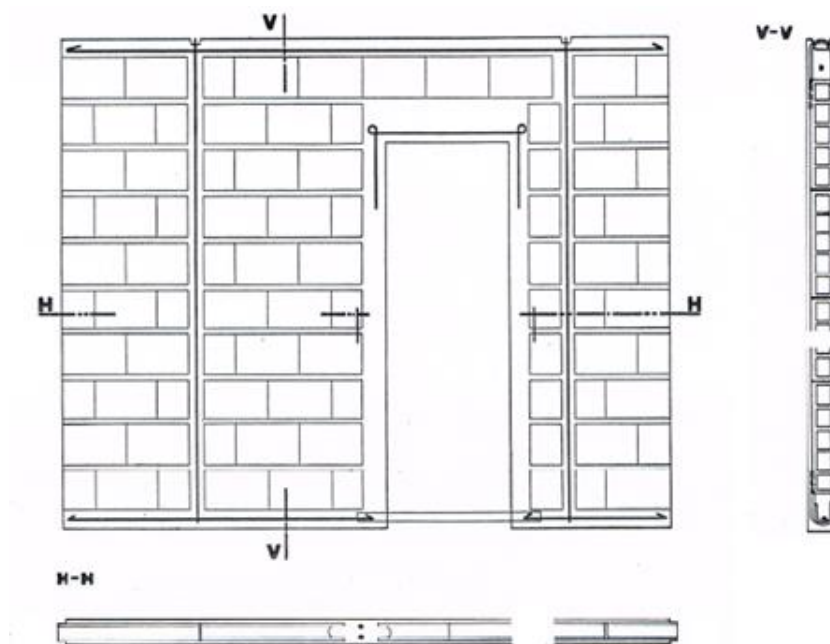


Figura 3.5 - Painéis de divisórias (tabiques) (LNEC, 1968).

3.2.2. Painéis de pavimento

Os painéis de pavimento são lajes aligeiradas com blocos cerâmicos, dispostos em fiadas com intervalos definidos pelas abas salientes dos próprios blocos, servindo de cofragem perdida a um enchimento de betão, que preenche as nervuras entre fiadas, e recobre os blocos numa camada contínua. Na face inferior, correspondente ao paramento de teto, os blocos são revestidos com uma camada contínua de argamassa de gesso.

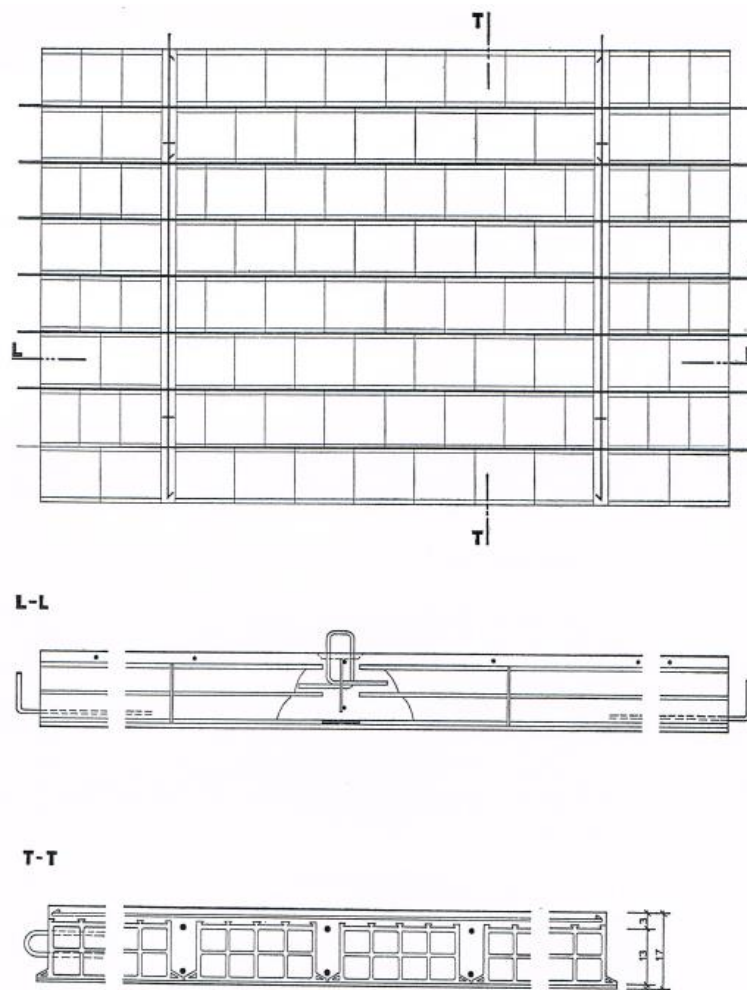


Figura 3.6 - Painel de pavimento (LNEC, 1968).

A constituição dos painéis é feita com blocos cerâmicos de 13 cm de altura que servem de cofragem a um enchimento de betão que preenchem as nervuras entre fiadas e que recobre os blocos numa camada de 3 cm de espessura. A armadura do pavimento é colocada nas nervuras entre fiadas ficando os varões salientes nos topos dos painéis para assegurar a solidarização destes com as cintas horizontais. As lajes podem assim considerar-se armadas numa direção.

3.2.3. Cintas e montantes de betão armado

Os painéis de parede e de pavimento são solidarizados entre si por cintas e montantes, betonados *in situ*. A geometria das cintas é diferente para a situação em que estão na direção da armadura da laje ou perpendicular a esta (Figura 3.7) (Figura 3.8).

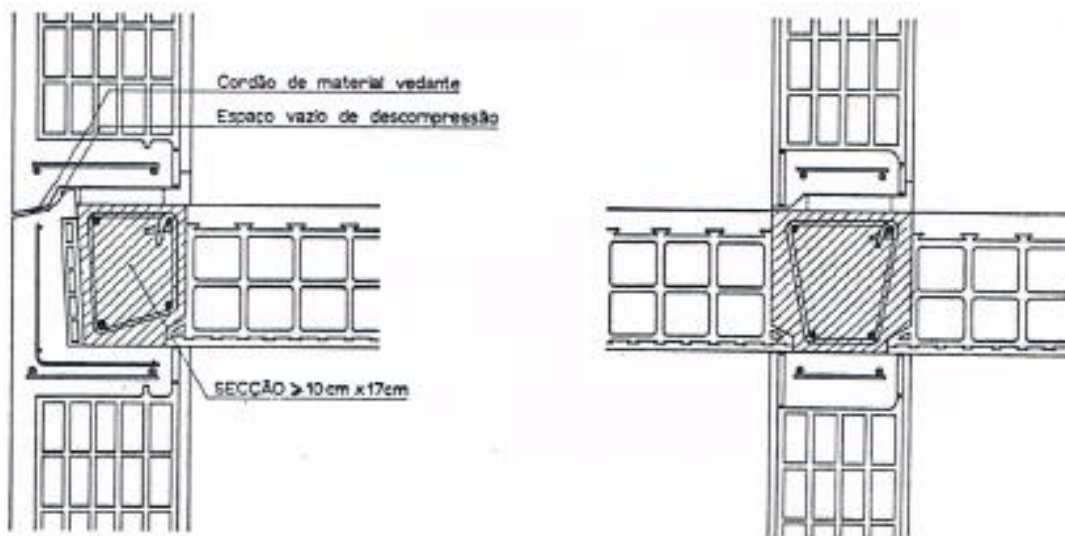


Figura 3.7 - Pormenorização de cintas na direção da armadura da laje (LNEC, 1968).

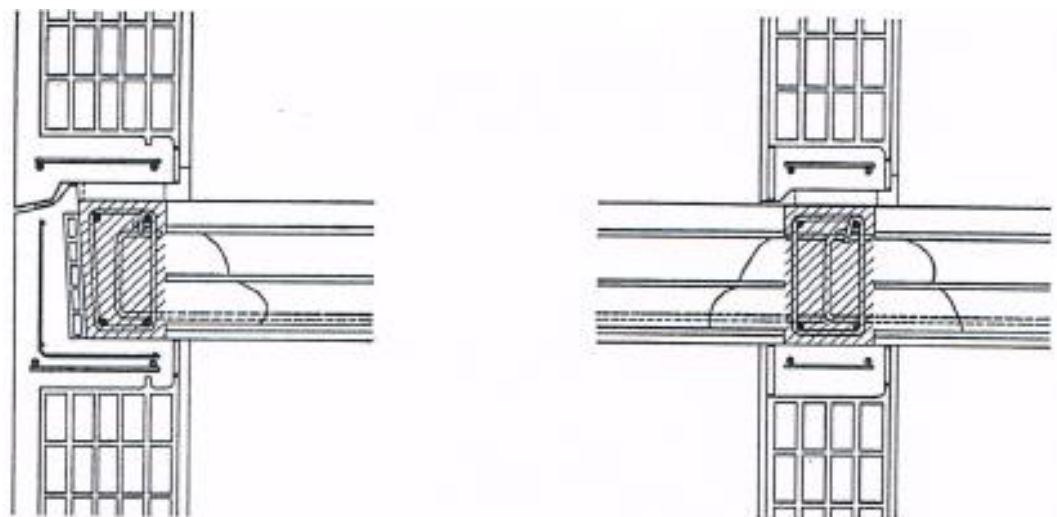


Figura 3.8 - Pormenorização de cintas perpendiculares à armadura da laje (LNEC, 1968).

Os montantes verticais entre painéis, tal como as cintas, têm função estrutural, diferem em forma e dimensões conforme os tipos e a posição relativa dos painéis que neles convergem.

Nas Figura 3.9, Figura 3.10 e Figura 3.11 são apresentados os casos mais frequentes de montantes entre painéis utilizados na conceção do sistema FIORIO.



Figura 3.9 - Pormenor de montante entre painéis contíguos no mesmo alinhamento em: a) Fachada; b) Paredes interiores (LNEC, 1968).

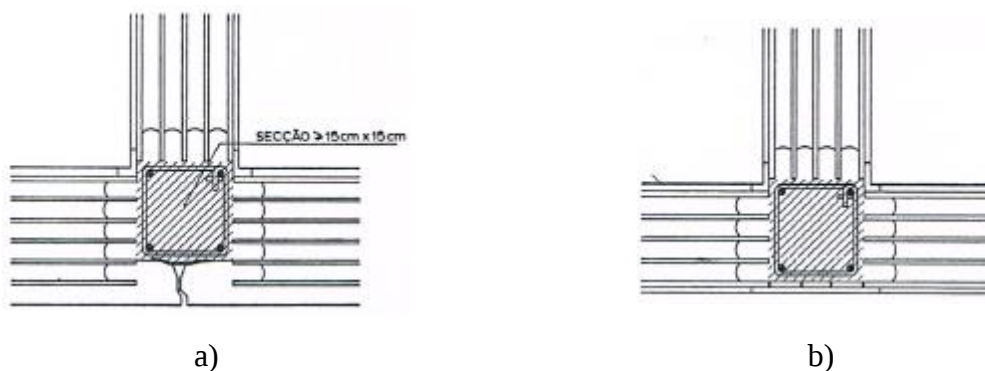


Figura 3.10 - Pormenor de montante na convergência de: a) Dois painéis de fachada com painel interior; b) Três painéis interiores. (LNEC, 1968).

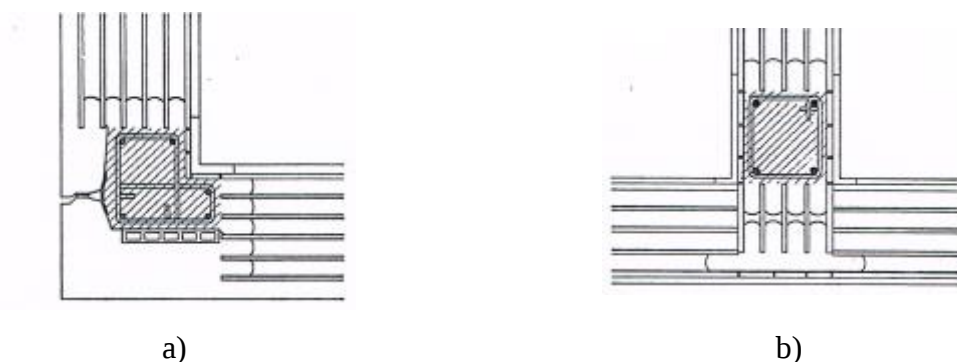


Figura 3.11 – Pormenores de montantes: a) De cunhal; b) painel interior com outro painel disposto perpendicularmente (LNEC, 1968).

No caso do bordo lateral de um painel de parede ser realizado em betão a ligação entre esse topo e o montante vertical adjacente é garantida por pontas de armaduras horizontais incorporadas no painel e deste salientes (Figura 3.12 a)).

No caso de existirem juntas de dilatação entre corpos de edifícios, executam-se montantes que são moldados contra abas alongadas dos painéis de fachada dispostos dos dois lados da junta (Figura 3.12 b)).

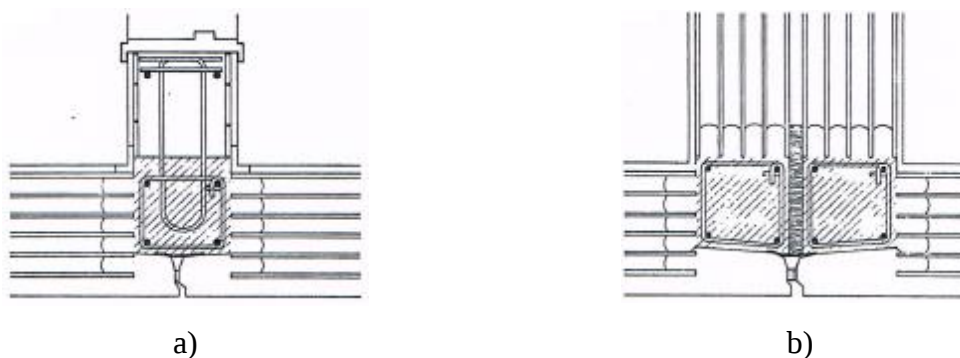


Figura 3.12 - Pormenor de ligação de um painel de parede: a) Com abas em betão e o montante; b) Com juntas de dilatação entre corpos de edifícios (LNEC, 1968).

A distância entre montantes não deverá ser superior a 4,50 m e nunca superior a 5,50 m, sendo que estes devem ser sempre travados entre si por cintas em direções cruzadas dispostas ao nível dos pavimentos e, em geral, alinhadas com as paredes resistentes.

No caso de numa das direções não existir parede resistente, a cinta integra-se na espessura do pavimento, desde que as cintas que a rodeiam estejam alinhadas com o pavimento resistente.

Em caso de haver descontinuidade no alinhamento das cintas, são colocados montantes de travamento na prumada de cada ponto de descontinuidade.

Os elementos de contraventamento, realizam-se com betão B225 e devem ter secções compatíveis com as necessidades estruturais, nunca sendo inferiores a 10 cm x 17 cm, para as cintas horizontais ao nível dos pavimentos, e a 15 cm x 15 cm para os montantes. À exceção dos montantes contíguos no mesmo alinhamento, em que pode admitir uma secção reduzida de 15 cm x 12 cm.

As armaduras longitudinais das cintas e montantes devem ser calculadas, sendo constituídas no mínimo por 4Ø12 de aço A24 ou 4Ø10 de aço A40. Caso se use um aço com outras características, a secção de armadura é definida com proporcionalidade à relação das tensões do aço utilizado com o A24, sendo sempre constituída com pelo menos 4 varões.

A armadura transversal mínima das cintas e montantes deve ser realizada com estribos ou cintas de Ø6 com um aço da categoria A24 ou A40 com um afastamento de 25 cm.

3.3. Aspetos construtivos do sistema FIORIO

3.3.1. Materiais Utilizados

Os materiais utilizados para a pré-fabricação, segundo o Documento de Homologação (LNEC, 1968), dos elementos que constituem o sistema FIORIO são:

- Blocos e Tijolos;
- Betões e Argamassas;
- Aços;
- Outros materiais.

Os blocos cerâmicos que se aplicavam na constituição dos painéis de parede eram blocos furados de formas paralelepípedicas, com 15, 17 e 20 cm de espessura, com abas laterais justapostas.

O betão utilizado para o fabrico dos vários elementos pré-fabricados era constituído com cimento Portland normal, com uma dosagem de 300 kg de cimento por m³ com as características da classe B225.

Eram utilizados outros tipos de betões especiais para a constituição das condutas de fumo e para as peças de recobrimento de canalizações. Para as condutas de fumo era utilizado um betão constituído por cimento, areia e tijolo britado, enquanto que para o revestimento das canalizações era utilizado um betão constituído por cimento, serradura de cortiça e tijolo britado. Os acabamentos em estuque nos tetos são constituídos por argamassa de gesso e areia. Os acabamentos dos paramentos interiores das paredes podem ser de argamassa de gesso e areia ou de argamassa de gesso, areia e argila expandida. As argamassas utilizadas no assentamento de revestimentos, ladrilhos ou mosaicos, são de cimento e areia ao traço 1:3. Alguns revestimentos de paredes exteriores ou de caixa de escada são de marmorite aplicada em fábrica diretamente sobre a camada contínua de betão do painel.

As armaduras dos painéis de parede e de pavimento são feitas com aço da classe A24 e A40.

Existem outros materiais que constituem o sistema, nomeadamente, aros de portas e janelas, tubagens plásticas incorporadas nos painéis para as instalações elétricas, azulejos, ladrilhos e mosaicos para revestimentos de paredes e de pavimento e tintas para acabamento.

3.3.2. Processo de fabrico

A construção dos diversos painéis era realizada em fábrica, situada na Póvoa de Santa Iria. A área coberta da fábrica era de cerca de 16300 m², existindo naves com plataformas de fabrico, central de betonagem, silos para armazenamento de cimento e gesso, oficinas de carpintaria, oficinas de elementos metálicos de cofragem, de corte e dobragem de armadura, armazéns de equipamentos, salas de estudos e planificações, laboratórios de controle e instalações sociais. Juntamente com as instalações de fabrico estava a sede da empresa com os serviços administrativos e de projeto. No exterior, havia uma zona descoberta de fabrico e parques de armazenamento de materiais e elementos pré-fabricados (Figura 3.13).

O fabrico do betão realizava-se em duas centrais de betonagem (Figura 3.14), uma no interior e a outra no exterior da fábrica. Estas centrais tinham doseamento automático

André José Cândido Patrão Frade da Silva – Edifícios com painéis pré-fabricados de alvenaria do sistema construtivo FIORIO. Análise sísmica de um edifício com 11 pisos.

ponderado dos materiais, tal como a medição da água necessária para a realização da amassadura. O rendimento das duas centrais era de cerca de 15 m³ por hora.



Figura 3.13 - Parque de armazenamento de materiais e elementos pré-fabricados (Pinto, 1969).

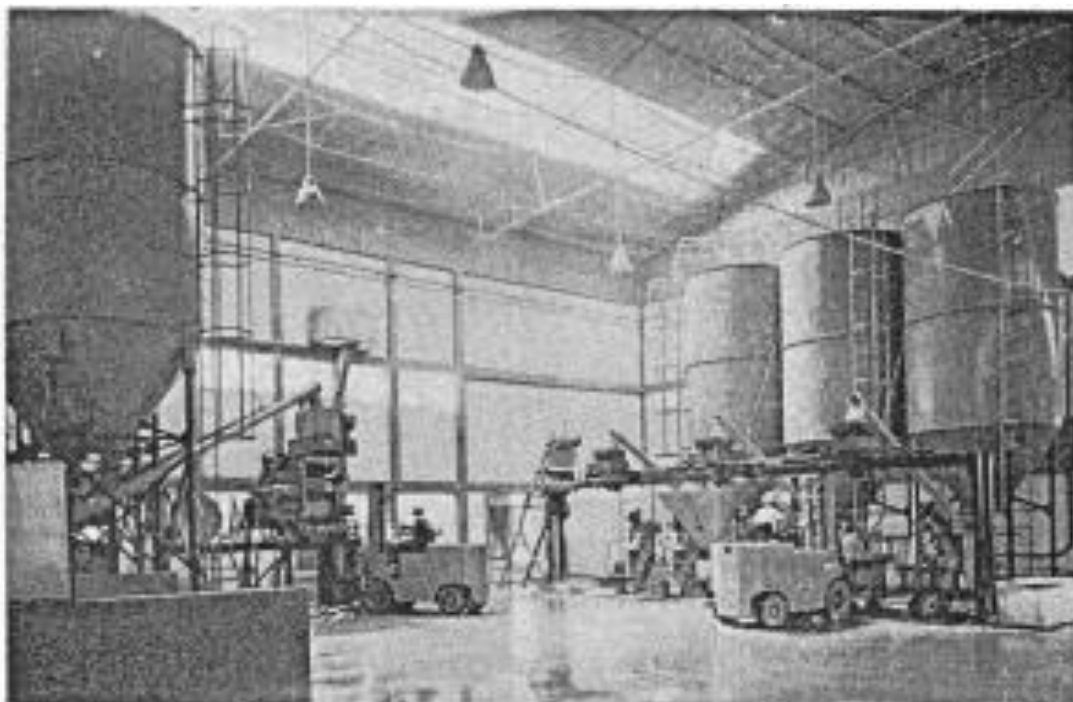


Figura 3.14 - Central de betonagem e dosagem automática (Pinto, 1969).

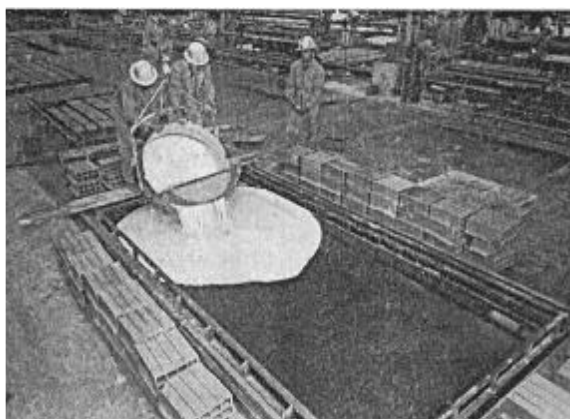
O processo de execução dos painéis de paredes resistentes e de pavimentos, realizava-se em plataformas horizontais de superfície regular e desempenada. Sobre essas plataformas, que serviam de molde dispunham-se as peças de cofragem do contorno dos painéis e, se fosse o caso, a cofragem necessária para a execução das aberturas, caixas e rasgos. Aquando da execução das aberturas dos vãos, o próprio guarnecimento do aro poderia servir de cofragem, ficando na moldagem do painel.

A execução dos painéis resistentes de fachada iniciava-se pelo espalhamento da camada de argamassa de gesso ou de cimento para a constituição do paramento interior. Os blocos cerâmicos eram assentes logo que se iniciava a presa da camada de argamassa subjacente e estes eram dispostos em fiadas devidamente alinhadas e espaçadas. De seguida colocavam-se as armaduras e fazia-se a betonagem com vibração de forma a haver uma melhor compactação. A regularização da superfície exposta de betão era feita com recurso ao contorno das peças de cofragem, que serviam de mestras. Após a descofragem do contorno, os painéis eram conservados cerca de 18 horas, sendo depois erguidos para a posição vertical, pendurados pelos seus olhais de suspensão, e transportados por pontes rolantes até uma zona

de pré-armazenamento, e desta por guias até aos parques de exteriores de armazenamento, onde ficavam até serem transportados para obra.

Os painéis de parede resistentes interiores, eram executados e armazenados da mesma maneira que os painéis resistentes de fachada, com a diferença de que o betão não cobria os blocos de forma contínua e que o paramento da face superior da moldagem era realizado com argamassa de gesso, sendo este alisado por régua metálica em que mais uma vez os elementos de contorno de cofragem serviam de mestras.

Os painéis de pavimento, executavam-se da mesma forma que os painéis resistentes de paredes, com o espalhamento da argamassa de gesso (Figura 3.15 a)) que constituía o paramento do teto, após o espalhamento dispunha-se a fiada de blocos cerâmicos (Figura 3.15 b)) que serviam de cofragem perdida e as armaduras dos painéis, de seguida procedia-se à betonagem (Figura 3.16 a)) que era moldada e compactada por vibração. Após regularizada a superfície superior, assentava-se o revestimento de piso se este fosse possível de aplicar em fábrica. Caso não fosse possível, o revestimento de piso era aplicado em obra. Passadas 18 horas após a aplicação do revestimento, se possível em fábrica, os painéis eram elevados em posição horizontal por intermédio de balanceiros e transportados (Figura 3.16 b)) por pontes rolantes e por guias até aos parques de armazenamento exteriores.



a)

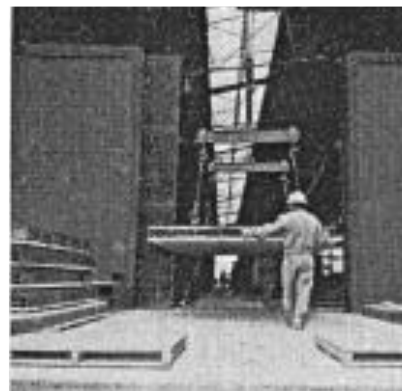


b)

Figura 3.15 – Execução dos painéis de pavimento de alvenaria: a) Espalhamento da camada de gesso; b) Colocação dos blocos cerâmicos sobre a camada de gesso (Pinto, 1969).



a)



b)

Figura 3.16 – a) Betonagem do painel de pavimento; b) Transporte de um painel de pavimento para o parque de armazenamento (Pinto, 1969).

Na execução dos painéis de divisórias utilizavam-se cofragens metálicas dispostas horizontalmente com articulação que permitia uma basculagem em torno do bordo da base. Geralmente a execução começava pelo espalhamento de argamassa de gesso, sobre a qual no começo da presa se assentam os tijolos de constituição de parede, de forma a definir as nervuras que eram preenchidas por betão de gesso, areia e tijolo britado. De seguida, os tijolos eram cobertos por uma camada contínua de argamassa de gesso que preenchia também as juntas entre tijolos e que, devidamente regularizada e alisada, constituía um dos paramentos de parede. Quando uma ou ambas as faces da parede eram revestidas por mosaicos ou ladrilhos, as nervuras entre tijolos eram preenchidas por betão com cimento. Após 4 ou 18 horas, as cofragens, quando os painéis estavam moldados, eram rodadas para a posição vertical e os painéis eram transportados para o parque exterior de armazenamento.

3.3.3. Aplicação em obra

As fundações e o embasamento em betão armado faziam-se segundo processos tradicionais ou por lintéis pré-fabricados de fundação e travamento, devendo ambos os casos assegurar monolitismo e rigidez.

As vigas da estrutura de embasamento, onde assentam os painéis de paredes pré-fabricadas devem estar preparadas para resistir as ações verticais, não perdendo a capacidade resistente dos painéis subjacentes por deformação excessiva.

No caso do pavimento inferior do edifício, ou do imediatamente superior ser constituído por painéis de parede pré-fabricado, a montagem inicia-se pela colocação dos painéis de pavimento, sendo estes levantados por uma grua. Os painéis de pavimento são assentes apoiados pelos seus extremos sobre as vigas da estrutura base, devendo dar-se um encaixe lateral perfeito dos painéis. Completada a colocação dos painéis, dá-se origem ao piso. Sobre os apoios montam-se as armaduras das cintas horizontais de ligação, nas quais ficam inseridas as pontas salientes das armaduras dos painéis de pavimento. Segue-se a betonagem das cintas e das juntas laterais entre os sucessivos painéis.

Na fase seguinte da construção, executa-se a montagem das paredes do andar. Os painéis de parede são elevados por uma grua e são colocados na devida posição sobre calços de argamassa. Os primeiros ajustes realizam-se ainda com os painéis suspensos, mas o ajuste final faz-se com o painel já assente.

Quando finalizada a colocação das paredes, colocam-se as armaduras dos montantes entre os painéis.

Nos painéis das paredes de fachada os bordos exteriores, horizontais e verticais, recebem um cordão vedante colado que é comprimido pelo ajustamento dos painéis. Antes da execução dos montantes faz-se uma colagem de uma tira de feltro betuminoso, aplicado sobre as faces internas das abas laterais dos painéis de descompressão entre o cordão vedante e o montante. Nas juntas horizontais esse espaço vazio fica definido pela geometria da junta e limitado exteriormente pelo cordão vedante.

Atingindo-se assim outro andar, para o qual se repetem as mesmas operações de montagem, ajustamento dos painéis, colocação de armaduras e enchimento de cintas e montantes. O processo continua para os sucessivos andares do edifício.

A construção termina com uma cobertura em terraço ou uma cobertura inclinada. A cobertura em terraço é executada com painéis idênticos aos de pavimento, sendo os remates feitos com peças de cimalha. Por sua vez, a cobertura inclinada, é constituída por uma laje de esteira.

3.4. Descrição do caso de estudo

O caso de estudo é a Torre 4 da urbanização de Santo António dos Cavaleiros, cujo projeto de estruturas (ICESA, 1974) contém informações fundamentais para o desenvolvimento da dissertação, nomeadamente os tipos de painéis de alvenaria utilizados, as respetivas características geométricas e as ações consideradas para o dimensionamento do edifício.

O edifício do caso de estudo tem 11 pisos, totalizando 31,20 m de altura, e foi construído segundo o sistema FIORIO. O piso térreo, vazado, é constituído por uma estrutura porticada de betão armado (embasamento) (Figura 3.17), e os cinco primeiros pisos acima do nível do embasamento são constituídos por painéis reforçados de alvenaria e os restantes por painéis não reforçados.

Em planta, o edifício tem uma forma retangular com 16,1 m por 19,5 m, apresentando, no piso térreo, vários pórticos simétricos distribuídos segundo as duas direções ortogonais. Acima do embasamento as paredes estruturais estão dispostas no alinhamento dos pórticos do embasamento. As fachadas do edifício são formadas por painéis resistentes de fachada, e no interior são utilizados resistentes interiores e paredes de tabiques que têm a função de paredes divisórias. A Figura 3.18 e Figura 3.19 apresentam a distribuição dos diferentes painéis de parede em planta desde o primeiro até ao quinto piso e do sexto piso até ao último, respetivamente.

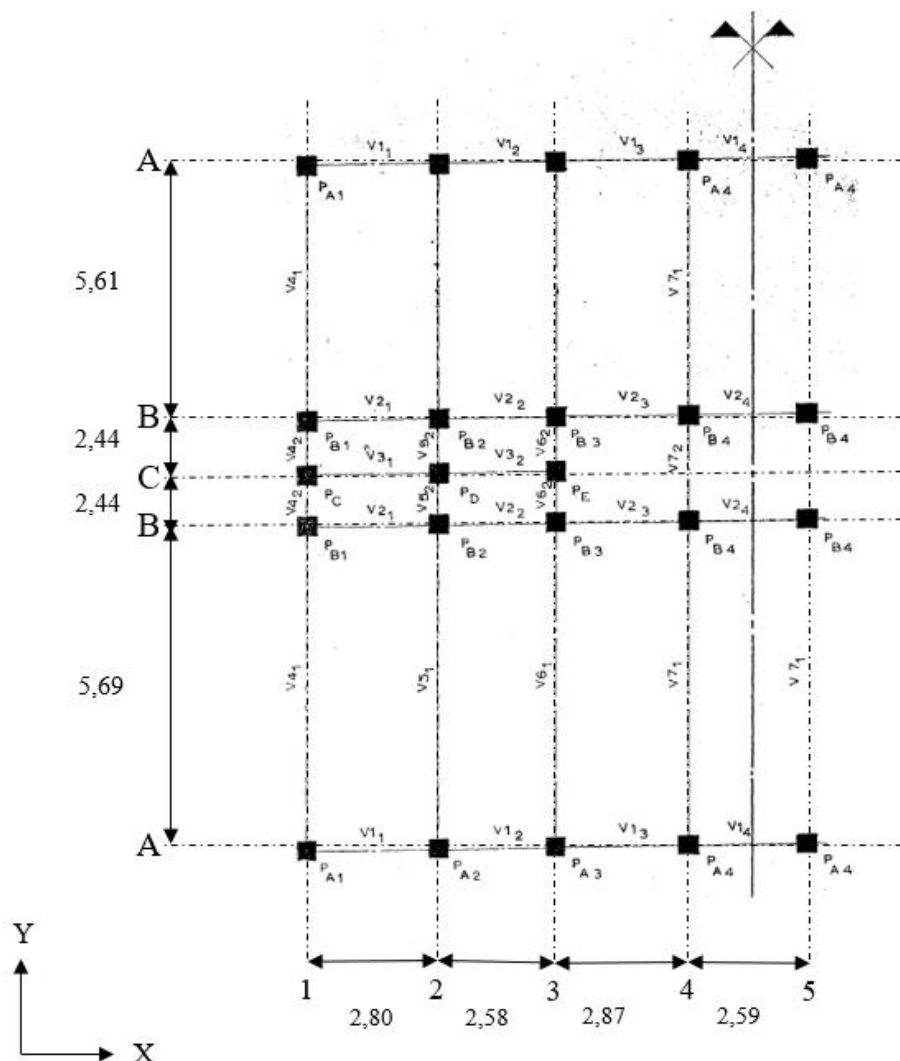


Figura 3.17 - Planta da estrutura porticada de betão armado (embasamento) (ICESA, 1974).

A estrutura do embasamento do edifício suporta os painéis de parede e de pavimento dos pisos superiores, sendo constituída por pórticos de betão armado formado por pilares quadrangulares, com secção transversal de $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$ e por vigas com secção transversal corrente de $0,40$ por $0,80 \text{ m}^2$, que nas zonas dos apoios apresentam esquadros com secção transversal de $0,40 \times 1,00 \text{ m}^2$.

Na Figura 3.18, observa-se a planta de piso “tipo” até ao 5º piso elevado e a distribuição dos painéis resistentes de fachada ao longo do perímetro do edifício, designados com as iniciais “FR”. Os painéis resistentes interiores reforçados estão distribuídos no

interior, sendo designados pelas iniciais “PR” e “PER”. A função destes painéis de parede é estrutural servindo, também, de travamento ao edifício. De salientar que existem paredes de divisória (tabiques) sem função estrutural, que não estão representadas na figura.

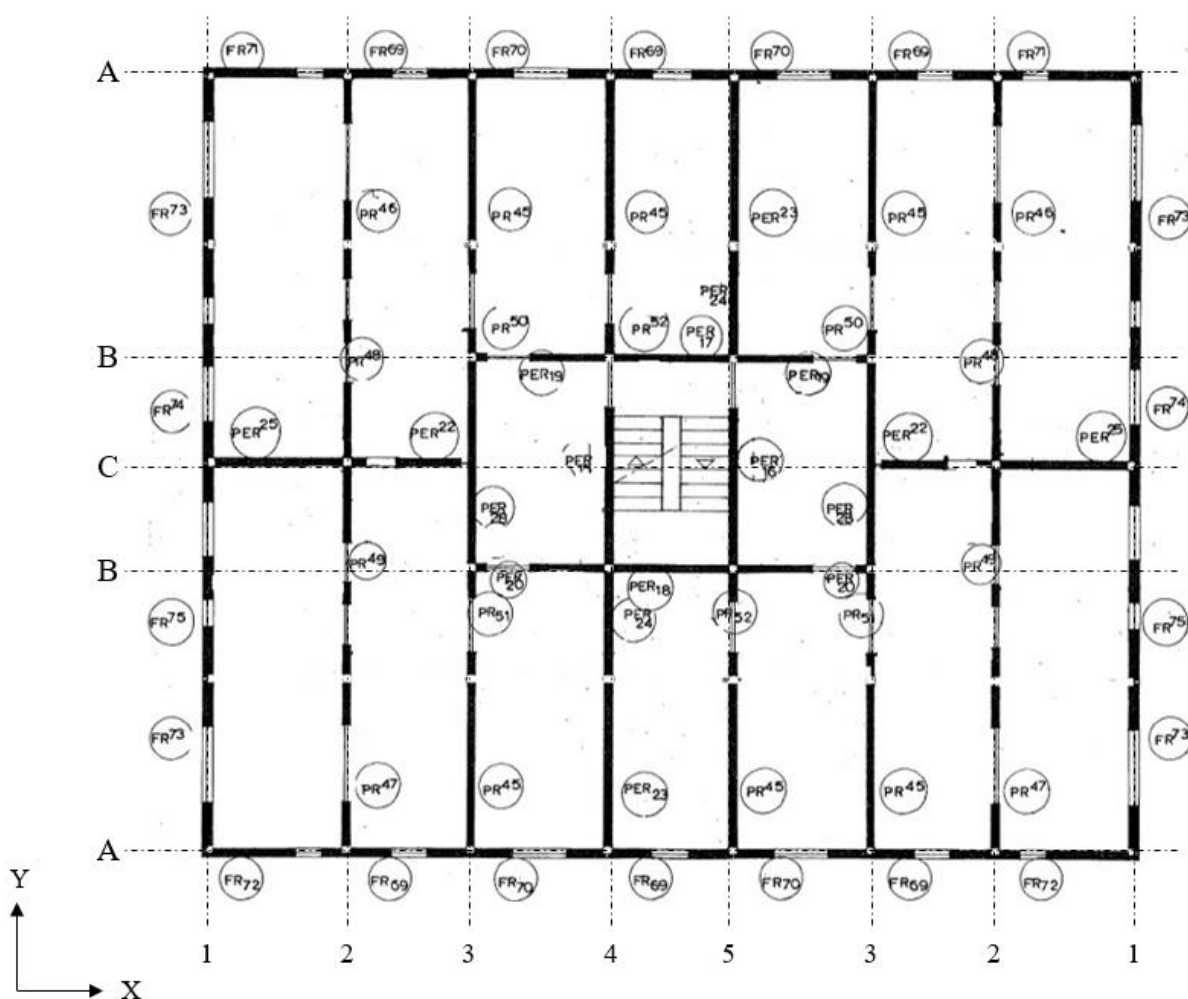


Figura 3.18 - Distribuição dos painéis de parede estruturais em planta até ao 5º Piso (adaptado de (ICESA, 1974)).

A Figura 3.19 representa a planta “tipo” a partir do 5º piso elevado. A distribuição dos painéis resistentes de fachada e resistentes interiores é semelhante à dos pisos inferiores, com a diferença que estes painéis são simples. A nomenclatura utilizada para a definição dos painéis também é semelhante à utilizada anteriormente, sendo que os painéis resistentes de fachada são definidos só como “F” e os painéis resistentes interiores como “P” e “PE”. De

referir, mais uma vez, que existem paredes divisórias (tabiques), mas que estes não estão representados em planta.

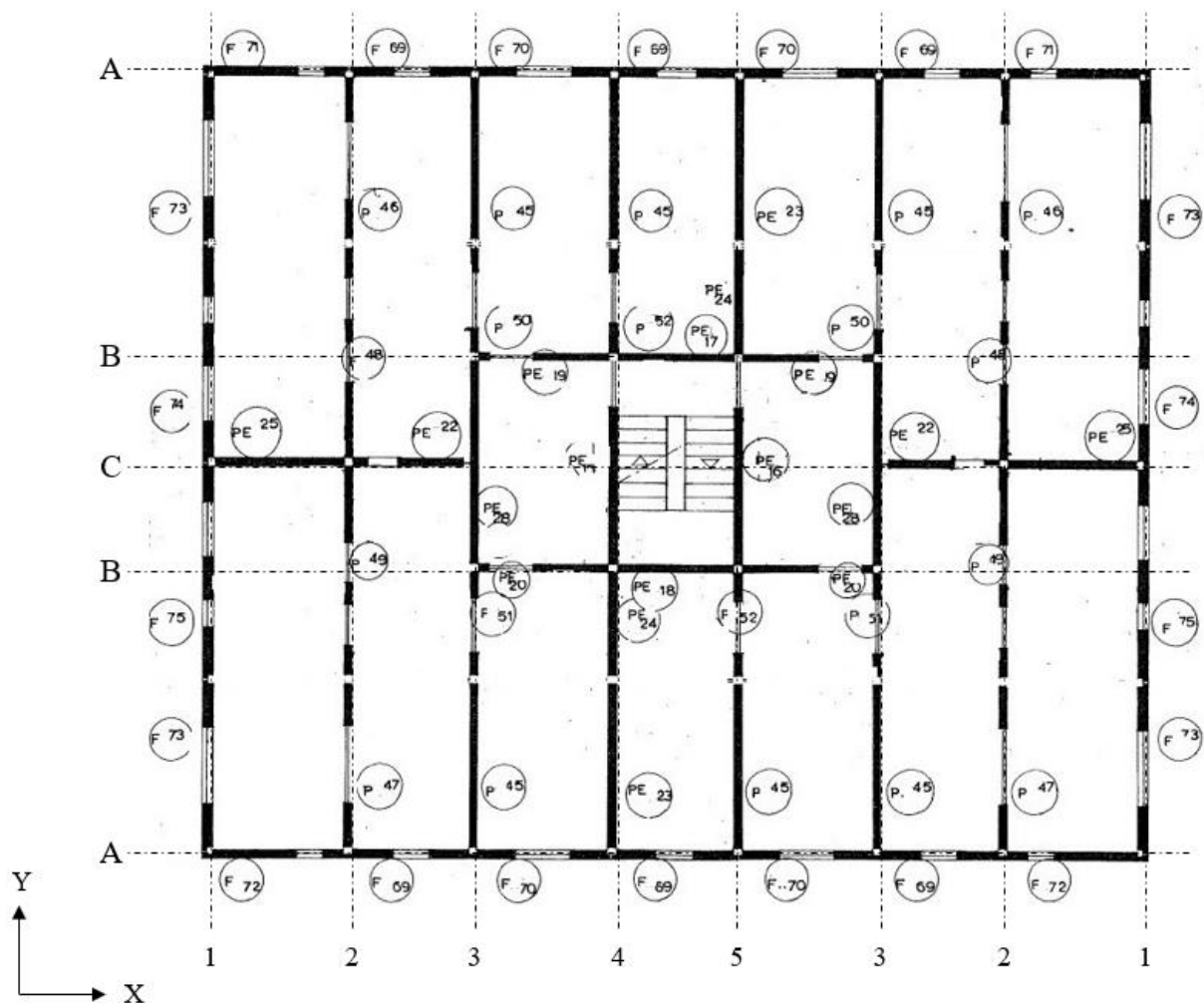


Figura 3.19 - Distribuição em planta dos painéis de parede estruturais a partir do 5º Piso (adaptado de (ICESA, 1974)).

Na Figura 3.20 a) e Figura 3.20 b) observam-se nos alçados principais dos planos XZ e YZ a estrutura de embasamento em betão armado, os pisos elevados constituídos pelos painéis de alvenaria e na cobertura a guarda de betão armado que percorre o perímetro do edifício em planta. É possível também observar uma casa no topo do edifício que serve de acesso à cobertura e de sala de equipamentos.

André José Cândido Patrão Frade da Silva – Edifícios com painéis pré-fabricados de alvenaria do sistema construtivo FIORIO. Análise sísmica de um edifício com 11 pisos.

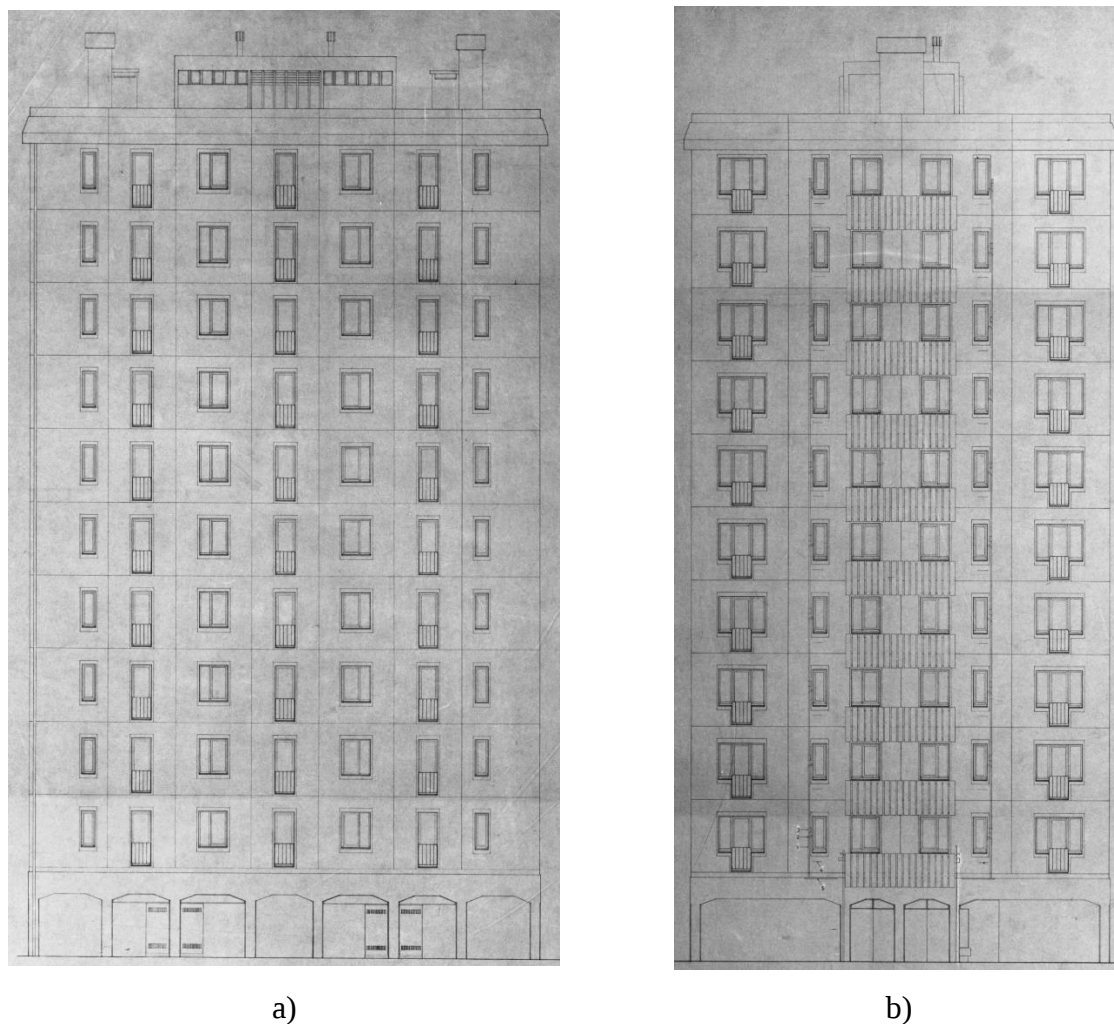


Figura 3.20 - Alçado principal: a) plano XZ; b) plano YZ (ICESA, 1974).

4. Verificação da segurança à ação sísmica através da análise modal por espectro de resposta

4.1. Definição das propriedades dos materiais e dos elementos resistentes

4.1.1. Estrutura do embasamento em betão armado

A estrutura do embasamento do edifício, como referido anteriormente, é constituída por pilares e vigas de betão armado formando pórticos espaciais ortogonais entre si. Os pilares são constituídos por betão da classe B225 e com um aço da classe A40 e com secção transversal de $0,40 \times 0,40 \text{ m}^2$. Na conceção das vigas utilizou-se betão do tipo B300 com aço do tipo A40.

Os valores de cálculo e coeficientes de minoração adotados para os constituintes do sistema FIORIO, nomeadamente, as classes de betões e aços são os definidos no Regulamento de Estruturas de Betão Armado (R.E.B.A.) (Ministério das Obras Públicas, 1967)

As características mecânicas dos elementos constituintes dos pórticos do embasamento podem ser descritas na Tabela 4.1 e Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração dos betões utilizados na conceção do embasamento do edifício (Ministério das Obras Públicas, 1967) (LNEC, 1968) (Serra, 2008).

Tipo de betão		B225	B300
Valor característico da tensão de rotura (f_{ck}) [MPa]		22,5	30,0
Tensão de cálculo (f_{cd}) [MPa]	Em geral	12,8	17,0
	Para compressão simples	9,6	12,8
Tensão de cálculo média (f_{cm}) [MPa]		30,5	38,0
Módulo de elasticidade (E) [GPa]		28,4	33,3
Coeficiente de Poisson (ν)		0,2	
Coeficiente de minoração das propriedades mecânicas	Em geral	1,5	
	Para compressão simples	2,0	

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração dos aços utilizados nos elementos de betão armado (Ministério das Obras Públicas, 1967) (LNEC, 1968) (Serra, 2008).

Tipo de aço	A40	A50
Valor característico de tensão de rotura (f_{yk}) [MPa]	400	500
Tensão de cálculo (f_{yd}) [MPa]	348	435
Tensão de cálculo média (f_{ym}) [MPa]	496	585
Módulo de Elasticidade (E) [GPa]	210	
Coeficiente de minoração das propriedades mecânicas	1,15	

4.1.2. Estrutura de alvenaria reforçada e não reforçada

Os valores de cálculo dos painéis simples estão descritos na Tabela 4.3 (LNEC, 1968).

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração a considerar nos painéis simples de alvenaria (LNEC, 1968).

	Painéis Simples
Tensão de rotura em compressão (f) [MPa]	5,0
Tensão de cálculo em compressão (f_d) [MPa]	2,1
Tensão de cálculo média em compressão (f_m) [MPa]	7,0
Tensão tangencial, máxima de referência (c_u) [MPa]	0,25
Módulo de elasticidade (E) [GPa]	5,0
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Coeficiente de minoração das propriedades mecânicas	2,4

Os painéis reforçados têm na sua constituição nervuras de betão e blocos de cerâmica-betão que conferem maior resistência em relação aos painéis simples. A resistência global dos painéis reforçados, no DH, é calculada em função da percentagem de nervuras de betão (B, valor expresso em cm/m) e a contribuição da resistência dos blocos cerâmico-betão. A tensão de cálculo de um painel de parede resistente pode ser expressa pela equação (4.1) (LNEC, 1968), em função da percentagem de nervuras do painel.

$$f_d = \frac{5}{2,4} \times \left(1 - \frac{B}{100}\right) + \frac{22,5 \times 0,8}{1,7} \times \frac{B}{100} \cong 2,1 + 8,5 \times \frac{B}{100} \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (4.1)$$

Nota: As constantes presentes na equação têm o seguinte significado: 5 – Tensão de rotura em compressão dos painéis de alvenaria simples (em MPa); 2,4 – Coeficiente de minoração das propriedades mecânicas da alvenaria; 22,5 – Valor característico da tensão de rotura do betão (em MPa);

De referir que a resistência do betão é afetada pelo coeficiente de 0,80 que corresponde à transposição da resistência cúbica para a resistência prismática e também afetada pelo coeficiente 1,7 que corresponde ao coeficiente de minoração da resistência do betão utilizado nas nervuras para esforços normais.

Caso os painéis reforçados tenham nervuras de 8 cm de largura com espaçamentos usuais de 30 cm entre eixos de nervuras, podem adotar-se na falta de resultados experimentais os valores de cálculo da Tabela 4.4 (LNEC, 1968).

Tabela 4.4 - Propriedades mecânicas e coeficientes de minoração a considerar nos painéis reforçados de alvenaria (LNEC, 1968).

	Painéis Reforçados
Tensão de cálculo em compressão (f_d) [MPa]	4,35
Tensão tangencial, máxima de referência (c_u) [MPa]	0,30
Tensão média em compressão (f_m) [MPa]	$f_c/0,70$
Módulo de elasticidade (E) [GPa]	10,00
Coefficiente de <i>Poisson</i> (ν)	0,30

4.2. Modelação do edifício utilizando o método SAM para a verificação da segurança

A modelação do edifício em estudo foi feita no programa de cálculo numérico *SAP2000*® (Computer and Structures, Inc., 2016) e será dividida em duas partes distintas: embasamento em betão armado, paredes e lintéis de alvenaria. No piso de embasamento os pilares são elementos de barra deformáveis e as vigas serão divididas em troços rígidos e deformáveis. Os troços deformáveis das vigas de betão armado serão somente ao longo da largura das aberturas imediatamente acima das vigas, onde poderão ocorrer deformações.

Nos pisos superiores constituídos por painéis de alvenaria a modelação dos elementos foi feita utilizando o método SAM, descrito anteriormente em §2.4.

4.2.1. Definição da geometria dos painéis de alvenaria

Na modelação do caso de estudo teve-se em conta a geometria do projeto de estruturas (ICESA, 1974). A geometria dos troços rígidos e deformáveis das paredes dos elementos de alvenaria é definida, genericamente, pelas relações geométricas definidas na

Figura 4.1, propostas por (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000) e pela definição da altura eficaz, H_{eff} , definida através da equação (4.2).

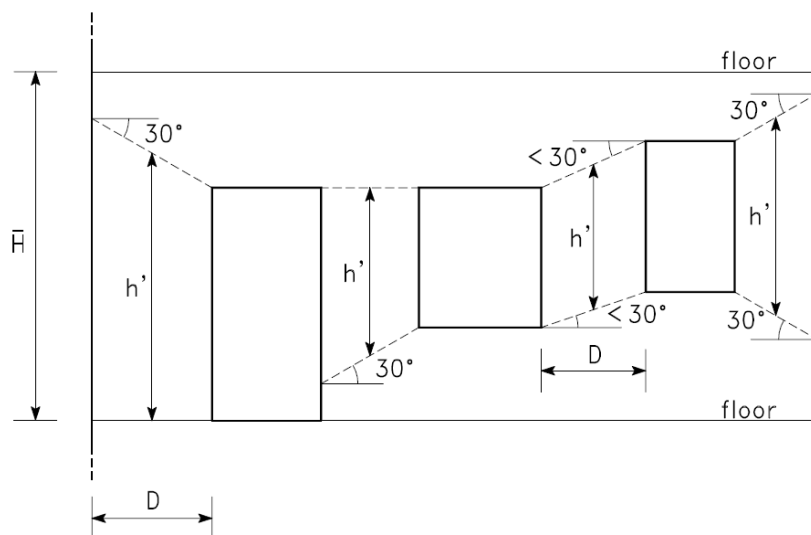


Figura 4.1 - Relações geométricas para a definição da altura eficaz para a obtenção do comprimento deformável das paredes (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

$$H_{eff} = h' + \frac{D \times (\bar{H} - h')}{3 \times h'} \quad (4.2)$$

Em que h' é a altura resultante das relações geométricas, D é a largura da parede e $\bar{H}$ é a altura entre pisos.

Por sua vez o comprimento rígido dos lintéis de alvenaria tem em conta a largura das paredes de alvenaria e os troços deformáveis têm em conta a largura das aberturas como ilustra a Figura 4.2.

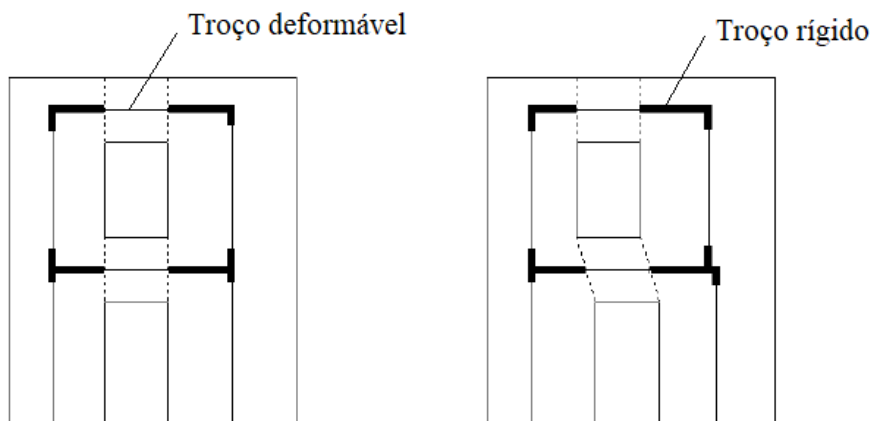


Figura 4.2 - Definição da geometria dos lintéis quando as aberturas são alinhadas e desalinhadas (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

As relações geométricas acima descritas foram utilizadas para a caracterização dos troços deformáveis dos painéis de alvenaria. As características dos troços deformáveis das paredes verticais do alinhamento 1, orientação vertical, alinhamentos A, B, C e D estão definidas na Tabela 4.5. O cálculo dos comprimentos deformáveis das paredes verticais dos restantes alinhamentos encontra-se descrito no Anexo I.

De referir que foi criada uma nomenclatura para cada elemento geométrico deformável necessário para a modelação do edifício, com base nas designações dos alinhamentos definidos nas Figura 3.18 e Figura 3.19. Essa modelação é diferente para os lintéis e para os elementos verticais.

Para os lintéis esta pode ser, por exemplo, descrita da seguinte forma:

$$1_A-B_H_1_D$$

Onde, fazendo correspondência da esquerda para a direita, se pode identificar:

- 1 Alinhamento segundo o eixo Y a que o elemento pertence;
- A-B Entre que alinhamentos verticais está;
- H Orientação do elemento (Vertical para paredes ou horizontal para lintéis);
- 1 Nível de piso a que o elemento pertence;
- D Rigidez do elemento (Rígido ou Deformável).

Para os elementos verticais, pode ser descrita da seguinte forma:

$$1_V_A_1_D$$

Onde, fazendo correspondência da esquerda para a direita:

- 1 Alinhamento segundo o eixo Y a que o elemento pertence;
- V Orientação (vertical ou horizontal);
- A Alinhamento vertical onde está localizada;
- 1 Nível de piso a que pertence;
- D Rigidez do elemento (Rígido ou Deformável).

Tabela 4.5 - Cálculo do comprimento deformável das paredes verticais do alinhamento 1, orientação vertical, alinhamento A, B, C e D.

Paredes	D [m]	H̄ [m]	h' [m]	H _{eff} [m]
1_V_A_1_D	1,08	2,75	2,47	2,51
1_V_A_2_D	1,08	2,81	2,47	2,52
1_V_A_3-10_D	1,08	2,78	2,47	2,52
1_V_A_11_D	1,08	2,80	2,47	2,52
1_V_B_1_D	1,85	2,75	1,84	2,14
1_V_B_2_D	1,85	2,81	1,84	2,16
1_V_B_3-10_D	1,85	2,78	1,84	2,15
1_V_B_11_D	1,85	2,80	1,84	2,16
1_V_C_1_D	0,92	2,75	1,31	1,64
1_V_C_2_D	0,92	2,81	1,31	1,66
1_V_C_3-10_D	0,92	2,78	1,31	1,65
1_V_C_11_D	0,92	2,80	1,31	1,66
1_V_D_1_D	1,99	2,75	1,31	2,04
1_V_D_2_D	1,99	2,81	1,31	2,07
1_V_D_3-10_D	1,99	2,78	1,31	2,05
1_V_D_11_D	1,99	2,80	1,31	2,06

A representação dos troços deformáveis das paredes do alinhamento 1 utilizados para modelação do edifício poderá ser observada na Figura 4.3, em que as linhas com maior espessura correspondem aos troços rígidos e as linhas com menor espessura correspondem aos troços deformáveis.

Os troços deformáveis dos lintéis não são calculados por uma expressão como os das paredes, o comprimento destes corresponde à largura das aberturas (ICESA, 1974).

A altura eficaz considerada para as paredes poderá não ser exatamente igual à calculada em duas situações particulares:

- Quando a largura da parede é muito grande, o H_{eff} de cálculo excede a altura do piso, sendo, neste caso adotado como H_{eff} a altura do próprio piso;
- Quando as faces superiores e inferiores das aberturas não são alinhadas horizontalmente os troços deformáveis começam a sobrepor-se aos troços rígidos.

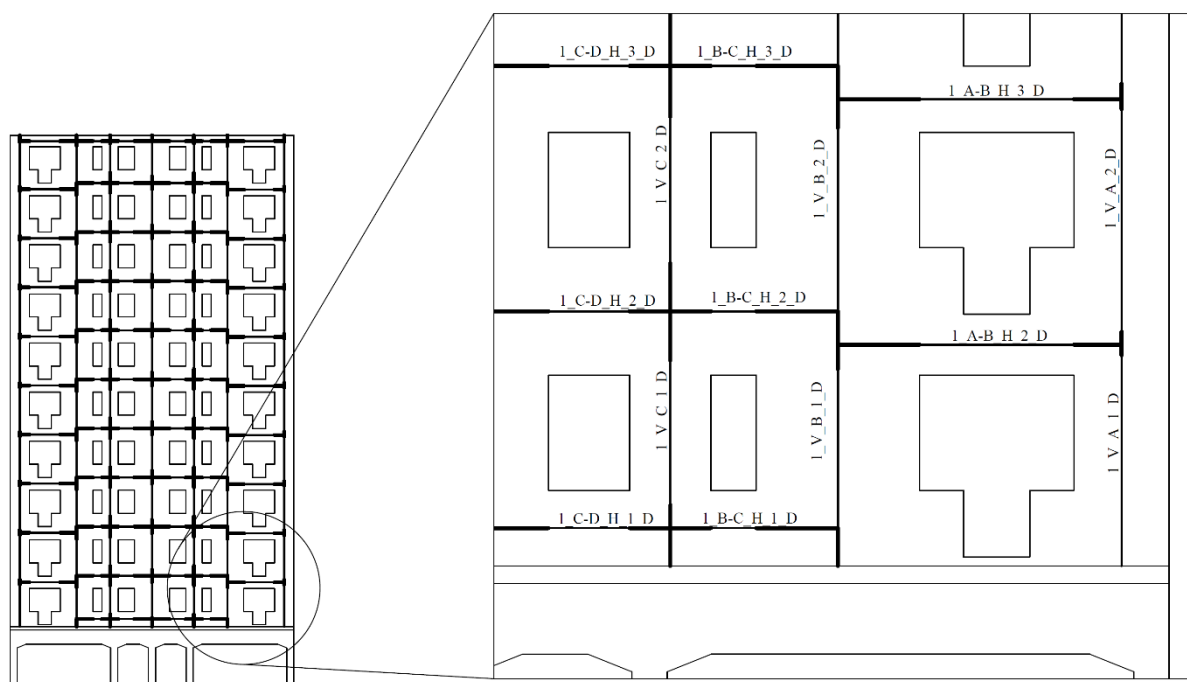


Figura 4.3 - Pormenor do pórtico equivalente com os troços rígidos e deformáveis utilizando o Método SAM no caso de estudo (CEN, 2009b).

A Figura 4.4 representa a modelação 3D do caso de estudo. Nos pisos elevados observa-se com a cor verde os painéis de alvenaria simples, a cor vermelha representa os painéis de alvenaria reforçados e a cor preta os troços rígidos que constituem os painéis de alvenaria. Ao nível do embasamento de betão armado observa-se com a cor verde os pilares, a magenta os troços rígidos das vigas e a azul ciano os troços deformáveis das vigas.

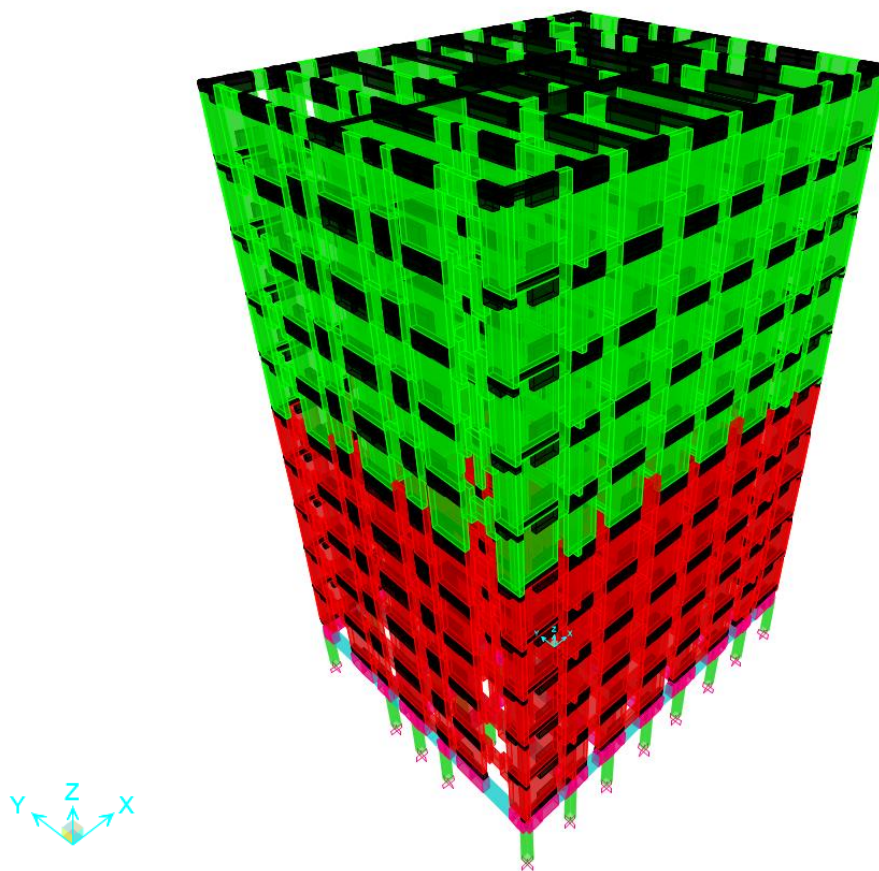


Figura 4.4 – Modelo em 3D do caso de estudo.

4.2.2. Definição do carregamento vertical

As ações verticais foram introduzidas na modelação do caso de estudo de duas formas: o peso próprio dos painéis de alvenaria e embasamento está integrado nas características da própria barra, enquanto que, as cargas de superfície (Sobrecargas, Restantes Cargas Permanentes e peso próprio dos tabiques) e cargas de faca (Guarda da Cobertura) foram colocadas manualmente ao nível de cada piso em forma de carga pontual junto a cada elemento vertical, sendo esta, obtida através da relação da natureza da própria carga com a sua área ou comprimento de influência.

Para a definição do carregamento vertical, consideraram-se as ações definidas no projeto de estruturas do edifício (ICESA, 1974) e as referenciadas pelo Eurocódigo 1 (CEN, 2009b) para a tipologia do edifício em estudo. Estas ações estão descritas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Valor característico das ações atuantes no edifício.

Ações:	Valor [kN/m²]	Fonte
Peso das paredes resistentes Fachada Reforçadas	3,53	Projeto (ICESA, 1974)
Peso das paredes resistentes Fachada Simples	2,36	
Peso das paredes resistentes interiores reforçadas c/ Aberturas	3,04	
Peso das paredes resistentes interiores reforçadas s/ Aberturas	3,04	
Peso das paredes resistentes interiores simples c/ Aberturas	1,96	
Peso das paredes resistentes interiores simples s/ Aberturas	1,96	
Peso dos painéis de divisórias (Tabiques)	0,88	
Peso volúmico betão armado	25,00 kN/m³	EC1 (CEN, 2009b)
Peso próprio da laje de pavimento	2,45	Projeto (ICESA, 1974)
Restantes cargas permanentes piso	0,20	
Restantes cargas permanentes cobertura	0,60	
Sobrecarga Piso	2,00	EC1 (CEN, 2009b)
Sobrecarga cobertura	0,40	
Casa na cobertura	2,85	Projeto (ICESA, 1974)

Para a realização da análise modal foi calculada a massa do edifício, para a combinação quase-permanente (CEN, 2009a) tendo em conta os coeficientes de combinação $\psi_{E,i}$ para o cálculo dos esforços sísmicos (CEN, 2010b). O valor do coeficiente $\psi_{E,i}$ foi calculado com base na Equação (4.3)

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad (4.3)$$

Onde:

Coeficiente do valor quase-permanente de uma ação variável. ($\psi_2 = 0,3$ – Edifícios da

ψ_2 categoria A: Zonas de habitação e $\psi_2 = 0,0$ – Edifícios da categoria H: coberturas) (CEN, 2009a)

φ Fator que depende do tipo de ação variável e do tipo de piso em questão ($\varphi = 0,5$ – Edifícios com utilizações independentes (CEN, 2010b)).

$\psi_{E,i}$ Coeficiente de combinação para uma ação variável i, a utilizar no cálculo de esforços sísmicos; ($\psi_{E,i} = 0,15$) (CEN, 2010b)

4.2.3. Calibração das propriedades dos painéis de alvenaria

Dado que cada painel pré-fabricado é constituído por diferentes elementos e materiais (blocos cerâmicos, revestimentos, nervuras de betão, cintas e montantes), o objetivo desta seção foi o de aferir as propriedades elásticas dos materiais constituintes das paredes de

alvenaria comparando os resultados das frequências de vibração e deslocamentos obtidos experimentalmente num modelo reduzido com os resultados do modelo numérico recorrendo ao método SAM, descrito em §2.4.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em fevereiro de 1966, desenvolveu um conjunto de ensaios em modelos reduzidos construídos com o sistema FIORIO (LNEC, 1966) com o objetivo de promover a homologação do processo de pré-fabricação do sistema. Os ensaios foram realizados nas instalações do LNEC e consistiu na conceção de três modelos:

- M1 – Construção tradicional com pórticos de betão armado;
- M2 – FIORIO reforçado;
- M3 – FIORIO normal.

Na Figura 4.5 a) é possível observar os três modelos que, como se pode observar no seu aspeto, são semelhantes, diferindo nas características das paredes. O modelo M1 é em construção tradicional com paredes de enchimento em alvenaria de tijolo furado e com elementos de betão armado, nomeadamente, as lajes de pavimento, vigas e pilares. O modelo M2 é constituído pela construção FIORIO reforçada, isto é, os painéis de parede e de pavimento e as ligações são reforçadas. Já o modelo M3 (Figura 4.5 b)) é constituído pelo sistema FIORIO não reforçado. Os modelos M2 e M3 são os que estarão em maior atenção uma vez que são os que mais se associam ao caso de estudo, correspondendo aos pisos reforçados e não reforçados, respetivamente.

Para a calibração das propriedades dos painéis procedeu-se à modelação dos ensaios experimentais do LNEC utilizando o método SAM (Figura 4.6), desprezando a contribuição das cintas e montantes de betão. Foram aplicadas forças horizontais idênticas às dos ensaios nos modelos M2 e M3 e utilizados os valores de módulo de elasticidade dos painéis iguais aos referidos no DH, descritos na §4.1.2.

Na Tabela 4.7 e Tabela 4.8 observam-se os resultados dos deslocamentos obtidos ao nível do 1º e 2º piso para os modelos M2 e M3, respetivamente, para os ensaios feitos no LNEC e *SAP2000*®.

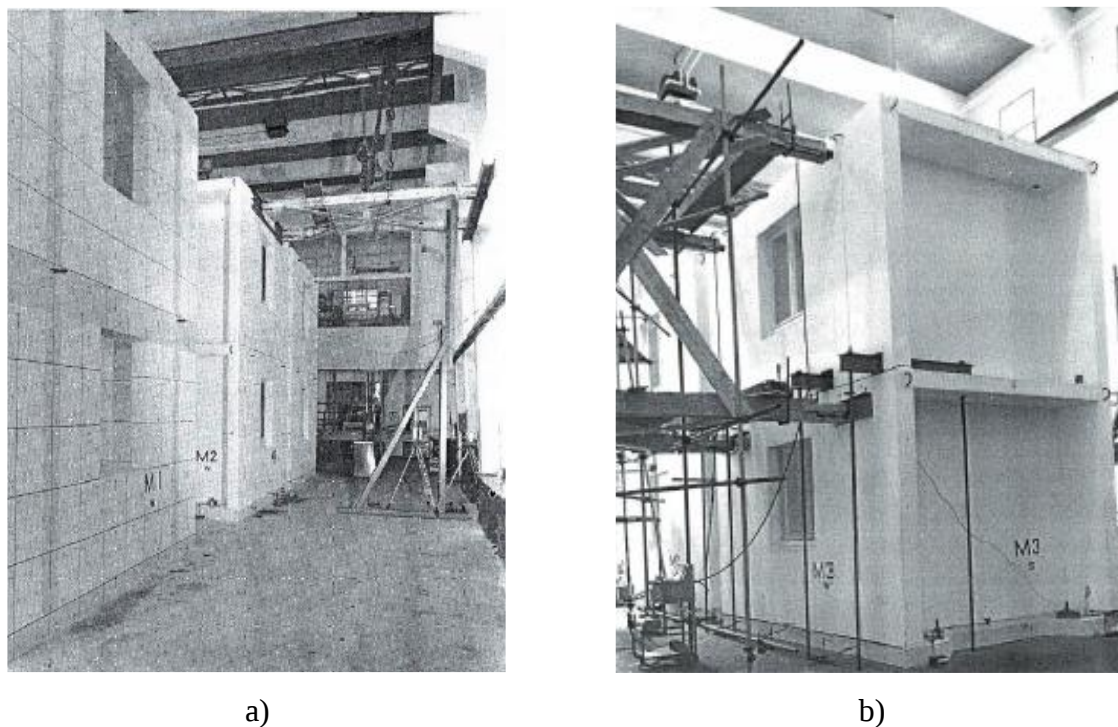


Figura 4.5 - Disposição dos modelos: a) M1, M2 e M3 na sala de ensaios; b) M3 (LNEC, 1966).

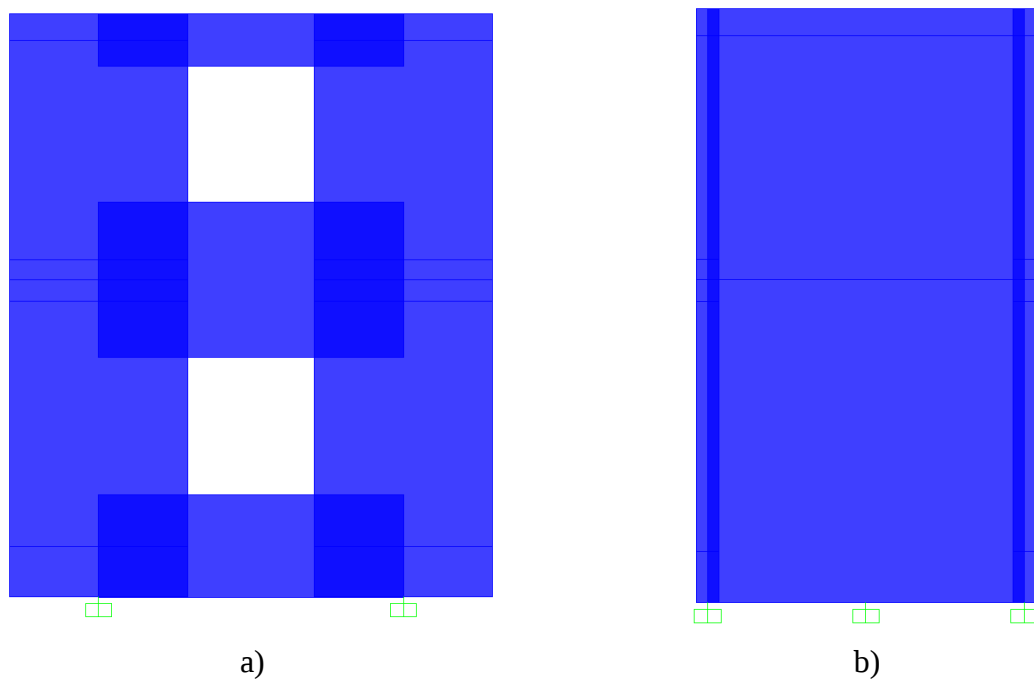


Figura 4.6 – Modelo M2 e M3 no SAP2000®: a) Alçado principal com a representação das paredes do piso 0 e piso 1 (elementos verticais) e os respetivos lintéis de ligação (elementos horizontais); b) Alçado lateral das paredes do piso 0 e piso 1 (elementos verticais).

Tabela 4.7 - Tabela dos resultados obtidos dos ensaios estáticos realizados no LNEC e SAP2000 ®. para o Modelo M2.

Ensaio	Deslocamentos [mm]			
	LNEC		SAP2000	
	1º Piso	2º Piso	1º Piso	2º Piso
Ensaio II	0,50 - 0,70	1,20	0,30	0,70
Ensaio III	0,30	0,40	0,20	0,30
Ensaio IV	0,40 - 0,60	0,70 - 1,00	0,40	0,90
Ensaio V	0,60 -0,80	0,90-1,40	0,30	1,90

Tabela 4.8 - Tabela dos resultados obtidos dos ensaios estáticos realizados no LNEC e SAP2000 para o Modelo M3.

Ensaio	Deslocamento [mm]			
	LNEC		SAP2000 ®.	
	1º Piso	2º Piso	1º Piso	2º Piso
Ensaio I	1,20 - 1,50	1,80 - 2,00	1,10	2,60
Ensaio II	0,90 - 1,10	1,50 - 1,80	0,90	1,90
Ensaio III	1,00 - 1,20	1,10 - 1,70	0,70	1,10
Ensaio IV	1,30	1,90	0,40	0,60

A Tabela 4.9 representa os valores das frequências próprias obtidas pelo LNEC nos modelos M2 e M3 por métodos analíticos e experimentalmente e os obtidos na presente dissertação pela modelação no SAP2000®.

Tabela 4.9 - Frequências próprias obtidas dos modelos M2 e M3.

Modelo	Frequências próprias (Hz)		
	Cálculo	Experimentais	SAP2000®.
M2	15,9	15,0	15,5
M3	12,8	12,5	11,0

Em suma, após a comparação dos resultados obtidos nos ensaios do LNEC e os obtidos no SAP2000 ®, e por estes serem próximos, considera-se, nesta dissertação, que a rigidez dada pelas cintas e os montantes de betão armado já é contabilizada no módulo de elasticidade do painel dado pelo documento de homologação e apresentado anteriormente na §4.1.2.

4.3.4. Resultados da análise modal do edifício em estudo

Os módulos de elasticidade dos painéis, lintéis, pilares e vigas foram reduzidos para metade para ter em consideração a estrutura em estado fendilhado, como recomendado pelo EC8-1 (CEN, 2010b).

Os resultados da análise modal do edifício em estudo foram obtidos e retirados recorrendo ao programa de modelação numérica *SAP2000*® e podem ser observados na Tabela 4.10. Pode-se observar o período e a frequência dos vários modos de vibração e quais são as suas direções predominantes.

Tabela 4.10 – Frequências, períodos e fatores de participação modal para os vários modos de vibração.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Translação X	Translação Y	Translação em Z	Direção predominante
1	1,77	0,57	47,83	2,26	0,01	X
2	1,85	0,54	2,28	-48,29	-0,01	Y
3	2,18	0,46	-0,06	-0,09	0,00	Torção
4	4,52	0,22	16,10	0,29	-0,02	X
5	4,82	0,21	-0,23	15,08	0,00	Y
6	6,06	0,17	0,01	-0,03	0,02	Y
7	9,37	0,11	4,51	0,12	0,07	X
8	9,82	0,10	0,01	0,02	46,01	Z
9	11,20	0,09	0,07	-3,18	-0,07	Y
10	11,60	0,09	0,75	-0,03	0,11	X
11	11,78	0,08	0,00	0,04	-0,05	Z

O primeiro modo de vibração apresentado na Figura 4.7 tem um período associado de 0,57 segundos e a sua direção predominante é em X.

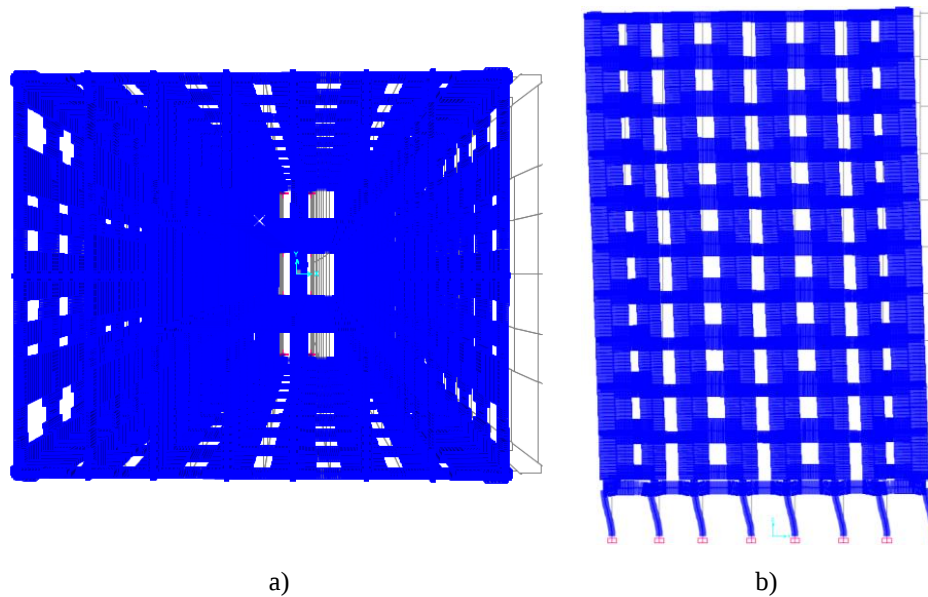


Figura 4.7 – Deformada do 1º modo de vibração: a) Em planta; b) Em alçado.

O segundo modo de vibração apresentado na Figura 4.8 tem um período associado de 0,54 segundos e a sua direção predominante é em Y.

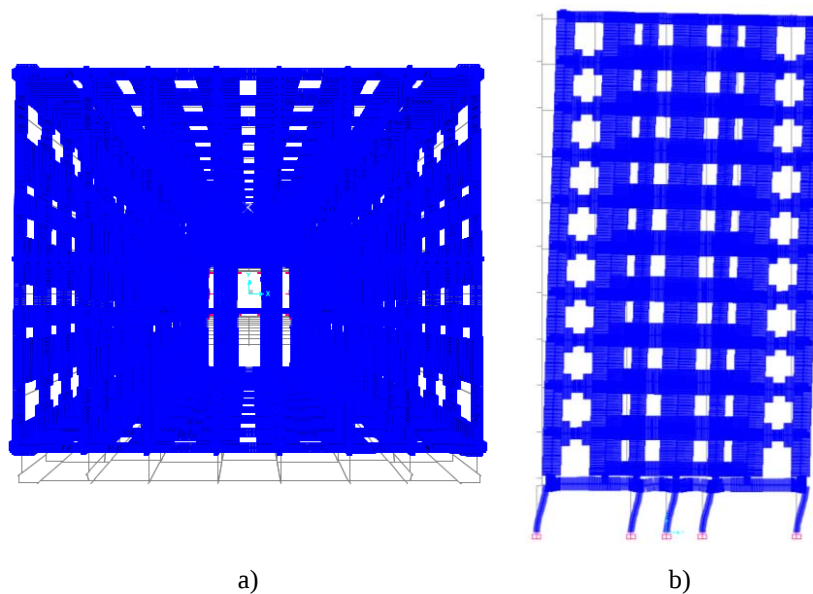


Figura 4.8 – Deformada do 2º modo de vibração: a) Em planta; b) Em alçado.

O terceiro modo de vibração (Figura 4.9) tem um período associado de 0,46 segundos e é o modo que corresponde à torção do edifício.

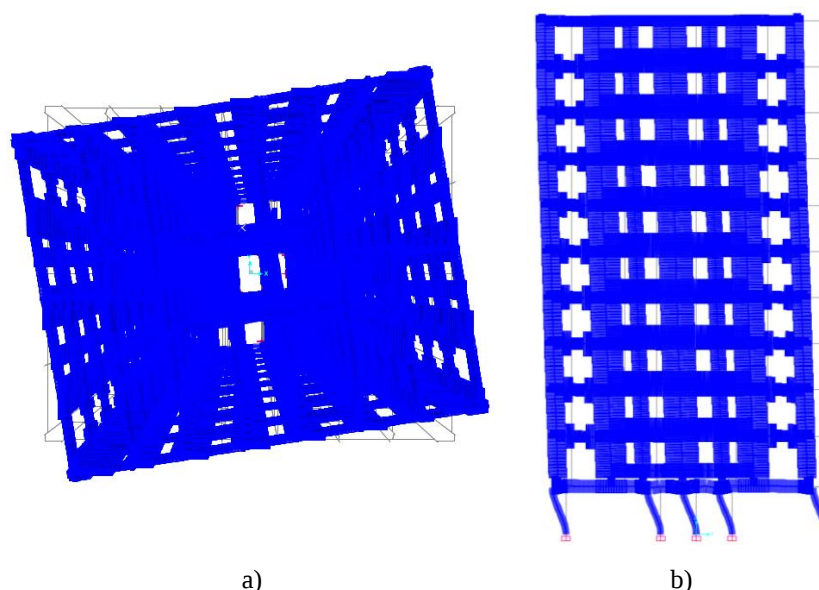


Figura 4.9 – Deformada do 3º modo de vibração: a) Em planta; b) Em alçado.

Na Tabela 4.11 podem-se observar os fatores de participação de massa para os vários modos de vibração. Em termos de translação em X e Y a participação da massa atinge praticamente os 100% até ao sétimo modo de vibração, enquanto que, para a translação em Z só há participação da massa após o sétimo modo.

Tabela 4.11 -Fatores de participação de massa para os vários modos.

Modo	Frequência (Hz)	Translação X	Acumulado Translação X	Translação Y	Acumulado Translação em Y	Translação Z	Acumulado Translação Z
1	1,77	0,88	0,88	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,85	0,00	0,88	0,90	0,90	0,00	0,00
3	2,18	0,00	0,88	0,00	0,90	0,00	0,00
4	4,52	0,10	0,98	0,00	0,90	0,00	0,00
5	4,82	0,00	0,98	0,09	0,99	0,00	0,00
6	6,06	0,00	0,98	0,00	0,99	0,00	0,00
7	9,37	0,01	0,99	0,00	0,99	0,00	0,00
8	9,82	0,00	0,99	0,00	0,99	0,82	0,82
9	11,20	0,00	0,99	0,00	0,99	0,00	0,82
10	11,60	0,00	0,99	0,00	0,99	0,00	0,82
11	11,78	0,00	0,99	0,00	0,99	0,00	0,82

4.3. Definição da ação sísmica

A ação sísmica nesta dissertação foi definida através de espectro de resposta seguindo a metodologia apresentada em §2.3 e tendo-se considerado que:

- O solo onde as fundações do edifício assentam é considerado de boas características, de acordo com a carta geológica do concelho de Loures (Instituto Geológico e Mineiro, 2006), sendo classificado do tipo B (CEN, 2010b);
- Santo António dos Cavaleiros (Loures) pertence à zona 1.3 para a ação sísmica do tipo 1 e à zona 2.3 para a ação sísmica do tipo 2;
- A classe de importância do edifício é a II, pois trata-se de um edifício de habitação sendo, portanto, considerado um edifício corrente. O coeficiente multiplicativo, γ_I , que se aplica na aceleração máxima de referência na rocha, $a_g R$, para o período de retorno de 475 anos tem o valor de 1,00 tanto para a ação sísmica do tipo 1 como do tipo 2;
- O coeficiente de comportamento, q , foi considerado igual a 2,5, segundo o EC 8-1 (CEN, 2010b) e EC 6 (CEN, 2004), dado que se considerou que a alvenaria cumpria os requisitos impostos para ser considerada alvenaria confinada com as unidades cerâmicas a serem consideradas do Grupo 1.

Após o cálculo dos parâmetros definidores do espectro de resposta, obtiveram-se os espectros de resposta de dimensionamento para os sismos do tipo 1 e tipo 2 como observado no Gráfico 4.1. Na Tabela 4.12 calcula-se a aceleração espectral de dimensionamento para o caso de estudo e para os dois primeiros modos de vibração.

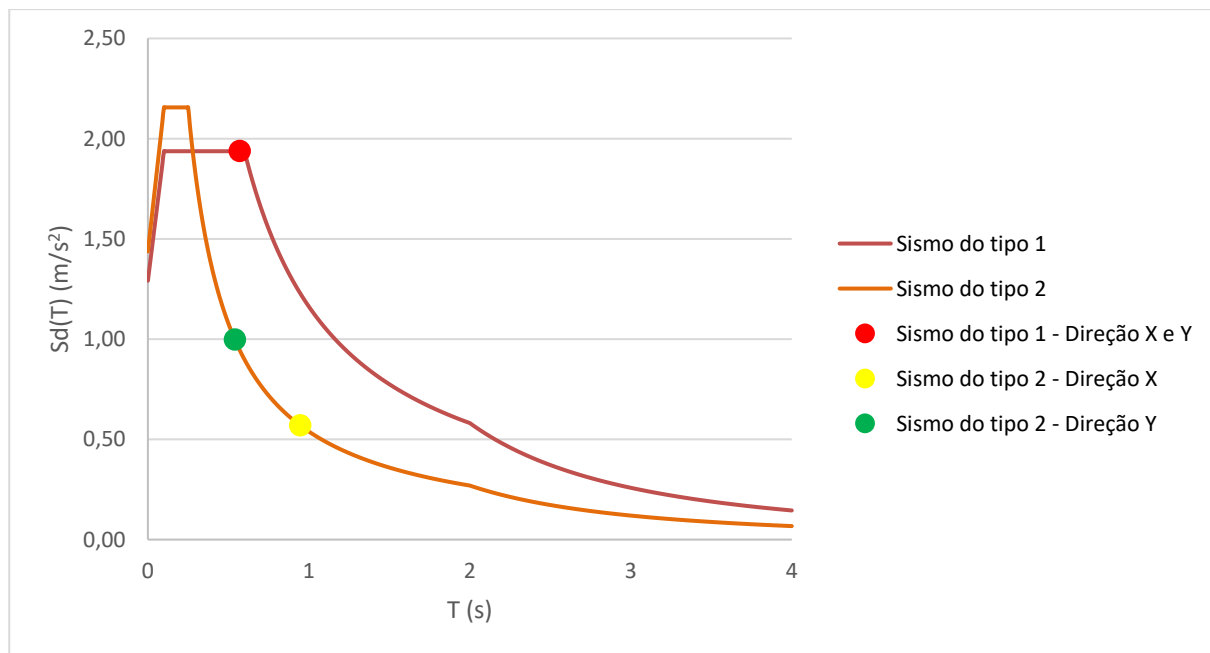


Gráfico 4.1 - Espectros de resposta de dimensionamento para os sismos do tipo 1 e tipo 2.

Tabela 4.12 - Resumo da obtenção do espectro de resposta de dimensionamento.

Sismo	Direção	T (s)	$a_g R (m/s^2)$	γ_I	$a_g (m/s^2)$	$S_{máx}$	$T_B (s)$	$T_C (s)$	$T_D (s)$	S	q	$S_d(T) (m/s^2)$
Tipo 1	X	0,57	1,50	1,00	1,50	1,35	0,10	0,60	2,00	1,29	2,50	1,94
	Y	0,54										1,94
Tipo 2	X	0,57	1,70	1,00	1,70	1,35	0,10	0,25	2,00	1,27	2,50	0,95
	Y	0,54										1,00

Após a análise do Gráfico 4.1 e a Tabela 4.12 conclui-se que o sismo do tipo 1 é o condicionante dado que o período fundamental do edifício está localizado no patamar entre T_B e T_C o que significa que os esforços serão mais elevados comparativamente ao sismo do tipo 2 devido ao patamar em que o período dos primeiros dois modos se encontram no espectro.

4.4. Verificação de segurança

A verificação de segurança da estrutura divide-se em duas partes: Primeiro foi efetuada a verificação de segurança do embasamento da estrutura e depois a verificação dos painéis de alvenaria reforçados e não reforçados.

A verificação de segurança para os elementos constituintes do edifício será feita pela combinação sísmica definida no EC8-1 (CEN, 2010b) para as várias direções de atuação desprezando a componente vertical do sismo.

$$\text{Combinação sísmica na direção X: } E_{Edx} \text{ “+” } 0,30 E_{Edy} \quad (4.4)$$

$$\text{Combinação sísmica na direção Y: } 0,30 E_{Edx} \text{ “+” } E_{Edy} \quad (4.5)$$

Onde:

“+” Significa “a combinar com”;

E_{Edx} Representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal X escolhido para a estrutura;

E_{Edy} Representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal Y da estrutura.

4.4.1. Estrutura do embasamento em betão armado

A verificação de segurança dos pilares e vigas que constituem a estrutura de embasamento foi realizada, através da relação da área e disposição da armadura de flexão e

esforço transversal descrita no projeto de estruturas (ICESA, 1974), com a armadura necessária de cálculo (Vinagre, 1997).

Foram ainda determinados os esforços que correspondem à capacidade resistente dos elementos à flexão (M_{Rd}) e ao esforço transversal (V_{Rd}) através das expressões do Eurocódigo 2 (EC2) (CEN, 2010a).

Ao longo da verificação tomaram-se várias considerações, tais como a inclinação das bielas comprimidas ser de 45° e a resistência do betão B300 à tração (f_{ctm}) ser de 2,9 MPa para possibilitar o cálculo da armadura mínima de esforço transversal das vigas.

Verificação dos pilares:

A título de exemplo, será apresentada a verificação de segurança à flexão composta desviada e de esforço transversal na base e no topo do pilar de canto PA1 (ver Figura 3.17) para a combinação sísmica do tipo 1 nas direções X e Y. O cálculo de quantidades de armadura e de esforços resistentes teve como base as disposições do EC2 (CEN, 2010a).

A Tabela 4.13 apresenta os esforços máximos que atuam no pilar PA1 na base e no topo para as combinações sísmicas do tipo 1 segundo as direções X e Y.

Tabela 4.13 - Esforços atuantes na base e topo do pilar PA1 para a combinação sísmica do tipo 1.

Pilar	Combinação	Localização	Esforços atuantes				
			N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kN]	M3 [kN]
PA1	Sismo X Tipo 1	Base	-624,67	-115,81	-36,20	-50,97	-163,62
		Topo	-624,62	-115,25	-36,01	-50,26	-160,25
	Sismo Y Tipo 1	Base	-554,48	-34,88	-119,76	-168,77	-49,28
		Topo	-543,28	-34,71	-119,14	-166,11	-48,27

Nota: a direção local 2 corresponde à direção global X e a direção local 3 corresponde à direção global Y.

A Tabela 4.14 apresenta as propriedades geométricas e mecânicas de todos os pilares que constituem o embasamento utilizadas no cálculo da armadura necessária e os esforços resistentes de cálculo.

Tabela 4.14 - Propriedades geométricas e mecânicas de todos os pilares que constituem o embasamento.

Propriedades geométricas e mecânicas						
b [m]	h [m]	d [m]	d ₁ [m]	d ₁ /h	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]
0,40	0,40	0,36	0,025	0,1	12,8	348

Na Tabela 4.15 apresenta-se a área de armadura de cálculo à flexão composta para o pilar PA1 quando sujeito à combinação sísmica do tipo 1 e a armadura de flexão composta colocada segundo o projeto (ICESA, 1974).

Tabela 4.15 - Cálculo da área de armadura de flexão composta no pilar PA1.

Armadura de cálculo										Armadura existente
Elem.	Comb.	Loc.	v	μ _y	μ _z	ω _{total}	A _{s, min} [cm ²]	A _{s, máx} [cm ²]	A _{s, tot} [cm ²]	A _s [cm ²]
PA1	Sismo X	Base	-0,30	0,06	0,20	0,43	1,80		25,01	43,98 (14Ø20)
	Tipo 1	Topo	-0,30	0,06	0,20	0,43	1,79	64,00	25,01	
	Sismo Y	Base	-0,30	0,21	0,06	0,38	1,59		22,07	
	Tipo 1	Topo	-0,30	0,20	0,06	0,38	1,56		22,07	

Na Tabela 4.16 apresenta-se a área de armadura de cálculo ao esforço transversal para o pilar PA1 quando sujeito à combinação sísmica do tipo 1 e a armadura de esforço transversal colocada segundo o projeto (ICESA, 1974).

Tabela 4.16 - Cálculo da área de armadura de esforço transversal no pilar PA1.

			Armadura de cálculo		Armadura existente	Esforços transversos resistentes	Momento fletor resistente	Verif.		Rácios	
Elem.	Comb.	Loc.	A _{sw/s} mín [cm ²]	A _{sw/s} , cálc [cm ²]	A _{sw/s} [cm ² /m]	V _{Rd} [kN]	M _{Rd} [kN.m]	V _{Rd}	M _{Rd}	V _{Rd}	M _{Rd}
PA1	Sismo X	Base	3,79	10,42	2,82	55,84	278,09	NV	V	207%	59%
	Tipo 1	Topo	3,79	10,37	2,82		278,09	NV	V	206%	58%
	Sismo Y	Base	3,79	3,14	2,82		245,38	NV	V	214%	69%
	Tipo 1	Topo	3,79	3,12	2,82		245,38	NV	V	213%	68%

Nota: NV – Não Verifica; V – Verifica.

Verificação das vigas:

É apresentada a verificação das secções do início e do fim da viga de betão armado V1₁ (ver Figura 3.17) quando sujeita à combinação sísmica do tipo 1 nas direcções X e Y.

A Tabela 4.17 apresenta os esforços obtidos no início e fim da viga V1₁ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y que serão utilizados para a verificação de segurança, segundo as disposições do EC2 (CEN, 2010a).

Tabela 4.17 - Esforços máximos e mínimos obtidos no início e fim da viga V1₁ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y.

Elemento	Combinação	Localização	Esforços atuantes	
			V2 [kN]	M3 [kN.m]
V1 ₁	Sismo X Tipo 1	Início	78,75	32,13
	Sismo Y Tipo 1		78,28	32,13
	Sismo X Tipo 1	Fim	85,99	9,19
	Sismo Y Tipo 1		79,42	9,19

Nota: a direção local 2 corresponde à direção global Z e a direção local 3 corresponde à direção global Y.

A Tabela 4.18 representa as propriedades geométricas e mecânicas da viga V1₁ e de todas as vigas consideradas para a verificação do embasamento.

Tabela 4.18 - Propriedades geométricas e mecânicas na viga V1₁.

Propriedades geométricas e mecânicas					
b [m]	h [m]	d [m]	d ₁ [m]	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]
0,40	0,80	0,76	0,025	17	348

A Tabela 4.19 representa a armadura de flexão obtida nas secções do início e do fim da viga V1₁ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y e armadura de flexão existente segundo o projeto de estruturas (ICESA, 1974).

Tabela 4.19 – Armadura de flexão obtida no início e fim da viga V1₁ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y e armadura de flexão colocada segundo o projeto de estruturas (ICESA, 1974).

Elem.	Combinação	Loc.	Armadura de cálculo					Armadura existente
			μ	ω	A _{s, min} [cm ²]	A _{s, máx} [cm ²]	A _{s, tot} [cm ²]	A _s [cm ²]
V1 ₁	Sismo X Tipo 1	Início	0,01	0,01	5,69	128,00	1,23	4,52
	Sismo Y Tipo 1		0,01	0,01			1,23	
	Sismo X Tipo 1	Fim	0,00	0,00			0,35	
	Sismo Y Tipo 1		0,00	0,00			0,35	

A Tabela 4.20 representa a armadura de esforço transversal obtida no início e fim da viga $V1_1$ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y e armadura de esforço transversal colocada segundo o projeto de estruturas (ICESA, 1974).

Tabela 4.20 - Armadura de esforço transversal obtida no início e fim da viga $V1_1$ para a combinação sísmica do tipo 1 segundo X e Y e armadura de esforço transversal colocada segundo o projeto de estruturas (ICESA, 1974).

			Armadura de cálculo		Armadura existente
Elem.	Combinação	Loc.	A_{sw}/s , min [cm ² /m]	A_{sw}/s [cm ² /m]	A_{sw}/s [cm ² /m]
V1 ₁	Sismo X Tipo 1	Início	4,38	3,33	5,05
	Sismo Y Tipo 1			3,31	
	Sismo X Tipo 1	Fim		3,64	
	Sismo Y Tipo 1			3,36	

A Tabela 4.21 representa os esforços resistentes de cálculo na secção do início e do fim da viga $V1_1$ obtidos através das expressões do EC2 (CEN, 2010a).

Tabela 4.21 – Esforços resistentes de cálculo no início e fim da viga $V1_1$.

Elemento	Esforços resistentes de cálculo			Verif,		Rácios	
	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	M_{Rd} [kN.m]	V_{Rd}	M_{Rd}	V_{Rd}	M_{Rd}
$V1_1$	121,00	1435,10	106,88	V	V	65%	30%

Os esforços obtidos, propriedades geométricas e mecânicas, cálculos de armaduras e esforços resistentes dos restantes pilares e vigas de betão encontra-se descrito no Anexo II.

4.4.2. Estrutura de alvenaria reforçada e não reforçada

A verificação dos painéis de alvenaria será feita através da comparação dos esforços resistentes obtidos para os diferentes mecanismos de rotura das paredes com os esforços atuantes das combinações sísmicas nos troços deformáveis das paredes de alvenaria.

Na Tabela 4.22, estão representados os esforços obtidos pelo *SAP2000*® nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10 que serão utilizados para a comparação com os esforços resistentes obtidos para as paredes.

Tabela 4.22 – Esforços obtidos nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.

Alinh.	Elem.	Piso	Loc.	Comb.	Esforços atuantes		
					N [kN]	V3 [kN]	M2 [kN.m]
1	A_V	1	Topo	Sismo X - max	206,68	9,23	13,38
1	A_V	1	Topo	Sismo X - min	-206,68	-11,32	-13,38
1	A_V	1	Topo	Sismo Y - max	158,81	29,50	33,24
1	A_V	1	Topo	Sismo Y - min	-179,87	-29,50	-33,24
1	A_V	6	Topo	Sismo X - max	51,26	10,38	13,19
1	A_V	6	Topo	Sismo X - min	-74,93	-10,38	-13,19
1	A_V	6	Topo	Sismo Y - max	40,88	19,93	24,15
1	A_V	6	Topo	Sismo Y - min	-74,93	-19,93	-24,15
1	A_V	10	Topo	Sismo X - max	2,54	3,21	3,46
1	A_V	10	Topo	Sismo X - min	-14,30	-3,21	-3,46
1	A_V	10	Topo	Sismo Y - max	1,80	5,42	7,23
1	A_V	10	Topo	Sismo Y - min	-14,30	-5,42	-7,23

Nota: a direção local 2 corresponde à direção para fora do plano e a direção local 3 corresponde à direção do plano da parede.

A Tabela 4.23 representa as propriedades geométricas e mecânicas das paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10 consideradas para a modelação das referidas paredes de alvenaria.

Tabela 4.23 - Propriedades geométricas e mecânicas das paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.

Alinh.	Elem.	Piso	Propriedades geométrica se mecânicas											
			H _{eff} [m]	H ₀ [m]	D [m]	t [m]	σ ₀ [kPa]	k	Ø [°]	B [cm/m]	f _d [MPa]	H/D	ξ	C _u [kPa]
1	A_V	1	2,39	1,19			890,1			42,1	5,57	2,21	1,5	294
		6	2,51	1,26	1,08	0,22	220,8	0,85	21,8		1,23	2,33	1,5	245
		10	2,51	1,26			10,9			-		2,33	1,5	

A Tabela 4.24 apresenta os esforços resistentes das paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10 para os vários modos de rotura utilizando as expressões de cálculo referidas em §2.2.

No alinhamento dos pisos representados na Tabela 4.24 existem vários elementos que não verificam a segurança pois a alvenaria encontra-se tracionada ou os esforços resistentes são inferiores aos esforços atuantes quando sujeita às ações sísmicas em X e Y. verifica-se também que, em geral, o modo de rotura correspondente à flexão composta é o

mais condicionante, principalmente para os pisos elevados em que os esforços normais são baixos. O mesmo acontece nas restantes paredes dos vários alinhamentos e pisos como se pode verificar no Anexo III.

Tabela 4.24 - Esforços resistentes das paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.

Alinh.	Elem.	Piso	Loc.	Esforços resistentes				Rácios		
				Flex. Comp.	Fend. Diag.	Desli.	M_{Ed}/M_{Rd}	V_{Ed}/V_{Rd}	V_{Ed}/V_{Rd}	
				M_{Rd} [kN.m]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	Flex. Comp	Fend. Diag.	Desli.
1	A_V	1	Topo	0,00	75,99	0,00	0,00	-	-	-
		1		90,62	75,99	165,33	475,93	14,76%	6,85%	2,38%
		1		0,00	61,52	0,00	0,00	-	-	-
		1		81,24	68,12	158,82	469,11	40,92%	18,57%	6,29%
		6		0,00	17,36	0,00	0,00	-	-	-
		6		27,93	22,23	110,26	374,73	47,23%	9,42%	2,77%
		6		0,00	14,60	0,00	0,00	-	-	-
		6		27,93	22,23	110,26	374,73	86,46%	18,08%	5,32%
		10		0,00	1,08	0,00	0,00	-	-	-
		10		7,27	5,78	80,23	368,07	47,62%	4,00%	0,87%
		10		0,00	0,77	0,00	0,00	-	-	-
		10		7,27	5,78	80,23	368,07	99,46%	6,76%	1,47%

A Tabela 4.25 apresenta os esforços obtidos nos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1 que serão considerados para a comparação com os esforços resistentes obtidos para os lintéis segundo o menor valor das equações em (2.5). De referir, que apesar dos lintéis serem de betão foi considerado que a rotura ocorria na ligação alvenaria-betão, ou seja, a rotura ocorre na secção de alvenaria.

Tabela 4.25 - Esforços obtidos nos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.

Alinh.	Elem.	Piso	Loc.	Esforços atuantes					
				Comb.	N [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kN.m]	M3 [kN.m]
1	A-B_H	1	Centro	Sismo X - max	8,99	26,92	0,15	0,05	3,88
				Sismo X - min	-8,99	-26,92	-0,15	-0,05	-3,88
				Sismo Y - max	7,11	64,65	0,05	0,02	3,10
				Sismo Y - min	-7,11	-64,65	-0,05	-0,02	-3,10

A Tabela 4.26 apresenta as propriedades dos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.

A área de armadura dos tirantes dos lintéis de alvenaria são as que constam do projeto de estruturas (ICESA, 1974) para os pórticos de fachada no sentido XZ, enquanto que nos restantes pórticos consideram-se as previstas no Documento de Homologação (LNEC, 1968).

Tabela 4.26 – Propriedades dos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.

Propriedades									
Tirante									
l [m]	D [m]	t [m]	f _d [MPa]	A [cm ²]	f _{yd} [MPa]	H _{pTir} [kN]	H _{pAlv} [kN]	H _p [kN]	c _u [kPa]
0,75	0,69	0,22	5,32	4,52	348	157,30	315,85	157,30	294

A Tabela 4.27 apresenta os esforços resistentes nos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.

Tabela 4.27 - Esforços resistentes obtidos nos lintéis do alinhamento 1, entre alinhamento A e B, orientação horizontal, no centro do lintel para o piso 1.

					Esforços resistentes				Verif.	Rácio
					Secção	Tirante	V _{Rd} adot			
Alinh.	Elem.	Piso	Loc.	Combinação	V _{Rd} [kN]	M _{Rd} [kN.m]	V _{Rd} [kN]	V _{Rd} [kN]	V < V _{Rd}	V / V _{Rd}
1	A-B_H	1	Centro	Sismo X - max	43,64	41,55	110,80	43,64	V	62%
				Sismo X - min	43,64	41,55	110,80	43,64	V	62%
				Sismo Y - max	43,64	41,55	110,80	43,64	NV	148%
				Sismo Y - min	43,64	41,55	110,80	43,64	NV	148%

Nota: a direção local 2 corresponde à direção no plano e a direção local 3 corresponde à direção fora do plano.

À semelhança do que acontece nas paredes de alvenaria, existe um elevado número de lintéis que não resistem às solicitações sísmicas em X e Y. O mesmo acontece nos restantes lintéis dos vários elementos e pisos como se pode verificar no Anexo IV.

4.5. Análise de resultados

A Tabela 4.28 apresenta um resumo da análise sísmica do tipo 1 e tipo 2 nas direções X e Y. Pode-se observar que para o sismo do tipo 1 a força basal e os deslocamentos no topo do edifício são superiores ao sismo do tipo 2.

Tabela 4.28 - Resumo da atividade sísmica para os sismos do tipo 1 e tipo 2.

Tipo de Ação	Direção	T [s]	M [ton]	F _b [kN]	Coefficiente Sísmico	Deslocamento máximo no topo [cm]
Sismo Tipo 1	X	0,57	2593,1	4474,3	0,18	5,51
	Y	0,54		4552,2	0,18	4,99
Sismo Tipo 2	X	0,57	2593,1	2291,3	0,09	2,59
	Y	0,54		2392,8	0,09	2,76

No sentido de resumir os principais resultados obtidos na verificação de segurança, a Tabela 4.29 mostra a percentagem de paredes de alvenaria, lintéis de alvenaria, vigas e pilares de betão armado que não resistem à ação sísmica do tipo 1 nas direções X e Y.

Tabela 4.29 – Percentagem de paredes de alvenaria, lintéis de alvenaria, vigas e pilares de betão armado que não resistem à ação sísmica do tipo 1 nas direções X e Y.

	Paredes	Lintéis	Vigas	Pilares
Direção X	61%	19%	48%	100%
Direção Y	59%	28%	24%	100%

Na direção X, 61% das paredes de alvenaria, 15% dos lintéis de alvenaria, 48% das vigas de betão armado e 100% dos pilares não resistem à ação sísmica. Na direção Y, 59% das paredes de alvenaria, 29 % dos lintéis, 24% das vigas de betão armado e 100% dos pilares de betão armado não resistem á ação sísmica. A rotura dos lintéis de alvenaria, vigas de betão armado e pilares de betão armado ocorre por corte.

Após a comparação das áreas de armaduras de cálculo com as existentes no projeto de estruturas (ICESA, 1974) observa-se que existe défice de armadura de flexão e esforço transversal nos pilares e nas vigas que compõe o embasamento da estrutura. Os esforços atuantes para as combinações sísmicas do tipo 1 e tipo 2 nas direções X e Y ultrapassam os esforços resistentes da estrutura de embasamento.

Há uma maior rotura de lintéis de alvenaria e menor rotura de vigas de betão armado na direção Y quando comparado com a direção X. Esta diferença deve-se ao facto da existência de um baixo número de lintéis e um elevado número de vigas na direção X e a existência na direção Y de pórticos constituídos por paredes de elevado comprimento em planta ligadas por pequenos lintéis.

Como conclusão geral deste capítulo, o edifício não cumpre os critérios de segurança aos estados limites últimos atuais numa análise modal por espectro de resposta.

5. Análise estática não linear aplicada ao sistema construtivo FIORIO

5.1. Aspetos gerais

A análise estática não linear (*pushover*), como descrita anteriormente em §2.2, foi o segundo método de análise escolhido para a avaliação do desempenho do edifício do caso de estudo construído com o sistema FIORIO. Como se pode observar no capítulo anterior através da verificação da segurança à ação sísmica pelo método de análise elástica por espectro de resposta com coeficiente de comportamento, os esforços atuantes para as várias combinações sísmicas são superiores aos resistentes para os vários mecanismos de rotura de alguns painéis de alvenaria.

Este capítulo descreve a análise estática não linear, as definições das propriedades das rótulas plásticas, as hipóteses adotadas na modelação do edifício e os resultados obtidos.

5.2. Análise estática não linear

Durante a análise estática não linear (*pushover*) são introduzidas forças horizontais de forma crescente, avaliando-se o estado da estrutura em cada incremento de força e verificando se ocorre a cedência e rotura dos diversas paredes, lintéis, vigas e pilares, através da consideração de rótulas plásticas que contemplam o comportamento não linear do elemento estrutural. A posição e número de rótulas plásticas permitem a avaliação do desempenho de uma estrutura quando sujeita a ações horizontais, e deste modo quantificar os danos face à ação sísmica através da determinação do ponto de desempenho da estrutura.

As rótulas plásticas de cada secção transversal dos elementos estruturais, são definidas através de curvas de força-deslocamento, momento-rotação ou momento-curvatura que definem os limites plásticos dos elementos. A curva força-deslocamento, momento-rotação ou momento-curvatura das rótulas plásticas é traçada pelos pontos A-B-C-D-E e por três estados limite designados por *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) e *Collapse Prevention* (CP) como ilustra a Figura 5.1, definidos pelo *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) (Building Seismic Safety Council, 1997) e implementado no programa

SAP2000® (Computer and Structures, Inc., 2016). O tramo de A-B corresponde à deformação elástica. De B até IO ocorrem as primeiras deformações plásticas nas secções em análise. De IO até LS corresponde à deformação até onde é garantida a segurança dos utilizadores. No troço de LS até CP ocorre a deformação pré-colapso. De CP até C a rótula entra em mecanismo de colapso. De C até D já ocorreu o colapso, mas ainda existe uma resistência residual até ao ponto E.

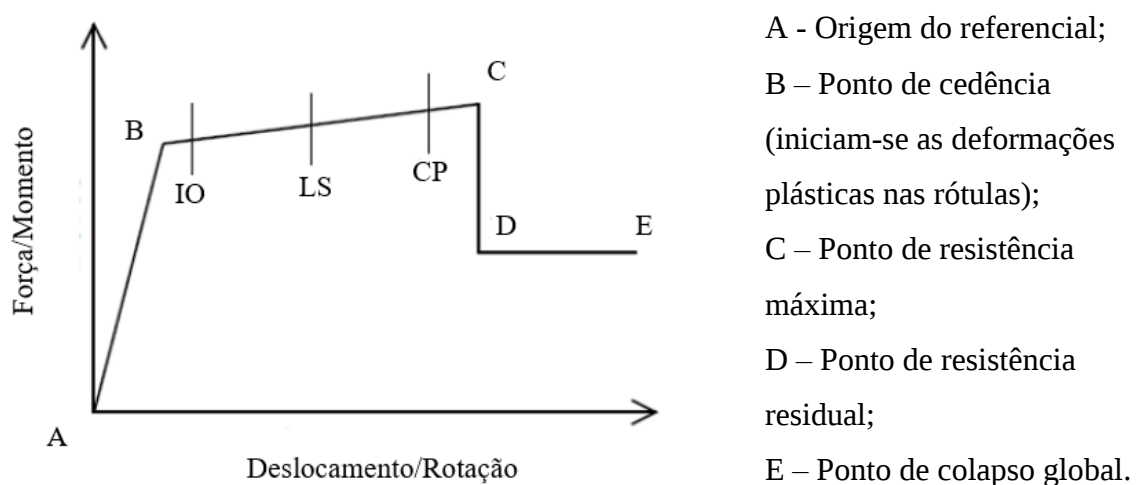


Figura 5.1 - Curva força/momento-deslocamento/rotações que descreve o comportamento das rótulas plásticas (Computer and Structures, Inc., 2016).

De seguida será apresentada a metodologia utilizada para a modelação das rótulas plásticas para a secção de betão armado do embasamento e para as secções dos painéis de alvenaria.

5.3. Definição e localização das rótulas plásticas

5.3.1. Secções de betão armado no embasamento

Para a modelação das rótulas plásticas e definição do comportamento não linear da secção de embasamento de betão armado consideram-se os valores médios de resistência do betão e do aço (§4.1.1) (Tabela 4.1 e Tabela 4.2) no sentido de se obter um comportamento realista do edifício. Utilizou-se a interação esforço normal – momento fletor na direção 2 –

momento fletor na direção 3 (P-M2-M3) para os pilares e interação P-M2 ou P-M3 para as vigas em que 2 e 3 correspondem a direções locais ortogonais do plano da seção transversal em análise. A determinação das curvas momento-curvatura das secções de embasamento teve em consideração as disposições do projeto (ICESA, 1974) e foram obtidas através de uma ferramenta do programa *SAP2000*® (Computer and Structures, Inc., 2016) “*Section Designer*” onde se procede a modelação da geometria do elemento, da área de betão e da armadura da secção transversal de um elemento estrutural.

A curva das rótulas plásticas dos pilares e vigas que compõem a estrutura de embasamento é definida através da relação momento-curvatura, sendo o momento resistente e a curvatura retirados do modelo idealizado pelo “*Section Designer*” para um determinado esforço axial e ângulo. A Figura 5.2 representa um exemplo da determinação da curva idealizada do momento-curvatura para um esforço normal nulo de um pilar de embasamento.

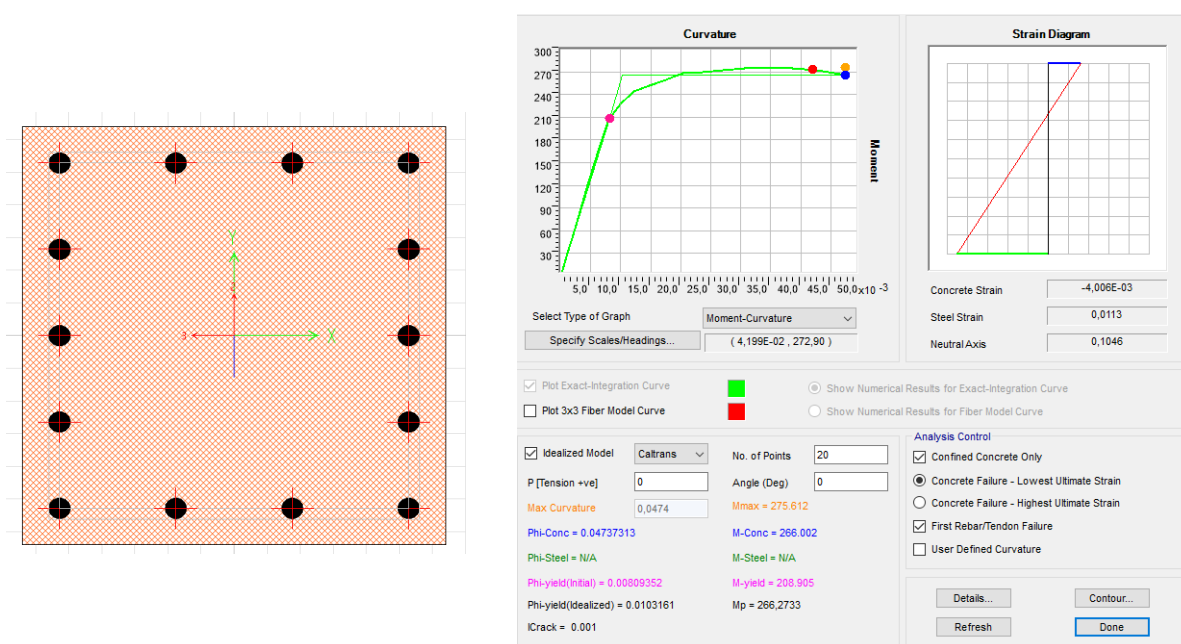


Figura 5.2 - Exemplo da determinação da curva idealizada do momento-curvatura de um pilar para um esforço normal nulo (Computer and Structures, Inc., 2016).

Na definição das rótulas plásticas dos pilares do embasamento com interação P-M2-M3 consideram-se de forma geral sete níveis de esforço normal, entre -3500 e 1500 kN,

tendo-se definido as curvas de momento-curvatura para estes sete níveis manualmente. O programa *SAP2000*® tem a capacidade de considerar a superfície de interação P-M2-M3 definida através do “*Section Designer*”.

A curva que caracteriza o comportamento das rótulas plásticas que simulam o comportamento elasto-plástico das secções de betão através da relação do momento/curvatura ($M-\chi$) é a definida pela Figura 5.3, em que M_{Rd} é o momento resistente médio correspondente à cedência, χ_e é a curvatura de cedência e χ_u é a curvatura última.

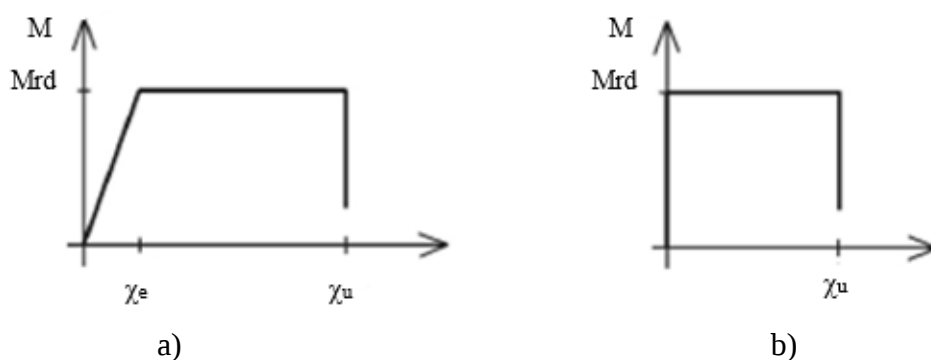


Figura 5.3 - Curva momento/curvatura a simular o comportamento da rótula plástica de momento fletor no betão: a) Comportamento global; b) Comportamento da rótula no *SAP2000*®.

5.3.2. Secções de alvenaria (paredes e lintéis)

Através do método SAM, descrito em §2.3, obtiveram-se troços deformáveis das paredes e dos lintéis, sendo que dessa forma as rótulas plásticas serão colocadas nos elementos onde poderão ocorrer as maiores deformações.

Na definição das rótulas plásticas dos elementos de alvenaria consideram-se os valores médios da resistência dos materiais (§4.1.2) (Tabela 4.3 e Tabela 4.4) que constituem os elementos, sendo estas definidas de duas formas: momento-rotação ($M-\phi$) e força-deslocamento ($F-\delta$).

Nas paredes de alvenaria foram colocadas rótulas de $M-\phi$ e $F-\delta$, relativas aos momentos resistentes e ao esforço transversal resistente. Para os lintéis foram consideradas rótulas de corte, considerando os dois mecanismos de rotura definidos em §2.2

As rótulas M- ϕ , são colocadas nas extremidades das paredes deformáveis, pois como exemplifica a Figura 5.4, os momentos fletores máximos aparecem geralmente nas extremidades das barras deformáveis.

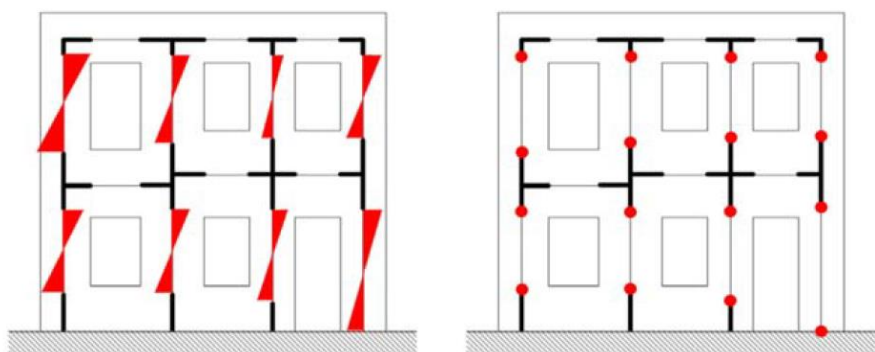


Figura 5.4 - Andamento do diagrama de momentos e localização das rótulas plásticas (Pereira, 2009).

As rótulas F- δ , são colocadas a meio do comprimento deformável das paredes dado que o esforço transverso é constante para as ações horizontais (Figura 5.5).

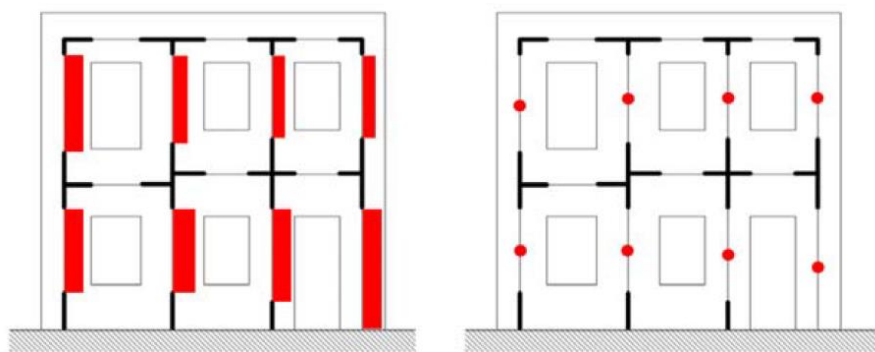


Figura 5.5 - Andamento do diagrama de esforço transverso e respetiva localização das rótulas plásticas (Pereira, 2009).

Como dito anteriormente em §2.2, os lintéis têm uma rotura frágil, sendo que esta ocorre onde os esforços de corte são máximos. A Figura 5.6 mostra que o esforço transverso nos lintéis quando sujeitos a forças horizontais tem uma configuração constante ao longo do comprimento deformável, o que sugere que a rótula plástica pode ser colocada a meio deste.

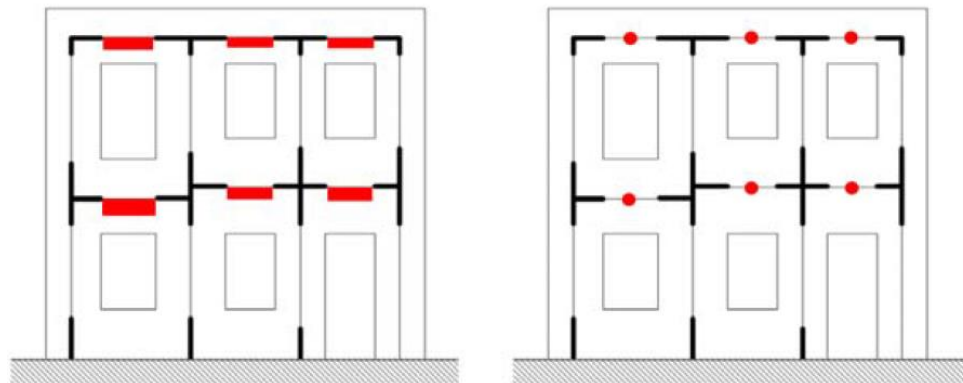


Figura 5.6 - Andamento do diagrama de esforço transverso nos lintéis e respetivas rótulas plásticas (Pereira, 2009).

A modelação das curvas que simulam o comportamento das rótulas plásticas é diferente nas paredes e nos lintéis de alvenaria.

Na definição da curva das rótulas de $M-\phi$ e $F-\delta$ das paredes considera-se que o comportamento é elástico-perfeitamente plástico na definição do comportamento global (Figura 5.7 a)) enquanto que o comportamento da rótula a definir no programa *SAP2000*® considera-se que é um comportamento rígido-perfeitamente plástico, a partir do ponto de cedência (Figura 5.7 b)).

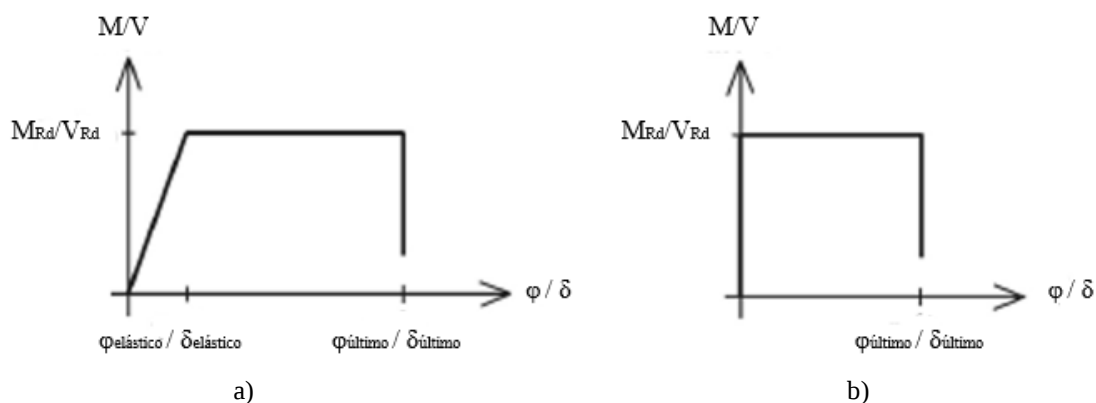


Figura 5.7 - Curvas momento/rotação ou força/deslocamento nas paredes: a) Comportamento global – comportamento elástico-perfeitamente plástico; b) Comportamento nas rótulas – comportamento rígido-perfeitamente plástico (Pereira, 2009).

Nos lintéis o comportamento considera-se elástico-frágil com uma resistência residual para o comportamento global (Figura 5.8 a)) enquanto que o comportamento só da rótula a definir pelo programa *SAP2000*® considera-se que é rígido-perfeitamente plástico com resistência residual (Figura 5.8 b)). A resistência residual é dada por 25% dos esforços de corte últimos (resistentes) ($\alpha = 0,25$).

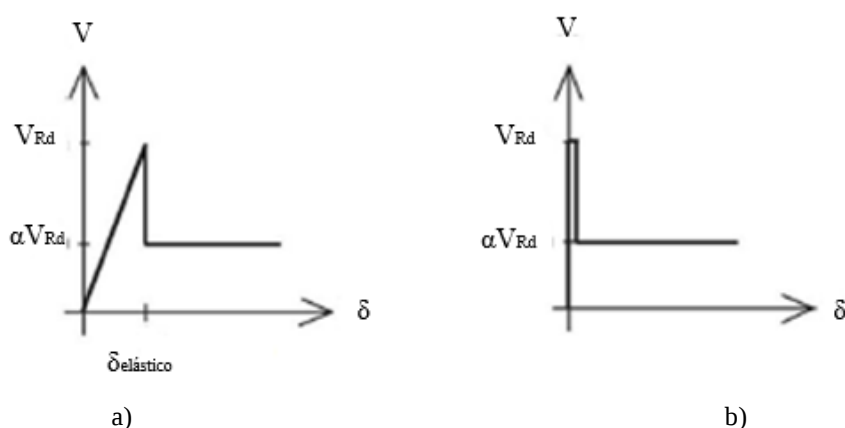


Figura 5.8 - Curvas força/deformação nos lintéis: a) Comportamento global – comportamento elástico-frágil com resistência residual; b) Comportamento nas rótulas – comportamento rígido-plástico frágil com resistência residual (Pereira, 2009).

A deformação elástica nas rótulas é obtida através da consideração que a parede tem um comportamento bi-encastado (Figura 5.9), esta é obtida considerando a deformabilidade por flexão e por corte.

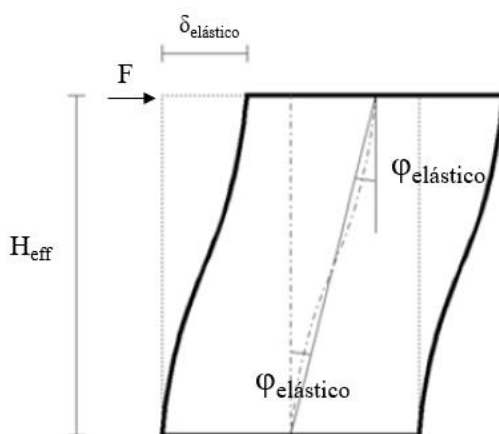


Figura 5.9 – Relação deslocamento-rotação adotada (Magenes, Braggio, e Bolognini, 2000).

Para o cálculo das deformações devido a forças horizontais, F - δ , a curva define-se através da relação definida na equação (5.1).

$$F = K \times \delta_{elástico}$$

$$K = \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{12EI} + \frac{H_{eff}}{AG}} \quad (5.1)$$

$$\delta_{elástico} = \frac{V_{rd}}{K}$$

Para o cálculo das deformações devido a momentos fletores, M - φ , a curva define-se através da relação definida na equação (5.2).

$$\varphi_{elástico} = \frac{\delta_{elástico}}{H_{eff}} \quad (5.2)$$

Onde:

K Rigidez;
 H_{eff} Altura eficaz;
 E Módulo de elasticidade;
 I Inércia da secção;
 A Área da secção;
 G Modulo de distorção.

Segundo o regulamento italiano, os valores regulamentares para $\delta_{último}$ são 0,5% H_{eff} para rótulas de esforço transverso 1% para as rótulas de momento fletor (Ministero Delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018).

O deslocamento plástico é dado pela relação (5.3) e a deformação plástica por (5.4):

$$\delta_{plástico} = \delta_{último} - \delta_{elástico} \quad (5.3)$$

$$\varphi_{plástico} = \varphi_{último} - \varphi_{elástico} \quad (5.4)$$

As rótulas plásticas já têm o comportamento não linear do material, os módulos de elasticidade são os considerados no documento de homologação e nas regulamentações para a análise *pushover*, ou seja, referente ao estado não fendilhado.

Na modelação das rótulas plásticas das paredes, em particular para o modo de rotura de flexão composta, considerou-se que não há variação do esforço normal ao longo da análise. Na modelação das rótulas plásticas foram considerados os esforços normais de cada uma das paredes quando sujeita à combinação quase-permanente (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 - Esforços obtidos nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.

Alinh.	Elemento	Piso	Loc.	Combinação	Esforo normal atuante
					N [kN]
1	A_V	1	Topo	Quase-Permanente	-179,87
		6			-74,93
		10			-14,30

As características geométricas dos elementos e as propriedades medias dos materiais são as definidas na Tabela 5.2 e Tabela 5.3. Estes valores foram obtidos através do projeto de estruturas (ICESA, 1974) e do documento de homologação (LNEC, 1968).

Tabela 5.2 – Propriedades mecânicas e geométricas nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10 (1ª parte).

Alinh.	Elem.	Piso	H _{eff} [m]	H ₀ [m]	D [m]	t [m]	σ ₀ [MPa]	k	Ø [°]	v
1	A_V	1	2,39	1,19	1,08	0,22	-0,77	0,85	21,8	0,3
		6	2,51	1,26			-0,32			
		10	2,51	1,26			-0,06			

Tabela 5.3 – Propriedades mecânicas e geométricas nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10 (2ª parte).

Alinh.	Elem.	Piso	E [GPa]	B [cm/m]	f _m [MPa]	H/D	ξ	Cu [MPa]
1	A_V	1	10	42,1	12,37	2,21	1,5	1,01
		6	5	-	7,00	2,33		0,84
		10	5	-	7,00	2,33		0,84

Onde:

H_{eff} Altura eficaz;

H₀ Distância da secção de momento nulo à secção de controlo.

D	Largura da parede;
t	Espessura da parede;
σ_0	Tensão normal de compressão;
k	Fator da tensão normal equivalente a retângulo ($k = 0,85$);
$\emptyset$	Ângulo de atrito interno do material;
ν	Coeficiente de Poisson;
B	Percentagem de nervuras de betão;
f_d	Tensão máxima de compressão;
c_u	Coesão do material.

A título de exemplo, os esforços resistentes dos elementos do alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo da parede deformável para os pisos 1,6 e 10 estão definidos na Tabela 5.4, sendo estes calculados como definido em §2.2.

Tabela 5.4 – Esforços resistentes nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.

		Esforços resistentes				
		Flexão composta		Fend. Diagonal	Deslizamento	
Alinh.	Elm.	Piso	M_{Rd} [kN.m]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]
1	A_V	1	89,98	75,45	401,81	1524,40
		6	38,27	30,46	293,92	1263,32
		10	7,64	6,08	238,32	1260,95

A definição dos deslocamentos e rotações de cedência (elásticos) e plásticos nos elementos do alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo da parede deformável para os pisos 1,6 e 10 é definida como descrito anteriormente na presente secção (Equações (5.1) (5.2)) .

Tabela 5.5 – Definição dos comprimentos e rotações últimas e plásticas nas paredes verticais alinhamento 1, alinhamento A, orientação vertical, no topo do troço deformável para os pisos 1,6 e 10.

Alinh.	Elem.	Piso	$\phi_{elástico}$ [rad]	$\delta_{elástico}$ [m]	$\phi_{último}$ [rad]	$\delta_{último}$ [m]	$\phi_{plástico}$ [rad]	$\delta_{plástico}$ [m]
1	A_V	1	0,0002	0,003		0,012	0,0098	0,009
		6	0,0002	0,005	0,0100	0,013	0,0098	0,007
		10	0,0000	0,004		0,013	0,0100	0,008

De seguida, apresentam-se os parâmetros que definem as rótulas plásticas dos lintéis de alvenaria no alinhamento 1, entre os alinhamentos verticais A-B, orientação horizontal, no centro do comprimento deformável dos lintéis.

As propriedades geométricas e mecânicas dos lintéis no alinhamento 1, entre os alinhamentos verticais A-B, orientação horizontal, no centro do comprimento deformável dos lintéis estão definidas na Tabela 5.6 sendo estes obtidos através da análise do projeto de estruturas (ICESA, 1974) e documento de homologação (LNEC, 1968).

Tabela 5.6 – Propriedades geométricas e mecânicas dos lintéis no alinhamento 1, entre os alinhamentos verticais A-B, orientação horizontal, no centro do troço deformável dos lintéis para os pisos 1,6,10.

Propriedades												
Tirante												
Alinh.	Elem.	Piso	l [m]	D [m]	t [m]	f _m [MPa]	A [cm ²]	f _{ym} [MPa]	H _{pTir} [kN]	H _{pAlv} [kN]	H _p [kN]	c _u [MPa]
1	A-B_H	1		0,69		12				711,83		1,01
		6	0,75	0,72	0,22	7,05	4,52	496	224,19	433,73	270,30	0,84
		10		0,64		7,05				385,54		0,84

Os esforços resistentes adotados nas rótulas plásticas dos lintéis no alinhamento 1, entre os alinhamentos verticais A-B, orientação horizontal, no centro do comprimento deformável dos lintéis são calculados como definido em §2.2.

Tabela 5.7 - Esforços resistentes adotados nas rótulas plásticas dos lintéis no alinhamento 1, entre os alinhamentos verticais A-B, orientação horizontal, no centro do troço deformável dos lintéis.

Esforços resistentes							
Secção				Tirante			Rótulas
Alinh.	Elem.	Piso	Loc.	V _{Rd} [kN]	M _{Rd} [kN.m]	V _{Rd} [kN]	V _{Rd} [kN]
1	A-B_H	1	Centro	149,64	65,88	175,69	149,64
		6		130,12	61,08	162,87	130,12
		10		115,66	52,11	138,96	115,66

As rótulas dos lintéis serão modeladas no *SAP2000®* pelo método “*Force controlled (Brittle)*” (Computer and Structures, Inc., 2016), que se considerou ser o mais adequado para simular o comportamento frágil.

Os esforços obtidos, propriedades geométricas e mecânicas e esforços resistentes e elementos para definir as rótulas plásticas das paredes verticais e lintéis dos restantes alinhamentos encontra-se descrito no Anexo V.

5.4. Configuração dos carregamentos

Segundo o Eurocódigo 8-1 (CEN, 2010b) devem aplicar-se duas distribuições verticais de cargas laterais: uniforme e modal.

No desenvolvimento da presente dissertação foram consideradas as seguintes distribuições verticais:

- Carregamento Uniforme em X e Y no Sentido Negativo e Positivo;
- Carregamento Modal em X e Y no Sentido Negativo e Positivo.

O carregamento uniforme é a aplicação de distribuições verticais de cargas laterais de igual intensidade tanto na base como no topo do edifício. Enquanto que o carregamento modal é definido por cargas proporcionais à distribuição aos modos de vibração associados à direção em análise.

Estes carregamentos irão ser aplicados recorrendo às capacidades do *SAP2000*®, os resultados da aplicação destes carregamentos são as curvas de capacidade que serão apresentadas na secção seguinte.

5.5. Curvas de capacidade

As curvas de capacidade para os vários tipos carregamento são obtidas partindo do princípio que o edifício foi reforçado nos pilares do embasamento para os esforços de corte, visto que os pilares apresentam uma área de armadura de esforço transversal muito baixa, o que indica que a rotura do edifício seria frágil e prematura. Em termos práticos esta consideração levou à não aplicação de rótulas de esforço transversal nos pilares.

Como referido, fizeram-se análises dos carregamentos nas duas direções e nos dois sentidos obtendo-se curvas de capacidade dadas pela relação da força basal com o deslocamento no ponto de controlo através do programa *SAP2000*®. O ponto de controlo considerado para as análises localiza-se no topo do alinhamento B no topo do edifício e próximo do centro de massa, em planta.

De seguida serão apresentadas as curvas de capacidade para os vários carregamentos, descritos em §5.4, para a análise ao edifício. As curvas de capacidade obtidas para o carregamento uniforme e modal na direção X com sentido negativo são exibidas no Gráfico

5.1. Observa-se que apesar do comportamento frágil, o edifício tem uma maior capacidade de resposta ao carregamento modal atingindo uma força basal de 8640 kN e um deslocamento no ponto de desempenho de 1,7 cm antes de atingir o mecanismo de colapso global, enquanto que para o carregamento uniforme o edifício tem a capacidade de atingir uma força basal máxima de 8201 kN e um deslocamento no ponto de desempenho de 1,7 cm. Os resultados obtidos pelo programa de cálculo *SAP2000*® estão representados a traço cheio até à convergência de cada um dos *pushover*. Nas várias análises efetuadas o programa deixou de convergir a partir de um determinado nível de deformação, assim, as linhas a traço interrompido das curvas de capacidade representam os mecanismos de colapso global da estrutura para os respetivos carregamentos.

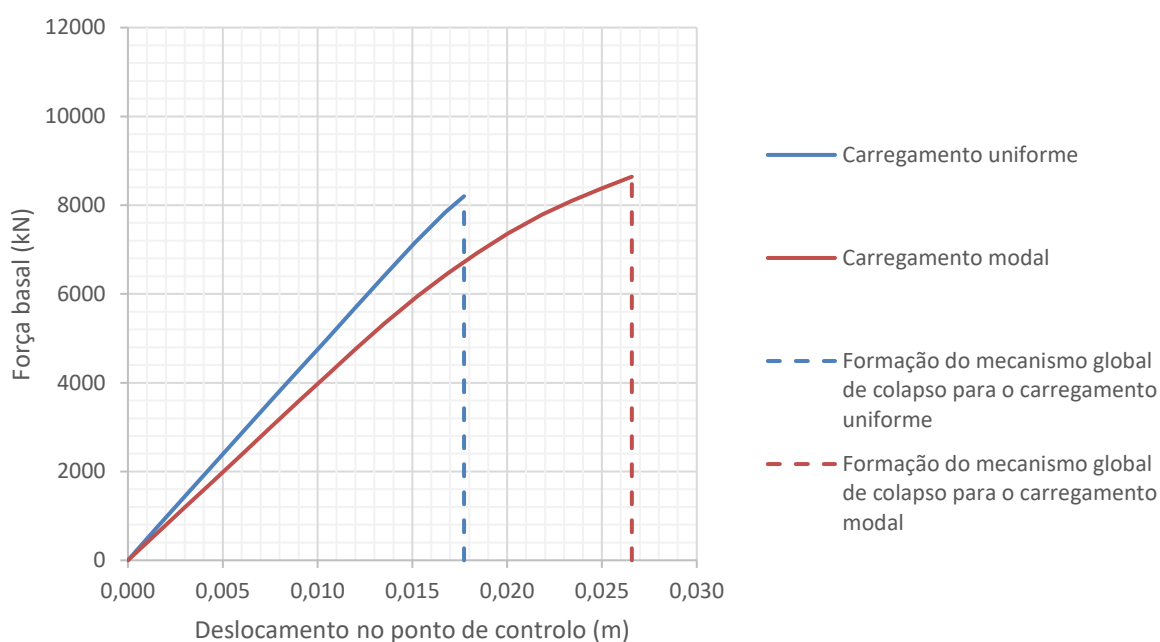


Gráfico 5.1 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção X com sentido negativo.

Na Figura 5.10 a) e b) observa-se a formação das rótulas plásticas para o pórtico do alinhamento A da direção X imediatamente antes do mecanismo global de colapso para os carregamentos uniforme e modal no sentido negativo, dado pelo último incremento das análises *pushover*. A escala de cores representa diferentes níveis de deformação: no caso das

paredes, os pontos B, IO, LS, CP, C, D e E representam o comportamento após cedência, como descrito em §5.2; no caso dos lintéis, dada a rotura frágil destes elementos, os níveis de deformação IO, LS e CP (definidos através das cores azul escuro, azul ciano e verde) correspondem a deformações pré-colapso relativas a 30%, 50% e 90% da força máxima resistente.

Considera-se para ambos os carregamentos que o mecanismo de colapso global da estrutura se gera com a rotura de alguns lintéis de alvenaria, principalmente na base do edifício e a cedência de algumas paredes de alvenaria. Para estas condições verificam-se, ainda, cedências no embasamento de alguns pilares e vigas de betão armado.

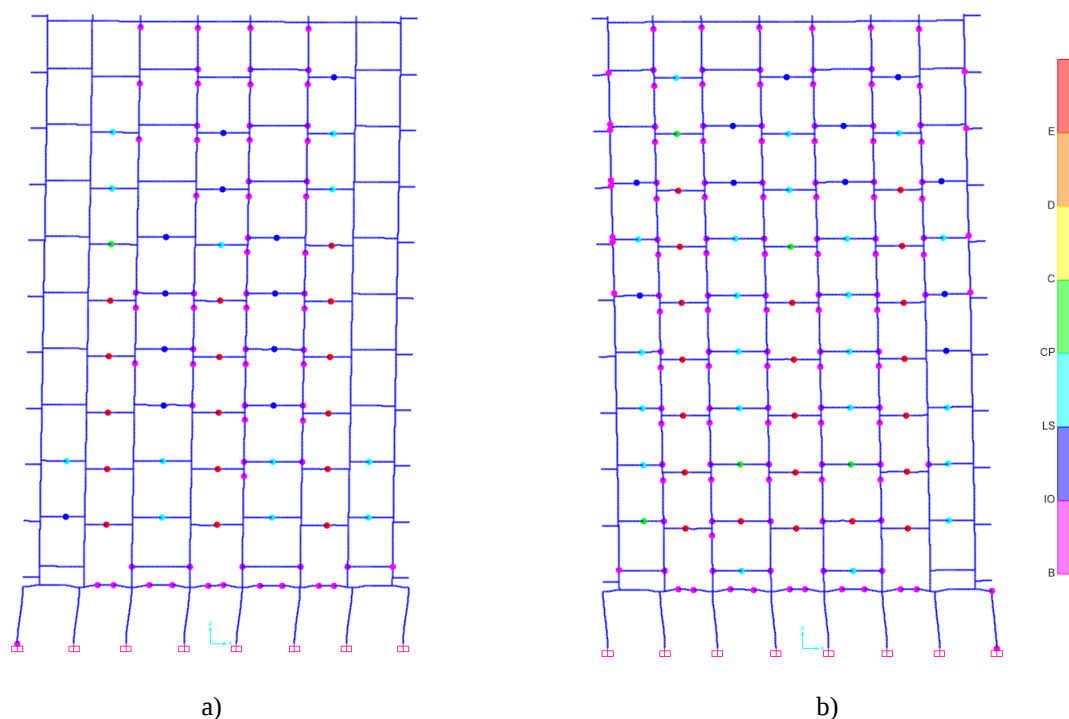


Figura 5.10 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção X no sentido negativo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.

O Gráfico 5.2 exibe a curva de capacidade para o carregamento uniforme e modal na direção Y com sentido negativo. Pode-se observar que a capacidade de deformação do edifício nesta direção é maior que com um carregamento uniforme obtêm-se uma força basal

de 11063 kN e um deslocamento no ponto de controlo de 3,7 cm antes da formação do mecanismo global de colapso do edifício, enquanto que para o carregamento modal a força basal atingida é de 10823 kN e o deslocamento no ponto de controlo é de 3,8 cm.

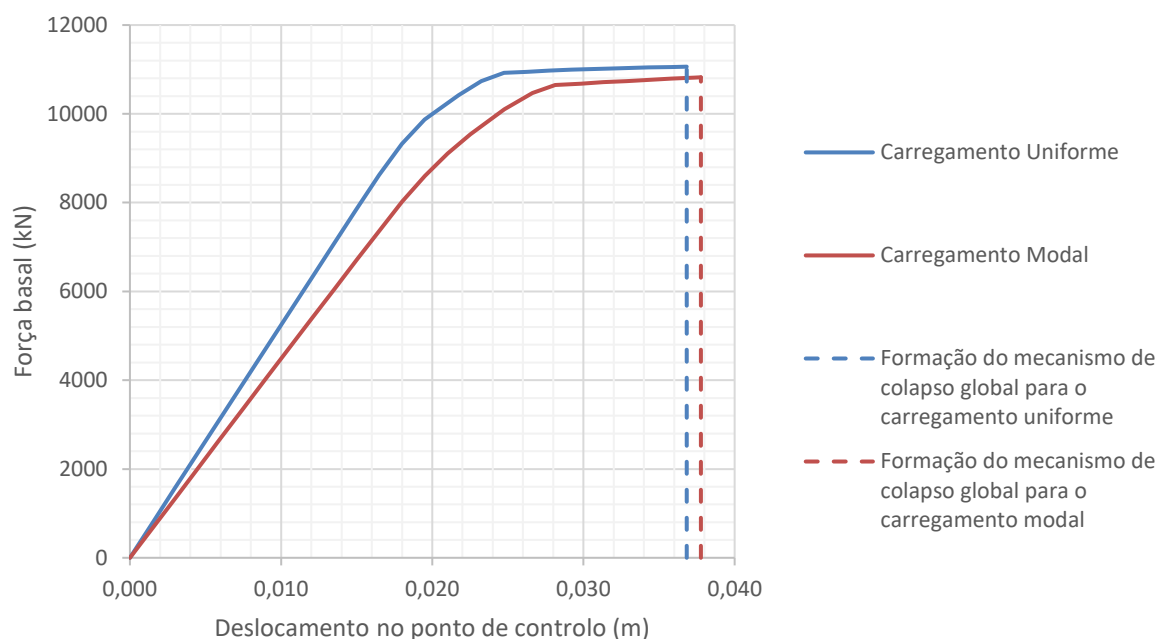


Gráfico 5.2 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção Y com sentido negativo.

Na Figura 5.11 a) e b) observa-se a formação das rótulas plásticas para os pórticos da direção Y quando ocorre o mecanismo global de colapso para os carregamentos uniforme e modal no sentido negativo.

Considera-se para ambos os carregamentos que o mecanismo de colapso global da estrutura se gera com a rotura de alguns lintéis de alvenaria, principalmente na base do edifício e a cedência de algumas paredes de alvenaria. No embasamento para estas condições verificam-se cedências de todos os pilares e de um número reduzido de vigas de betão armado.

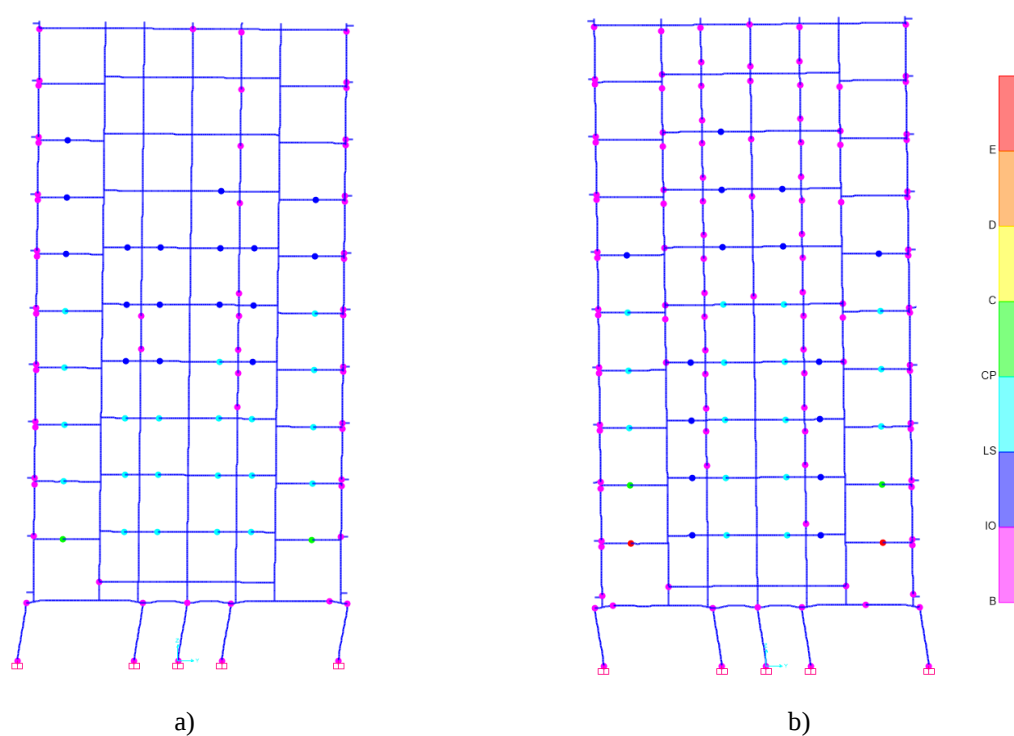


Figura 5.11 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção Y no sentido negativo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.

O Gráfico 5.3 exibe a curva de capacidade para o carregamento uniforme e modal na direção X com sentido positivo. Pode-se observar que a capacidade de resposta do edifício ao carregamento uniforme é dada por uma força basal de 10657 kN e um deslocamento no ponto de controlo de 3,3 cm antes da formação do mecanismo global de colapso do edifício, enquanto que para o carregamento modal a força basal atingida é de 8449 kN e o deslocamento no ponto de controlo é de 2,5 cm.

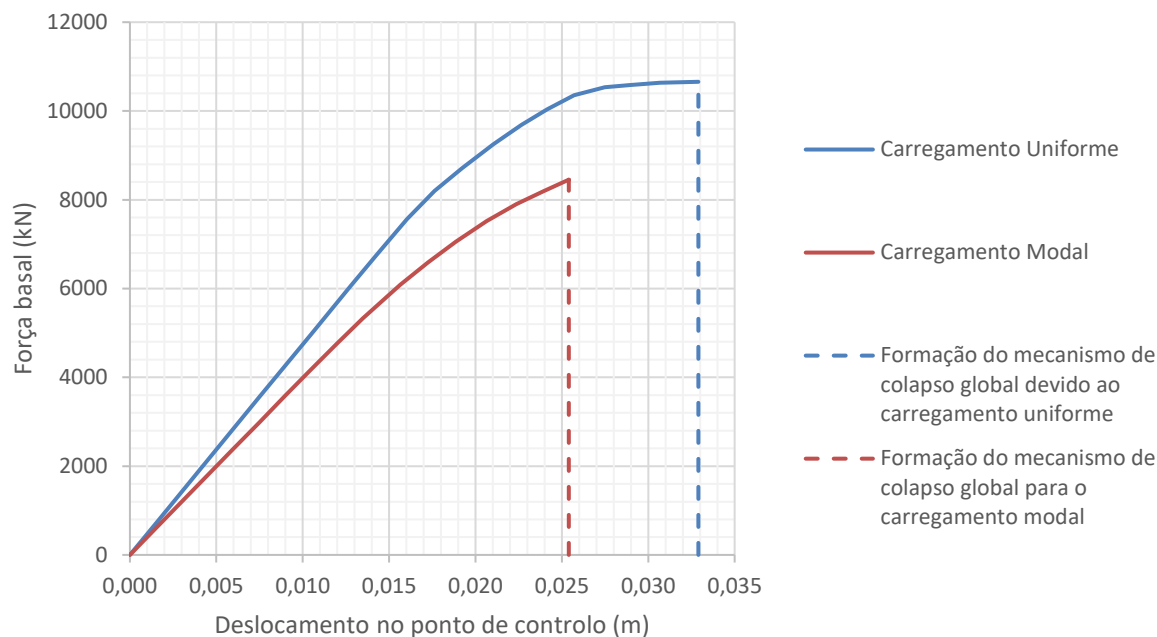


Gráfico 5.3 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção X com sentido positivo.

Na Figura 5.12 a) e b) observa-se a formação das rótulas plásticas para os pórticos da direção X quando ocorre o mecanismo global de colapso para os carregamentos uniforme e modal no sentido positivo.

Considera-se para que o carregamento uniforme o mecanismo de colapso global da estrutura se gera com a rotura de alguns lintéis de alvenaria, principalmente na base do edifício e a cedência de algumas paredes de alvenaria na zona central do edifício. No embasamento para estas condições verificam-se cedências dos pilares e um elevado número de vigas de betão armado. Por sua vez, para o carregamento modal a rotura de elementos de alvenaria é em tudo semelhante á do carregamento uniforme, estando a diferença na menor cedência de pilares e vigas de betão armado no embasamento.

No sentido positivo foi possível obter convergência mais tarde que no sentido negativo (Gráfico 5.1) daí que se desenvolvam os mecanismos de rotura dos pilares.

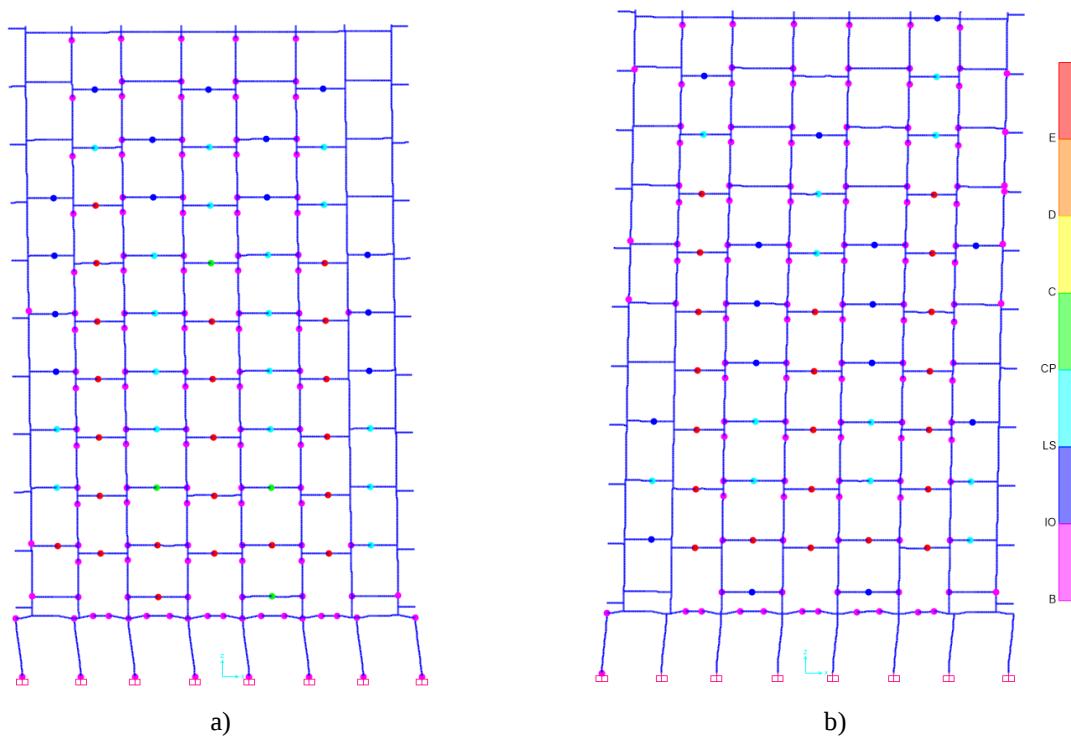


Figura 5.12 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção X no sentido positivo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.

Por último, o Gráfico 5.4 exibe a curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção Y no sentido positivo. Pode-se observar que a capacidade de resposta do edifício ao carregamento uniforme é dada por uma força basal de 11178 kN e um deslocamento no ponto de controlo de 4,1 cm antes da formação do mecanismo global de colapso do edifício, enquanto que para o carregamento modal a força basal atingida é de 10720 kN e o deslocamento no ponto de controlo é de 4,1 cm.

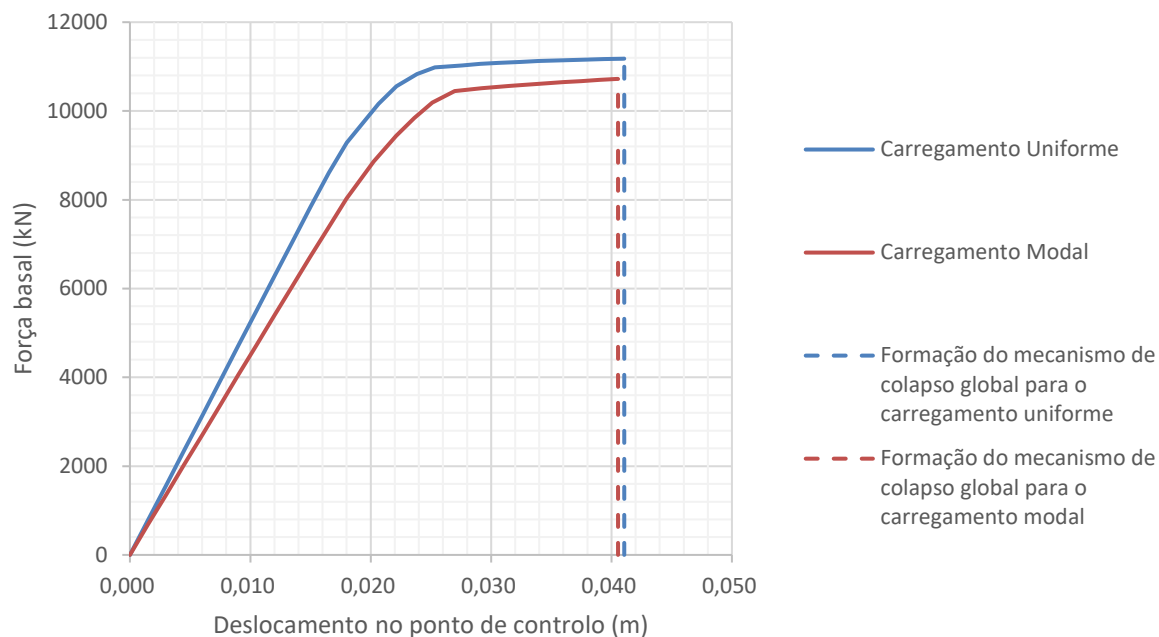


Gráfico 5.4 - Curva de capacidade obtida para o carregamento uniforme e modal na direção Y com sentido positivo.

Na Figura 5.13 a) e b) observa-se a formação das rótulas plásticas para os pórticos da direção Y quando ocorre o mecanismo global de colapso para os carregamentos uniforme e modal no sentido positivo.

Considera-se para que o carregamento uniforme o mecanismo de colapso global da estrutura se gera com a rotura de um número reduzido de lintéis de alvenaria, principalmente na base do edifício e a cedência de algumas paredes de alvenaria nas extremidades do edifício. Para estas condições verificam-se cedências dos pilares do embasamento e de um reduzido número de vigas de betão armado. O carregamento modal difere do uniforme pois como se pode observar a rotura das paredes e lintéis de alvenaria aparece em maior quantidade que no carregamento modal.

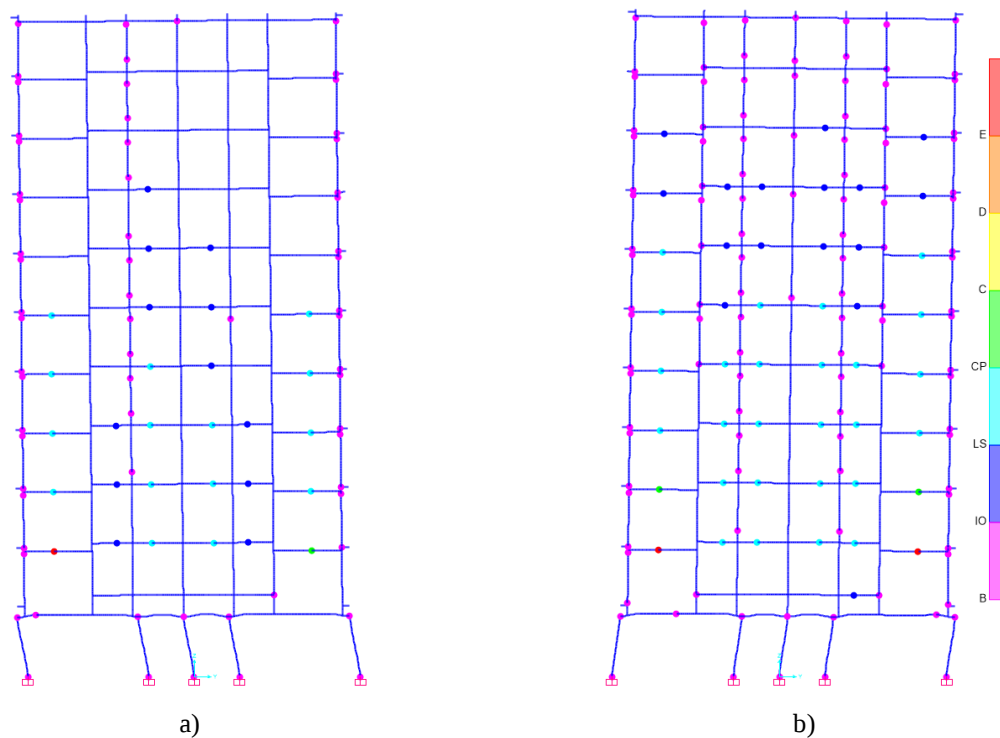


Figura 5.13 - Pórtico representativo da formação do mecanismo global de colapso na direção Y no sentido positivo para: a) Carregamento uniforme; b) Carregamento modal.

5.6. Determinação do deslocamento-alvo pelo método N2

A determinação do deslocamento-alvo, que corresponde ao deslocamento associado ao ponto de desempenho para uma determinada ação sísmica, foi feita utilizando o método N2 (descrito em §2.2) para os vários tipos de carregamentos (descritos em §5.5).

5.6.1. Carregamento uniforme em X no sentido negativo

Para este tipo de carregamento não foi possível determinar o ponto de desempenho da estrutura, pois segundo a curva de capacidade o ponto de controlo do edifício não é possível calcular o deslocamento-alvo (Gráfico 5.5).

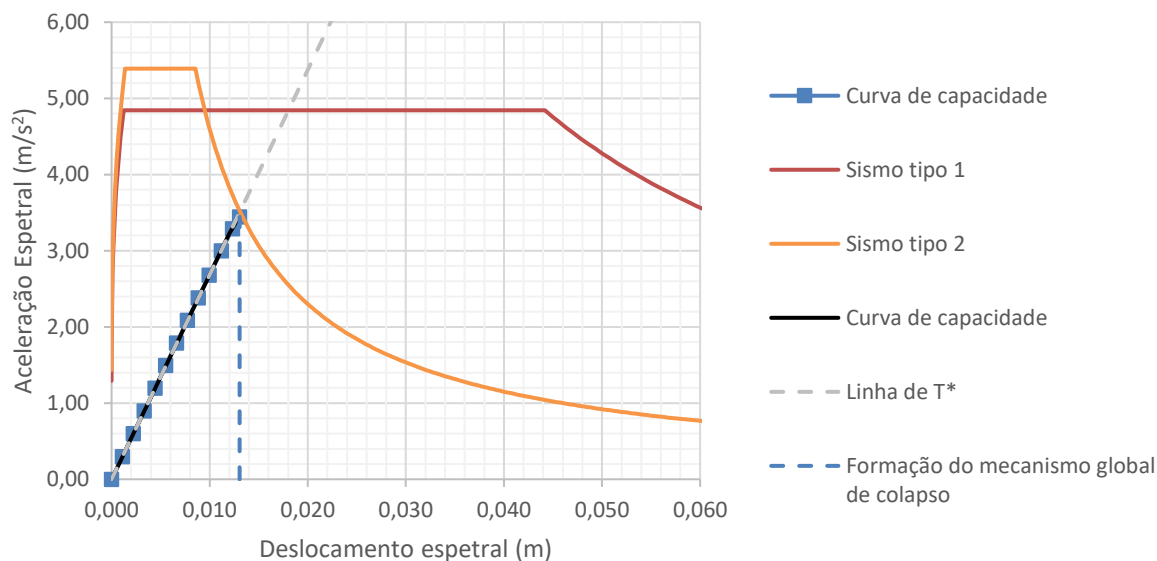


Gráfico 5.5 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo X no sentido negativo.

5.6.2. Carregamento modal em X no sentido negativo

O deslocamento-alvo do edifício em estudo para o carregamento modal em X com sentido negativo, foi determinado como demonstra a Tabela 5.8 através da idealização da curva de capacidade (Gráfico 5.6). Para este tipo de carregamento foi somente possível determinar o ponto de desempenho da estrutura para o sismo do tipo 2, sendo o ponto de desempenho do edifício definido por um deslocamento de 2,1 cm e uma força basal de 7790 kN.

Tabela 5.8 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em X no sentido negativo.

Carregamento	Sentido	Sismo	F_y^*/m^* [m/s ²]	d_y^* [m]	T^* [s]	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	q_u	d_t^* [m]	Γ	d_t [m]
Modal em X	Negativo	Tipo 1	3,57	0,016	0,42	4,84	0,021	-	-	-	-
		Tipo 2				3,21	0,014	-	-	1,50	0,021

Nota: F_y^*/m^* é a aceleração espectral correspondente ao ponto de cedência da curva idealizada e d_y^* é o deslocamento ao ponto de cedência da curva idealizada.

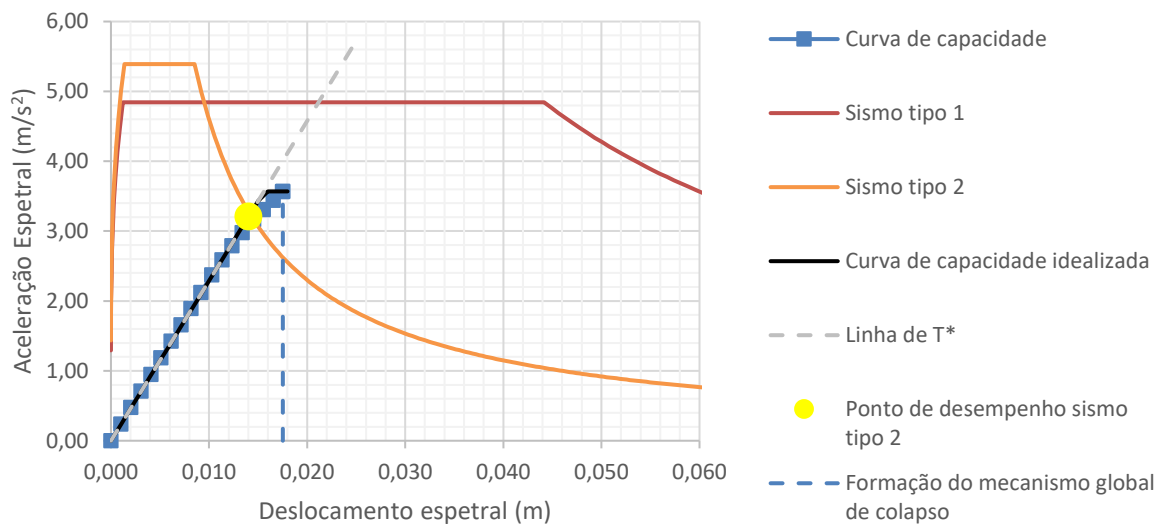


Gráfico 5.6 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo X no sentido negativo.

De realçar, que no ponto de desempenho da estrutura para o sismo do tipo 2 ocorreu a cedência de alguns pilares e vigas de betão armado, rotura de alguns lintéis de alvenaria na zona central e cedência de algumas paredes de alvenaria como se pode observar na Figura 5.14.

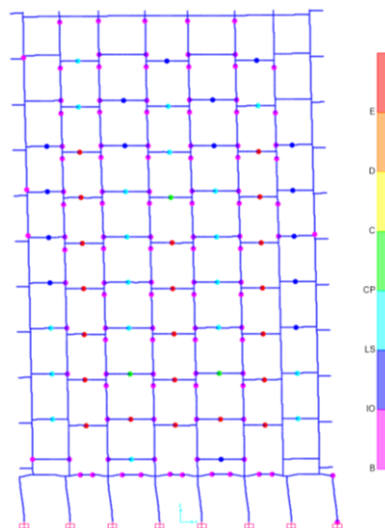


Figura 5.14 – Rótulas plásticas no ponto de desempenho do sismo tipo 2 para o carregamento modal em X no sentido negativo.

5.6.3. Carregamento uniforme em Y no sentido negativo

O deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em Y com sentido negativo foi determinado como demonstra a Tabela 5.9 através da idealização da curva de capacidade (Gráfico 5.7). Para este tipo de carregamento o ponto de desempenho para o sismo do tipo 1 é caracterizado por um deslocamento no ponto de controlo de 2,3 cm e por uma força basal de 9326 kN, enquanto que para o sismo do tipo 2 o deslocamento é de 1,7 cm e uma força basal de 6284 kN.

Tabela 5.9 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em Y no sentido negativo.

Carregamento	Sentido	Sismo	F_y^*/m^* [m/s ²]	d_y^* [m]	T^* [s]	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	q_u	d_t^* [m]	Γ	d_t [m]
Uniforme em Y	Negativo	Tipo 1	4,37	0,015	0,37	4,84	0,017	1,11	0,018	1,33	0,023
		Tipo 2				3,64	0,012	-	-	1,35	0,017

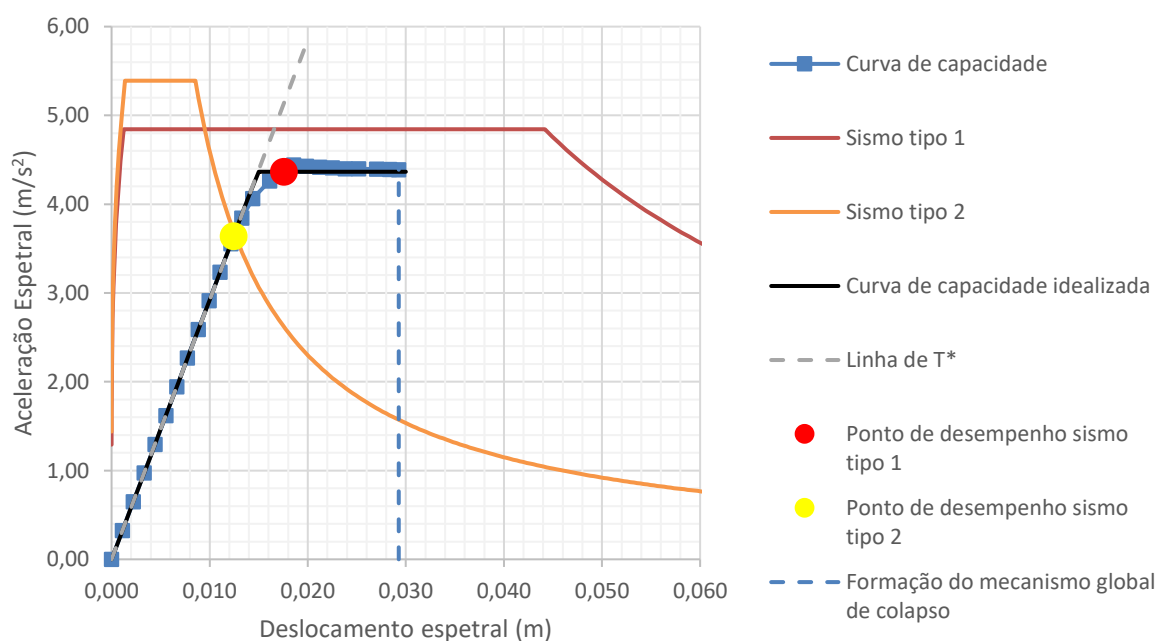


Gráfico 5.7 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento uniforme segundo Y no sentido negativo.

Para o sismo do tipo 1 no ponto de desempenho ocorreu a cedência de um número reduzido de pilares e vigas de betão armado no embasamento e cedência de algumas paredes

de alvenaria (Figura 5.15 a)), enquanto que para o sismo do tipo 2 não há cedência de elementos do embasamento nem ocorreu a rotura de elementos de alvenaria (Figura 5.15 b))

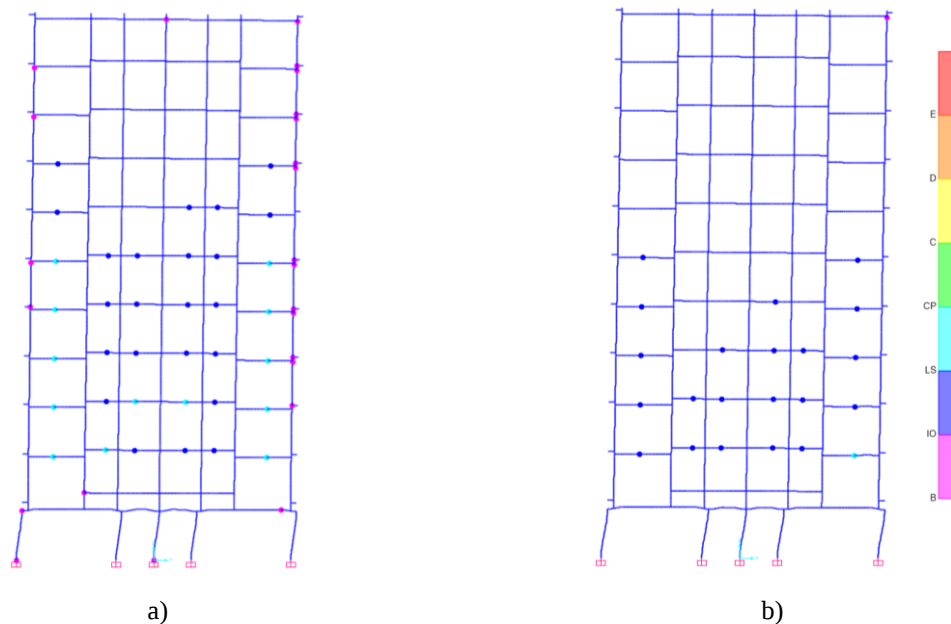


Figura 5.15 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento uniforme em Y com sentido negativo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.

5.6.4. Carregamento modal em Y com sentido negativo

O deslocamento-alvo para o carregamento modal em Y com sentido negativo foi determinado como descrito na Tabela 5.10 através da idealização da curva de capacidade (Gráfico 5.8). Para este tipo de carregamento o ponto de desempenho para o sismo do tipo 1 é caracterizado por um deslocamento no ponto de controlo de 2,3 cm e por uma força basal de 9537 kN, enquanto que para o sismo do tipo 2 o deslocamento é de 1,7 cm e uma força basal de 7368 kN.

Tabela 5.10 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em Y no sentido negativo.

Carregamento	Sentido	Sismo	F_y^*/m^* [m/s ²]	d_y^* [m]	T^* [s]	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	q_u	d_t^* [m]	Γ	d_t [m]
Modal em Y	Negativo	Tipo 1	5,35	0,019	0,38	4,84	0,017	1,00	0,017	1,34	0,023
		Tipo 2				3,64	0,013	-	-	1,34	0,017

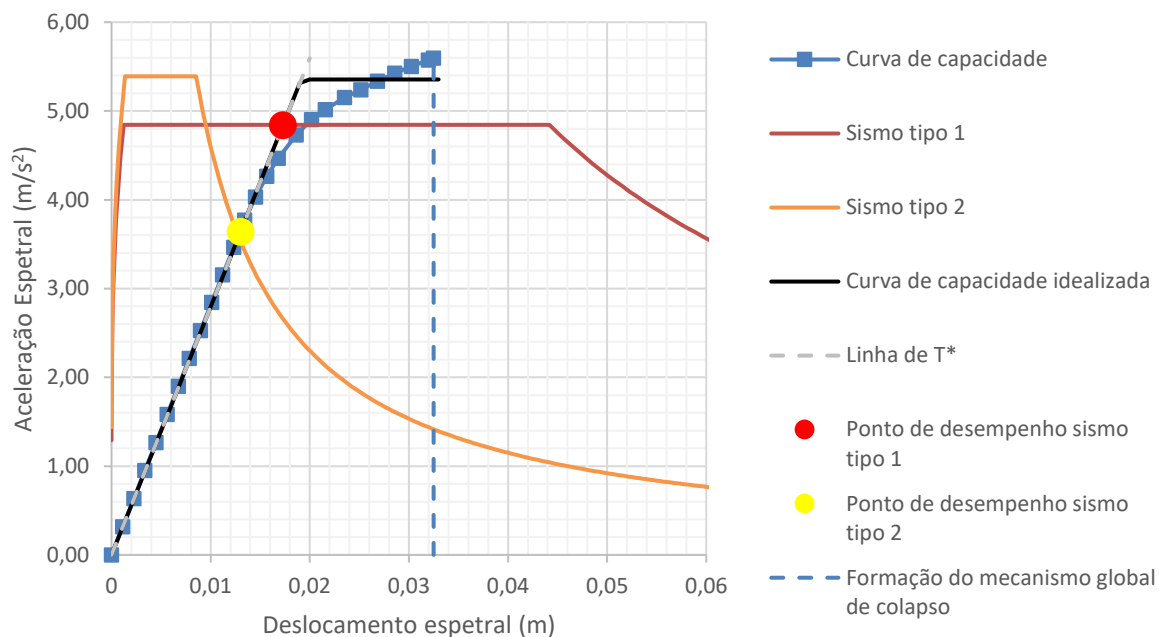


Gráfico 5.8 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo Y no sentido negativo.

Para o sismo do tipo 1 no ponto de desempenho ocorreu a cedência de alguns pilares e vigas de betão armado e a cedência de um elevado número de paredes de alvenaria (Figura 5.16 a)) quando que para o sismo do tipo 2 somente ocorreu a cedência de algumas paredes de alvenaria, mas em menor número que para o sismo do tipo 1 (Figura 5.16 b)).

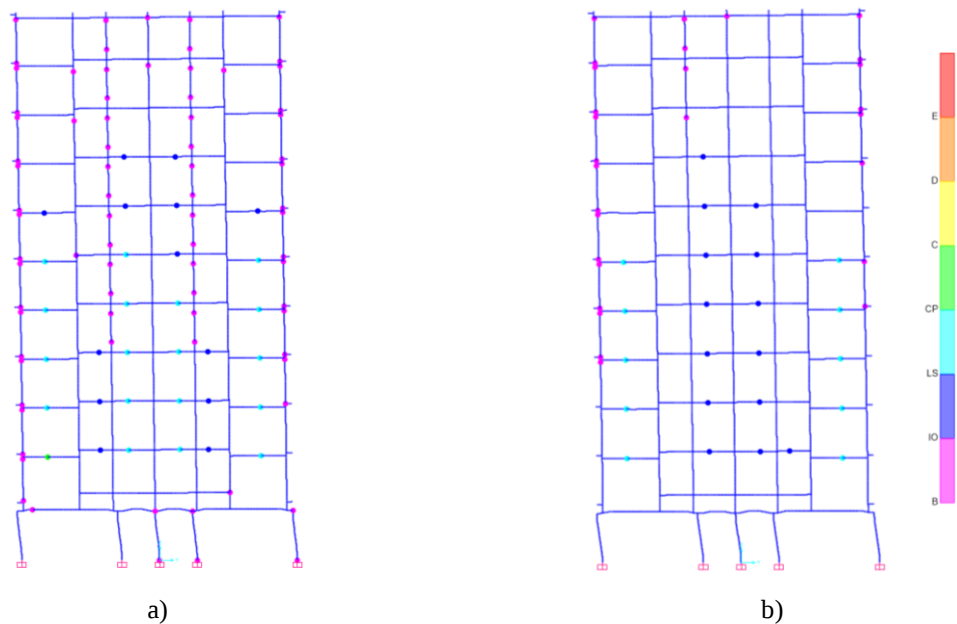


Figura 5.16 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento modal em Y com sentido negativo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.

5.6.5. Carregamento uniforme em X no sentido positivo

O deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em X com sentido positivo foi determinado como demonstra a Tabela 5.11 através da idealização da curva de capacidade (Gráfico 5.9). Para este tipo de carregamento o ponto de desempenho para o sismo do tipo 1 é caracterizado por um deslocamento no ponto de controlo de 2,6 cm e por uma força basal de 10351 kN, enquanto que para o sismo do tipo 2 o deslocamento é de 1,8 cm e uma força basal de 8200 kN.

Tabela 5.11 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em X no sentido positivo.

Carregamento	Sentido	Sismo	F_y^*/m^* [m/s ²]	d_y^* [m]	T^* [s]	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	q_u	d_t^* [m]	Γ	d_t [m]
Uniforme em X	Positivo	Tipo 1	4,33	0,016	0,39	4,84	0,018	1,12	0,019	1,32	0,026
		Tipo 2				3,46	0,013	-	-	1,36	0,018

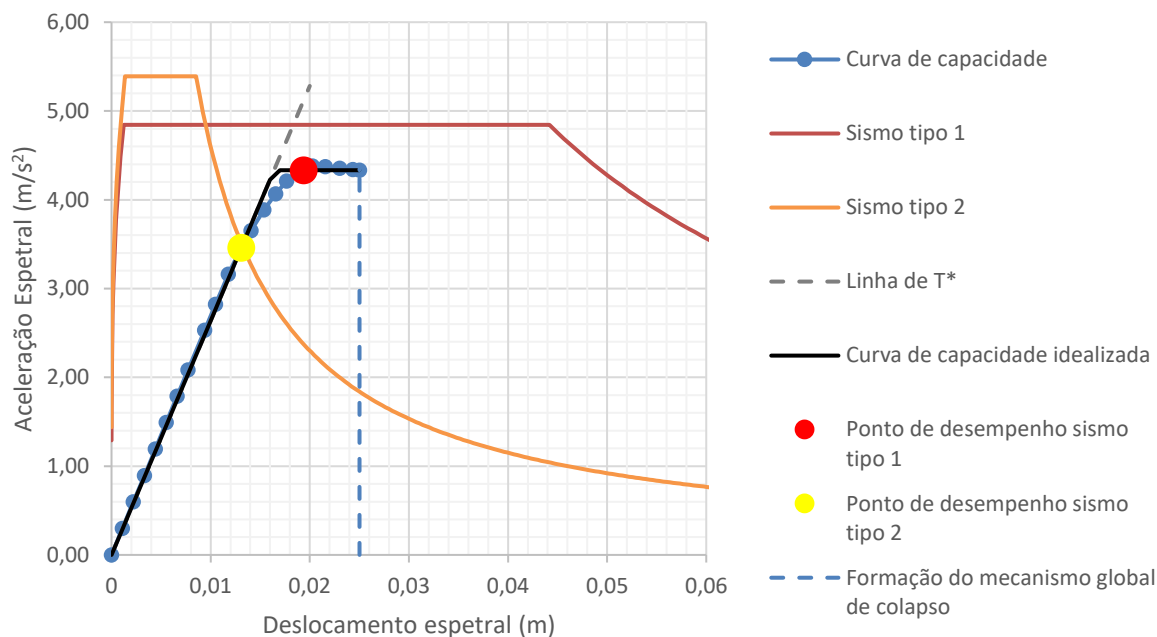


Gráfico 5.9 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento uniforme segundo X no sentido positivo.

Para o sismo do tipo 1 no ponto de desempenho ocorre a cedência de alguns pilares e vigas de betão armado, rotura de lintéis de alvenaria na zona central e cedência de algumas paredes de alvenaria (Figura 5.17 a)). Enquanto que, para o sismo do tipo 2 ocorre a cedência de alguns pilares e vigas de betão, rotura de lintéis de alvenaria e cedência de algumas paredes de alvenaria (Figura 5.17 b)) mas em menor quantidade quando comparado que o sismo do tipo 1.

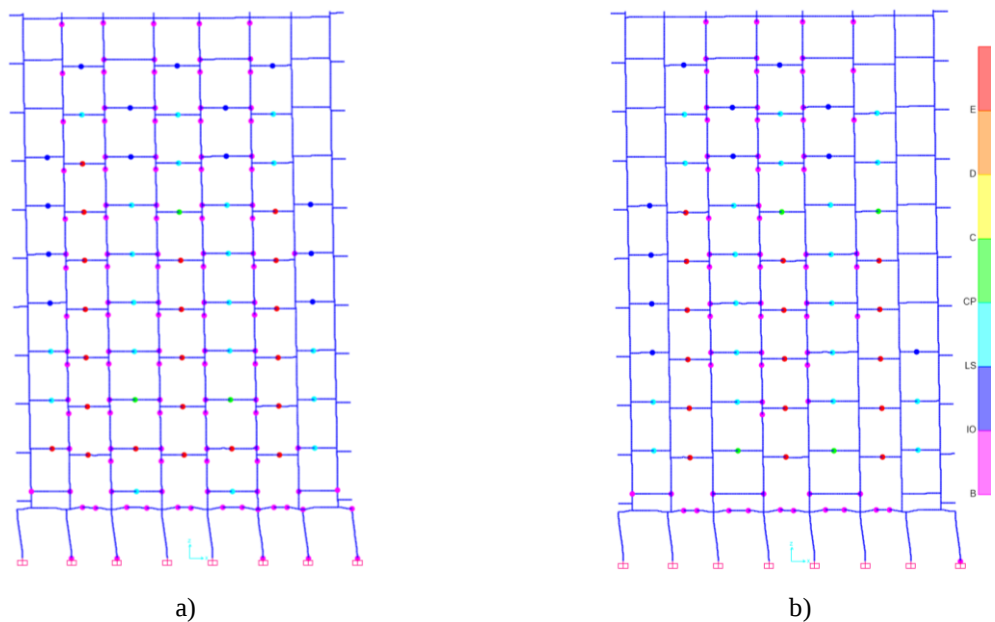


Figura 5.17 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento uniforme em X com sentido positivo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.

5.6.6. Carregamento modal em X no sentido positivo

O deslocamento-alvo para o carregamento modal em X com sentido positivo foi determinado como demonstra a Tabela 5.12 através da idealização da curva de capacidade (Gráfico 5.10). Para este tipo de carregamento foi somente possível determinar o ponto de desempenho para o sismo do tipo 2, que é caracterizado por uma força basal de 7522 kN e um deslocamento-alvo de 2,1 cm.

Tabela 5.12 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em X no sentido positivo.

Carregamento	Sentido	Sismo	S_a^* [m/s ²]	S_d^* [m]	T^* [s]	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	q_u	d_t^* [m]	Γ	d_t [m]
Modal em X	Positivo	Tipo 1	3,47	0,015	0,42	4,84	0,021	-	-	-	-
		Tipo 2				3,21	0,014	-	-	1,50	0,021

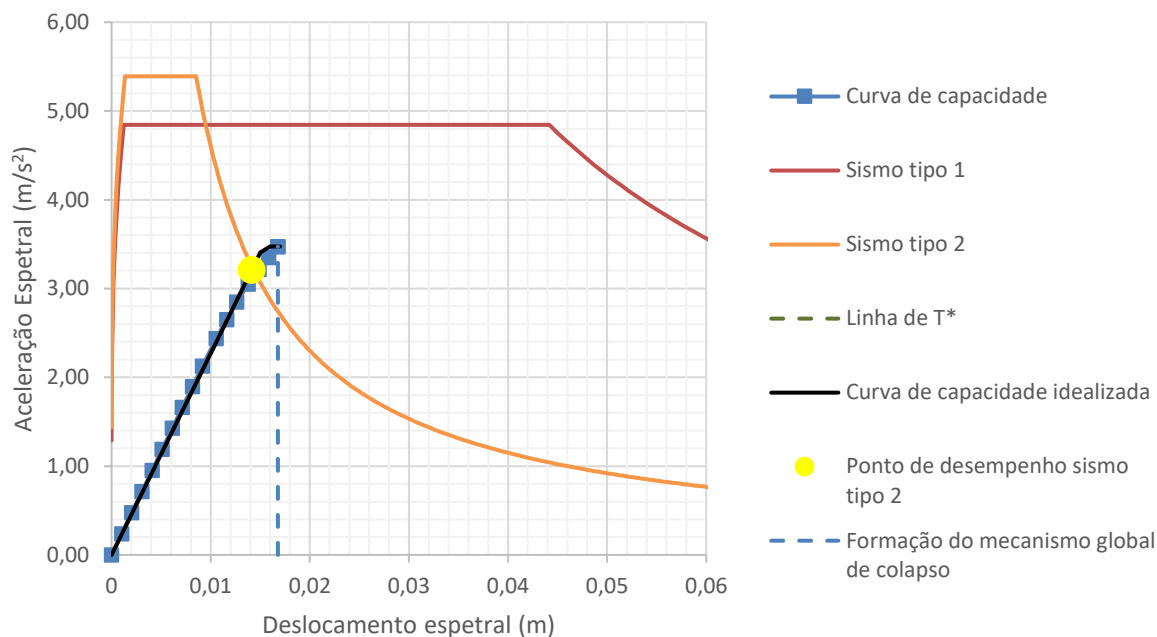


Gráfico 5.10 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo X no sentido positivo.

Para o ponto de desempenho do sismo do tipo 2, ocorreu a cedência de um número reduzido de pilares e vigas de alvenaria, rotura de lintéis de alvenaria e cedência nas paredes de alvenaria (Figura 5.18).

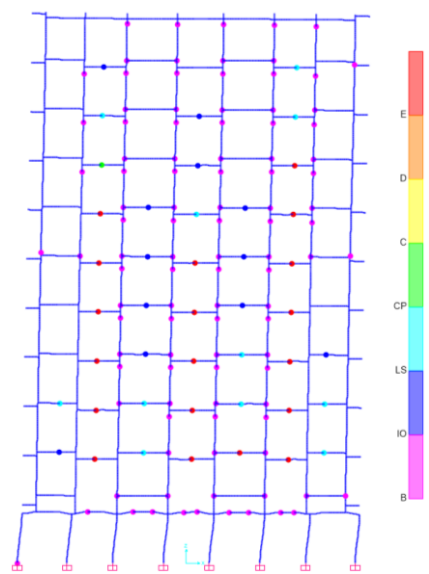


Figura 5.18 - Rótulas plásticas no ponto de desempenho do sismo do tipo 2 para o carregamento modal em X com sentido positivo.

5.6.7. Carregamento uniforme em Y no sentido positivo

O deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em Y com sentido positivo foi determinado como demonstra a Tabela 5.13 através da idealização da curva de capacidade (Gráfico 5.11). Para este tipo de carregamento o ponto de desempenho para o sismo do tipo 1 é caracterizado por um deslocamento no ponto de controlo de 2,3 cm e por uma força basal de 10834 kN, enquanto que para o sismo do tipo 2 o deslocamento é de 1,7 cm e uma força basal de 8612 kN.

Tabela 5.13 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento uniforme em Y no sentido positivo.

Carregamento	Sentido	Sismo	F_y^*/m^* [m/s ²]	d_y^* [m]	T^* [s]	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	q_u	d_t^* [m]	Γ	d_t [m]
Uniforme em Y	Positivo	Tipo 1	4,42	0,015	0,37	4,84	0,017	1,10	0,018	1,34	0,023
		Tipo 2				3,64	0,012	-	-	1,36	0,017

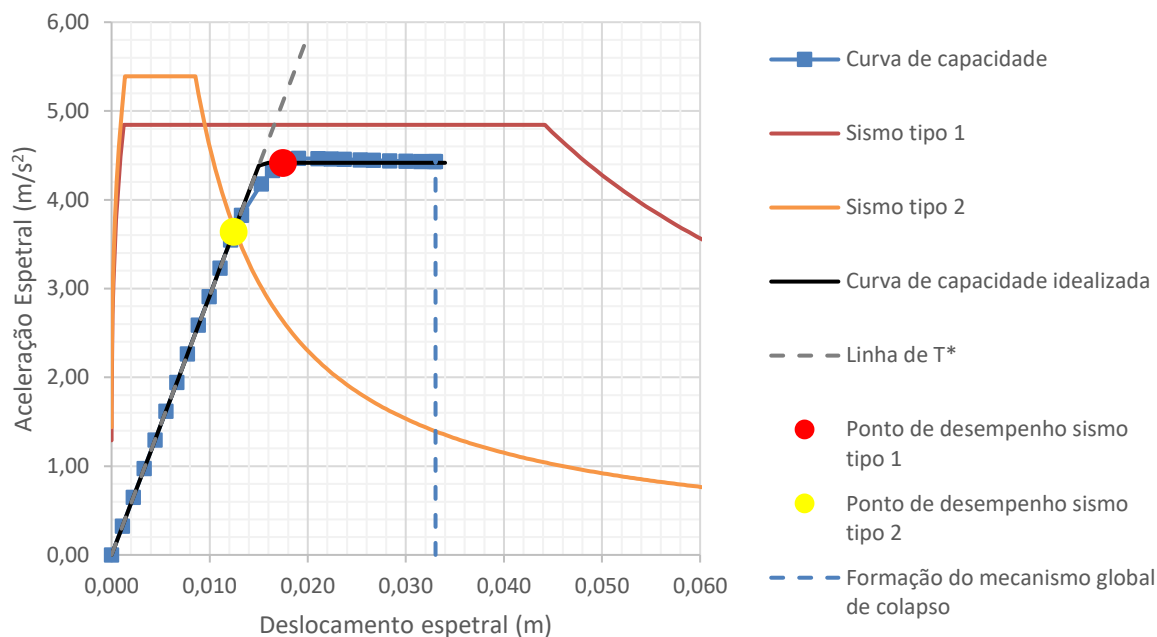


Gráfico 5.11 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento uniforme segundo Y no sentido positivo.

Para o ponto de desempenho do sismo do tipo 1 ocorreu a cedência de um elevado número de pilares e algumas vigas de betão armado e a cedência de algumas paredes de alvenaria essencialmente na zona lateral (Figura 5.19 a)). Por sua vez para o sismo do tipo 2 ocorre somente a cedência de um reduzido número de paredes de alvenaria (Figura 5.19 b)).

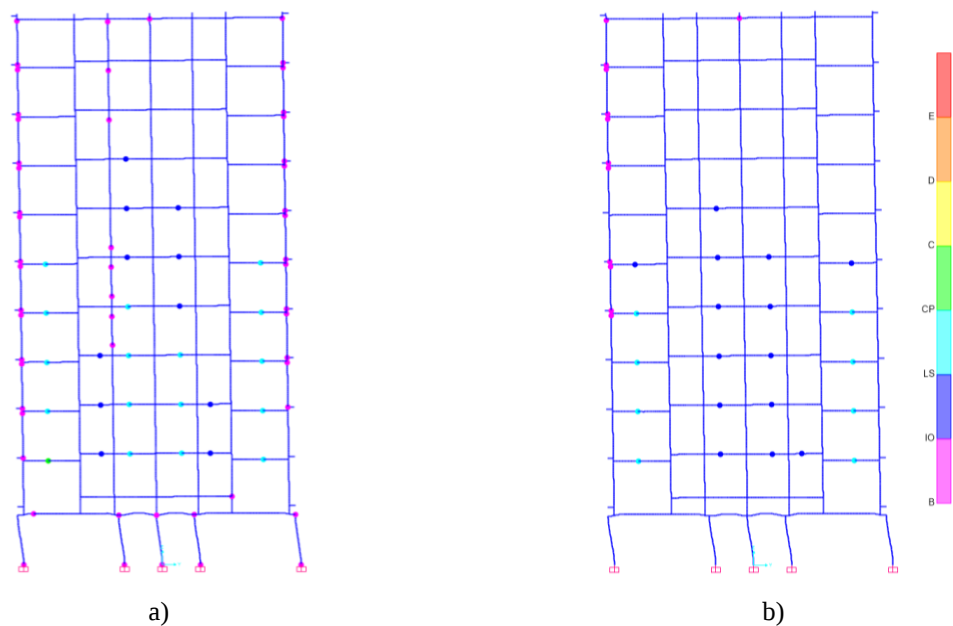


Figura 5.19 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento uniforme em Y no sentido positivo para o: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.

5.6.8. Carregamento modal em Y com sentido positivo

O deslocamento-alvo para o carregamento modal em Y com sentido positivo foi determinado como demonstra a Tabela 5.14 através da idealização da curva de capacidade (Gráfico 5.12). Para este tipo de carregamento o ponto de desempenho para o sismo do tipo 1 é caracterizado por um deslocamento no ponto de controlo de 2,4 cm e por uma força basal de 9840 kN, enquanto que para o sismo do tipo 2 o deslocamento é de 1,8 cm e uma força basal de 8024 kN.

Tabela 5.14 - Determinação do deslocamento-alvo para o carregamento modal em Y no sentido positivo.

Carregamento	Sentido	Sismo	F_y^*/m^* [m/s ²]	d_y^* [m]	T^* [s]	$S_e(T^*)$ [m/s ²]	d_{et}^* [m]	q_u	d_t^* [m]	Γ	d_t [m]
Modal em Y	Positivo	Tipo 1	5,47	0,020	0,38	4,84	0,018	1,00	0,016	1,34	0,024
		Tipo 2				3,55	0,013	-	-	1,34	0,018

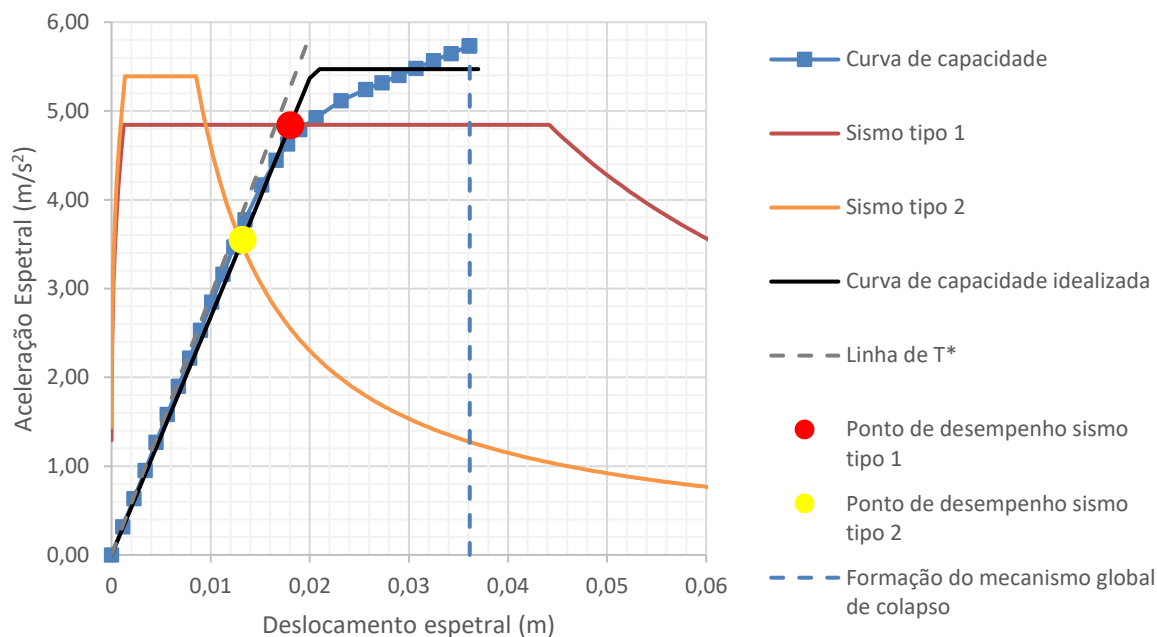


Gráfico 5.12 - Representação dos pontos de desempenho para o sismo tipo 1 e tipo 2 para o carregamento modal segundo Y no sentido positivo.

Para o ponto de desempenho do sismo do tipo 1 ocorre a cedência de vários pilares de betão armado e paredes de alvenaria e um número reduzido de vigas de betão armado (Figura 5.20 a)). Enquanto que para o sismo do tipo 2 ocorrem cedências ao nível das paredes de alvenaria (Figura 5.20 b)).

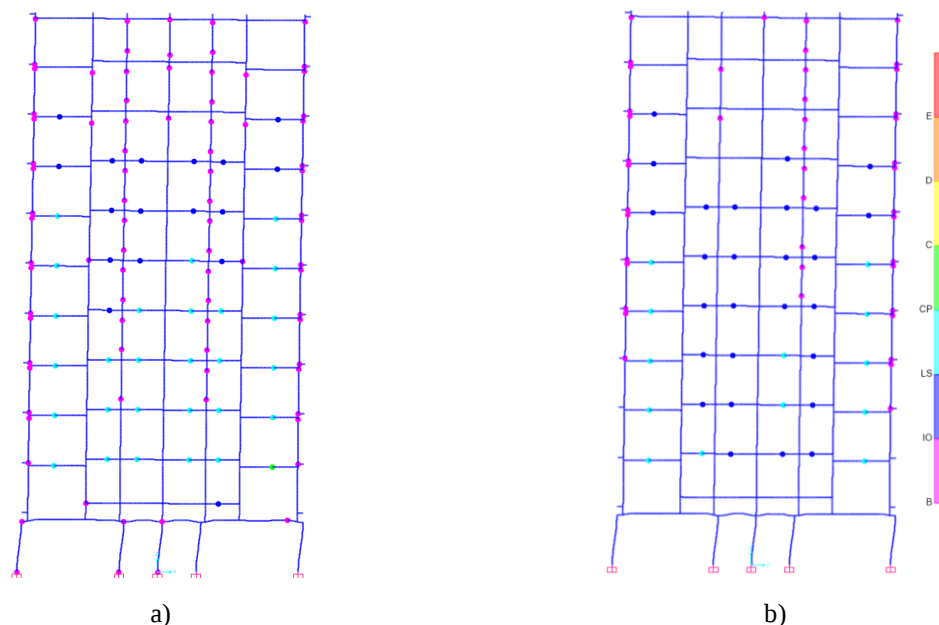


Figura 5.20 - Rótulas plásticas nos pontos de desempenho para o carregamento modal em Y com sentido positivo: a) Sismo tipo 1; b) Sismo tipo 2.

5.7. Análise de resultados

Identificou-se o número de paredes, lintéis, vigas e pilares em cedência para os vários tipos de carregamentos nos respetivos pontos de desempenho para o sismo do tipo 1 (condicionante). A Tabela 5.15 mostra a força de corte basal e respetivo deslocamento, percentagens de elementos em cedência face aos vários carregamentos no ponto de desempenho e/ou última iteração e os respetivos coeficientes de comportamento calculados.

Tabela 5.15 – Força de corte basal e respetivo deslocamento, percentagens de elementos em cedência face aos vários carregamentos no ponto de desempenho e/ou última iteração e os respetivos coeficientes de comportamento calculados.

		q	Fb [kN]	Sa [m]	Paredes	Lintéis	Vigas	Pilares
Carreg. Unif. em X neg.	Última iteração	-	8201	0,018	17%	6%	28%	13%
Carreg. Mod. em X neg.	Última iteração	-	8640	0,027	30%	9%	36%	21%
Carreg. Unif. em X pos.	Ponto de desemp.	1,12	10351	0,026	27%	9%	32%	74%
Carreg. Mod. em X pos.	Última iteração	-	8449	0,025	32%	11%	14%	100%
Carreg. Unif. em Y neg.	Ponto de desemp.	1,11	9326	0,018	9%	2%	10%	29%
Carreg. Mod. em Y neg.	Ponto de desemp.	1,00	9537	0,023	17%	8%	12%	50%
Carreg. Unif. em Y pos.	Ponto de desemp.	1,10	10834	0,024	15%	6%	12%	89%
Carreg. Mod. em Y pos.	Ponto de desemp.	1,00	9840	0,024	23%	6%	6%	47%

Para o carregamento uniforme em X no sentido negativo, carregamento modal em X no sentido negativo e carregamento modal em X positivo não foi possível determinar quantos elementos romperam para o ponto de desempenho do sismo do tipo 1, pois considera-se que ocorreu o colapso antes de se atingir o ponto de desempenho.

Para os vários carregamentos em que se atingiu o ponto de desempenho a percentagem de pilares de betão armado que cedem é maior que a dos restantes elementos, seguindo-se as vigas de betão armado e paredes de alvenaria.

Nas paredes de alvenaria apesar das rótulas plásticas terem sido consideradas com esforço normal constante durante a análise verificou-se que os esforços normais variaram significativamente ao longo das análises *pushover*. De referir também, que se verificou que no ponto de desempenho existem várias paredes de alvenaria tracionadas, o que sugere que ocorreria uma maior cedência que a contabilizada na Tabela 5.15.

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

Neste trabalho analisa-se a segurança sísmica de um edifício de 11 pisos, construído com base num sistema construtivo designado por FIORIO. O edifício é composto por um piso de rés-do-chão que forma o embasamento de betão armado e os restantes 10 pisos elevados são constituídos por painéis de parede e pavimento pré-fabricados de alvenaria e betão. A presente dissertação tem a finalidade de estudar o comportamento dos edifícios de alvenaria face à ação sísmica, em particular os construídos com o sistema FIORIO, adquirir conhecimentos relacionados com a modelação numérica de edifícios de alvenaria e com o estudo do comportamento elástico e não linear desta tipologia de edifícios.

Numa primeira fase, começou-se por estudar o comportamento dos edifícios de alvenaria face a solicitações horizontais, os métodos de análise mais utilizados e algumas técnicas de modelação deste tipo de estruturas. De seguida, procedeu-se à caracterização do sistema FIORIO, em particular o caso de estudo com 11 pisos.

O edifício em estudo não é o tradicional edifício de alvenaria com paredes de alvenaria com pavimentos de madeira. Este edifício, construído com base no sistema FIORIO é constituído por painéis de alvenaria pré-fabricados de parede com altura igual à altura do piso e painéis de pavimento com o comprimento do compartimento que são ligados entre si por cintas e montantes de betão armado. Os painéis de parede têm a particularidade de serem reforçados com nervuras de betão até ao quinto piso e não reforçados do quinto até ao piso de cobertura.

A análise implicou a elaboração e calibração de um modelo numérico com a utilização do método de modelação SAM com o objetivo de representar o comportamento do edifício. Aos elementos que constituem o edifício foi feita uma verificação por meio de uma análise modal por espectro de resposta com coeficiente de comportamento. Por último, foi feita uma análise estática não linear (*pushover*) com o objetivo do estudo do comportamento não linear do edifício.

Para a modelação do caso de estudo utilizou-se o método SAM, em que houve atenção à definição dos troços rígidos e deformáveis de cada um dos painéis. Na

definição dos lintéis existem troços rígidos muito grandes comparativamente aos das paredes dada a geometria das aberturas. A verificação de segurança dos pilares, vigas, paredes e lintéis de alvenaria face à ação sísmica mais condicionante (sismos do tipo 1) é feita aos seus mecanismos de rotura, nomeadamente, flexão composta, fendilhação diagonal e deslizamento. Na análise modal por espectro de resposta com coeficiente de comportamento verificou-se na direção X que os esforços sísmicos eram superiores aos esforços resistentes em 19% dos lintéis de alvenaria, 61% das paredes de alvenaria, 48% das vigas e 100% dos pilares e na direção Y os esforços sísmicos eram superiores aos esforços resistentes em 28% dos lintéis de alvenaria, 59% das paredes de alvenaria, 24% das vigas e 100% dos pilares.

Como o edifício apresentava rotura frágil nos pilares do embasamento, e este seria o mecanismo de colapso global da estrutura, considerou-se, para a análise estática não linear, que os pilares foram reforçados ao corte.

Na análise estática não linear, as rótulas plásticas dos pilares de betão armado foram definidas com recurso à interação entre o esforço normal e os momentos flettores nas duas direções. As rótulas das vigas foram definidas com interação entre os momentos flettores em ambas as direções.

As curvas de capacidade foram obtidas em duas direções, e com duas configurações de carga. Conclui-se que as curvas de capacidade apresentam pequena capacidade de deformação com a formação de várias rótulas plásticas, nomeadamente no embasamento, e com rotura de vários lintéis (rotura frágil). Os pontos de desempenho referentes à ação sísmica regulamentar foram determinados através do método N2, recomendado pelo EC8-1 e pelo regulamento italiano.

Tendo em conta os resultados obtidos e com a utilização do método N2, pode-se concluir que:

- Mesmo após o reforço ao corte dos pilares de betão armado da estrutura do embasamento, o edifício não é seguro;
- Genericamente, os valores de coeficiente de comportamento obtidos através da análise estática não linear e correspondentes aos pontos de desempenho são inferiores aos definidos pela regulamentação existente para edifícios de alvenaria confinada. A rotura localizada no embasamento de betão

influencia o comportamento global da estrutura, resultando em coeficientes de comportamento mais baixos;

- Conclui-se que o coeficiente de comportamento, $q = 2,5$, considerado na análise modal por espectro de resposta para o edifício de 11 pisos com o sistema FIORIO não é apropriado para a análise deste edifício;
- O edifício entra em colapso global com rotura frágil para os vários carregamentos aplicados na direção X. Por vezes este tipo de rotura ocorre precocemente sem que seja possível calcular o ponto de desempenho da estrutura para o sismo do tipo 1 (o mais condicionante).

Os objetivos da presente dissertação foram cumpridos, no entanto, de forma a aprofundar o estudo sobre o sistema FIORIO propõem-se como desenvolvimentos futuros os seguintes pontos:

- Comparação dos resultados de outros programas de cálculo para efetuar análises estáticas não lineares (como por exemplo: TreMuri) e considerar a interação entre o esforço normal e o momento fletor no caso das paredes de alvenaria com a utilização de mais do que um ponto de controlo;
- Utilizar os valores de resistência mecânica proposta pelo Documento de Homologação de 1976 e/ou regulamentação italiana em vez da utilizada ao longo da presente dissertação;
- Estudar o comportamento de um painel de alvenaria ou o modelo experimental do LNEC com o sistema FIORIO através de micro modelação;
- Conceber um reforço, para garantir segurança sísmica a este tipo de edifícios.

Bibliografia

- Baião, A. (2018). *Semanário Expresso*. Obtido de Expresso: <https://expresso.sapo.pt/economia/2018-08-04-Predios-da-polemica-ja-nao-serao-vendidos-em-Loures#gs.IpwFYKU>
- Building Seismic Safety Council. (1997). NEHRP guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
- CEN. (2004). Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures.
- CEN. (2009a). Eurocódigo 0 - Bases para projetos de estruturas. Portugal: Instituto Português da Qualidade.
- CEN. (2009b). Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções Gerais. Portugal: Instituto Português da Qualidade.
- CEN. (2010a). Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- CEN. (2010b). Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- Computer and Structures, Inc. (2016). CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®. Berkley, California, USA.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. 16(3), pp. 573-592.
- Ferreira, A. M. (2014). Modelação de paredes em alvenaria estrutural de tijolo. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa. Portugal.
- Figueiredo, V. G. (1972). *Bairro da Quinta do Morgado*. Obtido de <http://arquivomunicipal2.cm-lisboa.pt/x-arqweb/ContentPage.aspx?ID=952ae4728d4c0001e240ePos=1eTipo=PCD>
- Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., e Resemint, S. (2004). Non-linear seismic analysis of masonry structures. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (p. 15). Vancouver.

- Garcia, J. A. (2016). Elementos de estudo da unidade curricular "Conservação e reabilitação da construção" do mestrado em Engenharia Civil da Universidade Lusófona. Lisboa, Portugal.
- Google. (2018). *Google Earth*. Obtido de <https://earth.google.com/web/>
- ICESA. (1974). Construção de um prédio. (17057/OCP), 155-46. Santo António dos Cavaleiros, Lisboa, Portugal.
- Instituto Geológico e Mineiro. (2006). Carta Geológica. Lisboa, Portugal.
- Lagomarsino, S., Penna, A., Galasco, A., e Cattari, S. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for nonlinear seismic analysis of masonry buildings. *Engineering Structures* 56, 1787-1799.
- LNEC. (1966). *Ensaio sísmicos relativos ao sistema de pré-fabricação "FIORIO"*. Lisboa: LNEC. Relatório nº 3530.
- LNEC. (1968). FIORIO - Sistema de construção pré-fabricada. Lisboa, Portugal: LNEC. Documento de Homologação nº 46.
- LNEC. (1976). FIORIO - Sistema de construção pré-fabricado. Lisboa, Portugal: LNEC. Documento de Homologação nº 117.
- Lourenço, P. (1996). Computational strategies for masonry structures. Phd Thesys. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Magenes, G., Braggio, C., e Bolognini, D. (2000). Metodi Semplificati per l'Analisi Sismica Non Lineare Di Edifici in Muratura. Roma: Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti.
- McQuade, W. (1976). Os sistemas de pré-fabricação e a crise da habitação. *Binário*(182), 476-480.
- Ministério das Obras Públicas. (1961). *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes*(44041), pp. 1407-1427.
- Ministério das Obras Públicas. (1967). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado*.
- Ministero Delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2018). Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Roma, Italia: Repubblica Italiana.
- Oliveira, C. S., e Carvalho, E. C. (1997). *Construção Anti-Sísmica: Edifícios de pequeno porte*. Lisboa: LNEC.

André José Cândido Patrão Frade da Silva – Edifícios com painéis pré-fabricados de alvenaria do sistema construtivo FIORIO. Análise sísmica de um edifício com 11 pisos.

- Pasticier, L., Amandio, C., e Fragiaco, M. (9 de November de 2007). Non-linear seismic and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. Em *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (pp. 467-485). Italy: Wiley Interscience.
- Pereira, D. F. (2009). Estudo Sísmico de Edifícios Antigos Reforço e análise não linear. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.
- Pinto, A. R. (1969). A primeira experiência de pré-fabricação pesada em Portugal. *Arquitetura*(104), 153-168.
- Serra, C. L. (2008). Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes. Portugal.
- Tomaževič, M. (2009). Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry. *Materials and Structures*(42), 889-907.
- Vinagre, A. G. (1997). *Betão Armado e pré-esforçado I* (Vol. III). Lisboa: Instituto Superior Técnico.

ANEXOS

(Em formato digital, CD-ROM)