

VITO DONATO SABIA

**ESTUDO SOBRE A INFLUÊNCIA DAS PAREDES
DE ALVENARIA NUM EDIFÍCIO ALTO EM
BELÉM DO PARÁ**

Orientador: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2016

VITO DONATO SABIA

**ESTUDO SOBRE A INFLUÊNCIA DAS PAREDES
DE ALVENARIA NUM EDIFÍCIO ALTO EM
BELÉM DO PARÁ**

Dissertação defendida em provas públicas na Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias, no dia 20 de outubro de 2016, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação nº: 310/2016, de 16 de setembro de 2016, com a seguinte composição:

Presidente: Prof. Doutor Fernando Baltazar Moreira Duarte (ULHT)

Arguente: Prof. Doutor Paulo José de Oliveira Xavier Candeias (LNEC)

Vogal: Prof. Doutora Ana Sofia Miranda da Silva Louro (ULHT)

Orientador: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo (ULHT)

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias

Faculdade de Engenharia

Lisboa

2016

Ai miei genitori, mio fratello Antonio e a Karla

Agradecimentos

A realização desta dissertação de mestrado contou com importantes apoios e incentivos, marcando uma grande etapa do meu percurso académico.

Desta forma, gostaria de agradecer a todos aqueles que contribuíram de forma decisiva para a sua realização:

- Ao Professor Doutor Elói João Faria Figueiredo, orientador deste trabalho na Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologia de Lisboa, pela sua orientação, total apoio, disponibilidade, pelas opiniões e críticas, total colaboração no solucionar dúvidas e problemas que foram surgindo ao longo da realização deste trabalho, e em fim pela motivação e pelo saber imenso que transmitiu ao longo deste percurso académico.
- A Professora Felicita Maria Guerreiro Pires, docente na Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologia de Lisboa, pela grande disponibilidade e apoio, pela sugestão do tema, pelo tempo e meios concedidos para a minha formação e para a realização deste trabalho.
- A Professora Ana Marques, docente na Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologia de Lisboa, pela sua disponibilidade e colaboração e também pelo seu incentivo neste trabalho de investigação.

Agradeço amigos e colegas que de forma direta ou indireta contribuíram para este trabalho os quais estiveram ao meu lado durante esta fase, pelo companheirismo, força e apoio em certos momentos.

Un ringraziamento doveroso devo ai miei genitori, Maria e Giuseppe, e a mio fratello Antonio, i quali sono stati sempre al mio fianco, dandomi sostegno economico e morale necessari per raggiungere tale obiettivo.

Finalmente, un ringraziamento speciale va a Karla, la quale mi è stata sempre vicina in questo lungo periodo, dandomi appoggio e sostegno morale in ogni istante di questo fantastico percorso.

Resumo

Na prática do projeto de estruturas em pórticos de betão armado, a presença dos painéis de alvenaria é considerada apenas como um elemento de divisão dos ambientes ou de vedação, sem qualquer finalidade estrutural. Em edifícios altos, a contabilização da rigidez horizontal é importante para garantir que o edifício não apresente vibrações desconfortáveis para os utentes nem deslocamentos horizontais significativos capazes de provocar fendilhação dos revestimentos.

Assim, esta Dissertação pretende demonstrar um caso prático, objeto de estudo, sobre a importância dos painéis de alvenaria na rigidez horizontal em edifícios altos, através da análise de modelos numéricos de elementos finitos calibrados com dados experimentais obtidos através de testes dinâmicos efetuados com um sistema de monitorização temporário. O sistema de monitorização é composto por um conjunto de acelerómetros devidamente instalados no topo do edifício. O edifício localiza-se em Belém do Pará, Brasil, e tem 104,98 m de altura desde o nível do terreno. Os resultados sugerem que o modelo mais realista, isto é, aquele que se aproxima de forma mais significativa da realidade, é o modelo que considera as paredes de alvenaria através de elementos de casca, pois tem em consideração o acréscimo de massa e de rigidez em condições de serviço.

Como complemento, e de forma a aferir o grau de complexidade do modelo exigido para demonstrar a influência das paredes de alvenaria, foi efetuada uma análise sísmica utilizando diferentes modelos numéricos recorrendo a um programa de cálculo automático. A influência das paredes e a resposta sísmica do edifício é discutida à luz da regulamentação Portuguesa e da regulamentação Europeia - Eurocódigo 8.

Palavras-chave: paredes de alvenaria, rigidez horizontal, identificação modal, edifícios altos

Abstract

The presence of masonry panels is considered as a dividing element of the environment or sealing without any structural purpose in the design's practice of structures in reinforced concrete frames. In tall buildings, accounting for the horizontal stiffness is important to ensure that the building has no uncomfortable vibration for users or significant horizontal displacements that can cause cracking of the coatings.

This Thesis aims to demonstrate a practical case study subject, about the importance of masonry panels in horizontal stiffness in tall buildings through the analysis of numerical finite element models. The model was calibrated using the natural vibration frequency estimated through a monitoring system. The monitoring system comprises a set of accelerometers properly installed on the roof. The building is located in Belem, Brazil, and has 104,98 meters of height from the ground level. The results suggest that the most realistic model, that is, the one significantly approaching reality is the model that considers the masonry walls by shell elements, which takes into account the increase of mass and stiffness in service conditions.

As a complement, and in order to assess the model's complexity degree, required to demonstrate the influence of masonry walls, a seismic analysis was done, by using different numerical models adopting an automatic calculation software. The influence of the walls and the seismic response of the building is discussed in the light of Portuguese legislation (RSA) and European regulations - Eurocode 8 (EC8).

Keywords: masonry walls, horizontal stiffness, modal identification, tall buildings.

Sommarior

Nella pratica progettuale delle strutture in calcestruzzo armato, la presenza delle tamponature è considerata come un elemento che non possiede alcuna finalità strutturale. Negli edifici alti, considerare la rigidezza orizzontale è importante per garantire che l'edificio non presenti vibrazioni sconcertevoli per gli utenti e tantomeno spostamenti orizzontali significativi capaci di provocare fessurazioni nei rivestimenti.

Così, questa Tesi, vuole dimostrare un caso pratico, oggetto di studio, sull'importanza dei tamponamenti che influiscono sulla rigidezza orizzontale degli edifici alti, attraverso l'analisi di modelli numerici ad elementi finiti. Il modello è stato calibrato ricorrendo alle frequenze naturali di vibrazione stimate attraverso un sistema di monitoraggio. Il sistema di monitoraggio è composto da un congiunto di accelerometri propriamente installati in cima all'edificio. L'edificio è localizzato a Belém do Pará, Brasile, e possiede 104,98 metri di altezza dal livello del terreno. I risultati suggeriscono che il modello più realistico, ossia, il modello che più si approssima alla realtà, è quello che considera i tamponamenti attraverso elementi Shell, i quali tengono in considerazione l'incremento di massa e di rigidezza in condizioni di servizio.

Come complemento e al fine di valutare il grado di complessità del modello essenziale per dimostrare l'influenza dei tamponamenti, è stata effettuata un'analisi sismica utilizzando diversi modelli numerici ricorrendo all'utilizzo di un programma di calcolo automatico. L'influenza delle pareti e la risposta sismica dell'edificio sono state analizzate e discusse, prendendo in considerazione la regolamentazione Portoghese (RSA) e la regolamentazione Europea - Eurocodice (EC8).

Parole-chiave: tamponature, rigidezza orizzontale, identificazione modale, edifici alti.

Abreviaturas siglas e símbolos

F_m	Resistência média à compressão da argamassa
f_p	Resistência a compressão do prisma
f_b	Resistência à compressão uniaxial do tijolo
f_{bt}	Resistência biaxial à tração do tijolo
h_b	Altura do tijolo
f_m	Resistência à compressão uniaxial da argamassa
h_m	Espessura da junta da camada de argamassa
U	Coefficiente de não uniformidade das tensões
f_w	Tensão de compressão da parede
t_w	Espessura da parede
h_w	Altura da parede
ξ	Fator que considera a esbelteza do prisma de alvenaria
h_p	Altura do prisma
t_p	Espessura do prisma
η	Fator que leva em conta a altura do tijolo em relação à altura da junta de argamassa
ε	Fator de execução
δ	Fator de forma que toma em consideração o tamanho do tijolo
K	Fator que depende do tipo de tijolo (material, bem como a percentagem e a direção dos furos) e do tipo de argamassa
Φ^*	Coefficiente de minoração da resistência
e^*	Excentricidade da força de compressão normal
f_{mk}	Resistência característica de compressão da alvenaria
E_m	Módulo de elasticidade secante para cargas de curto prazo

$E_{longterm}$	Módulo de elasticidade secante para cargas de longo prazo
K_E	Fator que varia em função do anexo nacional do País
ϕ_∞	Coeficiente de fluência final
f_{pk}	Resistência característica de compressão simples do prisma de alvenaria
f_{ma}	Resistência média à compressão da alvenaria
τ_0	Resistência média ao corte da alvenaria
E	Valor médio do módulo de elasticidade
G	Valor médio do módulo de distorção
W	Peso específico médio da alvenaria
w	Largura da diagonal comprimida equivalente
d	Comprimento da diagonal do painel
α_c	comprimento de contacto entre o pilar e o painel de alvenaria
α_b	Comprimento de contacto entre a viga e o painel de alvenaria
$\lambda h'$	Parâmetro de rigidez relativa
E_m	Módulo de elasticidade do painel de alvenaria
t_m	Espessura do painel de alvenaria
h	Altura do painel de alvenaria
h'	Comprimento medido entre os eixos das vigas do pórtico
E_c	Módulo de elasticidade dos pilares
I_c	Momento de inércia dos pilares
θ	Ângulo de inclinação da diagonal equivalente do painel com a horizontal
l'	Comprimento medido entre os eixos dos pilares do pórtico
R	Força aplicada segundo a diagonal
R_c	Força que, aplicada segundo a diagonal provoca a rotura do painel a compressão
f'_m	Representa a tensão de rotura por compressão do painel
E_b	Módulo de elasticidade da viga

I_b	Momento de inércia da viga
γ	Fator de largura efetiva
m	Parâmetro adimensional que relaciona a rigidez da viga com a do pilar
D_i	Rigidez lateral da “estrutura real”
$\tilde{D}_i$	Rigidez lateral da “estrutura simplificada”
F	Força horizontal aplicada ao pórtico
δ	Media dos valores de deslocamento horizontal calculados para os nós do pórtico
D_d	Rigidez da sub-estrutura “b”
D_f	Rigidez da sub-estrutura “c”
k_d	Rigidez axial da biela
k_c	Rigidez axial dos pilares
k_b	Rigidez axial da viga
E_f	Modulo de elasticidade do betão que constitui o pórtico (pilares e vigas)
A_c	Área da secção transversal dos pilares
A_b	Área da secção transversal da viga
λ^*	Parâmetro adimensional dependente das características geométricas e elásticas do sistema
ε_v	Parâmetro adimensional que tem em conta das cargas verticais aplicadas só sobre as colunas
F_v	Cargas verticais aplicadas sobre as colunas
ν	Coefficiente de Poisson
D_{is}	rigidez obtida experimentalmente através os ensaios
u	Deslocamento
$\dot{u}$	Velocidade
$\ddot{u}$	Aceleração
T	Período [seg]

f	Frequência natural de vibração [Hz]
ξ	Constante de amortecimento
m	Massa
k	Rigidez
ω_N	Frequência angular não amortecida [rad/seg]
c	Constante de amortecimento
c_{cr}	Constante de amortecimento critico
ω_D	Frequência angular amortecida [rad/seg]
T_D	Período natural amortecido
f_D	Frequência natural amortecida
$[M]$	Matriz de massa da estrutura de dimensão $(N \times N)$
$[c]$	Matriz de amortecimento da estrutura de dimensão $(N \times N)$
$[K]$	Matriz de rigidez da estrutura de dimensão $(N \times N)$
$\{u(t)\}$	Vetor dos deslocamentos
$\{f(t)\}$	Vetor das cargas externas
ω_n	Vetor das n -frequências naturais angulares de vibração
$\{\Phi_n\}$	Vetor dos n -ésimo modos de vibração inerente a n -ésima frequência ω
$\bar{\omega}$	Vetor das frequências naturais em [rad/seg]
$\bar{f}$	Vetor das frequências naturais de vibração ciclos oscilatórios por segundos [Hz]
H	Altura do edificio em metros
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
P_{tot}	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
V_{tot}	Força de corte sísmica total no piso considerado
h	Altura entre pisos
(RSA)	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

(EC8) Eurocódigo 8

(CQC) Combinação Quadrática Completa

(FFT) *Fast Fourier Transform*

(SSI-DATA) *DATA - driven Stochastic Subspace Identification*

(ELS) Estado limite de serviço

(ELU) Estado limite último

Índice geral

INTRODUÇÃO	1
-------------------------	----------

CAPÍTULO 1

REVISÃO DA LITERATURA	4
------------------------------------	----------

1.1 NORMAS REGULAMENTADORAS APLICÁVEIS AO TIJOLO CERÂMICO	4
1.2 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BLOCOS CERÂMICOS ISOLADOS, DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO E DE PRISMAS E PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	6
1.2.1 Classificação dos tipos de tijolos cerâmicos	6
1.2.2 Características físicas e mecânicas do tijolo e material cerâmico	7
1.2.3 Resistência à compressão das argamassas de assentamento	8
1.2.4 Estimativa da resistência à compressão dos prismas e das paredes de alvenaria ...	10
1.2.5 Módulo de elasticidade dos painéis de alvenaria constituídos por blocos cerâmicos	15
1.3 GENERALIDADE E CLASSIFICAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA	18
1.3.1 Paredes internas	18
1.3.2 Paredes externas	18
1.4 PÓRTICOS PREENCHIDOS	19
1.4.1 Conceito da barra diagonal equivalente nos pórticos preenchidos	20
1.4.2 Modelos para a contribuição da alvenaria em pórtico	23
1.5 COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS	37
1.5.1 Comportamento dinâmico de modelos com um grau de liberdade (1GL)	37
1.5.2 Comportamento dinâmico de modelos com N graus de liberdade (NGL)	43
1.6 ESTIMATIVA DA FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL ATRAVÉS DO EC8	46
1.7 EFEITOS DAS PAREDES DE ALVENARIA NA RESPOSTA SÍSMICA DA ESTRUTURA	47
1.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SEGUNDO O EC8	52

1.8.1 Estado limite último (ELU)	52
1.8.2 Limitação de danos	53

CAPÍTULO 2

ESTUDO PARAMÉTRICO	55
2.1 INTRODUÇÃO	55
2.2 ESTUDO DA CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA EM PÓRTICOS.....	55
2.2.1 Geometria dos modelos adotados	56
2.2.2 Propriedades mecânico-elásticas dos modelos numéricos.....	58
2.2.3 Análise das tensões no Modelo (d) e avaliação da formação da biela diagonal	58
2.2.4 Estudo paramétrico em termos de deslocamento no topo.....	60
2.2.5 Estudo paramétrico em termos de frequência natural de vibração	62

CAPÍTULO 3

CASO DE ESTUDO	64
3.1 INTRODUÇÃO	64
3.2 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO	65
3.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DE VIBRAÇÃO AMBIENTE	70
3.3.1 Resultados no domínio do tempo obtidos experimentalmente	71
3.3.2 Resultados no domínio da frequência através da transformada de Fourier (FFT)..	72
3.3.3 Resultados no domínio da frequência através o método dos subespaços estocásticos (SSI-DATA)	74
3.4 ANÁLISE DOS MODELOS NUMÉRICOS DO EDIFÍCIO TORRE B	75
3.4.1 Modelos numéricos do edifício adotados por outros autores (SAP2000).....	76
3.4.2 Modelos numéricos realizados para esta dissertação (Robot)	78
3.4.3 Propriedades mecânico-elásticas adotadas nos modelos numéricos.....	81
3.4.4 Ações atuantes na estrutura	81
3.4.5 Resultados da análise numérica	84
3.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS	89

3.5.1	Análise comparativa dos modelos numéricos em termos de frequência	90
3.5.2	Análise comparativa entre os modelos numéricos do Robot e os resultados experimentais em vibração ambiente.....	91
3.6	ANÁLISE SÍSMICA DO EDIFÍCIO COMPARANDO RSA E EC8.....	92
3.6.1	Definição dos espectros de resposta elásticos	93
3.6.2	Definição dos modelos numéricos adotados na análise sísmica.....	96
3.6.3	Resultados da análise sísmica.....	97
3.6.4	Verificação da segurança.....	100
CONCLUSÕES.....		103
Referências		105

Índice de figuras

Figura 1.1 - Tipos de tijolos cerâmicos [17].	6
Figura 1.2 - Formatos tradicionais de tijolos cerâmicos em Portugal [17].	7
Figura 1.3 - Testes em argamassas: flexão (a) e compressão (b) [21].	9
Figura 1.4 - Modo de rotura dos prismas e pequenas paredes de alvenaria [22].	10
Figura 1.5 - Tensões nos blocos e na argamassa submetidos à compressão simples (adaptado de [26]).	11
Figura 1.6 - Representação do pórtico. (a) identificação das diagonais; (b) fim da 1 ^o fase.	21
Figura 1.7 - Fim da 2 ^o fase.	22
Figura 1.8 - Fim da 3 ^o fase.	22
Figura 1.9 - Representação da biela diagonal.	23
Figura 1.10 - Relação entre o comprimento de contacto da parede com os pilares e o parâmetro $\lambda h'$ [36].	25
Figura 1.11 - Largura da biela diagonal equivalente, w , em função de $\lambda h'$ [36].	27
Figura 1.12 - Pórtico preenchido sob cargas horizontais: (a) sistema real; (b) modelo simplificado [43].	31
Figura 1.13 - Discretização da estrutura real [43].	32
Figura 1.14 - Decomposição da estrutura simplificada [43].	32
Figura 1.15 - Testes em pórticos preenchidos com diferentes tipos de alvenaria [43].	36
Figura 1.16 - Representação esquemática de um edifício de um piso e com um GL.	38
Figura 1.17 - Movimento harmónico de uma estrutura em vibração livre não-amortecida.	40
Figura 1.18 - Resposta em regime livre com amortecimento.	42
Figura 1.19 - Representação esquemática de um edifício de n-pisos.	43
Figura 1.20 - Variação do período e da frequência fundamental através da fórmula aproximada do EC8.	46
Figura 1.21 - Danos nas paredes de alvenaria por efeito da ação sísmica.	48
Figura 1.22 - Efeito de torção ocorrido nos edifícios devido a existência de paredes de enchimento [46].	49
Figura 1.23 - Exemplo de colapso devido ao "soft story" por efeito de diferença de rigidez.	50
Figura 1.24 - Efeito da coluna curta devido ao preenchimento parcial do pórtico.	51
Figura 2.1 - Pórtico adotado pela modelação numérica no estudo paramétrico.	56
Figura 2.2 - Geometria dos modelos numéricos	57
Figura 2.3 - Análise do Modelo (d): (a, b) análise das tensões; (c) análise dos esforços de compressão; (d) análise dos esforços tração.	59
Figura 2.4 - Estudo paramétrico em termos de deslocamentos horizontais.	60

Figura 2.5 - Estudo paramétrico em termos da paramétrico em termos da primeira frequência de vibração.	62
Figura 2.6 - Tendência das frequências e dos deslocamentos em função da espessura da parede.	63
Figura 3.1 - Imagem da Torre B (edifício retratado à direita) do Condomínio Rio Mendoza, Belém do Pará (BR) [50].	66
Figura 3.2 - Disposição dos edifícios no complexo residencial, visto em planta [49].	66
Figura 3.3 - Corte vertical da Torre B com o esquema dos pavimentos (dimensões em centímetros) [49].	67
Figura 3.4 - Planta do projeto arquitetônico relativo aos pavimentos tipo (dimensões em centímetros).	68
Figura 3.5 - Planta do projeto estrutural para os pavimentos tipo (dimensões em centímetros).	69
Figura 3.6 - Disposição dos acelerômetros no topo do edifício [49].	70
Figura 3.7 - Série no domínio do tempo obtido experimentalmente com os servo-acelerômetros [49].	71
Figura 3.8 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos.	72
Figura 3.9 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros.	73
Figura 3.10 - Planta dos pavimentos tipos, com evidência das paredes de alvenarias consideradas nos modelos numéricos [49].	76
Figura 3.11 - Modelos numéricos adotados pelo Adatauto com o software SAP2000.	77
Figura 3.12 - Visualização 3D das vigas e dos pilares no Modelo 1.	79
Figura 3.13 - Visualização 3D dos elementos estruturais e das paredes consideradas no Modelo 2.	80
Figura 3.14 - Modelo 1: modelo numérico constituído exclusivamente por elementos estruturais principais (pilares, paredes, vigas e laje).	82
Figura 3.15 - Modelo 2: modelo numérico constituído por elementos estruturais principais (pilares, paredes, vigas e lajes), mais a consideração das paredes de alvenaria por meio de elementos de casca.	83
Figura 3.16 - Representação do 1.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).	84
Figura 3.17 - Representação do 2.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).	85
Figura 3.18 - Representação do 3.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).	86
Figura 3.19 - Representação do 4.º Modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).	87
Figura 3.20 - Representação do 5.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).	88
Figura 3.21 - Espectros de resposta elásticos do EC8 para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.	94
Figura 3.22 - Espectros de resposta elásticos do RSA para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.	94

Figura 3.23 - Comparação dos espectros de resposta elásticos do RSA e do EC8 no domínio da frequência para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.....	95
Figura 3.24 - Comparação dos espectros de resposta elásticos do RSA e do EC8 no domínio do período para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.	95
Figura 3.25 - Comparação dos espectros de resposta elástico do RSA e do EC8 no domínio do período para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2 ao (ELU).	96
Figura 3.26 - Comparação dos deslocamentos máximos na direção X relativamente ao EC8 e ao RSA.	98
Figura 3.27 - Comparação dos deslocamentos máximos na direção Y relativamente ao EC8 e ao RSA.	98
Figura 3.28 - Comparação da força de corte basal máxima na direção X relativamente ao EC8 e ao RSA.....	99
Figura 3.29 - Comparação da força de corte basal máxima na direção Y relativamente ao EC8 e ao RSA.....	100
Figura 3.30 - Comparação segundo X dos deslocamentos relativos máximos entre pisos segundo o EC8	100
Figura 3.31 - Comparação segundo Y dos deslocamentos relativos máximos entre pisos segundo o EC8	101

Índice de tabelas

Tabela 1.1 - Ensaios aplicáveis ao tijolo cerâmico.....	5
Tabela 1.2 - Características do material cerâmico [17].....	7
Tabela 1.3 - Características dos tijolos cerâmicos tradicionais em Portugal [18].....	8
Tabela 1.4 - Classes de resistência à compressão [20].....	9
Tabela 1.5 - Propriedades de deformação da alvenaria [31].	16
Tabela 1.6 - Valor de referência das propriedades mecânicas para diferentes tipologias de alvenaria (adaptado de [32]).	16
Tabela 1.7 - Características dos pórticos ensaiados [43].....	36
Tabela 1.8 - Rigidez lateral dos pórticos preenchidos: valores numéricos e experimentais [43].	37
Tabela 1.9 - Valores do coeficiente de redução v [Quadro NA.III] [2].....	54
Tabela 3.1 - Frequências naturais e modos de vibração possíveis obtidos experimentalmente com os acelerómetros piezoelétricos adotando o algoritmo (FFT).....	73
Tabela 3.2 - Frequências naturais e modos de vibração possíveis obtidos experimentalmente com os servo-acelerómetros adotando o algoritmo (FFT).....	73
Tabela 3.3 - Comparação das frequências experimentais obtidas experimentalmente com os acelerómetros piezoelétricos e os servo-acelerómetros adotando o algoritmo (FFT).	74
Tabela 3.4 - Frequências naturais e modos de vibração hipotéticos obtidos experimentalmente com os acelerómetros piezoelétricos, adotado o método dos subespaços estocásticos (SSI-DATA).	75
Tabela 3.5 - Frequências naturais e modos de vibração da Torre B obtidos pelo Adatao através a análise modal dos modelos numéricos modelados em SAP2000 [49].	78
Tabela 3.6 - Resultados do 1.º Modo de vibração obtidos pelo Robot.	84
Tabela 3.7 - Resultados do 2.º modo de vibração obtidos pelo Robot.....	85
Tabela 3.8 - Resultados do 3.º modo de vibração obtidos pelo Robot.....	86
Tabela 3.9 - Resultados do 4.º modo de vibração obtidos pelo Robot.....	87
Tabela 3.10 - Resultados do 5.º modo de vibração obtidos pelo Robot.....	88
Tabela 3.11 - Frequências naturais e modos de vibração da Torre B obtidos através de uma análise modal dos modelos numéricos.....	89
Tabela 3.12 - Comparação dos modelos numéricos em termos de frequências naturais e modos de vibração.....	90
Tabela 3.13 - Comparação, em termos de frequência, entre os resultados experimentais e os modelos numéricos do Robot.	91

Tabela 3.14 - Representação esquemática de todas as frequências experimentais e numéricas relacionadas a cada um dos modos de vibração.	92
Tabela 3.15 - Parâmetros utilizados para a definição dos espectros elásticos do EC8 e do RSA.	93
Tabela 3.16 - Esquematização dos modelos numéricos adotados na análise sísmica.	97

INTRODUÇÃO

Na prática de projeto de estruturas com pórticos em betão armado, a presença dos painéis de alvenaria é considerada apenas como um elemento de divisão dos ambientes ou de vedação sem qualquer finalidade estrutural.

Para além disso, os danos causados pelos sismos, em edifícios com estruturas reticuladas de betão armado, têm colocado em evidência a importância das paredes de alvenaria (consideradas como elementos “não estruturais”) no comportamento dinâmico deste tipo de edifícios.

Adicionalmente, e sobretudo em edifícios altos, a contabilização da rigidez horizontal é importante para garantir em serviço que o edifício não apresenta vibrações desconfortáveis para os utentes nem apresenta deslocamentos horizontais significativos que possam fissurar os materiais de revestimento.

Assim, nesta dissertação pretende-se demonstrar um caso prático onde a contabilização dos painéis de alvenaria na rigidez horizontal de edifícios altos é um fator relevante, na medida em que contribuem significativamente para reduzir tanto os deslocamentos horizontais como as vibrações.

Uma das formas de investigar a influência das paredes de alvenaria em edifícios com pórticos consiste no estudo do comportamento dinâmico global do mesmo, experimentalmente através de um sistema de monitorização e numericamente através de modelos físico-matemáticos da estrutura.

O edifício, tomado em consideração para análise do seu comportamento dinâmico, localiza-se em Belém do Pará, Brasil, e tem 104,98 m de altura a partir do nível do terreno. Foi utilizado um sistema de monitorização constituído por acelerómetros devidamente instalados no topo do edifício. De seguida, foram construídos dois modelos numéricos do edifício, em que, o primeiro modelo tem em conta exclusivamente os elementos estruturais em betão armado, e o segundo modelo tem em consideração, para além dos elementos estruturais, as paredes de alvenaria modeladas através elementos finitos de casca.

Após uma aprofundada revisão bibliográfica, avaliando e analisando diferentes estudos numéricos e experimentais adotados por vários autores, surgiu que, os painéis de alvenaria de

enchimento são de relevante importância, uma vez que contribuem, seja na fase elástica seja na fase inelástica, para a rigidez horizontal através de múltiplos mecanismos resistentes. Conforme estabelecido, a influência da alvenaria na rigidez horizontal de pórticos em betão armado é algo de difícil modelação; assim, e para melhor compreender o fenómeno, foi efetuado um estudo paramétrico de um pórtico simples, analisando diferentes modelos numéricos para diferentes configurações geométricas do painel de alvenaria.

Como complemento, e de forma a aferir o grau de complexidade do modelo exigido para demonstrar a influência das paredes de alvenaria, foi efetuada uma análise sísmica utilizando diferentes modelos numéricos e recorrendo a um programa de cálculo automático. A influência das paredes e a resposta sísmica do edifício é discutida comparando a regulamentação Portuguesa “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA) [1] e a regulamentação Europeia “Eurocódigo 8” (EC8) [2]. Os principais aspetos que foram tidos em consideração no estudo foram: a variabilidade dos deslocamentos e das frequências fundamentais de vibração, por efeito da influência das paredes de alvenaria nos pórticos em betão armado.

OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a influência das alvenarias de enchimento na rigidez horizontal de edifícios altos de betão armado, em regime de serviço, através de ensaios em vibração ambiente e de modelos numéricos de modo a estimar as frequências naturais de vibração.

Como complemento, foi efetuada também uma análise sísmica utilizando diferentes modelos numéricos recorrendo a um programa de cálculo automático de forma a aferir o grau de complexidade do modelo exigido para demonstrar a influência das paredes de alvenaria.

Os objetivos específicos são os seguintes:

- Analisar os parâmetros mecânicos das paredes não estruturais (paredes de alvenaria);
- Efetuar um estudo paramétrico a partir de modelos numéricos de um pórtico simples empregando-se metodologias encontradas na literatura, afim de se investigar a influência das alvenarias no comportamento global do pórtico;

- Analisar as respostas ambientais obtidas no edifício alto em Belém do Pará através de acelerómetros para obtenção das frequências naturais de vibração;
- Construção e calibração de modelos numéricos de elementos finitos do edifício através das frequências naturais de vibração para comprovar a influência das paredes como elemento de contraventamento para ações horizontais;
- Validar a influência das paredes e a resposta sísmica do edifício comparando a regulamentação Portuguesa (RSA) e a regulamentação Europeia (EC8).

CAPÍTULO 1

REVISÃO DA LITERATURA

1.1 NORMAS REGULAMENTADORAS APLICÁVEIS AO TIJOLO CERÂMICO

O tijolo cerâmico é um dos elementos de alvenaria mais usados na construção para realizar paredes de alvenaria. É um produto técnico com exigências normativas específicas e cujos referenciais são iguais para toda a Europa.

As Normas regulamentares têm por objetivo estabelecer parâmetros e requisitos sobre uma determinada ação ou produto. Comercialmente, quando há informações sobre as características técnicas e mecânicas dos blocos, como resistência à compressão, por exemplo, os fabricantes acabam por indicar os valores mínimos estabelecidos por Norma. No caso dos blocos cerâmicos de enchimento, em âmbito Europeu temos a Norma EN 771-1: 2003 [3] (Specification for masonry units), emitido em 2003 e emendada em 2005, constitui o documento de especificação técnica reconhecida a nível Europeu com as características e os requisitos de desempenho de elementos de alvenaria de tijolo para os edifícios, e incorpora os requisitos da Directiva Europeia 89/106/CEE do conselho, relativa à marcação CE dos produtos de construção. Seis anos mais tarde (em junho de 2011) entrou em vigor a segunda revisão UNI EN 771-1: 2011 [4], que prevê alterações formais (novas datas e referências legais atualizados) e substanciais (novas subseções e tabelas) adicionadas à versão anterior de 2005. A Norma descreve as características de desempenho e as correspondentes metodologias de ensaio relacionados com a Norma UNI EN 772-série que avalia dos requisitos dos elementos de tijolo para alvenaria.

A Norma Portuguesa NP EN 771-1, 2006 [5] define as características e os ensaios aplicáveis aos tijolos cerâmicos. Para a generalidade das características, esta Norma não apresenta critérios de aceitação, mas apenas tolerâncias, ficando ao cuidado do fabricante especificar as características bem como as tolerâncias assumidas para os seus produtos. As características indicadas devem ser definidas de acordo com as Normas de ensaio apresentadas na Tabela 1.1.

Tabela 1.1- Ensaios aplicáveis ao tijolo cerâmico.

Norma	Título	Característica	Tolerância ou categoria
NP EN 772-1 [5]	Determinação da resistência mecânica	Resistência mecânica e categoria a declarar pelo fabricante	Categoria I ou II
NP EN 772-3 [6]	Determinação do volume líquido e percentagem de vazios por pesagem hidrostática		
NP EN 772-5 [7]	Determinação do teor em sais solúveis ativos	Teor em sais solúveis ativos a declarar pelo fabricante	S0, S1 ou S2
NP EN 772-7 [8]	Determinação da absorção de água fervente para tijolos isolantes da humidade	Limites da absorção de água e limites a declarar pelo fabricante	
NP EN 772-11 [9]	Determinação da taxa inicial de absorção de água	Limites da taxa inicial de absorção de água, a declarar pelo fabricante	
NP EN 772-13 [10]	Determinação da densidade líquida e bruta	Densidade a declarar pelo fabricante	D1, D2, ou D0
NP EN 772-16 [11]	Determinação de dimensões	Dimensões médias e limites a declarar pelo fabricante	T1, T2 ou T0, R1, R2 ou R0
EN 772-19 [12]	Determinação da expansão por humidade para tijolos de grande formato e furação horizontal	Inferior a 0,6 mm/m	
EN 772-22 [13]	Determinação da resistência ao gelo/degelo	Categoria a declarar pelo fabricante	F0, F1 ou F2
EN 1052-3 [14]	Determinação da resistência inicial ao corte argamassa	Resistência de adesão do tijolo a declarar pelo fabricante	
NP EN 1745 [15]	Método para a determinação dos valores térmicos declarados e de projeto	Propriedades térmicas a declarar pelo fabricante	
NP EN 13501-1 [16]	Classificação ao fogo de produtos de construção – Parte 1: Classificação usando resultados de ensaios de reação ao fogo	Classe a declarar pelo fabricante	Classe A1 (sem necessidade de ensaios) ou outra classe

1.2 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BLOCOS CERÂMICOS ISOLADOS, DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO E DE PRISMAS E PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

1.2.1 Classificação dos tipos de tijolos cerâmicos

Os tijolos cerâmicos podem ser classificados consoante as suas características e quanto à sua aplicação.

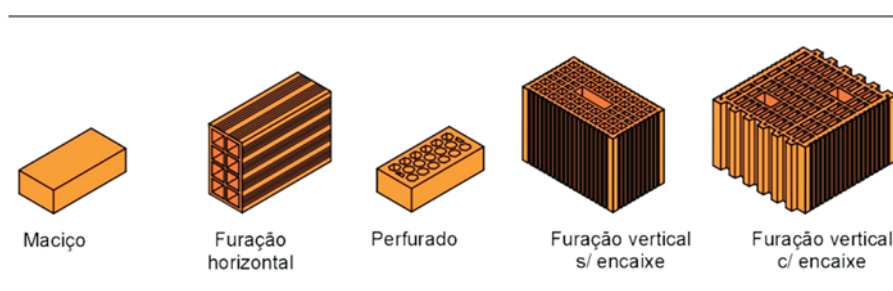
A NP EN 771-1,2006 [5] especifica os ensaios aplicáveis e as características dos tijolos cerâmicos. Segundo esta Norma, os tijolos cerâmicos podem ter a seguinte classificação:

- Tijolos LD (Low Density):
 - Unidades cerâmicas com massa volúmica seca bruta menor ou igual a 1000 kg/m^3 para utilização em alvenaria protegida;
- Tijolos HD (High Density):
 - Todas as unidades cerâmicas para utilização em alvenaria não protegida;
 - Unidades cerâmicas com massa volúmica seca bruta maior que 1000 kg/m^3 para utilização em alvenaria não protegida;

Quanto à aplicação, os tijolos cerâmicos podem ser classificados em:

- Face à vista – tijolos cujo destino é ficarem aparentes, no interior ou no exterior da construção;
- Enchimento – tijolos sem função resistente, para além do seu próprio peso;
- Resistentes – tijolos com função estrutural na construção.

Figura 1.1 - Tipos de tijolos cerâmicos [17].



1.2.2 Características físicas e mecânicas do tijolo e material cerâmico

Na Tabela 1.2 apresenta-se as características intrínsecas do material cerâmico, isto é, as características de um corpo cerâmico, independentemente da sua geometria. Na Figura 1.2 apresentam-se os formatos tradicionais de tijolos e na Tabela 1.3 apresentam-se as características dos tijolos tradicionais usados em Portugal.

Figura 1.2 - Formatos tradicionais de tijolos cerâmicos em Portugal [17].

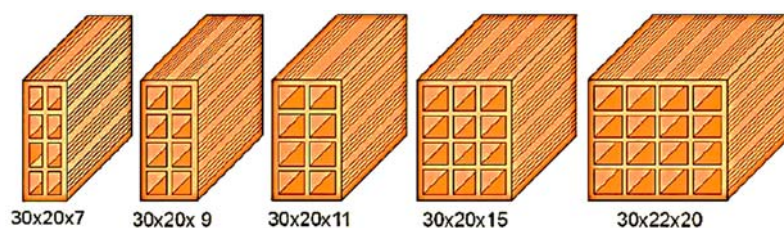


Tabela 1.2 - Características do material cerâmico [17].

Características do material cerâmico	Valores
Massa volúmica aparente (kg/m ³)	1800 - 2000
Porosidade aberta (%)	20 - 30
Absorção de água por imersão a frio (%)	9 - 13
Coeficiente de saturação	0,6 - 0,8
Absorção de água por capilaridade (1 min.) (g/dm ² .min ^{0,5})	11
Condutibilidade térmica (W/mK)	0,5 - 0,7
Coeficiente de absorção da radiação solar	0,65 - 0,8
Dilatação térmica linear (m/m.°C)	3,5 - 5,8 x10 ⁻⁶
Expansão por humidade (mm/m)	0,9 - 1,7
Humidade em equilíbrio (%) (20°C e 80%HR)	0,11
Módulo de elasticidade longitudinal (MPa)	8300
Coeficiente de Poisson	0,2

Tabela 1.3 - Características dos tijolos cerâmicos tradicionais em Portugal [18].

Características	Resistência mecânica por compressão (Mpa)	Massa (kg)
22x11x7 (maciço)	17 - 48	2,5 - 3,5
30x20x7	3,7 - 7,0	3 - 5
30x20x9	3,0 - 5,7	3 - 5,5
30x20x11	2,8 - 5,2	4 - 6
30x20x15	2,5 - 4,9	5 - 7
30x22x20	1,9 - 3,9	7 - 11

1.2.3 Resistência à compressão das argamassas de assentamento

O estudo de argamassas de assentamento assume uma grande importância de forma a minimizar algumas patologias correntes em alvenarias.

As argamassas de assentamento representam cerca de 2 a 16 % do volume total de alvenaria, mas têm uma influência no desempenho da mesma muito mais acentuada do que esta percentagem possa indicar [19].

É importante o estudo de argamassas segundo a ótica de desempenho, sendo daí que advém a escolha da argamassa mais adequada para os trabalhos de execução de alvenaria. As principais funções que as argamassas de assentamento desempenham na alvenaria são:

- Unir as unidades de alvenaria;
- Resistir a esforços mecânicos;
- Distribuir as cargas uniformemente;
- Absorver as deformações da parede de alvenaria.

Para tal devem apresentar um conjunto de características das quais se salientam:

- Capacidade de aderência e resistência a esforços mecânicos;
- Capacidade de distribuição de cargas e de absorção de deformações;
- Durabilidade e eficiência do ponto de vista da produção;
- Racionalização e economia.

Na Europa foi introduzida uma nova classificação de argamassa de alvenaria, que também deriva, neste caso, a partir da aplicação da marcação para estes produtos de acordo com a referência de Norma harmonizada EN 998-2: 2010 CE [20].

As principais classes de argamassas recomendadas, de acordo com a Norma EN 998-2: 2010 [20], em função da sua resistência à compressão, a 28 dias, são as que figuram na Tabela 1.4, onde se incluem a sua designação e as respetivas classes.

O desempenho mecânico das argamassas é definido pela sua resistência média à compressão F_m . A classe de uma argamassa é definida por um código constituído pela letra “M” seguida por um número que indica a resistência F_m expressa em N / mm².

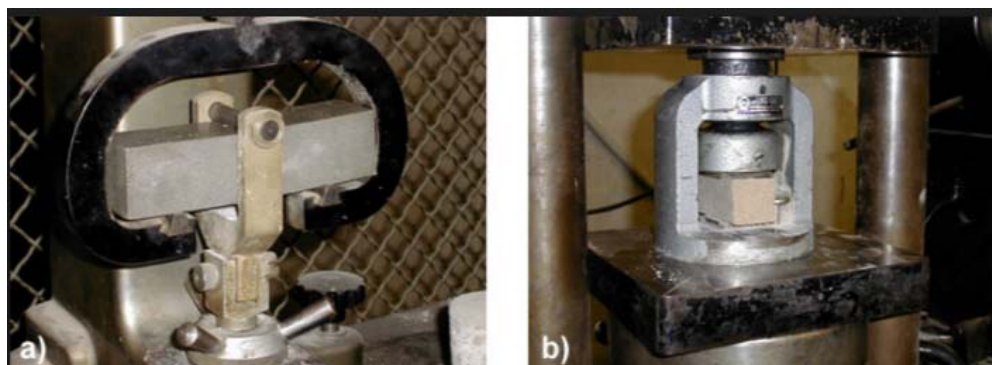
Tabela 1.4 - Classes de resistência à compressão [20].

Classe	M 1	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistência à compressão N/mm ²	1	2,5	5	10	15	20	d
d é a resistência à compressão, superior a 25 N/mm ² , declarada pelo fabricante							

A identificação da classe de argamassa é importante para a determinação subsequente da resistência característica das paredes de alvenaria; portanto os fabricantes de argamassas devem indicar a classe de referência dos seus produtos na marcação CE.

A Figura 1.3 mostra os ensaios que permitem identificar a resistência de compressão e de flexão de argamassa.

Figura 1.3 - Testes em argamassas: flexão (a) e compressão (b) [21].

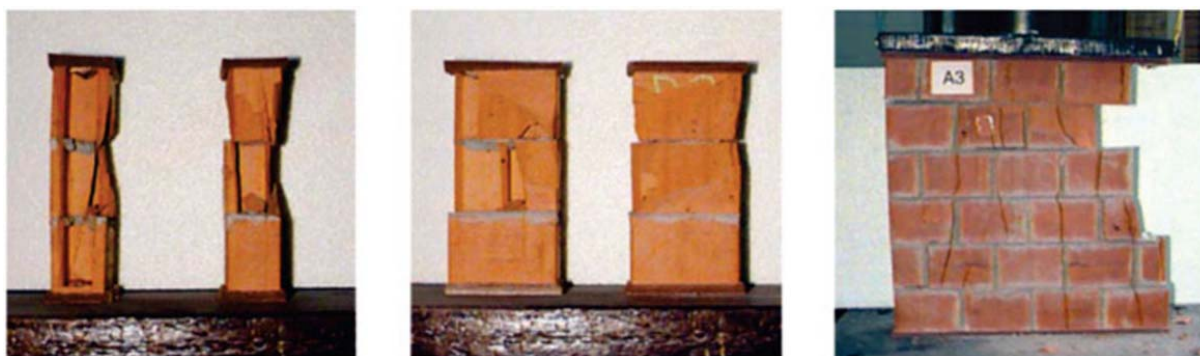


1.2.4 Estimativa da resistência à compressão dos prismas e das paredes de alvenaria

As propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de enchimento são mais incertas do que as da moderna alvenaria estrutural, que para além de exercer funções de preenchimento dos pórticos é concebida para suportar cargas. A medição das propriedades mecânicas não é requerida para os materiais que constituem as paredes de alvenaria de enchimento, porque estas não desempenham funções estruturais; mas de certa maneira há uma grande correlação na determinação das características mecânicas dos dois tipos de paredes.

As teorias simplificadas mais conhecidas dos modelos tensão-deformação, foram formuladas nos anos 60-70 inspiradas pelo modo de rotura observada em ensaios de compressão uniaxial de prismas de alvenaria (Figura 1.4).

Figura 1.4 - Modo de rotura dos prismas e pequenas paredes de alvenaria [22/].

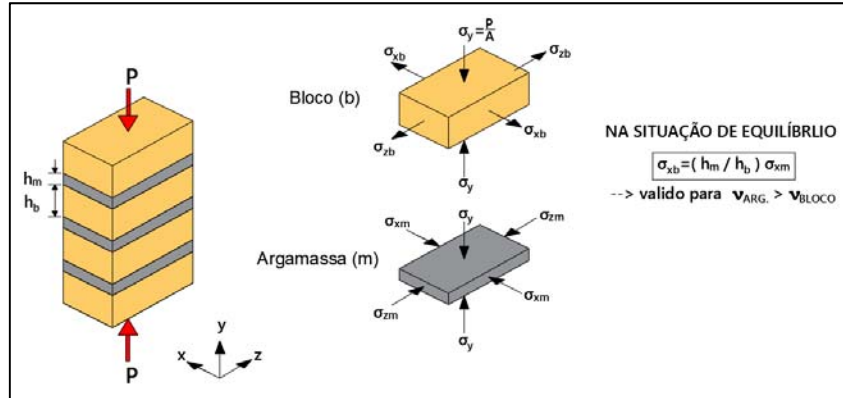


Alguns modelos de rutura são caracterizados por assumir que o comportamento do material é elástico-linear até a rutura [23] [24].

HILSDORF (1969) [25] propôs uma abordagem um pouco diferente. Remove a hipótese de comportamento linear dos materiais, de modo que o caminho de carga no plano das tensões principais já não é linear. A teoria de Hilsdorf é baseada na hipótese de que as juntas de argamassa sob compressão se deformam (expandem-se lateralmente) mais que os tijolos, e a restrição à deformação da argamassa provocada pela aderência às unidades, resulta em um estado de tensões triaxial (Figura 1.5). Em virtude do confinamento da argamassa, as unidades são sujeitas a tensões laterais adicionais e a argamassa é submetida a tensões que excedem a

sua resistência uniaxial. O autor considera também a distribuição desigual das propriedades de resistência, e da espessura das juntas e dos blocos. O ponto de ruptura é identificado pela intersecção da fronteira do domínio da resistência do tijolo, com uma linha que representa a resistência da argamassa confinada.

Figura 1.5 - Tensões nos blocos e na argamassa submetidos à compressão simples (adaptado de [26]).



De acordo com o critério de Hilsdorf a resistência do prisma f_p é expressa como se segue:

$$f_p = \frac{f_b}{U} \cdot \frac{f_{bt} + \frac{h_m}{4,1 h_b} \cdot f_m}{f_{bt} + \frac{h_m}{4,1 h_b} \cdot f_b} \quad (1.1)$$

onde, f_b , f_{bt} e h_b são, respectivamente, a resistência à compressão uniaxial em MPa, resistência biaxial à tração em MPa e a altura do tijolo; f_m é a resistência à compressão uniaxial da argamassa em MPa, h_m é a espessura da junta da camada de argamassa. O fator 4,1 quantifica o aumento da resistência à compressão da argamassa para o efeito de confinamento lateral e por fim, U é o coeficiente adimensional de não uniformidade das tensões de compressão do prisma.

SHALIN (1971) [27], através de vários estudos, correlacionou o coeficiente de irregularidade U presente na expressão (1.1) com a resistência da argamassa:

$$U = \max \left\{ 2 - \frac{f_m}{34,5} ; 1,2 \right\} \quad (1.2)$$

onde, a tensão f_m é expressa em MPa.

Os valores recomendados para U de acordo com outros autores são de 1,5 [28], ou 1,3 especificamente para argamassa de cimento [23].

Os modelos teóricos anteriormente mencionados têm importância conceitual significativa, uma vez que interpretam as modalidades de rotura da alvenaria racionalmente, reduzindo ao mínimo os erros mesmo que tenham simplificações drásticas.

Além disso, o campo de aplicação é limitado às paredes de pedra ou tijolo fortes e rígidos com argamassa fraca e deformável. Esta suposição não é sempre cumprida no caso de alvenaria de enchimento, especialmente se a direção de carga é ortogonal à direção dos furos nos tijolos. Além disso, deve ser lembrado que existe uma certa diferença entre a resistência dos prismas de alvenaria, assunto das pesquisas acima mencionadas, e a resistência das paredes reais, de forma quase que quadrada e com tijolos escalonados na direção vertical.

A este respeito, a título experimental Hendry [23] e Oliveto [29] têm assumido razoavelmente que:

$$f_w = 0,9 f_p \quad (1.3)$$

onde, f_w é a resistência à compressão da parede.

Alternativamente, para avaliar a resistência à compressão das paredes, de forma direta e simplificada, também é possível empregar uma de diversas fórmulas empíricas existentes na literatura. Tratam-se de correlações com a resistência das unidades que constituem a parede, com a resistência do ligante ou, por vezes, com outros parâmetros. Seleccionando adequadamente as fórmulas propostas, a segunda dos diferentes casos, são consideradas aqui, em primeiro lugar as seguintes correlações:

TASSIOS (1988) [24] reporta três correlações de acordo com o tipo de parede que é analisada:

$$f_w = f_b \cdot \frac{0,1 f_m + 4}{5 \frac{h_w}{t_w} + 12} + 2 \quad (1.4)$$

$$f_w = 0,7 f_b^{1/2} f_m^{1/3} \quad (1.5)$$

$$f_w = \frac{2}{3} f_b + \alpha f_m - \beta \quad (1.6)$$

onde, t_w e h_w são respetivamente a espessura e a altura da parede; para o tijolo aplica-se, em particular, $\alpha = 0,1$ e $\beta = 0$, parâmetros adimensionais.

Estas fórmulas devem ser fiáveis para as paredes de alvenaria de enchimento, uma vez que as equações (1.4) e (1.5) referem-se a materiais de qualidade média, enquanto que a equação (1.6) é específica para materiais de baixa qualidade. Note-se que a equação (1.4) correlaciona a resistência com a esbelteza da amostra, para além da resistência do tijolo e da argamassa.

HENDRY (1986) [23] recomenda a fórmula de Grimm, obtida na base de vários testes experimentais feitos nos Estados Unidos, com base na qual é expressa a resistência do prisma de alvenaria f_p :

$$f_p = \frac{\xi \eta}{\varepsilon} f_b (0,000299 f_m^2 + 0,134) \quad (1.7)$$

onde, o fator ξ considera a esbelteza do prisma de alvenaria; indicando como h_p a altura do prisma e a sua espessura com t_p , define-se como:

$$\xi = 0,0178 \left[57,3 - \left(6 - \frac{h_p}{t_p} \right)^2 \right] \quad (1.8)$$

com $2 \leq h_p/t_p \leq 6$.

O fator η leva em conta a altura do tijolo em relação à altura da junta de argamassa;

$$\eta = 0,0048 \left[273 - \left(14 - \frac{h_b}{h_m} \right)^2 \right] \quad (1.9)$$

com $2,5 \leq h_b/h_m \leq 10$.

Por último, ε é o chamado fator de execução, que reduz a resistência no caso de processamento não sujeito a controle;

$$\varepsilon = \max \{ 1,96 - 0,0116 f_b ; 1 \} \quad (1.10)$$

Os fatores de correção ξ e η assumem o valor unitário de referência respectivamente, quando a esbelteza h_p/t_p é igual a 5 e quando a relação h_b/h_m é igual a 6.

ZARRI (1994) [30] a seguir aos resultados dos testes experimentais realizados em três diferentes painéis de alvenaria, compostos por elementos de tijolo, e ao variar as condições de carga, chegou à conclusão de que o conjunto dos resultados gerados durante os testes (num total

de 10 testes) permitiu encontrar uma boa concordância com os valores obtidos com a expressão (1.11) dada por Gaudi:

$$f_w = 0,1 f_b \log(f_m + 2) \quad (1.11)$$

Em comparação com a forma original, na fórmula de Zarri (1.12) aparece no argumento do logaritmo 5 MPa em vez de 2, tal como proposto por Gaudi relativamente às paredes com tijolos de qualidade inferior:

$$f_w = 0,1 f_b \log(f_m + 5) \quad (1.12)$$

O EUROCÓDIGO 6 [31] fornece as disposições previstas no que diz respeito à resistência característica da parede:

$$f_{wk} = \Phi^* \cdot kK (\delta f_b)^{0,7} f_m^{0,3} \quad (1.13)$$

com $\delta f_b \leq 75$ e $f_m \leq \min\{2\delta f_b; 20\}$ se a junta é fina.

O fator δ , chamado fator de forma, toma em consideração o tamanho do tijolo (de que tem de se considerar a resistência quando seco); δ é limitado à unidade no caso em que a fórmula (1.13) é usada para estimar a resistência à compressão na direção horizontal. No mesmo caso, e se os tijolos tiverem furos verticais numa percentagem relativamente baixa, é $K=0,5$, de outro modo $K=1$. O fator K depende por sua vez do tipo de tijolo (material, bem como a percentagem e a direção dos furos) e do tipo de argamassa.

Por fim, o fator Φ^* reduz a resistência em função da esbelteza da parede e a excentricidade e^* da força de compressão normal, sendo:

$$\Phi^* = \left(1 - 2 \frac{e^*}{t_w}\right) \cdot \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\frac{h_w}{t_w} - 2^2}{23 - 37 \frac{e^*}{t_w}} \right) \right\} \quad (1.14)$$

onde, $e^* = \max \left\{ \frac{h_w}{450}; 0,05 t_w \right\}$.

De facto, o coeficiente de redução Φ^* é fornecido a partir do Eurocódigo para estimar a resistência dos elementos estruturais e não a resistência da alvenaria entendida como material.

1.2.5 Módulo de elasticidade dos painéis de alvenaria constituídos por blocos cerâmicos

Definir os parâmetros elásticos e mecânicos das paredes de alvenaria é um processo muito complicado. De facto, a parede é um material inhomogêneo e anisótropo. Inhomogêneo por ser constituído por dois materiais diferentes: os blocos de tijolo furados e as juntas de argamassa. Anisótropo por apresentar propriedades mecânicas que variam em função da direção da carga.

A Norma europeia Eurocódigo 6 (item 3.7.2) [31] recomenda que, na falta de dados experimentais, o módulo de elasticidade secante para cargas de curto prazo (E_m), a ser utilizado na análise estrutural, pode ser tomado como:

$$E_m = K_E \cdot f_{mk} \quad (1.15)$$

onde:

K_E é um fator que varia em função do país e em função do respetivo anexo nacional cujo valor recomendado é 1000;

f_{mk} é a resistência característica de compressão da alvenaria.

A Norma também recomenda que o módulo de elasticidade para as cargas de longo prazo ($E_{longterm}$) seja baseado no valor secante para cargas de curto prazo. Este valor é reduzido para ter em conta os efeitos de fluência (item 3.7.4), de modo que:

$$E_{longterm} = \frac{E_m}{1 + \phi_\infty} \quad (1.16)$$

onde:

ϕ_∞ é o coeficiente de fluência final, que no caso da alvenaria de tijolo varia entre 0,5 e 1,5.

A Norma Brasileira NBR 15812-1 [32], que trata de alvenaria estrutural, recomenda em seu item 6.2.1 que os valores das propriedades elásticas da alvenaria podem ser adotados de acordo com a Tabela 1.5.

Tabela 1.5 - Propriedades de deformação da alvenaria [32].

Propriedades	Valor	Valor Máximo
Modulo de deformação longitudinal	$600 f_{pk}$	12 GPa
Coefficiente de Poisson	0,15	-

No cálculo do módulo de deformação longitudinal (Tabela 1.5) a grandeza f_{pk} representa a resistência característica de compressão simples do prisma de alvenaria.

A Norma Italiana NTC2008, na circular explicativa de 2 fevereiro 2009, na tabela C8A.2.1 sugere na falta de dados relativos a testes experimentais, alguns valores de referência das propriedades mecânicas (mínimo e máximo) e o peso específico médio para diferentes tipos de alvenaria, atendendo à sua tipologia e qualidade do material (Tabela 1.6).

Tabela 1.6 - Valor de referência das propriedades mecânicas para diferentes tipologias de alvenaria (adaptado de [33]).

Tipologia de alvenaria	f_{ma} (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	W (kN/m ³)
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Alvenaria de pedra irregular	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Alvenaria de pedra não aparelhada com parâmetros de espessura limitada e núcleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Alvenaria de pedra aparelhada com boa ligação	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Alvenaria de pedra macia (tufo, calcário etc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Alvenaria de pedra regular	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Alvenaria de tijolo maciço e argamassa de cal	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Alvenaria de tijolo semi-preenchido com argamassa de cimentícia (ex: duplo UNI furacão 40%)	500	24,0	3500	875	15
	800	32,0	5600	1400	
Alvenaria de tijolo vazado, (Percentagem furos < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Alvenaria de tijolo vazado, com juntas perpendiculares a seco (Percentagem furos < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Alvenaria de blocos de betão ou de argila expandida (Percentagem de furos entre 45% e 64%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Alvenaria de blocos de betão semi-preenchidos (Percentagem furos < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

onde:

f_{ma} é a resistência média à compressão da alvenaria;

τ_0 é a resistência média ao corte da alvenaria;

E é o valor médio do módulo de elasticidade;

G é o valor médio do módulo de distorção;

W é o peso específico médio da alvenaria.

1.3 GENERALIDADE E CLASSIFICAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

Na literatura existem várias classificações relativas para paredes de alvenaria, mas neste trabalho centrou-se a atenção nos tipos de paredes utilizados em modernas estruturas de betão armado, na qualidade de elementos de compartimentação ou de enchimento de pórticos, sem executar na fase de conceção qualquer tipo de função estrutural, ou seja, estamos a excluir a classificação das paredes de alvenaria resistente.

A seguir estão listadas as diferentes aplicações das paredes de alvenaria quanto a sua localização na construção.

1.3.1 Paredes internas

Este tipo de parede está situada dentro do contorno do edifício, portanto, não estão sujeitas no tempo a nenhum tipo de fenómenos atmosféricos. Na grande maioria dos casos, as paredes internas são projetadas para não ter qualquer função estrutural, mas deve satisfazer apenas exigências de características acústicas e deve pesar o menos possível de modo a não afetar o comportamento da laje devido as cargas concentradas. Com o objetivo de garantir os requisitos mencionados anteriormente, são normalmente usadas paredes de tijolo cerâmico furado, com espessura que varia entre 7 e 15 cm. No entanto, saliente-se que apesar destas paredes não serem concebidas para ter uma resistência mecânica, as mesmas contribuem para a rigidez global da estrutura. Fazem parte das paredes internas as:

➤ Paredes de compartimentação

São paredes executadas após a realização da estrutura resistente (seja estrutura reticulada em betão armado, seja estrutura metálica, seja estrutura de alvenaria resistente ou estrutura mista). Estas paredes executam só e exclusivamente a função de delimitar cada compartimento de modo a isolar do ambiente que o rodeia.

1.3.2 Paredes externas

Este tipo de paredes tem como principal objetivo separar o ambiente habitado do ambiente exterior sujeito a intempéries, variações climáticas e elevado ruído, garantindo um correto isolamento termo-acústico. São introduzidas no interior das estruturas porticadas, na parte

perimetral do edifício e, apesar de não serem paredes estruturais, ajudam a conferir rigidez horizontal aos pórticos sujeitos a diferentes ações de serviço.

➤ Paredes de alvenaria de enchimento

São paredes autoportantes que têm como objetivo fundamental a separação do ambiente interno e externo, garantindo um bom isolamento termo-acústico e proteção eficaz contra diferentes condições climáticas. A sua utilização é frequente nos edifícios em estrutura reticulada.

➤ Paredes simples

São paredes compostas por apenas um pano de alvenaria (de tijolo ou bloco de betão). Não têm uma função resistente importante e, por isso, a sua aplicação é fundamentalmente como enchimento em estruturas reticuladas de betão armado ou metálicas.

➤ Paredes duplas

Este tipo de parede é o mais utilizado atualmente. São constituídas por dois panos do mesmo material (normalmente tijolo cerâmico e/ou betão) separados por uma caixa de ar ou por materiais isolantes. Estas paredes permitem uma maior resistência mecânica à estrutura, garantem uma maior resistência a infiltrações, e melhoram o comportamento global da estrutura quanto ao isolamento térmico e acústico. Para melhorar as características de desempenho termo-acústico, normalmente, a caixa de ar é preenchida total ou parcialmente com um material isolante, como por exemplo poliestireno e lã mineral. Aliás, podem também ser utilizadas como paredes resistentes ou como paredes de enchimento.

1.4 PÓRTICOS PREENCHIDOS

Os investigadores em qualquer tipo de estudo realizado tornaram-se unânimes no que diz respeito aos benefícios que introduzem os painéis de preenchimento nos pórticos. Todas as pesquisas realizadas mostram que há uma redução considerável, nos edifícios, em termos de deformação causada por um aumento na rigidez produzida pela introdução dos painéis de preenchimento. É assim conveniente considerar a contribuição desses painéis, principalmente pelo facto que as alvenarias externas serem indispensáveis ao isolamento dos edifícios.

Da observação dos danos provocados por eventos sísmicos sobre pórticos existentes, mas sobretudo graças a pesquisas experimentais de muitos estudiosos que testaram pórticos preenchidos com paredes de alvenaria sujeitos a forças laterais, evidenciaram-se as características comportamentais dos painéis de alvenaria. Para baixos níveis de ações laterais reconduzíveis às ações em estado limite de serviço (ELS), o pórtico e o painel comportam-se em maneira totalmente unitária. A validade de tal assunção é assegurada pela modesta aderência que existe entre os elementos de betão armado e o painel. Devido as forças atuantes mais elevadas sobre o pórtico, verifica-se o destacamento entre o painel e a estrutura de betão, e ao mesmo tempo, o funcionamento ao corte do painel transforma-se noutros comportamentos resistentes como o caso da diagonal equivalente que é formada prevalentemente por tensões normais de compressão que viajam entre os cantos carregados permanecidos em contacto com o pórtico.

Como descrito, a prática comum em fase de projeto consiste em ignorar o contributo em termos de resistência e rigidez que os elementos não estruturais, como os painéis de alvenaria, podem oferecer à estrutura. As considerações feitas até agora mostram que os painéis governam ativamente a resposta da estrutura, portanto é necessário modificar tal abordagem e introduzir na modelação do sistema também os painéis de alvenaria de enchimento. Consequentemente, além dos elementos estruturais na conceção do modelo matemático da estrutura será necessário ter presente também a presença dos painéis. Contudo, há o problema de encontrar o modelo que representa da maneira mais adequada e simples o comportamento do painel. Problema de não simples solução, por diferentes razões.

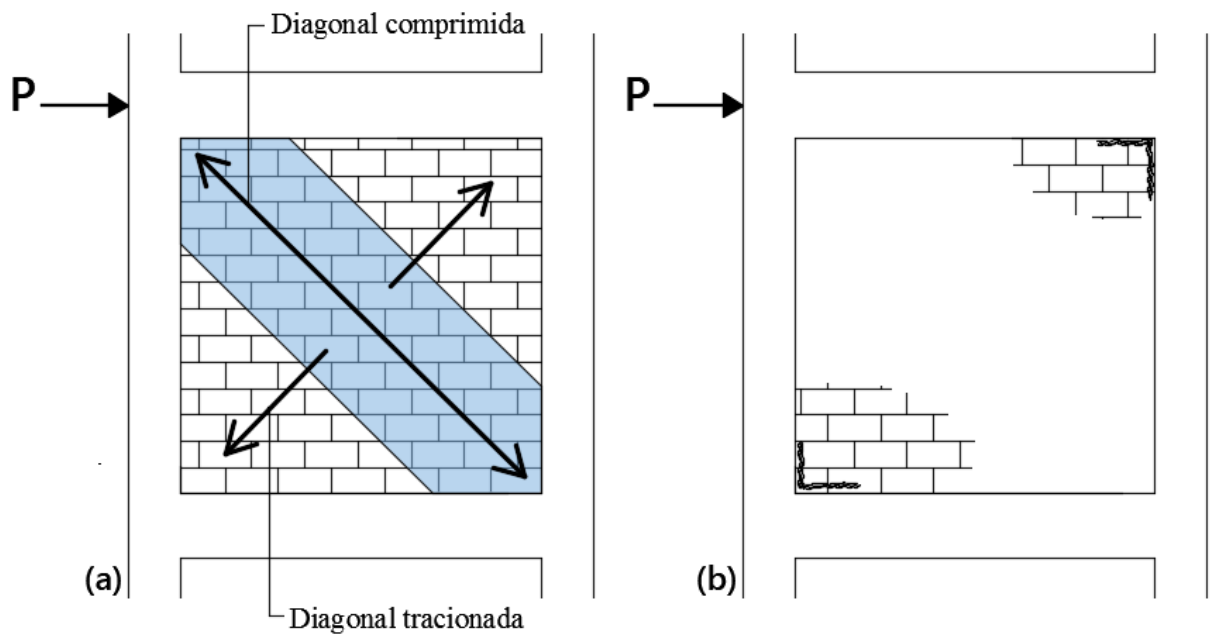
1.4.1 Conceito da barra diagonal equivalente nos pórticos preenchidos

Os efeitos da alvenaria sobre o comportamento dos pórticos em betão armado chamaram a atenção de vários estudiosos, curiosos da ideia de modelar o painel de alvenaria capaz de simular o efeito global destes painéis sobre a resposta da estrutura. Desde o início, nas primeiras tentativas de produzir modelos simples, os resultados experimentais e algumas observações concetuais indicaram que uma biela diagonal com apropriadas características mecânicas podia ser a solução ao problema. Consequentemente desenvolveram-se numerosos modelos sobre o conceito de biela equivalente: originalmente o painel vinha esquematizado com uma única biela, mas com o tempo percebeu-se que a resposta dos painéis submetidos a ciclos de cargas era melhor representada por duas bielas cruzadas. Os principais problemas, comuns a todos os

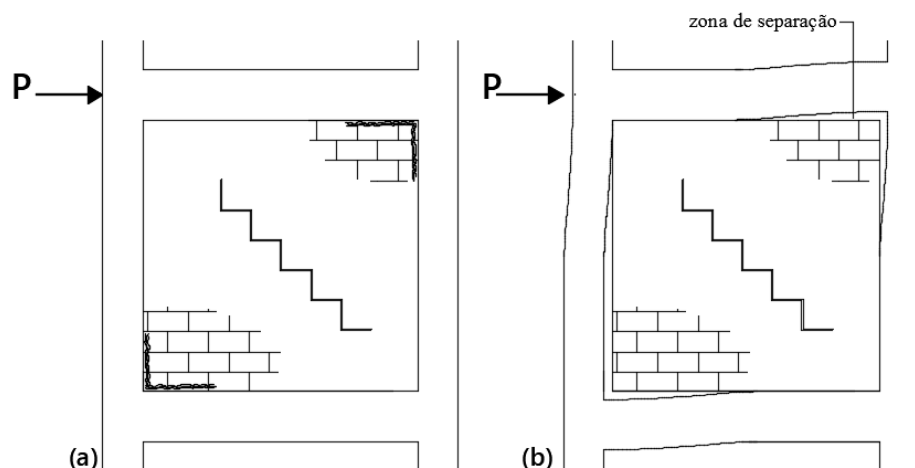
modelos na literatura são: a definição da largura a ser atribuída à biela e a caracterização da sua resistência.

POLYAKOV (1960) [34] descreveu as três fases básicas que caracterizam o comportamento global entre o pórtico e o painel. A primeira fase é caracterizada por um comportamento monolítico que ocorre na interface pórtico-painel. Nesta fase não há nenhum tipo de fissura no interior do painel, portanto pode-se assumir um comportamento elástico dos materiais. Esta fase termina quando começam a aparecer as primeiras fissuras na interface pórtico-painel e nos cantos da diagonal tracionada (Figura 1.6).

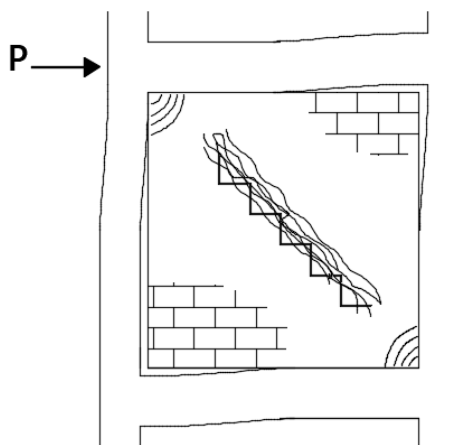
Figura 1.6 - Representação do pórtico. (a) identificação das diagonais; (b) fim da 1ª fase.



A segunda fase é caracterizada pelo encolhimento da diagonal comprimida e pelo alongamento da diagonal tracionada, aparecendo fissuras escalonadas nas juntas verticais e horizontais até se formar uma zona de separação entre o pórtico e o painel (Figura 1.7).

Figura 1.7 - Fim da 2ª fase.

A terceira fase é caracterizada pelo crescimento das fissuras e pelo esmagamento nos cantos da diagonal comprimida. Quando o sistema não possui condições para suportar outras cargas, a parede entra em rotura (Figura 1.8).

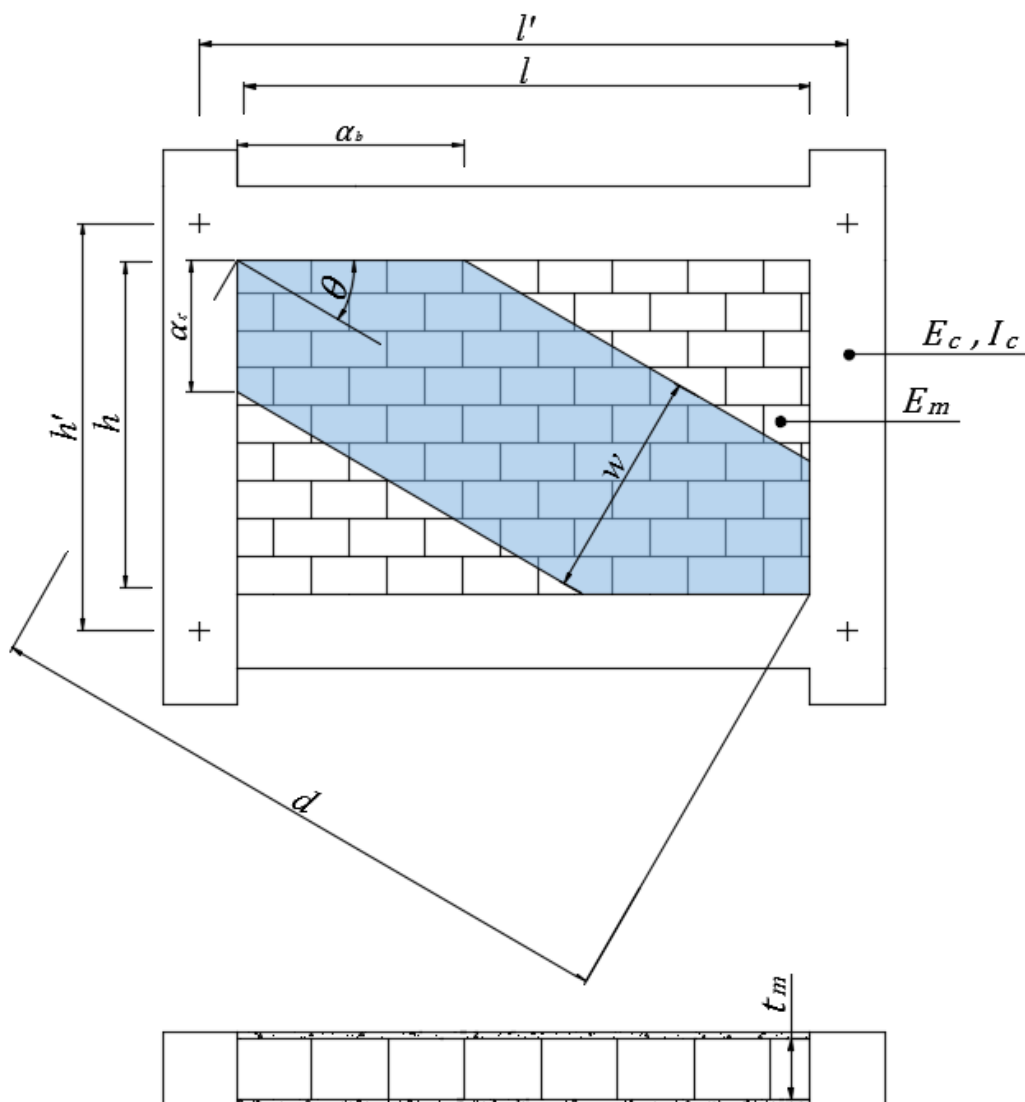
Figura 1.8 - Fim da 3ª fase.

Comparando os resultados experimentais feitos por POLYAKOV (1960) com modelos elástico-lineares, chegou-se à conclusão que esses modelos são representativos exclusivamente da primeira fase dos ensaios, na qual resultou que o painel tem um comportamento elástico linear até o aparecimento da primeira fissura. Mesmo assim, com base nestes ensaios experimentais, Polyakov foi um dos primeiros a sugerir que o painel podia ser substituído por uma diagonal comprimida que simula o comportamento do mesmo.

1.4.2 Modelos para a contribuição da alvenaria em pórtico

O conceito de POLYAKOV (1960), como citado anteriormente, sugeriu o conceito da barra equivalente, que foi posteriormente desenvolvido por HOLMES (1961) e refinado sucessivamente por SAFFORD-SMITH (1962, 1966, 1967a, 1967b), CARTER (1969), MINESTONE (1971), e por outros autores. A (Figura 1.9) mostra como a biela diagonal é considerada no pórtico.

Figura 1.9 - Representação da biela diagonal.



A seguir apresentam-se os modelos, em forma resumida, presentes na literatura; será dada particular atenção aos modelos de AMATO (2009), pois na opinião do autor é um dos modelos mais ricos e completos que existem na literatura, capaz de tomar em consideração numerosos fatores que influenciam o fenómeno.

HOLMES (1961) [35] confirmou, com base nas experiências levadas a cabo em diferentes amostras, o mecanismo da biela equivalente e propôs um modelo de cálculo em que a diagonal equivalente teria espessura e módulo de deformação iguais ao do painel e a largura da diagonal, denotada (w), igual a um terço do comprimento (d) da diagonal do painel:

$$w = \frac{d}{3} \quad (1.17)$$

STAFFORD-SMITH (1966) [36] efetuou uma série de ensaios em pórticos quadrados preenchidos. Estas observações estenderam a ideia proposta por POLYAKOV (1960), mas conduziu a um método alternativo para o cálculo da largura efetiva da escora diagonal, pois os ensaios por eles efetuados demonstraram que os resultados relatados por HOLMES (1961) não correspondiam aos resultados experimentais, e mostraram que a largura da biela é função do comprimento de contacto entre o pórtico e o painel. Adicionalmente, foi observado experimentalmente que a rigidez e a resistência da diagonal da parede de alvenaria dependem não só da dimensão e das características físicas da parede, mas também do comprimento de contacto entre a parede e o pórtico que a confina. Portanto, foi demonstrado que quando o pórtico preenchido foi carregado lateralmente no topo, grandes porções do pórtico se separam do painel expeto as zonas de contacto. Este fenómeno permitiu estabelecer uma relação entre o comprimento de contacto do pilar com o painel (α_c) e o parâmetro de rigidez relativa ($\lambda h'$). A formulação deste parâmetro é representada da seguinte forma:

$$\lambda h' = h' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_m}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h}} \quad (1.18)$$

$$\frac{\alpha_c}{h'} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda h'} \quad (1.19)$$

onde:

E_m , t_m e h são, respetivamente, o módulo de deformação, a espessura e a altura do painel de alvenaria;

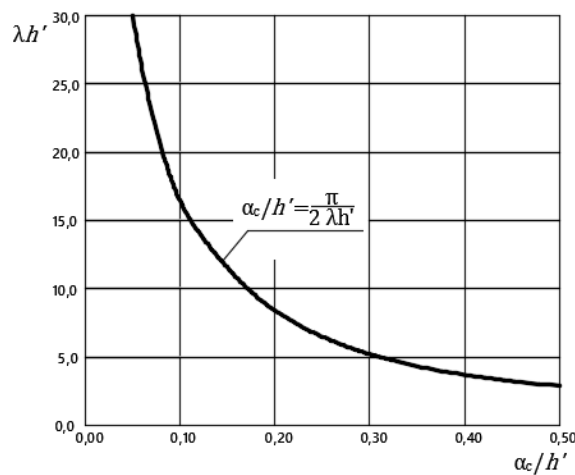
E_c e I_c são, respetivamente o módulo de elasticidade e o momento de inércia dos pilares; h' é o comprimento medido entre os eixos das vigas do pórtico;

α_c é o comprimento de contacto entre o painel e o pilar, como representado na (Figura 1.9).

Quanto ao comprimento de contacto entre a viga e o painel, α_b (Figura 1.9), observou-se que se aproxima a um valor igual a metade do vão.

A representação gráfica da relação entre α_c/h' e $\lambda h'$ é feita na Figura 1.10.

Figura 1.10 - Relação entre o comprimento de contacto da parede com os pilares e o parâmetro $\lambda h'$ [37].



STAFFORD-SMITH e CARTER (1969) [37], após a validação do comprimento de contacto, realizaram ensaios de análise de tensões em pórticos retangulares preenchidos com paredes e sujeitos a compressão diagonal. Esta análise permitiu a determinação da largura equivalente, w , da diagonal comprimida (Figura 1.9). Foi usado o método das diferenças finitas e, através desta análise, melhoraram o estudo anterior feito nos pórticos quadrados e, analogamente a este estudo, a largura da diagonal equivalente (w) foi expressa em função de $(\lambda h')$ que representa a rigidez relativa existente entre o pórtico e o painel pela seguinte forma:

$$w = 0,58 \left(\frac{1}{h} \right)^{-0,445} \cdot (\lambda h')^{0,335} \cdot \left(\frac{1}{h} \right)^{0,064} \quad (1.20)$$

A novidade consistiu na introdução, a partir da equação precedentemente mencionada (equação (1.18)), o ângulo θ que tem em conta da inclinação da diagonal. Portanto, para os pórticos retangulares será válida a seguinte equação para determinar o parâmetro de rigidez.

$$\lambda h' = h' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_m \cdot \text{sen} 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h}} \quad (1.21)$$

onde:

w e d são, respetivamente, a largura e o comprimento da diagonal equivalente;

E_m , t_m e h são, respetivamente, o módulo de deformação, a espessura e a altura do painel de alvenaria;

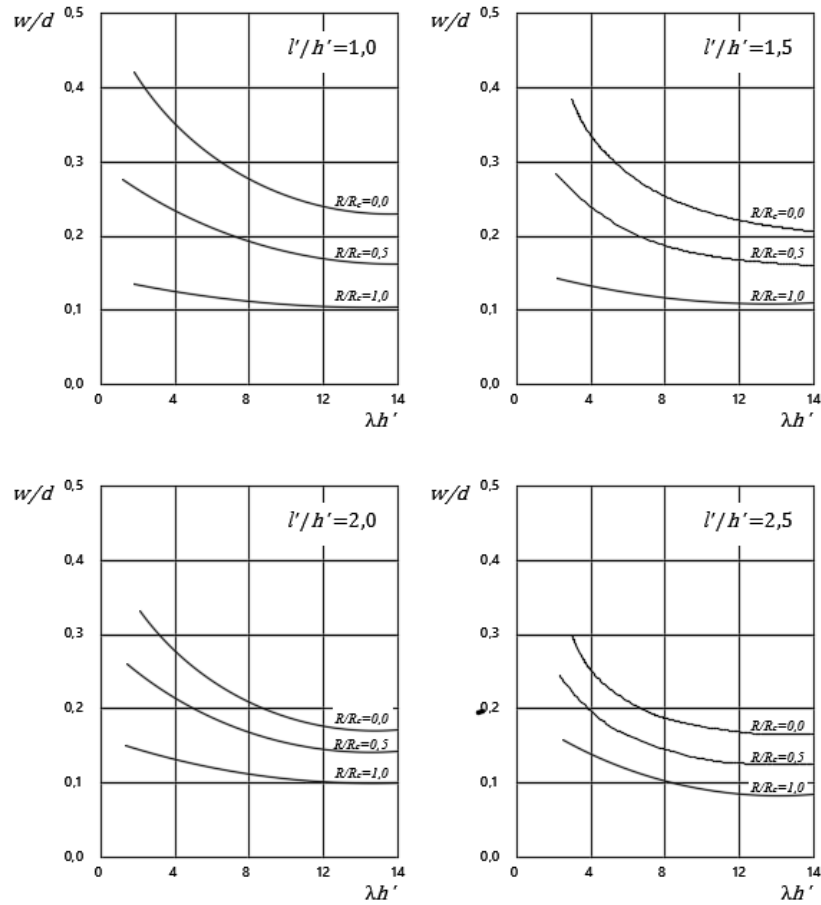
E_c e I_c são, respetivamente, o módulo de elasticidade e o momento de inércia dos pilares;

h' é o comprimento medido entre os eixos das vigas do pórtico;

θ é o angulo de inclinação da diagonal equivalente do painel com a horizontal como representado na Figura 1.9.

Além disso, verificou-se que a largura da biela diagonal equivalente dependia do valor da força lateral aplicada no pórtico. De facto, atendendo ao comportamento não linear físico dos materiais e à diminuição do módulo de elasticidade da parede provocado pelo aumento da carga, a largura w diminui com o incremento da força aplicada.

Na Figura 1.11 apresentam-se diferentes gráficos, os quais expressam a razão w/d em função de $\lambda h'$ para pórticos com distintas relações vão-altura (l'/h'), para vários valores de R/R_c , em que R é a força aplicada segundo a diagonal e R_c a força que, aplicada segundo a diagonal provoca a rotura do painel à compressão.

Figura 1.11 - Largura da biela diagonal equivalente, w , em função de $\lambda h'$ [37].

MAINSTONE (1971) [38] realizou uma extensa série de ensaios com pórticos preenchidos com diferentes tipos de alvenaria. O estudo concentrou-se sobre as prováveis variáveis que influenciam a consideração do painel, concluindo que fatores como folga inicial entre pórtico e painel e variações nas propriedades elásticas e de resistência de painéis podem resultar em larga variação no comportamento entre pórticos com as mesmas características físicas e geométricas.

Para fim de projeto, também Mainstone adotou o conceito da barra equivalente que depende do parâmetro de rigidez relativa ($\lambda h'$) apesar de ter afirmado que este conceito só se aplica exclusivamente para as ações de valor inferior do que as que determinam aparecimento da primeira fissura no painel. Baseando-se sobre os resultados analíticos, listou os resultados dos ensaios feito em função do parâmetro de rigidez $\lambda h'$, onde as equações propostas são expressas para a relação entre a largura da biela e o comprimento da sua diagonal (w/d) ao variar do tipo de bloco:

$$\begin{aligned}
 \text{➤ Paredes de alvenaria} & \quad \frac{w}{d} = 0,175(\lambda h')^{-0,4} & 4 \leq \lambda h' \leq 5 & \text{ (a)} \\
 \text{cerâmica} & & & \\
 & & \frac{w}{d} = 0,16(\lambda h')^{-0,3} & \lambda h' > 5 \text{ (b)}
 \end{aligned}
 \tag{1.22}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ Paredes de betão} & \quad \frac{w}{d} = 0,115(\lambda h')^{-0,4} & 4 \leq \lambda h' \leq 5 & \text{ (a)} \\
 & & \frac{w}{d} = 0,11(\lambda h')^{-0,3} & \lambda h' > 5 \text{ (b)}
 \end{aligned}
 \tag{1.23}$$

A força que provoca a rotura da parede, aplicada segundo a diagonal, é expressa por:

$$R = w \cdot f'_m \cdot t_m \tag{1.24}$$

onde:

f'_m representa a tensão de rotura por compressão da parede;

t_m a espessura da parede.

LIAUW e KWAN (1984) [39] utilizam o método dos elementos finitos para examinar as problemáticas existentes nos pórticos preenchidos. Na fase dos estudos experimentais surgiram muitas dificuldades em relação à geometria e aos fatores de separação, de atrito e de resistência de ligação existentes na interface pórtico-painel. No âmbito da determinação da largura da biela equivalente, os autores propuseram para pórticos muito rígidos com paredes de alvenaria de enchimento flexível a seguinte equação:

$$w = \frac{0,86 \cdot h \cdot \cos\theta}{\sqrt{\lambda h'}} \quad \text{ou} \quad 0,45 h \cos\theta \tag{1.25}$$

DECANINI e FANTIN (1986) [40] através os resultados dos estudos experimentais, desenvolveram uma série de equações que variam em função do parâmetro rigidez relativa ($\lambda h'$) e do estado fissurado do painel. As formulações propostas pelos autores são apresentadas nas seguintes equações:

➤ Parede não fissurada

$$w = \left(\frac{0,748}{\lambda h'} + 0,085 \right) d \quad \text{por } \lambda h' \leq 7,85 \quad (a)$$

$$w = \left(\frac{0,393}{\lambda h'} + 0,130 \right) d \quad \text{por } \lambda h' > 7,85 \quad (b)$$

(1.26)

➤ Parede fissurada

$$w = \left(\frac{0,707}{\lambda h'} + 0,010 \right) d \quad \text{por } \lambda h' \leq 7,85 \quad (a)$$

$$w = \left(\frac{0,470}{\lambda h'} + 0,040 \right) d \quad \text{por } \lambda h' > 7,85 \quad (b)$$

(1.27)

PAULAY e PRIESTLEY (1992) [41] sugerem um valor conservativo da largura da biela recomendando uma largura da escora equivalente igual a um quarto do comprimento da diagonal do painel da seguinte forma:

$$w = 0,25 d \quad (1.28)$$

DURRANI e LUO (1994) [42] a partir das equações de Mainstone já mencionada anteriormente (equações (1.22) (1.23)), propuseram uma equação adicional para determinar a largura real da biela comprimida relativa ao painel. Nesta formulação foi introduzido um novo parâmetro (γ) designado factor de largura efectiva. O cálculo da largura efetiva é feito de acordo com a seguinte equação:

$$w = \gamma \cdot d \cdot \text{sen} 2\theta \quad (1.29)$$

onde o parâmetro (γ) é calculado como:

$$\gamma = 0,32 \sqrt{\text{sen} 2\theta} \left(\frac{h'^4 \cdot E_m \cdot t_m}{m \cdot E_c \cdot I_c \cdot h} \right)^{-0,1} \quad (1.30)$$

onde:

m é um parâmetro adimensional calculado segundo a seguinte expressão, que relaciona a rigidez da viga com a do pilar;

$$m = 6 \left(1 + \frac{6 \tan^{-1} \left(\frac{E_b \cdot I_b \cdot h'}{E_c \cdot I_c \cdot h} \right)}{\pi} \right) \quad (1.31)$$

onde:

E_b e I_b são respetivamente o módulo de elasticidade e o momento de inercia da viga.

CHETHAN (2009) [43] propôs a estimativa da largura da biela comprimida para um pórtico preenchido sujeito a cargas horizontais no topo. A largura da biela é calculada a partir da equação (1.32) que é em função dos comprimentos de contacto entre o painel e a viga (α_b) e o comprimento de contacto entre o painel e o pilar (α_c), que por sua vez são função do parâmetro de rigidez relativa ($\lambda h'$):

$$w = \sqrt{\alpha_b^2 + \alpha_c^2} \quad (1.32)$$

$$\frac{\alpha_c}{h'} = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda h'} \quad (1.33)$$

$$\lambda h' = h' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h}} \quad (1.34)$$

Quanto ao comprimento de contacto α_b (Figura 1.9), observou-se que o mesmo se aproxima a um valor igual a metade do vão.

AMATO et al. (2009) [44] propôs uma modelação em função da equivalência entre rigidez lateral do pórtico “solução exata”, em que a parede de preenchimento é modelada através de um painel. Este painel é discretizado através elementos de contorno e a rigidez lateral do pórtico em que o painel de alvenaria é esquematizado por meio de uma biela comprimida.

Ao contrário das abordagens habituais empíricas disponíveis na literatura, a técnica proposta pelos autores é diferente nos seguintes aspetos:

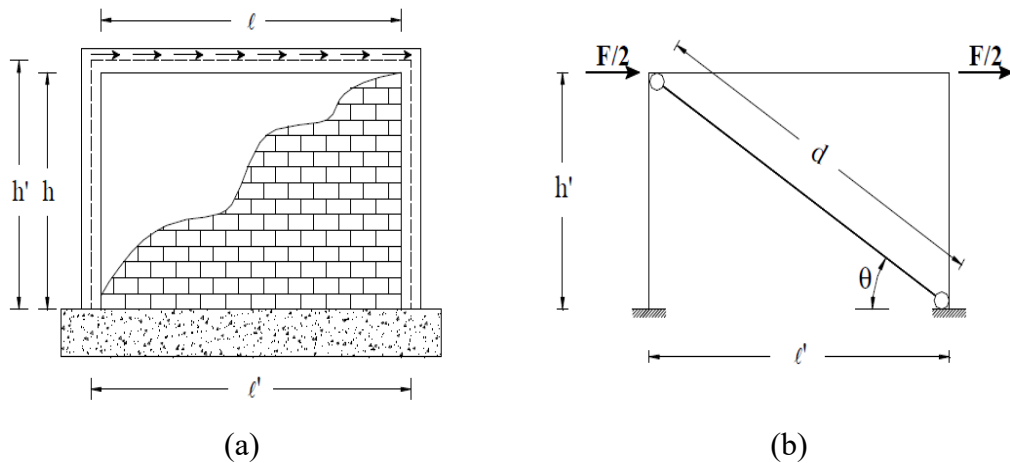
- No dimensionamento da biela entra em jogo também a rigidez axial dos pilares;

- Dá-se mais atenção à influência do comportamento bidimensional do painel de alvenaria e, portanto, à relação entre as dimensões da biela e o coeficiente de Poisson da parede;
- É também tida em conta a influência das cargas verticais.

O modelo proposto prevê a esquematização da biela equivalente, da qual já é conhecida a espessura t_m e o módulo de elasticidade E_m , caracterizados em função do painel de alvenaria; só resta determinar a largura da biela equivalente.

O processo de dimensionamento da biela consiste em igualar a rigidez lateral da “estrutura real” D_i com a rigidez lateral $\tilde{D}_i$ da “estrutura simplificada” (Figura 1.12.a , Figura 1.12.b).

Figura 1.12 - Pórtico preenchido sob cargas horizontais: (a) sistema real; (b) modelo simplificado [44].



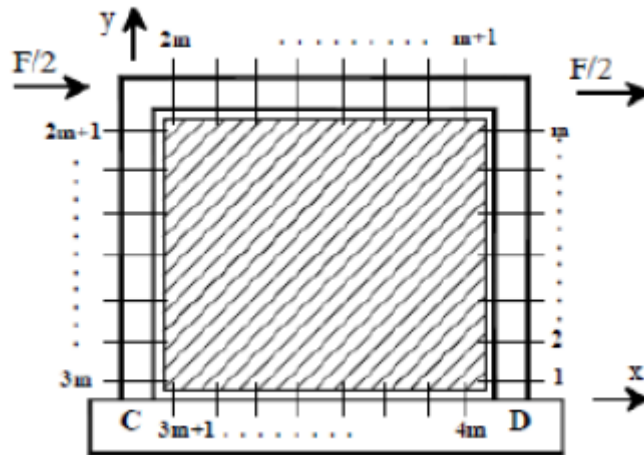
O valor da largura da biela w , como descrito anteriormente, pode ser calculado impondo a seguinte condição:

$$D_i(w) = \tilde{D}_i \quad (1.35)$$

Os métodos de análise e as soluções serão:

- Solução exata

A “estrutura real” (Figura 1.12.a) é calculada através uma modelação da parede através de uma malha, utilizando um programa de cálculo automático o qual elabora uma solução exata da estrutura.

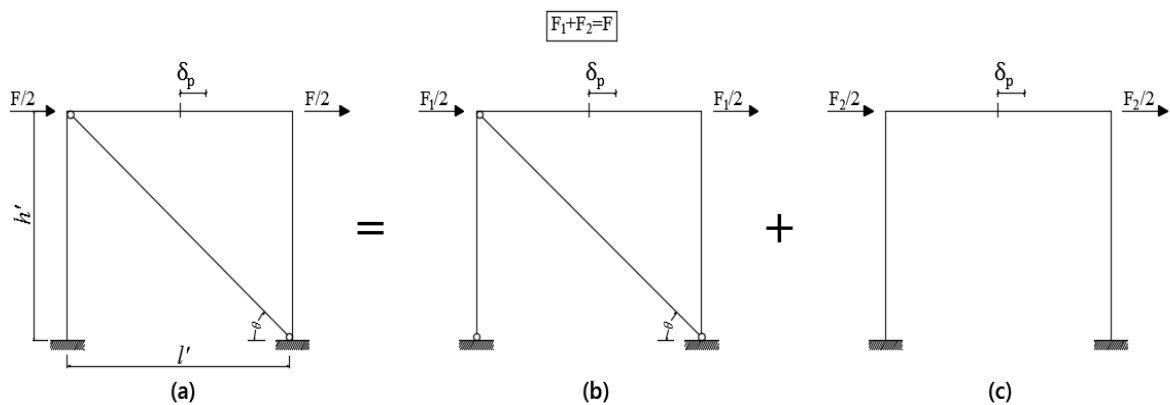
Figura 1.13 - Discretização da estrutura real [44].

Os autores utilizaram uma modelação que prevê a discretização em elementos de contorno para o painel de alvenaria e a adoção de elementos finitos para representar vigas e pilares (Figura 1.13). A rigidez do sistema (D_i) é calculada através o relacionamento entre a força F aplicada ao pórtico e a média dos valores de deslocamento horizontal, $\bar{\delta}$, calculados para os nós do pórtico numerados com $m+1$ e $2m$ da seguinte forma:

$$D_i = \frac{F}{\bar{\delta}} \quad (1.36)$$

➤ Solução simplificada

A rigidez lateral da estrutura simplificada (Figura 1.12.b) pode ser calculada decompondo a estrutura em duas sub-estruturas equivalentes, as quais são representadas na Figura 1.14.

Figura 1.14 - Decomposição da estrutura simplificada [44].

Após a decomposição da estrutura obtemos que:

D_d é a rigidez da sub-estrutura (b);

$$D_d = \frac{k_d \cdot \cos^2(\theta)}{1 + \frac{k_d}{k_c} \cdot \sin^2(\theta) + \frac{1}{4} \cdot \frac{k_d}{k_b} \cdot \cos^2(\theta)} \quad (1.37)$$

D_f é a rigidez da subestrutura (c);

$$D_f = 24 \frac{E_f \cdot I_c}{h'^3} \cdot \left[1 - 1,5 \cdot \left(3 \cdot \frac{I_b}{I_c} \cdot \frac{h'}{l'} + 2 \right) \right] \quad (1.38)$$

onde:

$$k_d = \frac{E_m \cdot t_m \cdot w}{d} \quad \text{é a rigidez axial da biela;}$$

$$k_c = \frac{E_f \cdot A_c}{h'} \quad \text{é a rigidez axial dos pilares;}$$

$$k_b = \frac{E_f \cdot A_b}{l'} \quad \text{é a rigidez axial da viga.}$$

E_m é o módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

E_f é o módulo de elasticidade do betão que constitui o pórtico;

A_c é a área da secção transversal dos pilares;

A_b é a área da secção transversal da viga;

t_m é a espessura da biela igual a espessura da parede;

w é a largura da biela a ser definida;

d é o comprimento da diagonal comprimida equivalente;

h' é o comprimento medida entre os eixos das vigas do pórtico;

l' é o comprimento medida entre os eixos dos pilares do pórtico;

I_c é momento de inércia dos pilares;

I_b é o momento de inércia da viga.

Por fim, a rigidez lateral da estrutura simplificada (Figura 1.14.a) será igual à soma das duas rigidezes precedentemente mencionadas da seguinte forma:

$$\tilde{D}_i = D_d + D_f \quad (1.39)$$

➤ Determinação da largura da biela

Observa-se que D_f é calculável, sendo conhecidos todos os termos, mas quanto ao valor de D_d há como incógnita a largura da biela, que pode ser explicitada através da seguinte equação:

$$\frac{w}{d} = \frac{D_d}{E_m \cdot t_m \cdot \cos^2(\theta)} \cdot \frac{1}{1 - \frac{D_d}{k_c} \cdot \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{k_c}{4 \cdot k_b} \right)} \quad (1.40)$$

Uma vez resolvida a “estrutura real”, a solução $D_i(w)$ é substituída na equação (1.40) obtendo:

$$D_i = D_d + D_f \rightarrow D_d = D_i - D_f \quad (1.41)$$

Por fim, a largura da biela será determinada através a seguinte equação:

$$\frac{w}{d} = \frac{D_i - D_f}{E_m \cdot t_m \cdot \cos^2(\theta)} \cdot \left[1 - \frac{D_i - D_f}{k_c} \cdot \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{k_c}{4 \cdot k_b} \right) \right] \quad (1.42)$$

Repare-se que igualando as duas soluções precedentemente mencionadas podia-se determinar a largura da biela; mas os autores queriam um procedimento mais simples que permitiria resolver o problema sem precisar da solução exata. Isto foi possível impondo que a diferença $D_i - D_f$ seja a real rigidez lateral do pórtico preenchido. Portanto, os autores introduziram um parâmetro adimensional, designado por λ^* , dependente das características geométricas e elásticas do sistema.

$$\frac{w}{d} = f(\lambda^*) \quad (1.43)$$

onde o parâmetro λ^* é representado na seguinte equação:

$$\lambda^* = \frac{E_m}{E_f} \cdot \frac{t_m \cdot h'}{A_c} \cdot \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{A_c}{A_b} \cdot \frac{l'}{h'} \right) \quad (1.44)$$

Os autores definiram um novo parâmetro adimensional (ε_v) que tem em conta as cargas verticais aplicadas só sobre as colunas (F_v):

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2 \cdot A_c \cdot E_c} \quad (1.45)$$

Os resultados experimentais mostraram também como as cargas verticais, e consequentemente, a tensão axial nos pilares, faz aumentar o comprimento de contacto entre o painel e a viga do pórtico. Isto é contabilizado através o parâmetro k representado da seguinte forma:

$$k = 1 + (18 \cdot \lambda^* + 200) \cdot \varepsilon_v \quad (1.46)$$

Tendo em conta o precedentemente exposto, e os resultados de várias interpolações entre o relacionamento w/d e o parâmetro λ^* sobre pórticos diferentes, os autores estabeleceram a seguinte relação para calcular a largura da biela:

$$\frac{w}{d} = \frac{c}{z} \cdot \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (1.47)$$

onde:

c e β são fatores que dependem do coeficiente de Poisson (ν) da alvenaria ao longo da direção da diagonal:

$$c = 0,249 - 0,0116 \cdot \nu + 0,567 \cdot \nu^2 \quad (1.48)$$

$$\beta = 0,146 - 0,0073 \cdot \nu + 0,126 \cdot \nu^2 \quad (1.49)$$

z é um parâmetro que é função da altura e da largura do painel de alvenaria:

$$z = 1 + 0,25 \cdot \left(\frac{l}{h} - 1 \right) \quad 1 \leq \frac{l}{h} \leq 1,5 \quad (1.50)$$

Foram feitos pelos autores alguns testes experimentais para validar o modelo numérico por eles proposto. Estes testes consistem em ensaiar os pórticos de betão armado, preenchidos com diferentes tipos de painéis de alvenaria de enchimento. Cada pórtico foi sujeito a uma carga vertical de 400 kN e lateralmente por uma carga horizontal incremental, aplicada através de um macaco (Figura 1.15).

Figura 1.15 - Testes em pórticos preenchidos com diferentes tipos de alvenaria [44].

De seguida, na Tabela 1.7 são apresentadas as características geométricas e mecânicas, dos componentes que constituem o pórtico, enquanto que na Tabela 1.8 são alistados os resultados numéricos e experimentais. Os valores experimentais da rigidez lateral do pórtico foram calculados considerando a primeira fase da resposta, em que foi observado um comportamento elástico linear. Os valores do módulo de elasticidade (E_m) e o coeficiente de Poisson (ν) do painel de alvenaria ao longo da direção diagonal foram calculados através de um ensaio em amostras de alvenaria. Os parâmetros D_{is} e D_i representam respetivamente a rigidez obtida experimentalmente através dos ensaios e a rigidez obtida pelo modelo proposto no trabalho.

Tabela 1.7 - Características dos pórticos ensaiados [44].

Pórtico	Tipo de alvenaria	E_f	Secção dos pilares	Secção da viga	Altura e largura do painel	Espessura da parede t_m
		[kN/mm ²]	[mm x mm]	[mm x mm]	[mm, mm]	[mm]
1	Calcarenito	28	200 x 200	200 x 400	1600, 1600	200
2						
3	Argila		200 x 200	200 x 400	1600, 1600	200
4						
5	Betão leve		200 x 200	300 x 400	1600, 1600	300
6						

Tabela 1.8 - Rigidez lateral dos pórticos preenchidos: valores numéricos e experimentais [44].

Tipo de alvenaria	E_m [N/mm ²]	ν	λ^*	w/d	w [mm]	D_i	Amostra	D_{is}
Calcarenito	4292	0,30	1,55	0,27	610	110	1	125
							2	111
Argila	5303	0,07	1,43	0,25	565	122	3	128
							4	125
Betão leve	1795	0	0,40	0,29	655	127,5	5	115
							6	125

1.5 COMPORTAMENTO DINÂMICO DE EDIFÍCIOS

Em seguida apresentam-se alguns fundamentos básicos da dinâmica das estruturas necessários para a implementação dos métodos de identificação modal.

1.5.1 Comportamento dinâmico de modelos com um grau de liberdade (1GL)

Antes de apresentar modelos mais complexos é oportuno focar a atenção num modelo simples correspondente ao comportamento dinâmico de modelos com um grau de liberdade (1GL), também designados por osciladores 1GL. A análise deste modelo permite-nos introduzir os principais conceitos envolvidos na análise dinâmica das estruturas, permitindo-nos também obter resultados que podem ser utilizados diretamente na análise de modelos de vários GL. Isto é possível em quanto um sistema mais complexo pode ser estudado através da sobreposição da resposta de vários modelos de 1GL.

A seguir é representada a equação (1.51) que traduz em cada instante, o equilíbrio dinâmico global de uma estrutura de 1 GL representada na Figura 1.16:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (1.51)$$

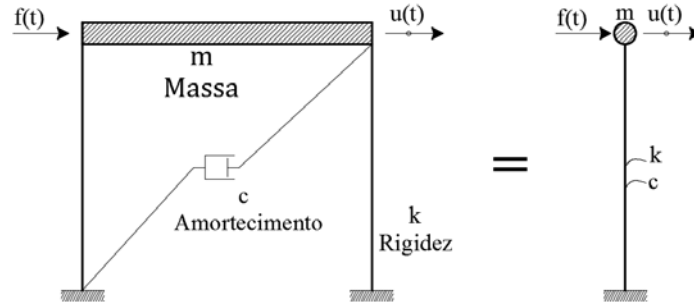
onde: $u = u(t)$ deslocamento

$$\dot{u} = \frac{du}{dt} \quad \text{velocidade}$$

$$\ddot{u} = \frac{d^2 u}{dt^2} \quad \text{aceleração}$$

Portanto, $m\ddot{u}$ =Força de inércia; $c\dot{u}$ =Força de amortecimento; ku =Força elástica e $f(t)$ =Força exterior aplicada a estrutura.

Figura 1.16 - Representação esquemática de um edifício de um piso e com um GL.



A partir da equação do equilíbrio dinâmico, as condições iniciais que traduzem em cada instante o equilíbrio dinâmico de uma estrutura são:

$$\begin{cases} m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \\ u(t=0) = u_0 \\ \dot{u}(t=0) = v_0 \end{cases} \quad (1.52)$$

1.5.1.1 Análise no domínio do tempo

Vibração livre sem amortecimento

O comportamento dinâmico, portanto, o movimento de um oscilador de 1GL é descrito matematicamente por uma função $u = u(t)$ correspondente a uma solução particular da equação diferencial ordinária de 2ª ordem, para determinadas condições iniciais (que podem ser nulas ou não).

Tendo em conta que o amortecimento é nulo ($c = 0$) e que não há forças exteriores aplicadas, ($f(t) = 0$, vibração livre) e que a massa e a rigidez por simplificação são valores unitários, a partir da equação (1.52) obtemos a seguinte equação:

$$\ddot{u} + u = 0 \quad (1.53)$$

Nestas condições, verifica-se que a solução $u = u(t)$ é uma função do tipo sinusoidal. Assim a solução geral pode ser dada na forma:

$$u(t) = A \cos(t) + B \sin(t) \quad (1.54)$$

Retomando a equação (1.52) e admitindo que a massa e a rigidez não são unitárias temos:

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (1.55)$$

Verifica-se então que as funções do tipo onda sinusoidal de frequência não amortecida (ω_N), são soluções da equação (1.55) desde que seja $\omega_N = \sqrt{k/m}$, obtemos:

$$u(t) = A \cos(\omega_N t) + B \sin(\omega_N t) \quad (1.56)$$

Derivando a equação (1.56) obtemos a equação em termos de velocidade:

$$\dot{u}(t) = v(t) = -A \cdot \omega_N \cdot \sin(\omega_N t) + B \cdot \omega_N \cdot \cos(\omega_N t) \quad (1.57)$$

Isto significa que o oscilador de massa m e rigidez k tende a oscilar naturalmente com uma frequência não amortecida:

$$\omega_N = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.58)$$

que usualmente se designa por frequência própria ou frequência fundamental do oscilador, e é expressa em radianos por segundo [rad/sec].

Uma vez conhecidas as duas condições iniciais, de deslocamento $u(t=0) = u_0$ e de velocidade $\dot{u}(t=0) = v_0$, podemos expressar as constantes A e B em termos das condições iniciais no tempo $t=0$ a partir das equações (1.56) e (1.57).

$$u_0 = A \cos(\omega_N t) + B \sin(\omega_N t)$$

$$v_0 = -A \cdot \omega_N \cdot \sin(\omega_N t) + B \cdot \omega_N \cdot \cos(\omega_N t)$$

para $u(t=0) = u_0$ obtemos:

$$u_0 = A \cos(\omega_N t) + B \sin(\omega_N t)$$

$$u_0 = A \cos(0) + B \sin(0) \Rightarrow A = u_0$$

e para $\dot{u}(t=0) = v_0$ obtemos:

$$v_0 = -A \cdot \omega_N \cdot \sin(\omega_N t) + B \cdot \omega_N \cdot \cos(\omega_N t)$$

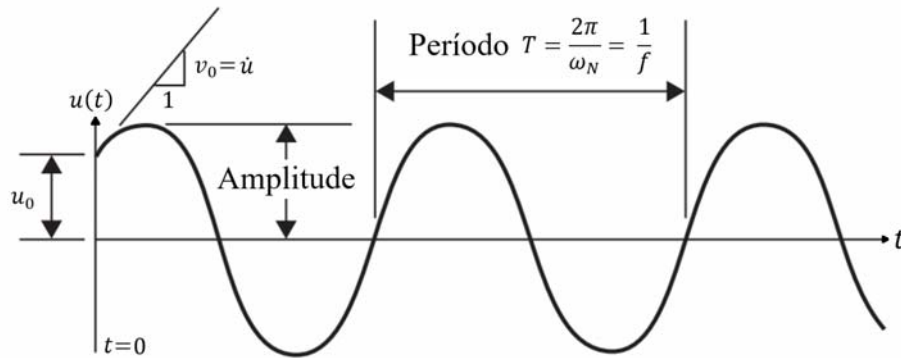
$$v_0 = -A \cdot \omega_N \cdot \sin(0) + B \cdot \omega_N \cdot \cos(0) \Rightarrow B = \frac{v_0}{\omega_N}$$

Uma vez obtidas as constantes A e B, e substituindo-as na equação (1.56) obtemos:

$$u(t) = u_0 \cos(\omega_N t) + \frac{v_0}{\omega_N} \text{sen}(\omega_N t) ; \quad \omega_N = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.59)$$

A solução mostrada na equação (1.59) apresenta o movimento harmónico simples e é representada graficamente na Figura 1.17.

Figura 1.17 - Movimento harmónico de uma estrutura em vibração livre não-amortecida.



O período (T) é o tempo que o oscilador leva para completar um ciclo:

$$T = \frac{2\pi}{\omega_N} = \frac{1}{f} \quad (1.60)$$

Ao invés, a frequência natural de vibração (f) dada pela equação (1.61) representa em Hz os números de ciclos por segundo:

$$f = \frac{\omega_N}{2\pi} \quad (1.61)$$

A frequência natural de vibração também pode ser representada na forma seguinte:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (1.62)$$

Vibração livre com amortecimento

Considerando o caso mais geral de vibração livre, portanto $f(t) = 0$ com amortecimento não nulo ($c \neq 0$), a equação do movimento (1.52) será da forma da seguinte forma:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (1.63)$$

Dividindo a equação (1.63) pela massa, m , e lembrando que $\omega_N = \sqrt{k/m}$, obtemos:

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \omega_N^2 u = 0 \quad (1.64)$$

Sabendo que a constante de amortecimento $c = \xi \cdot 2 \cdot m \cdot \omega_N$, obtemos:

$$\ddot{u} + \xi 2\omega_N \dot{u} + \omega_N^2 u = 0 \quad (1.65)$$

onde:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_N} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (1.66)$$

$$c_{cr} = \frac{c}{\xi} = 2m\omega_N \quad (1.67)$$

A equação (1.66) é conhecida como fator de amortecimento e é definido como a razão entre a constante de amortecimento (c) e a constante de amortecimento crítico (c_{cr}).

Matematicamente podemos ter três tipos de soluções do sistema dinâmico $u(t)$:

- Sistema superamortecido: $c > c_{cr}$ ou $\xi > 1$;
- Sistema criticamente amortecido: $c = c_{cr}$ ou $\xi = 1$;
- Sistema subamortecido: $c < c_{cr}$ ou $\xi < 1$.

A terceira hipótese $c < c_{cr}$ ou $\xi < 1$ corresponde aos problemas de engenharia civil, (estruturas em betão $\xi = 5\%$; estruturas em aço $\xi = 2\%$). A partir desta observação, nesta dissertação apenas considera-se esta hipótese para os movimentos oscilatórios onde o amortecimento for inferior ao amortecimento crítico.

A frequência angular amortecida (ω_D) (definida para $c < c_{cr}$ ou $\xi < 1$), que corresponde a frequência de resposta em regime livre de um oscilador de 1 GL de massa m e com coeficiente de amortecimento c , será:

$$\omega_D = \omega_N \sqrt{1 - \xi^2} \quad (1.68)$$

Sendo $\omega_D < \omega_N$, pode-se comprovar que o amortecimento tem efeito de reduzir a frequência natural da estrutura (ω) e (f) e de alongar o período natural (T).

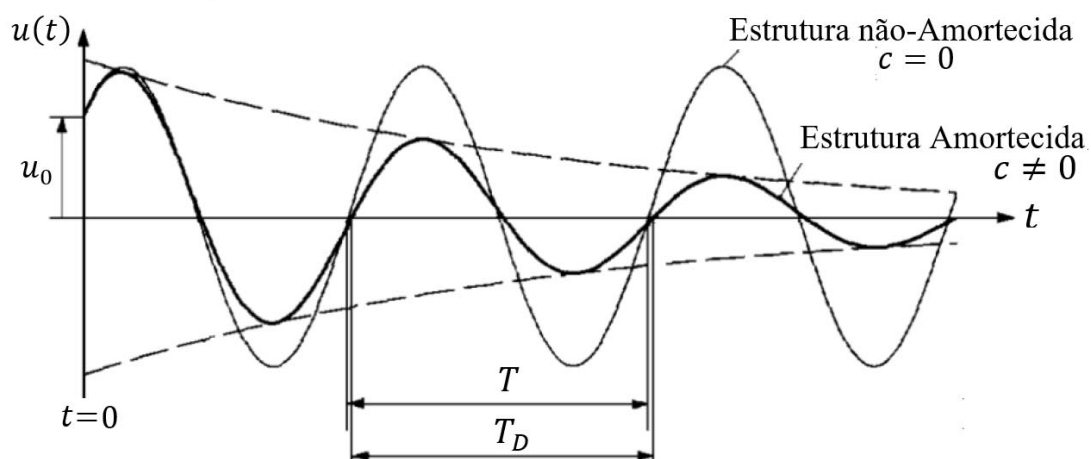
Portanto como representado na

Figura 1.18 o período natural amortecido (T_D) será maior que o período natural não amortecido ($T_D > T$) e a frequência amortecida (f_D) será maior que a frequência natural não amortecida ($f_D < f$).

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{1}{f_D} \quad (1.69)$$

$$f_D = \frac{\omega_D}{2\pi} \quad (1.70)$$

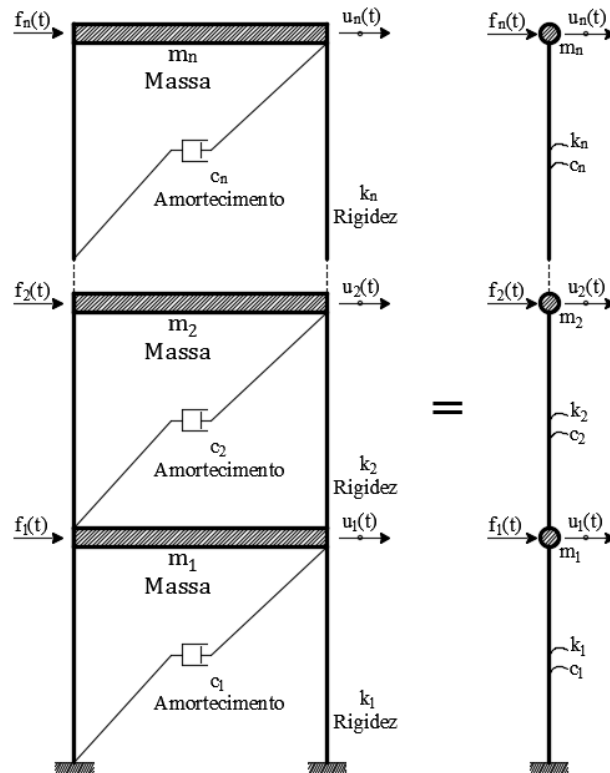
Figura 1.18 - Resposta em regime livre com amortecimento.



1.5.2 Comportamento dinâmico de modelos com N graus de liberdade (NGL)

O comportamento das estruturas reais é complexo, pelo que o respetivo comportamento dinâmico mais detalhado deverá ser simulado por modelos com N graus de liberdade. A Figura 1.19 representa um modelo de N graus de liberdade para simular um edifício com n pisos.

Figura 1.19 - Representação esquemática de um edifício de n-pisos.



A equação do movimento para um sistema com N graus de liberdade (Figura 1.19) em forma matricial é:

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{u}(t)\} + [\mathbf{c}]\{\dot{u}(t)\} + [\mathbf{K}]\{u(t)\} = \{f(t)\} \quad (1.71)$$

onde:

$[\mathbf{M}]$ é a matriz de massa da estrutura de dimensão $(N \times N)$;

$[\mathbf{c}]$ é a matriz de amortecimento da estrutura de dimensão $(N \times N)$;

$[\mathbf{K}]$ é a matriz de rigidez da estrutura de dimensão $(N \times N)$;

$\{u(t)\}$ é o vetor dos deslocamentos nos N graus de liberdade, função do tempo, correspondentes à discretização espacial adotada; Digitare l'equazione qui.

$\{f(t)\}$ é o vetor das forças exteriores.

Representando a equação (1.71) em forma matricial, teremos:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & c_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & c_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & \cdots & k_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \\ \vdots \\ f_n(t) \end{Bmatrix} \quad (1.72)$$

Considerando o caso simples, na hipótese de amortecimento nulo ($c = 0$) e sem forças exteriores aplicadas, tem-se a seguinte equação matricial:

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + \{u(t)\} = 0 \quad (1.73)$$

1.5.2.1 Análise modal

No caso de corpos simples, a análise modal permite estudar o comportamento dinâmico através da avaliação das frequências naturais e dos respectivos modos de vibração. Por meio desta análise define-se a resposta da estrutura como uma soma ponderada de movimentos harmônicos.

Com base na equação (1.73) é possível obter as frequências naturais de vibração livre e as suas respectivas formas modais. A solução dessa equação recai num problema de autovalores e autovetores na forma da equação (1.74), onde os autovalores (ω^2) estão relacionados com as frequências naturais de vibração da estrutura e os autovetores (Φ) correspondem aos respectivos modos de vibração.

$$[K - \omega_n^2 M]\{\Phi_n\} = 0 \quad (1.74)$$

onde:

ω_n são as n -frequências angulares naturais de vibração;

$\{\Phi_n\}$ é o vetor do n -ésimo modo de vibração inerente a n -ésima frequência ω_n .

Pode-se demonstrar pela regra de Cramer que a solução simultânea do conjunto de equações (1.74) conduz à equação:

$$\{\Phi\} = \frac{0}{\|\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}\|} \quad (1.75)$$

Portanto uma solução não-trivial somente é possível quando o determinante do denominador for nulo. Em outras palavras, vibrações livres de amplitude finita somente são possíveis quando:

$$\det\|\mathbf{K} - \omega_n^2 \mathbf{M}\| = 0 \quad (1.76)$$

A equação (1.76) é chamada equação das frequências do sistema. Calculando o determinante da equação (1.76) e colocando-o igual a zero, é possível calcular as N raízes dessa equação ($\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2$) que representam as frequências naturais dos N modos de vibração do sistema. Isso pode ser ilustrado pelo vetor das frequências naturais $\bar{\omega}$:

$$\bar{\omega} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_n \end{Bmatrix} \quad (1.77)$$

Lembrando que $f = \omega/2\pi$ (equação (1.58)), onde f é a frequência natural de vibração do sistema expressa em ciclos oscilatórios por segundo, a unidade dessa grandeza no sistema internacional é o Hertz (Hz). Assim, dividindo cada elemento do vetor (1.77) por 2π , tem-se o vetor $\bar{f}$ que representa as frequências naturais do sistema medidas em Hz:

$$\bar{f} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \vdots \\ f_n \end{Bmatrix} \quad (1.78)$$

Para obter os vetores-coluna de cada modo de vibração $\{\Phi_n\}$, é necessário substituir cada frequência ω_n na equação (1.74) e retirar os valores relativos de $\{\Phi_n\}$:

$$\Phi_1 = \begin{Bmatrix} \Phi_{11} \\ \Phi_{21} \\ \Phi_{31} \\ \vdots \\ f_{n1} \end{Bmatrix}; \Phi_2 = \begin{Bmatrix} \Phi_{12} \\ \Phi_{22} \\ \Phi_{32} \\ \vdots \\ f_{n2} \end{Bmatrix}; \Phi_3 = \begin{Bmatrix} \Phi_{13} \\ \Phi_{23} \\ \Phi_{33} \\ \vdots \\ f_{n3} \end{Bmatrix}; \dots \Phi_n = \begin{Bmatrix} \Phi_{1n} \\ \Phi_{2n} \\ \Phi_{3n} \\ \vdots \\ f_{nn} \end{Bmatrix} \quad (1.79)$$

1.6 ESTIMATIVA DA FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL ATRAVÉS DO EC8

Algumas Normas prevêem fórmulas aproximadas para estimar, de forma expedita, a primeira frequência fundamental de um edifício. Este subcapítulo refere-se a estimativa da frequência segundo a Norma europeia Eurocódigo 8 (EC8) [2].

O Eurocódigo 8 disponibiliza a equação (1.80) para estimar o período fundamental de um edifício (T). Esta expressão é válida só para edifícios ate 40 m de altura:

$$T = 0,075H^{3/4} \quad (1.80)$$

onde:

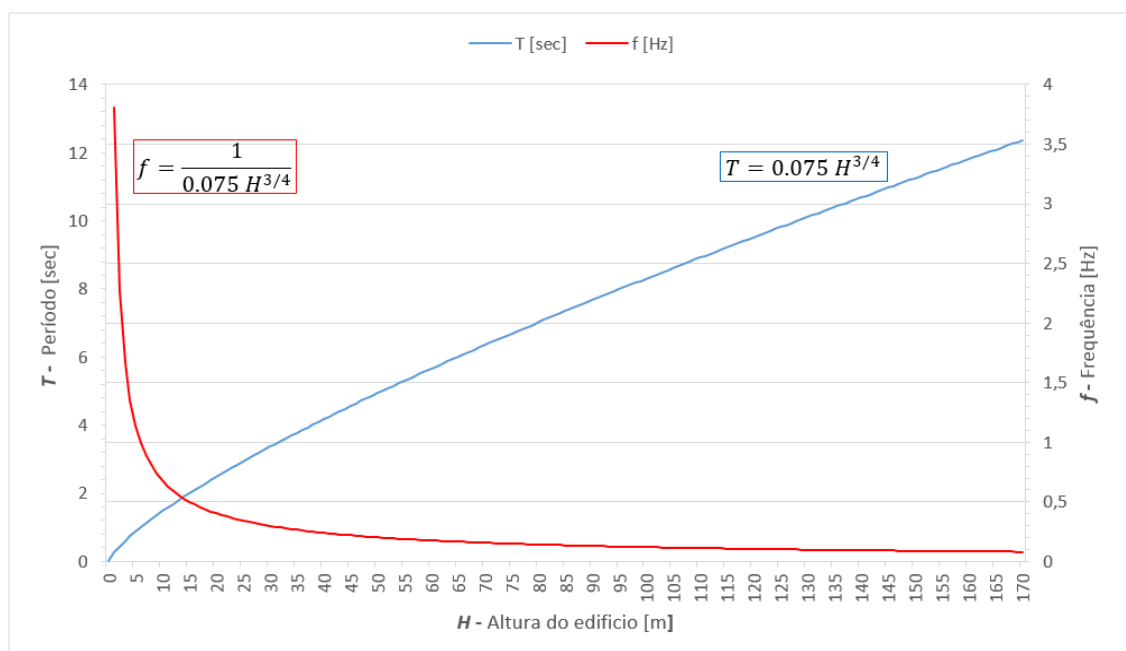
H é a altura do edifício em metros, e o resultado de T é expresso em segundos.

Recordando que a frequência (f) é o inverso do período (T) teremos que:

$$f = \frac{1}{0,075H^{3/4}} \quad (1.81)$$

Na Figura 1.20 é representada a variação do período e da frequência fundamentais estimados através das fórmulas aproximadas do EC8.

Figura 1.20 - Variação do período e da frequência fundamental através da fórmula aproximada do EC8.



1.7 EFEITOS DAS PAREDES DE ALVENARIA NA RESPOSTA SÍSMICA DA ESTRUTURA

Neste subcapítulo faz-se uma breve referência aos danos correntes em estruturas reticuladas, quando sujeitas a ação dos sismos e relacionados com a resistência das paredes de alvenaria. Os danos causados pelos sismos em edifícios de estruturas reticuladas de betão armado puseram em evidência a importância que podem ter as paredes de enchimento (consideradas como elementos “não estruturais”) no comportamento global deste tipo de edifícios. A solução estrutural constituída por estruturas reticuladas de betão armado, preenchidas com paredes consideradas como elementos “não estruturais”, é a solução mais utilizada na construção de edifícios de qualquer dimensão. Isto significa que, na prática atual de projeto, admite-se que a estrutura de betão deverá resistir a todas as ações que o edifício é submetido ao longo da sua vida útil, ignorando por completo a presença das paredes (por serem consideradas elementos não estruturais).

A partir da observação dos danos sísmicos neste tipo de estrutura, começou-se a perceber que estes elementos para além de serem considerados não estruturais, introduziam mecanismos inesperados no comportamento dinâmico das estruturas, introduzindo assim esforços em lugares críticos que a estrutura não estava preparada e dimensionada para receber.

Tendo em conta que o comportamento da estrutura depende de alguns fatores, como: das características mecânicas próprias do painel, da sua distribuição no interior da estrutura reticulada, e da sua interação com os elementos resistentes; isto implica que não sendo vulgar a introdução das paredes de alvenaria nos modelos matemáticos, o comportamento real da estrutura sob efeito do sismo pode ser diferente daquilo que é esperado em fase de projeto. Portanto, o preenchimento das estruturas reticuladas com paredes de alvenaria pode ter efeitos (positivos ou negativos) para o desempenho sísmico por causa do aumento da inércia, da massa e da rigidez.

Na Figura 1.21.a, Figura 1.21.b, Figura 1.21.c, Figura 1.21.d são representados exemplos de edifícios com degradação das paredes de alvenaria no primeiro piso por efeito de uma ação sísmica. Através desta imagem percebe-se a importância que tiveram as paredes de enchimento na estrutura reticulada em betão armado permitindo evitar o colapso da estrutura. Se os painéis forem bem distribuídos permitem reduzir a amplitude dos deslocamentos, incrementando a resistência global da estrutura a cargas horizontais, permitindo assim a dissipação de uma grande quantidade de energia. O contributo oferecido pelos painéis evidencia-se pelo clássico

aspecto das fissurações em forma de “X” nas paredes de enchimento, o que evidencia uma rotura por corte do painel causada pela carga cíclica do sismo. No geral, apesar de os painéis de alvenaria terem perdido funcionalidade devido a fissuras e esmagamentos vários, contribuíram ativamente para evitar o colapso da estrutura.

Figura 1.21 - Danos nas paredes de alvenaria por efeito da ação sísmica.



(a) [45]



(b) [46]



(c) [46]



(d) [45]

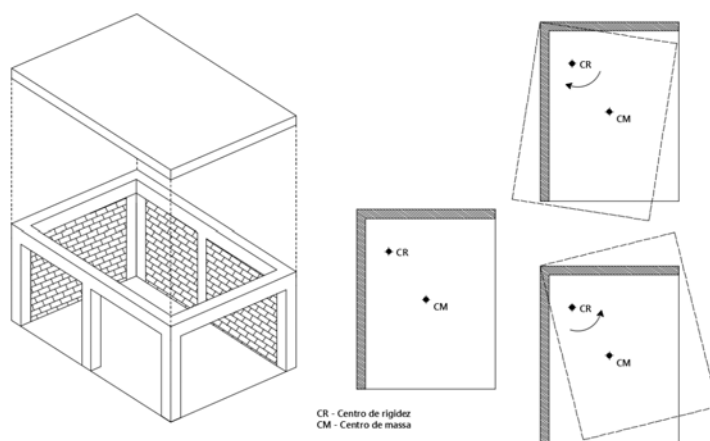
Os painéis de alvenaria têm um comportamento frágil, o que influencia a resposta em campo não elástico: a rotura frágil, instantânea e sem aviso prévio das paredes, faz com que a porção das ações sísmicas que eram absorvidas pelas paredes passem rapidamente para os elementos estruturais de betão, com o risco do colapso imprevisto da estrutura.

Portanto, os efeitos da presença dos painéis de alvenaria de enchimento não são sempre positivos, uma vez que têm sido detetados efeitos negativos devidos a existência de paredes de enchimento nas seguintes situações:

➤ Distribuição irregular das paredes em planta

Se a distribuição dos painéis não é regular em planta, o comportamento estrutural sob acção sísmica pode piorar decisivamente. Nesta situação pode-se dar origem a efeito inesperados de torção no edifício devido ao aumento da distância entre os seus centros de massa e de rigidez, com um considerável incremento das solicitações nos elementos com excentricidade elevada com respeito ao centro de rigidez (Figura 1.22).

Figura 1.22 - Efeito de torção ocorrido nos edifícios devido a existência de paredes de enchimento [47].



➤ Distribuição irregular das paredes ao longo da altura do edifício

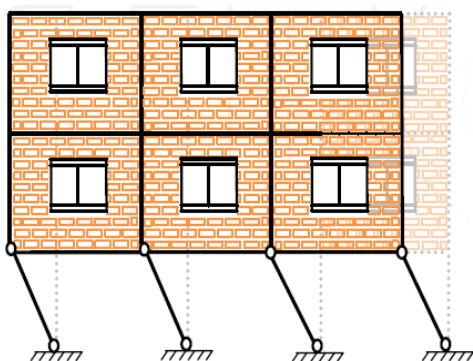
A irregularidade em elevação do edifício, causada por elevadas concentrações de rigidez entre pisos (soft-story), comporta diferentes deformadas modais pouco usuais, causando uma elevada concentração de massa em altura que se desloca como um bloco rígido sobre elementos mais flexíveis (pilares) os quais são afectados por elevados esforços horizontais.

O soft-story, portanto verifica-se quando um plano tem rigidez significativamente menor do que a dos outros, ou seja, há uma descontinuidade repentina da distribuição de rigidez em altura. Isto é tipicamente encontrado em apartamentos amplamente vidrados com ausência de paredes de alvenaria no rés-do-chão e nas garagens; enquanto o resto da construção apresenta uma clara

prevalência de paredes de alvenaria a preencher os pórticos. Esta diferença de rigidez torna os pilares dos pisos vazados com maior deformabilidade.

Nestes casos de grandes variações de rigidez, e em certa medida de massa, têm sido a causa de danos observados em um grande número de edifícios com um piso vazado. Esta situação é muito perigosa ao fazer crescer o esforço normal em cima dos pilares; provoca assim a plastificação dos nós dos pilares que levam ao colapso total do piso sem painéis de alvenaria como foi possível observar no sismo da Aquila em Itália (Figura 1.23.a, Figura 1.23.b).

Figura 1.23 - Exemplo de colapso devido ao "soft story" por efeito de diferença de rigidez.



(a) [48]



(b) [49]

➤ Pórticos parcialmente preenchidos com paredes

O não enchimento dos pórticos na totalidade da altura pode dar origem a “colunas curtas”. Esta situação, em caso de sismo, gera rotura por corte nos pilares, em zonas insuficientemente armadas, por causa de alterações dos esforços originados pela interação entre a estrutura reticulada e a parede de alvenaria. Em tal âmbito gera-se também a plastificação dos pilares devido à presença de elevados esforços de tração gerados em interação com o painel (Figura 1.24.a, Figura 1.24.b, Figura 1.24.c)

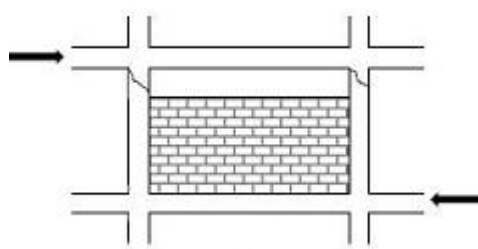
Figura 1.24 - Efeito da coluna curta devido ao preenchimento parcial do pórtico.



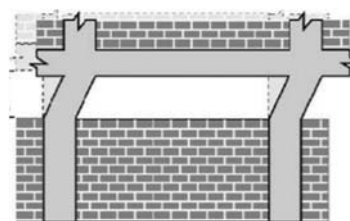
(a) [46]



(b) [46]



(c) [49]



Essencialmente, através deste parágrafo queria-se fazer um breve apanhado de como a contribuição negativa ou positiva dos painéis de alvenaria é essencial para abordar o problema de uma perspectiva diferente, mudando a prática tradicional, que não considera as interações

entre painéis e elementos estruturais. Percebendo esta interação pode-se prever a resposta de edifícios com uma melhor aproximação do que foi feito até agora. No caso de contribuição negativa, de facto, é importante tomar medidas para evitar que os danos gerados pela ação sísmica nas alvenarias não introduzam danos graves na estrutura resistente. Após os estudos feitos, revelou-se que a contribuição positiva das paredes de alvenaria pode ser usada como um sistema para melhorar a resposta sísmica dos edifícios, especialmente tendo o cuidado de fazer alvenaria de qualidade, distribuídas corretamente em planta e elevação de modo a não gerar abruptas mudanças de rigidez e de resistência entre os andares.

1.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA SEGUNDO O EC8

O Eurocódigo 8 apresenta dois tipos de verificação de segurança para a ação sísmica. Assim, por um lado, há que assegurar a segurança à rotura pela verificação dos Estados Limites Últimos, e, por outro lado, que para um sismo dito de serviço, e consequentemente de menor intensidade, se garanta a Limitação de Danos.

1.8.1 Estado limite último (ELU)

A exigência de não colapso global e local é traduzida através de um conjunto de prescrições relativas às capacidades resistentes, exigências de ductilidade, garantias de equilíbrio, estabilidade das fundações e largura das juntas sísmicas.

As condições de resistência a verificar consistem na garantia de que o valor de cálculo do efeito da ação devido à combinação de ações sísmica seja inferior à resistência de cálculo correspondente de todos os elementos, incluindo ligações. Do lado da ação devem ser incluídos, quando necessário, os efeitos de 2ª ordem.

De acordo com a cláusula § 4.4.2.2 (2) da EN1998 – 1 [2], os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados se, em termos globais da estrutura, a consideração destes for inferior a 10% dos efeitos de primeira ordem, como se indica na expressão:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (1.82)$$

onde:

θ é o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} é a carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, para a combinação de ações sísmica;

d_r é o valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos;

V_{tot} é a força de corte sísmica total no piso considerado;

h é a altura entre pisos.

Relativamente à ductilidade, a cláusula § 4.4.2.3 da EN1998-1 [2] prescreve que “deve verificar-se que tanto os elementos estruturais, como a estrutura no seu todo, possuem ductilidade adequada, tendo em conta o aproveitamento da ductilidade expectável associada ao sistema estrutural escolhido e ao coeficiente de comportamento”.

Devem ser satisfeitos requisitos específicos, nomeadamente regras de cálculo pela capacidade real de modo a evitarem-se mecanismos de rotura frágil, estabelecendo-se uma hierarquia de resistência dos vários elementos estruturais de modo a que seja possível a absorção de energia por flexão com formação de rótulas plásticas nos locais mais convenientes.

1.8.2 Limitação de danos

A filosofia da limitação de danos surgiu com o intuito de minimizar as consequências, em termos económicos, de um evento sísmico de menor intensidade. Esta traduz-se pela limitação dos deslocamentos relativos entre pisos de acordo com o tipo de elementos não estruturais presentes na estrutura, segundo a classificação que se segue:

- Edifícios que possuem elementos não estruturais construídos com materiais frágeis fixos à estrutura (exemplo: Paredes de Alvenaria):

$$d_r \cdot v \leq 0,005h \quad (1.83)$$

- Edifícios que possuem elementos não estruturais construídos com materiais dúcteis:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075h \quad (1.84)$$

- Edifícios que possuem elementos não estruturais fixos de modo a não interferir com a deformação da estrutura:

$$d_r \cdot v \leq 0,010h \quad (1.85)$$

onde:

d_r é o valor de cálculo do deslocamento entre pisos para o espectro de resposta da ação sísmica considerando para a verificação de segurança à rotura, sem consideração do coeficiente de comportamento;

h é a altura entre pisos;

ν é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da acção sísmica associada ao requisito de limitação de danos, para o qual o Anexo Nacional recomenda os valores que constam na Tabela 1.9.

Tabela 1.9 - Valores do coeficiente de redução ν [Quadro NA.III] [2].

Ação Sísmica	ν
Tipo 1	0,40
Tipo 2	0,55

Esta verificação pressupõe que os deslocamentos variam linearmente com os esforços, na medida em que estes não são afetados pelo coeficiente de comportamento.

CAPÍTULO 2

ESTUDO PARAMÉTRICO

2.1 INTRODUÇÃO

A partir do que foi descrito no capítulo anterior, após uma aprofundada revisão bibliográfica, avaliando e analisando diferentes estudos numéricos e experimentais realizados por vários autores, surgiu que os painéis de alvenaria de enchimento são de relevante importância, uma vez que contribuem, tanto em fase elástica como em fase inelástica, para a rigidez de um pórtico preenchido através de múltiplos mecanismos resistentes. No entanto, a validade dos resultados obtidos são muitas vezes discutíveis, em virtude da grande variabilidade das propriedades físicas dos painéis de alvenaria, influenciada pelo elevado número de variáveis que entram em jogo numa estrutura não-homogênea como o painel.

Conforme estabelecido, a influência da alvenaria na rigidez horizontal de pórticos em betão armado é algo de difícil modelação; mesmo havendo uma noção do comportamento destes sistemas, ainda não há um consenso aceite de forma geral sobre a modelação da alvenaria.

Os principais objetivos deste estudo consistem em: avaliar e identificar a formação da biela diagonal comprimida através de um estudo das tensões que se formam no painel em fase de serviço (fase elástica); efetuar um estudo paramétrico, analisando diferentes modelos numéricos para diferentes configurações geométricas do painel; confrontar os resultados em termos de frequência e de deslocamentos segundo o eixo horizontal.

2.2 ESTUDO DA CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA EM PÓRTICOS

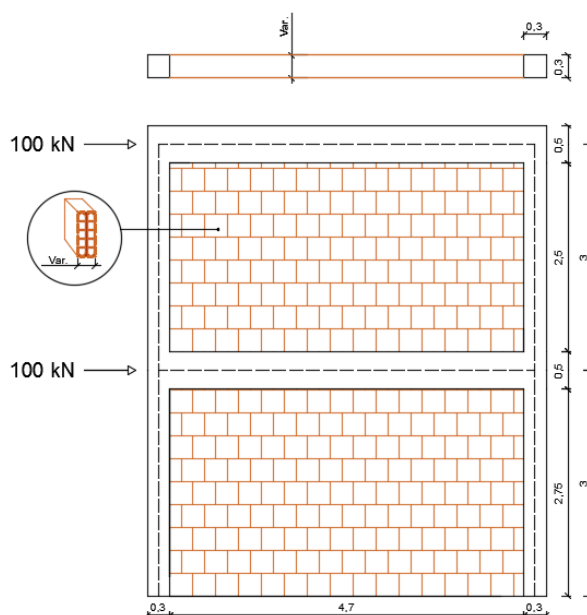
Este estudo foi realizado considerando um pórtico simples (Figura 2.1) em betão armado preenchido com alvenaria de tijolo. Os modelos numéricos relativos ao pórtico foram realizados de forma bidimensional através do programa de cálculo automático “Robot structural analysis”, assumindo um estado não-fissurado do painel, ou seja, um comportamento monolítico na interface pórtico-painel, que determina um comportamento elástico linear dos materiais. Esta abordagem simplificada tem como objetivo fundamental estimar a ordem de grandeza dos

deslocamentos e da alteração da frequência natural de vibração causada pela consideração de paredes de alvenaria.

2.2.1 Geometria dos modelos adotados

O pórtico levado em consideração é um pórtico simples em betão armado, composto por dois níveis e preenchido com painéis de alvenaria de tijolo com espessura variável. O pórtico foi submetido a duas forças horizontais de 100 kN por cada nível. Na Figura 2.1 pode-se ver a configuração geométrica e as forças aplicadas no modelo.

Figura 2.1 - Pórtico adotado pela modelação numérica no estudo paramétrico.

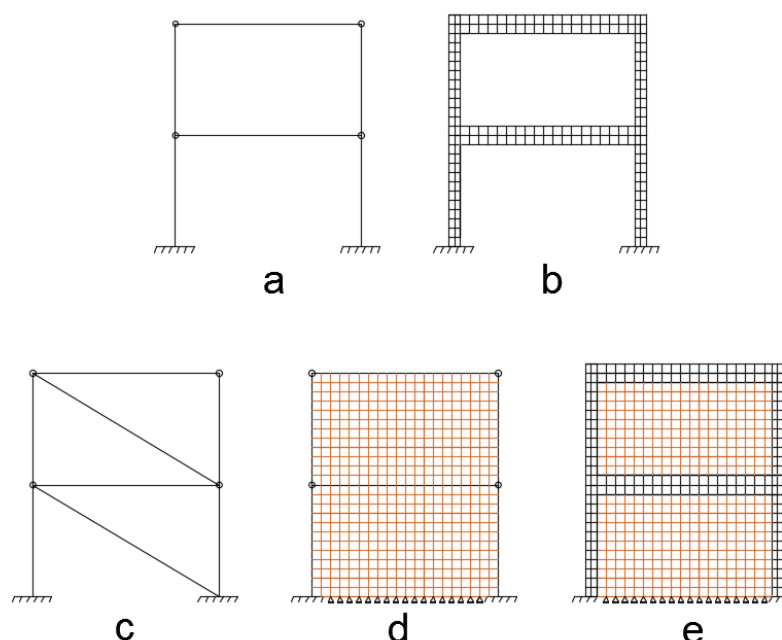


O pórtico anteriormente representado foi modelado através de diferentes modelos em estado plano de tensão através do programa de cálculo automático Robot. No total foram criados cinco modelos numéricos (Figura 2.2), onde os dois primeiros modelos, (a) e (b), têm em conta unicamente da contribuição dos pórticos de betão armado para resistir às ações horizontais; no entanto, os restantes modelos, (c), (d) e (e), têm em conta o incremento de rigidez introduzida pela contribuição das paredes de alvenaria para resistir a tais ações.

A criação de modelos com diferentes discretizações permitiu-nos, numa primeira fase, avaliar se os modelos mais simples, ou seja, com menos discretizações, conseguimos atingir os mesmos resultados que geram os modelos mais complexos; e numa segunda fase, identificar a formação

da biela diagonal equivalente dentro de modelos mais complexos, por meio do mapeamento das tensões no interior dos painéis discretizadas através de malhas de elementos finitos.

Figura 2.2 - Geometria dos modelos numéricos.



A seguir são descritos, de forma mais detalhada os cinco modelos representados na Figura 2.2:

➤ Modelo a)

É um modelo composto exclusivamente pelos pórticos em betão armado, em que as vigas e os pilares foram modelados por meio de elementos de barra.

➤ Modelo b)

É também um modelo composto exclusivamente pelos pórticos em betão armado, mas neste caso, as vigas e os pilares foram modelados através de elementos finitos em estado plano de tensão.

➤ Modelo c)

É um modelo em que além dos pórticos em betão armado foi considerada a contribuição da rigidez da parede de preenchimento em alvenaria de tijolo. As vigas e os pilares foram modelados por meio de barras, enquanto a parede de alvenaria foi modelada através de uma diagonal equivalente. A largura da diagonal foi calculada a partir da equação (1.22), realizada por MINESTONE e recomendada pela FEMA365 (Federal Emergency Management Agency).

➤ Modelo d)

É um modelo semelhante ao anterior, uma vez que as vigas e os pilares foram modelados por meio de elementos de barra, mas neste caso a parede de alvenaria foi discretizada através de uma malha de elementos finitos em estado plano de tensão.

➤ Modelo e)

Modelo mais complexo, onde todos os elementos do pórtico são modelados através de elementos finitos em estado plano de tensão.

2.2.2 Propriedades mecânico-elásticas dos modelos numéricos

Para todos os modelos anteriormente mencionados foram consideradas as mesmas propriedades elásticas e mecânicas dos materiais e a mesma geometria do pórtico.

A seguir são listadas as propriedades adotadas para os modelos:

➤ Pórtico de betão armado:

- Tipo de betão: C30/37;
- Peso específico do betão armado (W): 25 kN/m³;
- Módulo de elasticidade do betão armado (E_f): 33000 MPa;
- Resistência característica à compressão (R_{ck}): 30 MPa;
- Coeficiente de Poisson (ν) = 0,2.

➤ Paredes de alvenaria de blocos cerâmico:

- Módulo de elasticidade da alvenaria (E_m): 5303 MPa (Tabela 1.8 Amato);
- Coeficiente de Poisson (ν) = 0,15;
- Peso específico da alvenaria (W): 18 kN/m³.

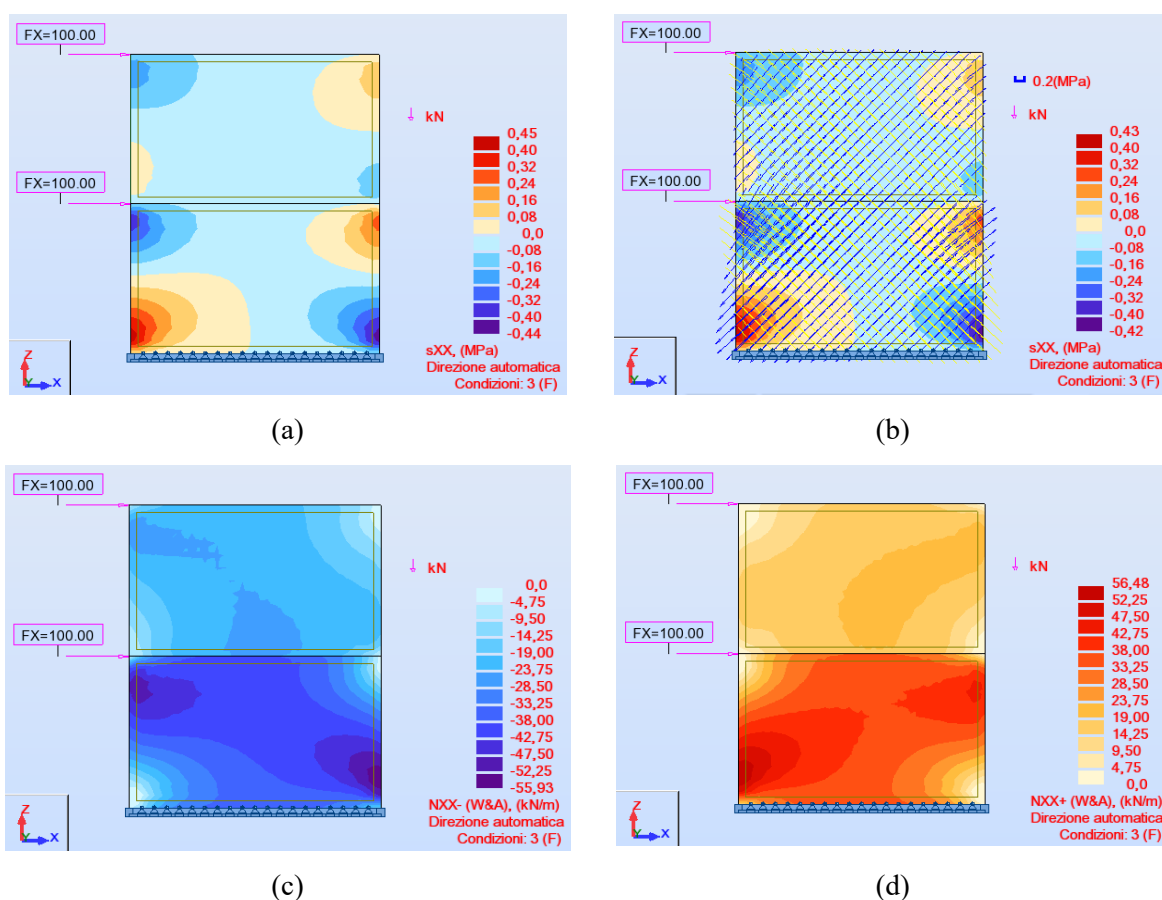
2.2.3 Análise das tensões no Modelo (d) e avaliação da formação da biela diagonal

Para avaliar a formação da biela diagonal, foi analisado o Modelo (d), em que, tal como descrito antes, as vigas e os pilares foram modelados através das barras, enquanto que o painel de alvenaria foi modelado por elementos finitos em estado plano de tensão.

Tal modelo, por causa da discretização da parede de enchimento de alvenaria em elementos finitos, permitiu estudar o comportamento das tensões de compressão que são geradas dentro do painel por causa da aplicação de uma força horizontal de 100 kN por piso.

A Figura 2.3.a e a Figura 2.3.b representam a evolução das tensões de tração (em vermelho) e de compressão (em azul) que são gerados dentro do painel de alvenaria. Na Figura 2.3.c e a Figura 2.3.d são representados, respetivamente, o esforço normal de compressão e de tração.

Figura 2.3 - Análise do Modelo (d): (a, b) análise das tensões; (c) análise dos esforços de compressão; (d) análise dos esforços tração.



Este estudo permitiu demonstrar, assumindo um comportamento dos materiais em estado de tensão elástico-linear, ou seja, antes do aparecimento da primeira fissura na parede, que se apresenta uma concentração de tensões normais de compressão que se geram ao longo da diagonal principal do painel, e a formação de tensões de tração concentrada ao longo da diagonal secundária.

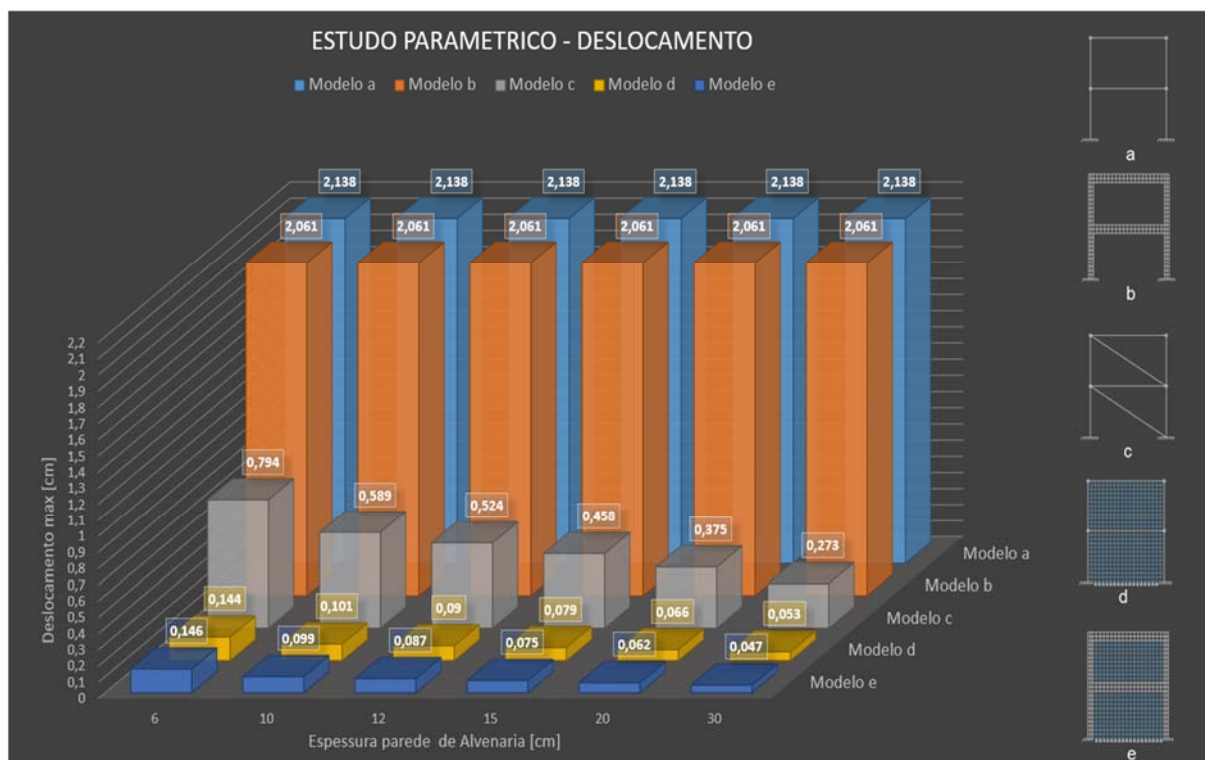
Pode-se ver também que se gera uma concentração elevada de tensões de compressão nos cantos da diagonal principal e de tração nos cantos da diagonal secundária; o que indica a partir do que foi descrito por POLYAKOV [34], que num estado que já não é elástico linear, ocorrerá o aparecimento das primeiras fissuras nos cantos da diagonal secundária e numa segunda fase o esmagamento dos cantos da diagonal principal.

Nesta modelação, tal como nos ensaios experimentais analisados no capítulo anterior, concluiu-se que as cargas caminham por bielas diagonais e, dessa forma, uma proposição teórica para a representação desse comportamento passa pela consideração do painel como uma barra diagonal equivalente.

2.2.4 Estudo paramétrico em termos de deslocamento no topo

Após a criação dos modelos foi realizado um estudo paramétrico que relaciona aos deslocamentos sofridos pelo pórtico submetido a uma força de 100 kN por piso, ao variar tanto o tipo de modelo adotado como a espessura da parede da alvenaria de tijolo.

Figura 2.4 - Estudo paramétrico em termos de deslocamentos horizontais.



Este estudo foi importante para identificar o aumento de rigidez, em função da espessura do painel de alvenaria e do modelo adotado.

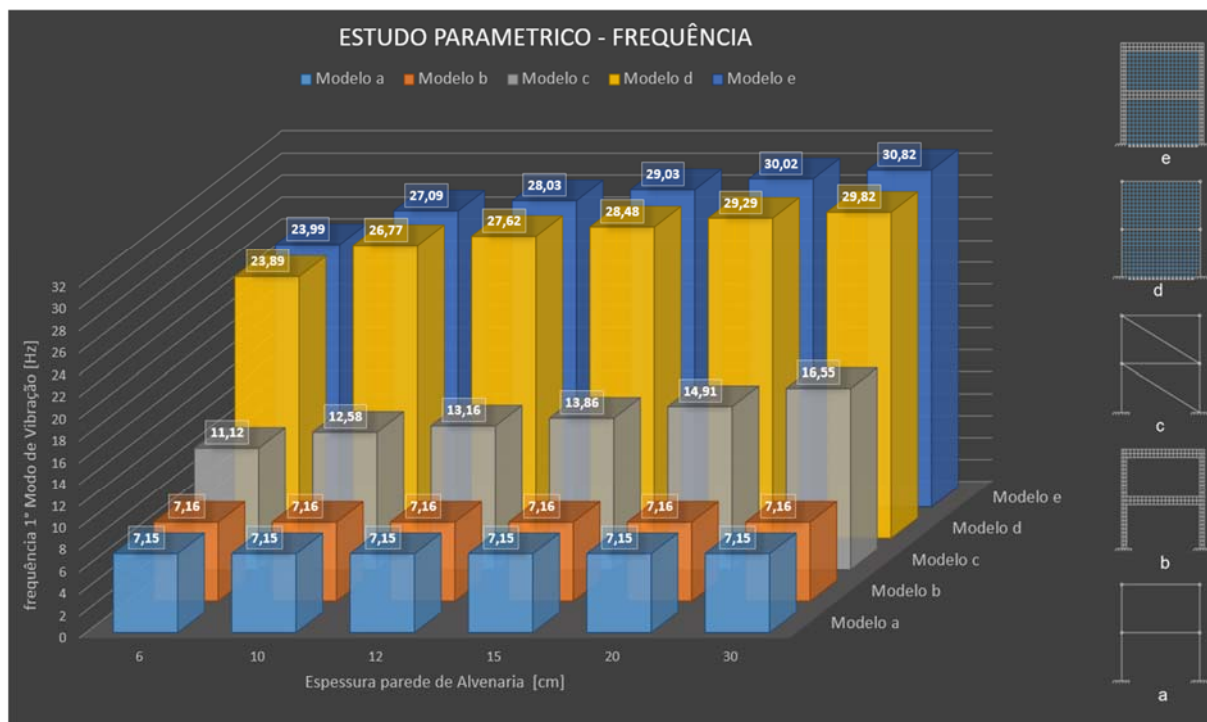
Verifica-se através da análise do diagrama representado na Figura 2.4, que:

- Os valores resultantes dos Modelos (a) e (b) são semelhantes; portanto, demonstra-se que os elementos mais simples, com os elementos de barra para os pilares e vigas, conseguem resultados semelhantes aos modelos de elementos finitos.
- Os Modelos (a) e (b) não variam em função do parâmetro t_m que representa a espessura da parede. Isso porque são modelos nos quais não é contabilizado o incremento de rigidez introduzido pelo painel de alvenaria. Portanto, os deslocamentos ficam imperturbados sendo função da rigidez da estrutura que é constante.
- Os Modelos (c), (d), (e) têm em conta a contribuição da parede de alvenaria, conseqüentemente apresentam deslocamentos inferiores com o aumento da espessura da parede de enchimento.
- Os valores resultantes dos Modelos (d) e (e) são semelhantes, portanto fazer uma melhor discretização dos elementos não é sinônimo de ter resultados mais rigorosos, tal como demonstrado anteriormente.
- Pode-se observar que ao variar a espessura da parede, o Modelo (c) apresenta deslocamentos maiores do que os Modelos (d) e (e) mas, ao mesmo tempo inferiores aos dos Modelos (a) e (b); este resultado é devido ao facto de o Modelo (c) só incorporar a biela comprimida através do elemento de barra e não há nenhum elemento que reproduza as tensões de tração que se geram no painel de alvenaria.

2.2.5 Estudo paramétrico em termos de frequência natural de vibração

Este estudo permite relacionar a frequência natural associada ao primeiro modo de vibração (translação no plano do pórtico) em função do tipo de modelo adotado e da espessura da parede da alvenaria de tijolo. Os resultados desta parametrização estão representados na Figura 2.5.

Figura 2.5 - Estudo paramétrico em termos da paramétrico em termos da primeira frequência de vibração.



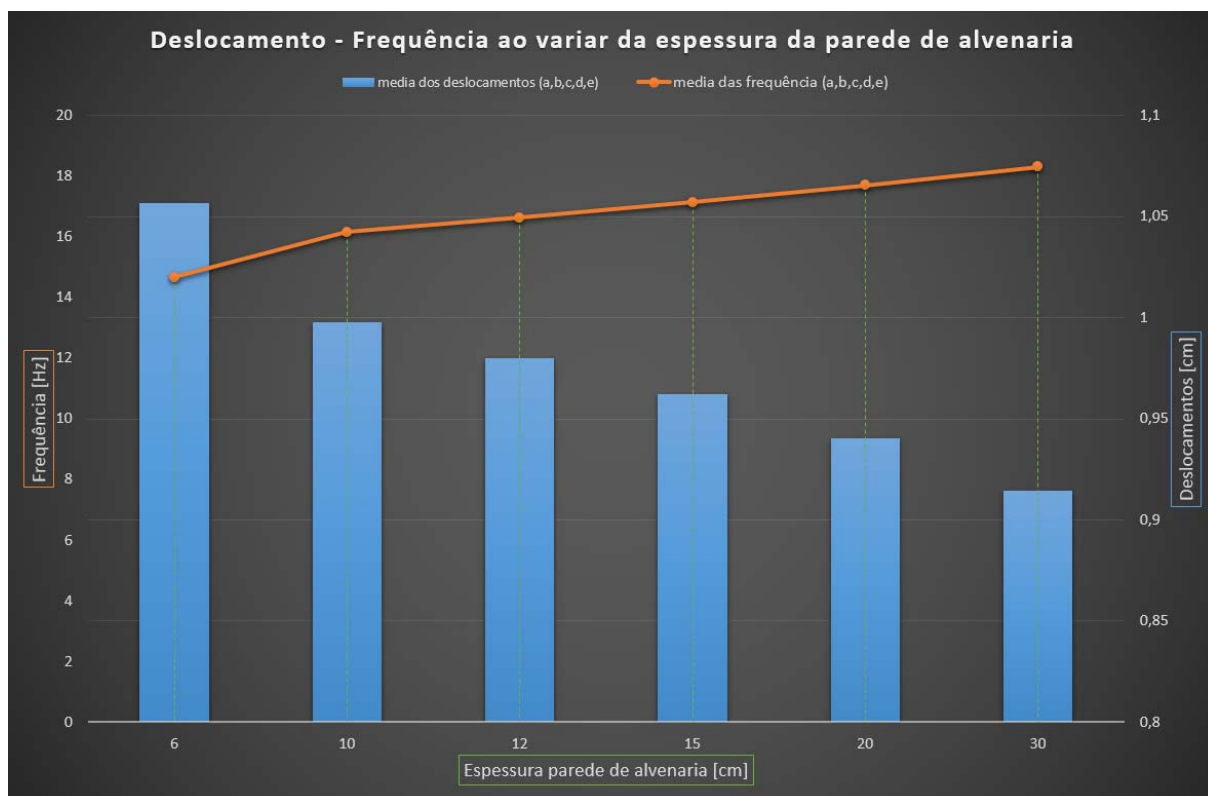
Este estudo foi importante para identificar o comportamento dinâmico dos pórticos em função do modelo e, conseqüentemente, do efeito da variação da rigidez e da massa (espessura do painel de alvenaria). Figura 2.5 , que:

- Analogamente ao estudo do ponto anterior, os valores resultantes dos Modelos (a) e (b) são semelhantes, portanto, isso demonstra que os modelos mais simples e menos complexos podem atingir resultados semelhantes aos modelos complexos.
- As frequências dos Modelos (a) e (b) não variam em função do parâmetro t_m que representa a espessura da parede. Isso porque são modelos nos quais não é contabilizado o incremento de rigidez introduzido pelo painel e, portanto, não há alterações da rigidez e da massa.

- Os Modelos (c) (d) e (e) têm em conta a contribuição da parede de alvenaria; consequentemente apresentam frequências maiores com o aumento da espessura da parede de enchimento e devido a um aumento de rigidez.
- Os resultados dos Modelos (d) e (e) são semelhantes, portanto fazer um maior discretização dos elementos nem sempre é sinônimo de ter resultados mais rigorosos.
- Observa-se que ao fazer variar a espessura da parede, o Modelo (c) apresenta frequências maiores do que os Modelos (a) e (b) mas, ao mesmo tempo, inferiores dos Modelos (d) e (e). Isso é devido ao facto que o no Modelo (c) só é contabilizada a rigidez devida a biela comprimida através o elemento de barra, e não há nenhum elemento que reproduza o incremento de rigidez devido a diagonal tracionada.

Em seguida, na Figura 2.6 foi feita uma representação mais intuitiva da relação que existe entre os diferentes parâmetros. Ou seja, avaliou-se a tendência da média das frequências, e a tendência da média dos deslocamentos inerentes aos modelos ao variar da espessura da parede. Observa-se, claramente, que quanto maior a frequência, mais rígida é a estrutura e logo menores são os deslocamentos.

Figura 2.6 - Tendência das frequências e dos deslocamentos em função da espessura da parede.



CAPÍTULO 3

CASO DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo estuda a influência dos painéis de alvenaria nas frequências naturais de vibração de edifícios altos em betão armado. O estudo é realizado de forma a estabelecer a importância estrutural de tais elementos, pois normalmente os mesmos não são considerados para fins de rigidez.

Conforme estabelecido na revisão bibliográfica, a influência das paredes de alvenaria na rigidez horizontal dos pórticos em betão armado é algo de difícil modelação devido à variabilidade dos parâmetros que influenciam o comportamento mecânico dos painéis. Portanto, o principal enfoque deste capítulo é o de averiguar a real influência das paredes de alvenaria nas frequências fundamentais de vibração e, conseqüentemente, na rigidez do edifício em serviço.

Uma maneira para investigar a influência das paredes de alvenaria num edifício com pórticos em betão armado consiste em estudar o comportamento dinâmico global do mesmo experimentalmente e numericamente. Assim, neste capítulo analisa-se o comportamento dinâmico de um edifício alto, através da confrontação dos resultados dos testes dinâmicos de vibração ambiente com os resultados de modelos numéricos.

Os ensaios de vibração ambiente foram realizados a partir da instalação de dois tipos de acelerómetros (piezoelétrico e servo-acelerómetro) no topo do edifício, de maneira a ter uma maior confiança nos resultados experimentais.

Os diferentes modelos numéricos adotados para modelar o edifício foram criados pelo autor desta dissertação através do programa de cálculo automático Robot Structural Analysis (Robot); no entanto Adauto [50], na sua dissertação de mestrado, modelou o mesmo edifício mediante a utilização do programa de cálculo automático SAP2000.

Os modelos numéricos foram calibrados através da comparação das frequências naturais de vibração obtidas dos testes de vibração ambiente (estimadas através de duas metodologias diferentes no domínio da frequência - Transformada de Fourier e método dos subespaços

estocásticos) e das frequências de vibração obtidas através de uma análise modal dos diferentes modelos numéricos.

Finalmente, será efetuada uma análise sísmica do edifício segundo o RSA e EC8, assumindo por simplificação que o edifício está localizado em Lisboa num terreno rijo. Através da análise sísmica em diferentes modelos numéricos (com e sem paredes) foi possível comparar os dois regulamentos em termos de deslocamentos máximos e relativos registados no edifício.

3.2 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

O edifício alto considerado é a Torre B (Figura 3.1, Figura 3.2) de um complexo residencial localizado no centro urbano da cidade de Belém do Pará no Brasil. O edifício é constituído por uma estrutura porticada de betão armado, com uma altura de 104.98 m a partir do nível do terreno. Como é possível avaliar no corte esquemático na Figura 3.3, a estrutura é composta de subsolo 1, subsolo 2, terreno, pilotis, mezanino, 30 pavimentos tipo, cobertura, forro, caixa d'água e tampa. Nos primeiros quatro pavimentos localizam-se os estacionamento, os quais têm uma laje de espessura superior aos outros pisos.

A estrutura apresenta, tal como é possível observar pelas Figura 3.4 e Figura 3.5, quatro apartamentos por piso com uma área total em planta de 20,26 x 25,82 m², e com um número elevado de paredes em alvenaria de tijolo cerâmico, apoiadas sobre as lajes, tanto no perímetro exterior como no interior.

O sistema de contraventamento da estrutura resistente às ações horizontais é constituído por pilares e por um núcleo rígido constituído por quatro paredes de betão armado sob forma de “L”, no qual são colocados os elevadores e as escadas. Todos os elementos de betão armado, incluído vigas e lajes maciças, foram concebidos em betão com resistência à compressão de 30 MPa.

Figura 3.1 - Imagem da Torre B (edifício retratado à direita) do Condomínio Rio Mendoza, Belém do Pará (BR) [51].



Figura 3.2 - Disposição dos edifícios no complexo residencial, visto em planta [50].

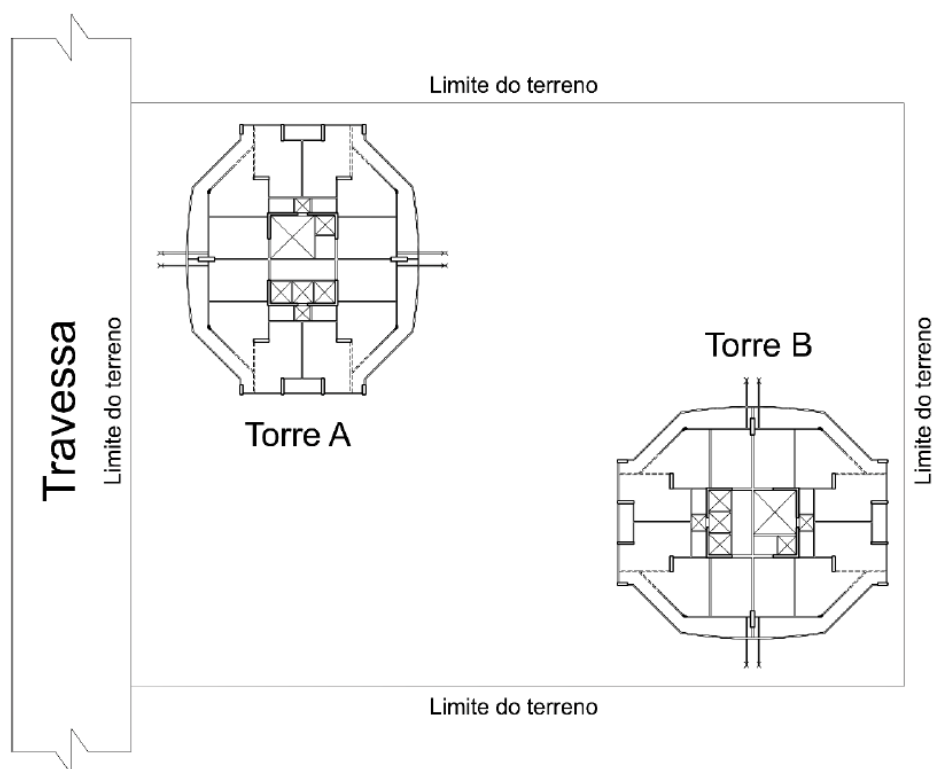


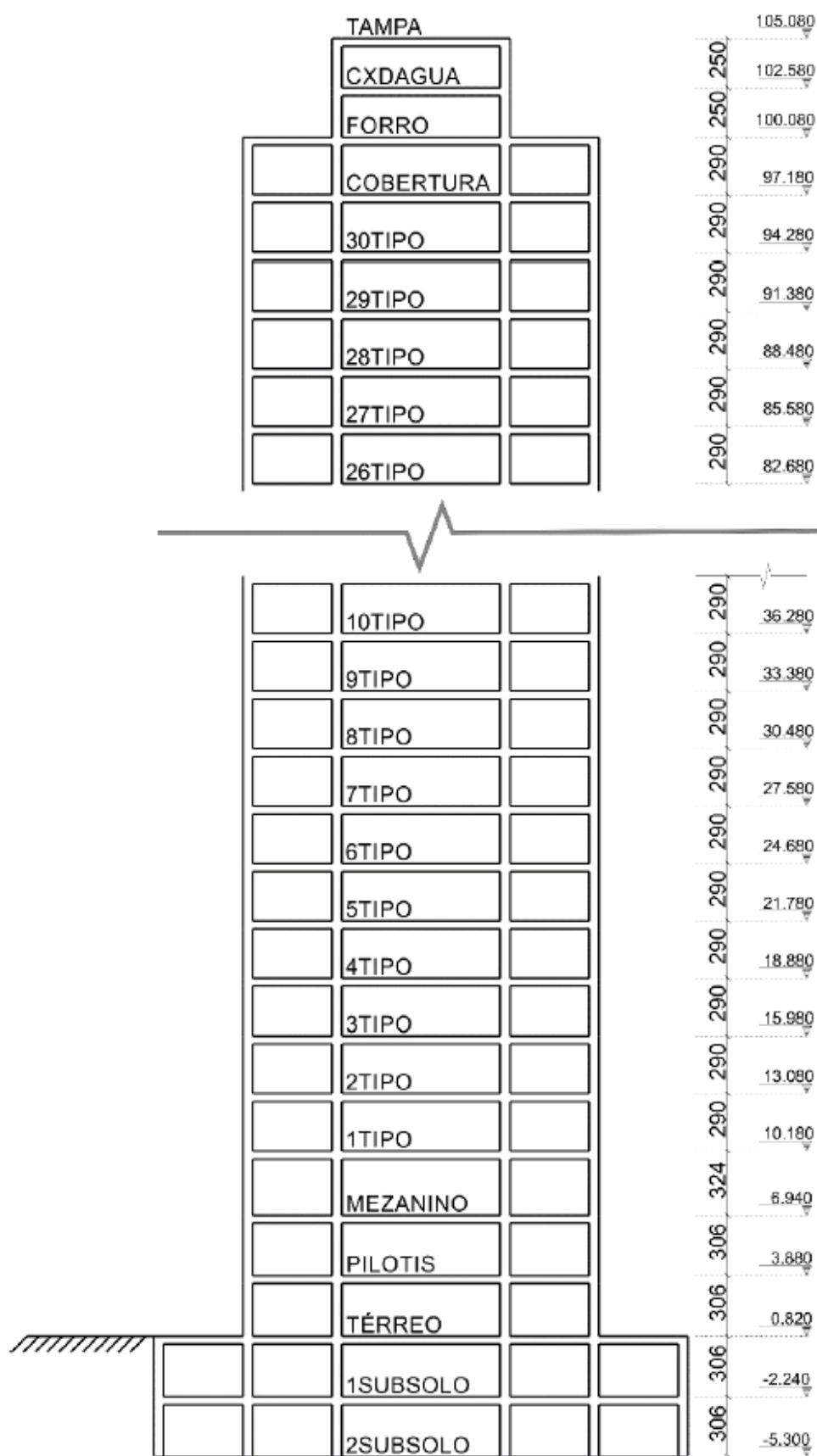
Figura 3.3 - Corte vertical da Torre B com o esquema dos pavimentos (dimensões em centímetros) [50].

Figura 3.4 - Planta do projeto arquitetônico relativo aos pavimentos tipo (dimensões em centímetros).

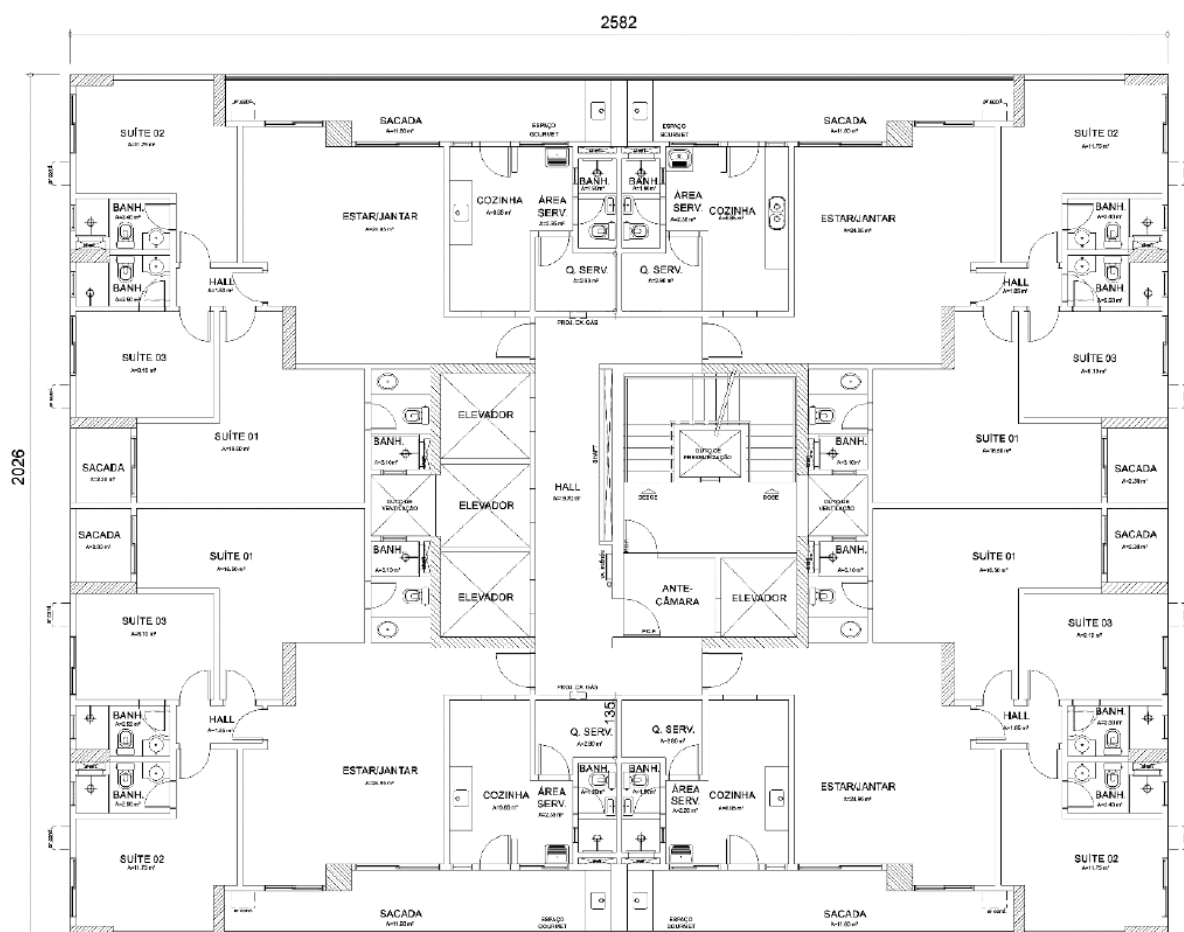
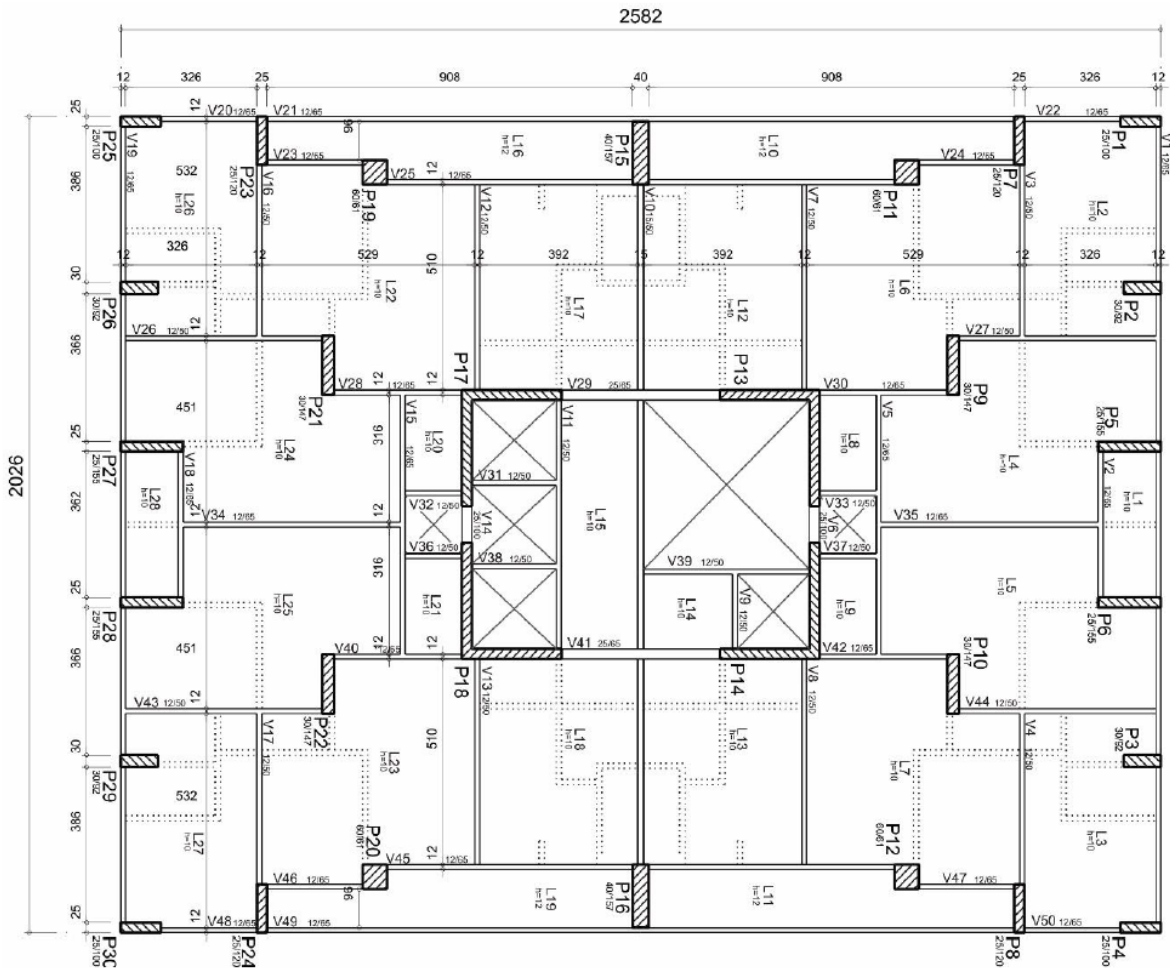


Figura 3.5 - Planta do projeto estrutural para os pavimentos tipo (dimensões em centímetros).



3.3 RESULTADOS EXPERIMENTAIS DE VIBRAÇÃO AMBIENTE

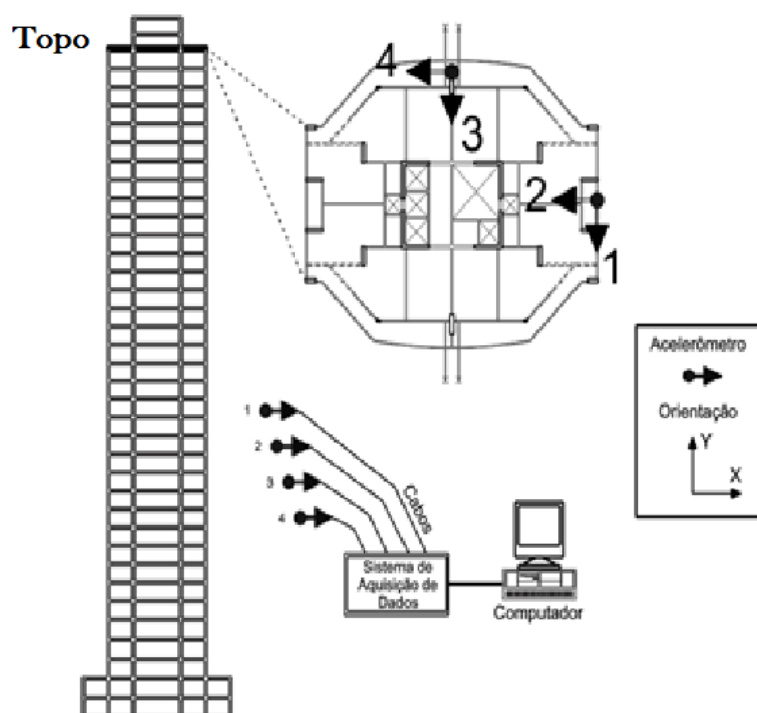
Na estrutura foram realizados testes dinâmicos de vibração ambiente mediante acelerómetros e sistemas de aquisição de dados configurados para uma frequência de aquisição de 100 Hz e instalados no topo do edifício. Para a realização dos testes foram adotadas duas tipologias de acelerómetros:

- Acelerómetro piezoelétrico com sensibilidade de 10 volt/g;
- Servo-acelerómetro com sensibilidade de 2 volt/g.

Numa primeira fase foram utilizados apenas os acelerómetros piezoelétricos, e em seguida houve necessidade de se utilizar os servo-acelerómetro, de forma a aferir a consistência dos resultados obtidos através das duas tecnologias.

A Figura 3.6 representa a disposição dos quatro acelerómetros no topo do edifício e os quatro alinhamentos horizontais em que se medem as acelerações. Os dados adquiridos pelos acelerómetros são transmitidos através de cabos para o sistema de aquisição, o que permite converter os dados analógicos em digitais; posteriormente, os mesmos são transferidos para um computador, onde são tratados convenientemente.

Figura 3.6 - Disposição dos acelerómetros no topo do edifício [50].



Após tratamento dos dados, através dos quais foi possível relevar o nível das acelerações no domínio do tempo, foram adotadas duas metodologias para conversão dos dados do domínio do tempo para o domínio da frequência.

A primeira metodologia adotada é a transformada rápida de Fourier designada como FFT (“Fast Fourier Transform”), a qual estabelece que qualquer forma de onda no domínio do tempo pode ser representada pela soma ponderada de senos e cossenos.

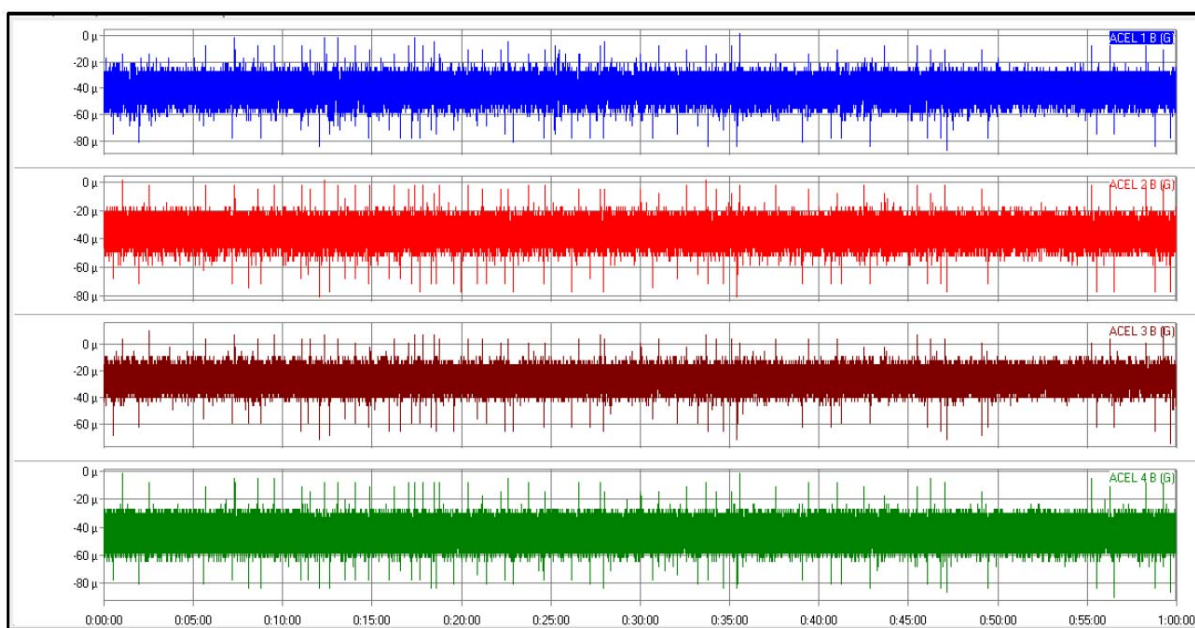
A segunda metodologia adotada é a identificação estocástica em subespaços a partir das séries temporais, designado de forma abreviada por SSI-DATA (“DATA-driven Stochastic Subspace Identification”), a qual identifica um modelo de estado, a partir das séries temporais da resposta da estrutura.

Estes dois métodos de identificação são implementados no computador através de algoritmos em diferentes programas, nomeadamente MATLAB e ARTEMIS, respetivamente.

3.3.1 Resultados no domínio do tempo obtidos experimentalmente

Na Figura 3.7 é representada uma série temporal no domínio do tempo obtida experimentalmente por cada servo-acelerómetro instalado na torre B.

Figura 3.7 - Série no domínio do tempo obtido experimentalmente com os servo-acelerómetros [50].



3.3.2 Resultados no domínio da frequência através da transformada de Fourier (FFT)

De seguida são representados os resultados obtidos após a aplicação do algoritmo FFT que permitiu transformar as séries de dados de cada acelerómetro (1, 2, 3, 4) do domínio do tempo para o domínio da frequência. O algoritmo FFT foi aplicado através do auxílio do programa MATLAB, tanto para o conjunto de dados resultantes dos quatro acelerómetros piezoelétricos, bem como para o conjunto de dados dos quatro servo-acelerómetros.

Os sinais no domínio da frequência com as respetivas identificações dos picos são representados na Figura 3.8 no que respeita aos acelerómetros piezoelétricos e na Figura 3.9 no que respeita aos servo-acelerómetros.

Na Tabela 3.1 e na Tabela 3.2, são resumidas as frequências fundamentais e os seus possíveis respetivos modos de vibração por meio do auxílio das duas tipologias de acelerómetros. Nas tabelas é indicado também o número do pico relativo a identificação dos modos de vibração no domínio da frequência em concordância com a Figura 3.8 para os acelerómetros piezoelétricos e a Figura 3.9 para os servo-acelerómetros.

➤ Acelerómetros Piezoelétricos

Figura 3.8 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os acelerómetros piezoelétricos.

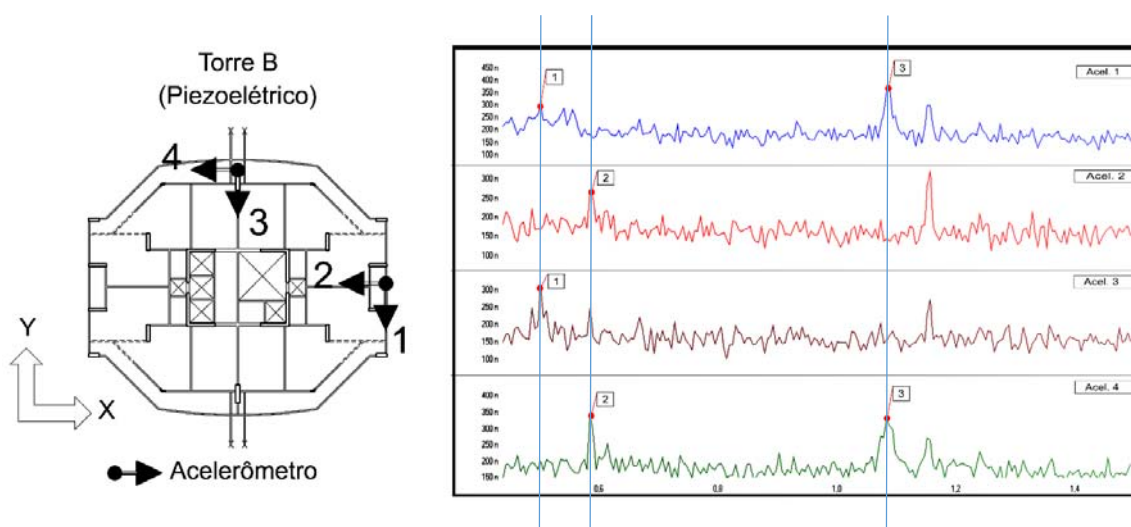


Tabela 3.1 - Frequências naturais e modos de vibração possíveis obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos adotando o algoritmo (FFT).

Edifício		Modo de Vibração	Frequência [Hz]	Acelerômetro	Nº do Pico
Torre B	1º	Traslação em Y	0,501	1 ; 3	1
	2º	Traslação em X	0,595	2 ; 4	2
	3º	Possível Torção (XY)	1,087	1 ; 4	3

➤ Servo-acelerômetros

Figura 3.9 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros.

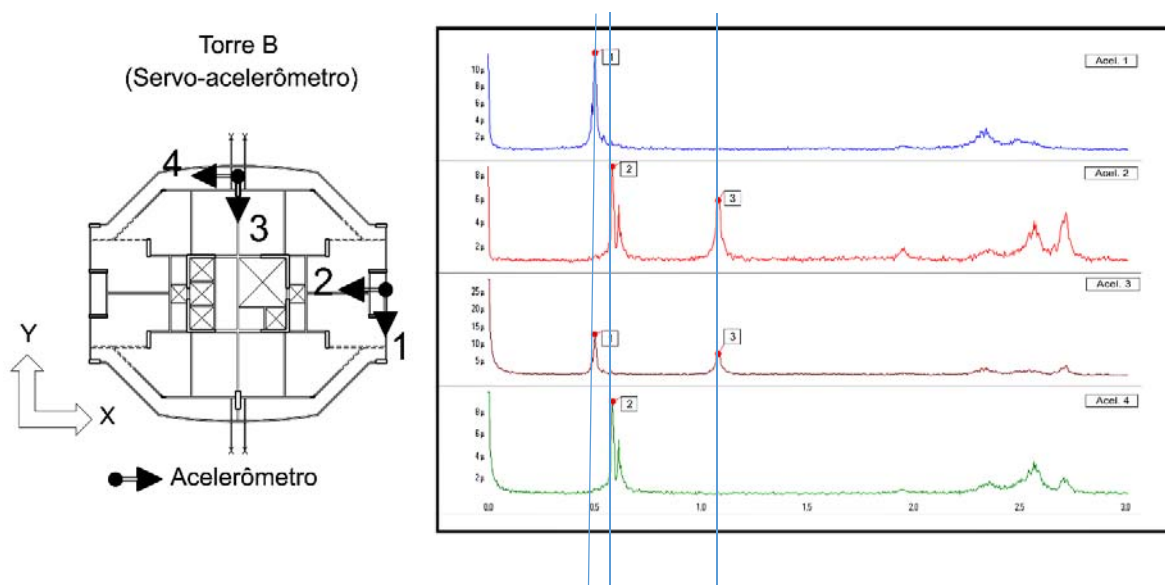


Tabela 3.2 - Frequências naturais e modos de vibração possíveis obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros adotando o algoritmo (FFT).

Edifício		Modo de Vibração	Frequência [Hz]	Acelerômetro	Nº do Pico
Torre B	1º	Traslação em Y	0,500	1 ; 3	1
	2º	Traslação em X	0,580	2 ; 4	2
	3º	Possível Torção (XY)	1,090	2 ; 3	3

Na Tabela 3.3 são resumidos os resultados relativos à comparação das frequências obtidas através dos acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros. Assumindo a não existência de variabilidade no método de identificação e pico, observa-se que em ambas as tipologias de acelerômetros adotados obtém-se resultados semelhantes em termos de resposta dinâmica do sistema, com uma diferença máxima relativa de 2,52%. Isto significa que, apesar de os acelerômetros terem tecnologias e custos diferentes, os mesmos conseguem captar as mesmas frequências com uma diferença mínima entre os resultados.

Tabela 3.3 - Comparação das frequências experimentais obtidas experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros adotando o algoritmo (FFT).

Edifício	Modo de Vibração	Frequências Piezoelétrico [Hz]	Servo-Acelerómetro [Hz]	Diferença [%]
Torre B	1° Traslação em Y	0,501	0,500	0,20%
	2° Traslação em X	0,595	0,580	2,52%
	3° Possível Torção (XY)	1,087	1,090	-0,28%

3.3.3 Resultados no domínio da frequência através o método dos subespaços estocásticos (SSI-DATA)

O método dos Subespaços estocásticos é considerado atualmente o método mais completo para estimar experimentalmente as propriedades modais através de testes de vibração ambiente. Esta metodologia foi aplicada exclusivamente à série de dados gerados pelos acelerômetros piezoelétricos e foi implementado através do programa ARTEMIS que permitiu converter os dados do domínio do tempo para o domínio da frequência.

Na seguinte Tabela 3.4 são representados os resultados que correspondem às frequências naturais dos hipotéticos modos de vibração obtidos através dos testes experimentais efetuados na Torre B exclusivamente através do auxílio dos acelerômetros piezoelétricos e da aplicação do método dos subespaços estocásticos.

Tabela 3.4 - Frequências naturais e modos de vibração hipotéticos obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos, adotado o método dos subespaços estocásticos (SSI-DATA).

Edifício	Modo de Vibração		Frequências [Hz]
Torre B	1°	Traslação em Y	0,482
	2°	Traslação em X	0,591
	3°	Possível Torção (XY)	1,088
	4°	-----	1,773
	5°	-----	2,336

3.4 ANÁLISE DOS MODELOS NUMÉRICOS DO EDIFÍCIO TORRE B

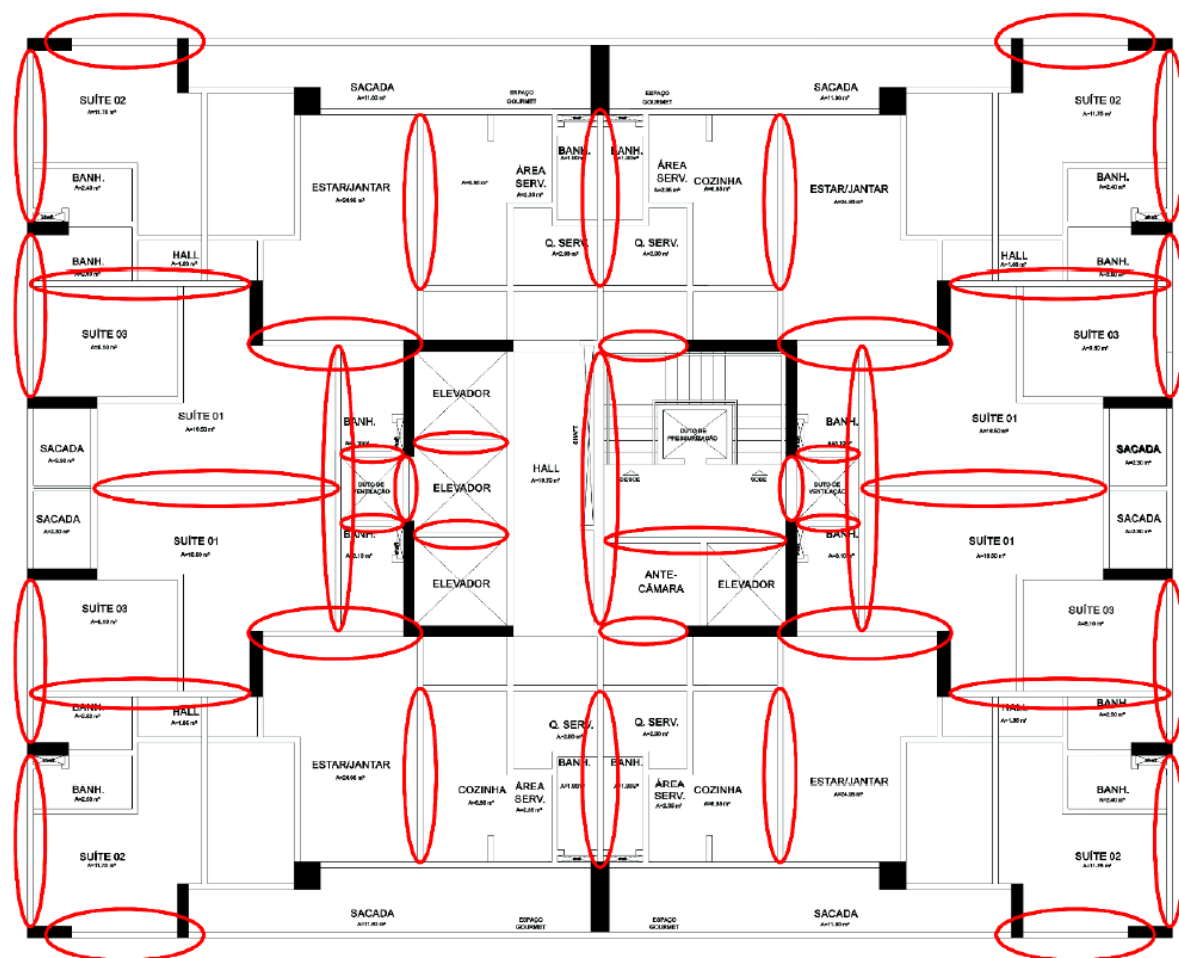
Hoje em dia na prática de projeto não é considerado o efeito das paredes de alvenaria na contribuição da rigidez horizontal dos edifícios; portanto, também na fase de modelação é importante entender como incrementar este contributo de rigidez, de tal maneira a verificar-se uma contabilização de resultados experimentais e numéricos.

Assim, para demonstrar a contribuição da rigidez nos edifícios, e que tem especial relevância nos edifícios altos, foram construídos modelos numéricos que têm, ou não, em consideração a presença dos painéis de alvenaria nos pórticos. Nos modelos admite-se uma condição elástica linear dos materiais, o que permite aferir a resposta do edifício em serviço.

De forma a contextualizar melhor o trabalho, e uma vez que parte deste trabalho já tinha sido realizado em parte por outros autores, nesta secção apresenta-se um resumo dos modelos elaborados pelos mesmos (SAP2000) e introduz-se o modelo elaborado de raiz para esta dissertação (ROBOT).

Para avaliar a contribuição da alvenaria, no modelo numérico mais complexo foram tidas em conta as paredes evidenciadas em vermelho na Figura 3.10.

Figura 3.10 - Planta dos pavimentos tipos, com evidência das paredes de alvenarias consideradas nos modelos numéricos [50].



3.4.1 Modelos numéricos do edifício adotados por outros autores (SAP2000)

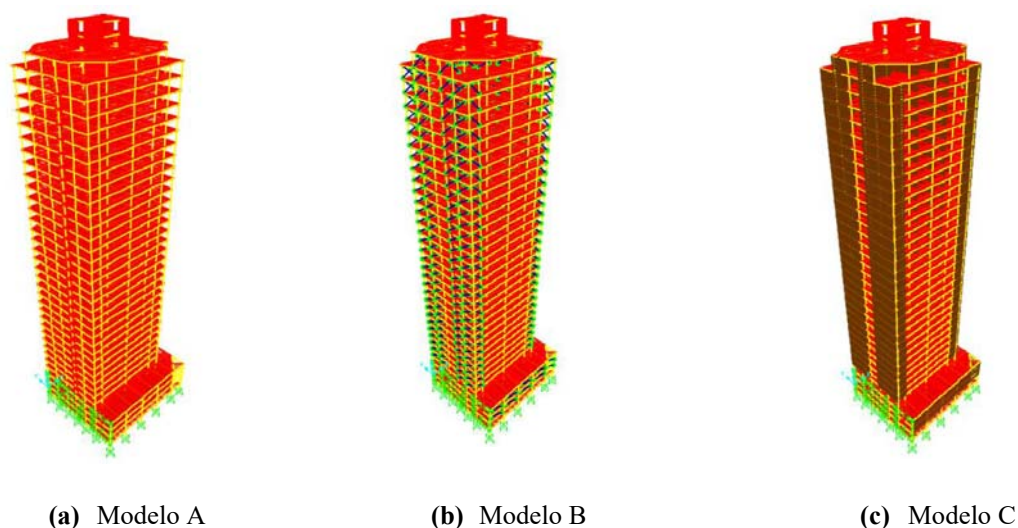
Adauto [50] criou três modelos numéricos relativos ao edifício Torre B através do programa de cálculo automático SAP2000 para demonstrar o incremento da rigidez lateral no edifício devido a introdução dos painéis de alvenaria.

Deve-se notar que as características mecânicas-elásticas adotadas nos modelos desenvolvidos por Adauto são os mesmos que foram adotados nos modelos criados para esta dissertação. Essas características são descritas na subsecção 3.4.3.

➤ Modelo A

O Modelo A (Figura 3.11.a) é um modelo básico estrutural constituído apenas por pórticos em betão armado com respetivas vigas e pilares, os quais foram modelados através de elementos de barra, com exceção do núcleo central rígido composto por quatro paredes em forma de “L” e as lajes que foram modeladas através elementos de casca. O modelo é considerado encastrado na base e foi impedida só a movimentação lateral no redor da garagem que se situa por baixo do nível do terreno. É importante realçar que neste modelo só foi considerada a contribuição do peso da alvenaria na massa do edifício; não foi considerada qualquer participação em termos de rigidez.

Figura 3.11 - Modelos numéricos adotados por Adauto com o software SAP2000.



➤ Modelo B

O Modelo B (Figura 3.11.b) tem as mesmas características do Modelo A, com o acréscimo de uma biela diagonal equivalente de modo a simular o comportamento das paredes de alvenaria no interior dos pórticos, aumentando assim consideravelmente a rigidez da estrutura às ações horizontais. A largura da biela diagonal foi calculada através a equação (1.22) formulada por MINESTONE [38], a qual é recomendada também pela FEMA 365 (Federal Emergency Management Agency) [52]. Embora esta equação fosse restrita só a paredes de alvenaria confinadas entre pórticos, o autor considerou esta formulação também para as paredes interiores não confinadas, pois o autor identificou que as mesmas também tinham contribuição na rigidez da estrutura.

➤ Modelo C

O Modelo C (Figura 3.11.c) é análogo aos Modelos A e B, com exceção da forma da modelação das paredes de alvenaria; neste modelo, as paredes de alvenaria são modeladas através de elementos de casca. Para além da contabilização da massa, e para além de absorver esforços de compressão e de tração, as mesmas absorvem uma percentagem do esforço de corte, obtendo-se uma estrutura mais rígida em regime elástico linear.

Na Tabela 3.5 são apresentados os resultados obtidos por Adatauto para os três primeiros modos de vibração. A descrição dos modos de vibração é indicativa.

Tabela 3.5 - Frequências naturais e modos de vibração da Torre B obtidos pelo Adatauto através a análise modal dos modelos numéricos modelados em SAP2000 [50].

Edifício	Modo de Vibração	Frequência [Hz]		
		Modelo A	Modelo B	Modelo C
Torre B	1º Traslação em Y	0,282	0,337	0,456
	2º Traslação em X	0,294	0,339	0,496
	3º Torção em (XY)	0,328	0,394	0,663
	4º -----	-	-	-

3.4.2 Modelos numéricos realizados para esta dissertação (Robot)

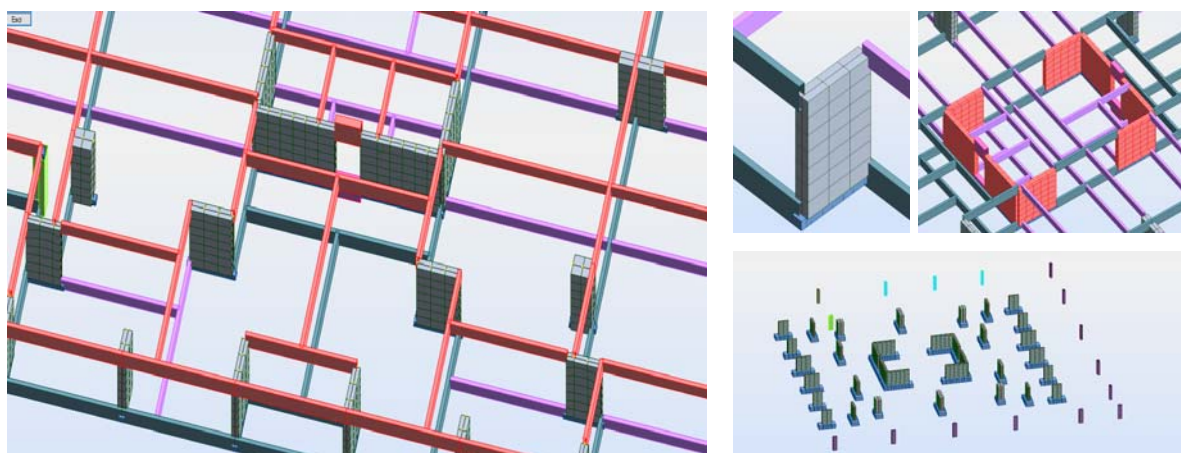
Nesta dissertação foram desenvolvidos dois modelos numéricos de elementos finitos para caracterizar o comportamento mecânico global do edifício Torre B.

Um dos modelos representa exclusivamente os elementos estruturais principais que constituem o edifício sem contabilizar a contribuição das paredes (Modelo 1), e o outro modelo (Modelo 2), para além de contabilizar os elementos estruturais, tem em conta o efeito das paredes de alvenaria através da adoção no modelo de elementos de casca. Nesta dissertação, o modelo que representa a contribuição das paredes através da adoção de elementos de barra diagonal equivalente foi desprezado, na medida em que no precedente capítulo se evidenciou que em serviço não é o modelo que mais se aproxima da realidade, pois o mesmo não contabiliza hipotéticas tensões de tração que se podem gerar no painel.

➤ Modelo 1

No primeiro modelo (Figura 3.14), criou-se uma simples modelação, como hoje em dia é costume fazer em fase projeto, ou seja, não considerando a contribuição das paredes de alvenaria de tijolo na rigidez lateral do edifício, mas apenas considerando as paredes como uma contribuição em força distribuída por piso, isto é, a massa das paredes não é considerada na análise modal. Neste modelo, foram tidos em conta exclusivamente os elementos estruturais principais em betão armado do edifício, ou seja, as vigas, os pilares, as lajes e as paredes do núcleo central da caixa das escadas. De forma a se obter uma aproximação bastante realista e precisa dos elementos estruturais, alguns pilares foram modelados através de elementos de casca, pois através das plantas de projeto observa-se que algumas vigas não apoiam no centro de gravidade dos pilares; assim, elementos estruturais descentrados geram momentos adicionais. Por conseguinte, através dos elementos de casca, como se pode observar na Figura 3.12, as vigas são posicionadas com a correta excentricidade em relação ao eixo dos pilares.

Figura 3.12 - Visualização 3D das vigas e dos pilares no Modelo 1.

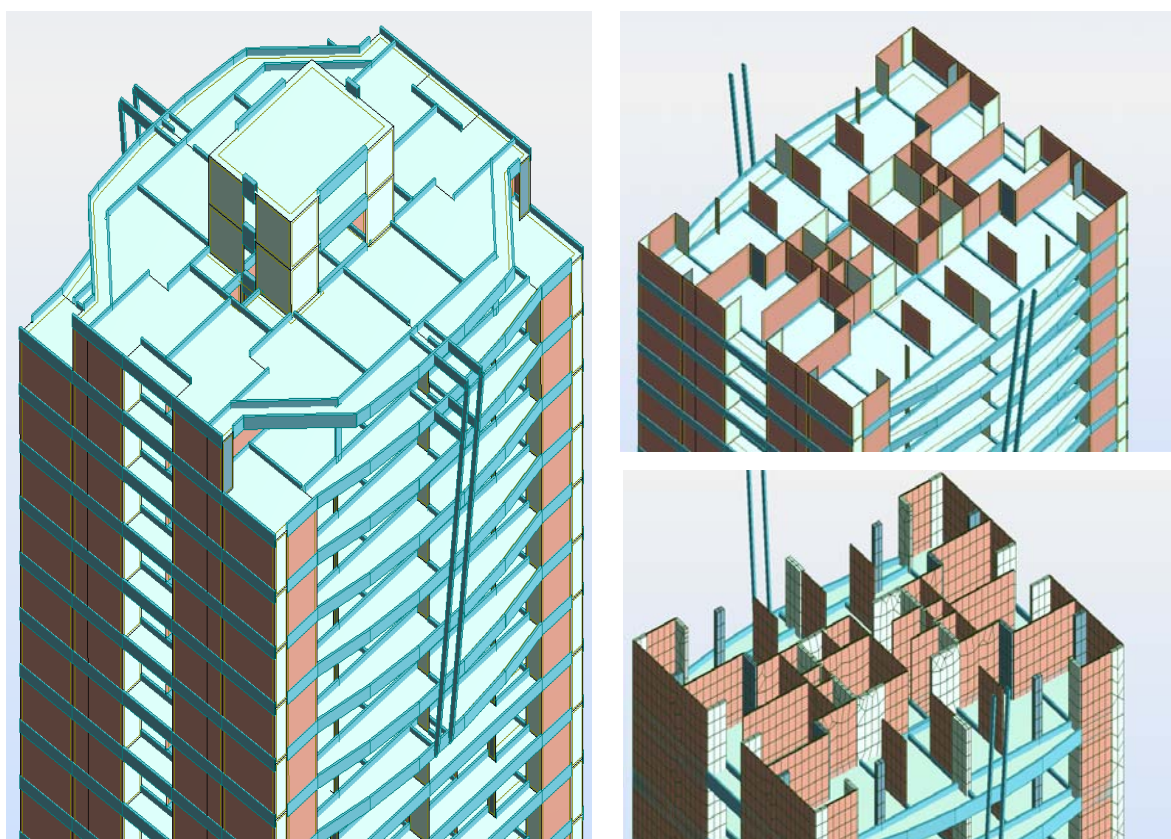


Além de alguns pilares, as paredes que fazem parte do núcleo central da caixa das escadas e as lajes foram modeladas através de elementos de casca. Os únicos elementos de barra que fazem parte do modelo numérico são as vigas e alguns pilares que estão localizados na zona periférica dos primeiros quatro pisos, onde as vigas estão devidamente centradas com o eixo dos pilares. O modelo na globalidade é considerado encastrado na base; além disso, foi impedida a movimentação lateral no redor das garagens que se situam por baixo do nível do terreno.

➤ Modelo 2

O segundo modelo (Figura 3.15) é exatamente igual ao precedente Modelo 1, com exceção na modelação das paredes de alvenaria de tijolo. As paredes implementadas no modelo estão apresentadas na Figura 3.10. Note-se que por simplificação foram desprezadas todas as aberturas de portas e janelas. As paredes são modeladas por elementos de casca, uma vez que a partir do estudo paramétrico realizado no capítulo anterior, verificou-se que, em estado elástico linear dos materiais, é o modelo mais realista em termos dinâmicos, na medida em que se aproxima mais da realidade tendo em conta os esforços de compressão, de tração e transversal que se geram no painel. Na Figura 3.13 são apresentadas diferentes vistas do Modelo 2 onde se pode observar a colocação das paredes.

Figura 3.13 - Visualização 3D dos elementos estruturais e das paredes consideradas no Modelo 2.



3.4.3 Propriedades mecânico-elásticas adotadas nos modelos numéricos

Na modelação numérica do Modelo 1 e do Modelo 2 foram consideradas as mesmas características em termos de resistência dos materiais. A seguir são listadas as propriedades mecânico-elásticas adotadas nos modelos:

- Pórtico de betão armado:
 - Tipo de betão: C30/37;
 - Resistência característica a compressão (R_{ck}): 30 MPa;
 - Peso específico do betão armado (W): 25 kN/m³;
 - Modulo de elasticidade do betão armado (E): 33000 MPa;
 - Coeficiente de Poisson (ν): = 0,2;
- Parede de alvenaria de bloco cerâmico:
 - Módulo de elasticidade da alvenaria (E_m): 5303 MPa (Tabela 1.8 Amato);
 - Coeficiente de Poisson (ν) = 0,15;
 - Peso específico da alvenaria (W): 18 kN/m³.

3.4.4 Ações atuantes na estrutura

Nos modelos foram consideradas exclusivamente as ações verticais. As cargas permanentes estruturais da estrutura foram calculadas automaticamente pelo programa a partir do peso próprio atribuído ao material que constitui cada elemento de betão armado $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Foi considerada uma sobrecarga de 2 kN/m² por piso de modo a ter em conta do peso dos elementos que fazem parte das cargas permanentes não-estruturais, isto é, os revestimentos.

Figura 3.14 - Modelo 1: modelo numérico constituído exclusivamente por elementos estruturais principais (pilares, paredes, vigas e laje).

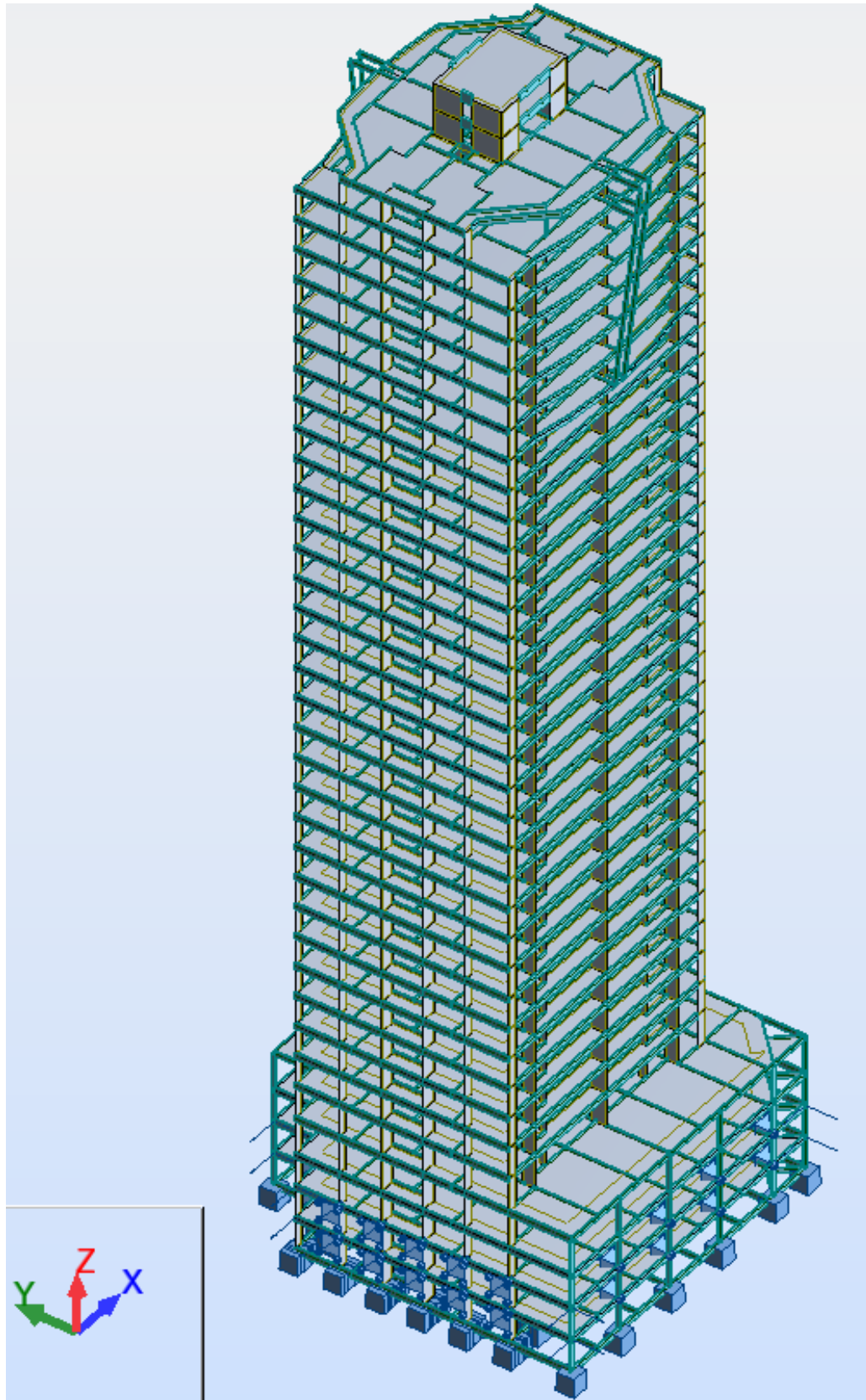
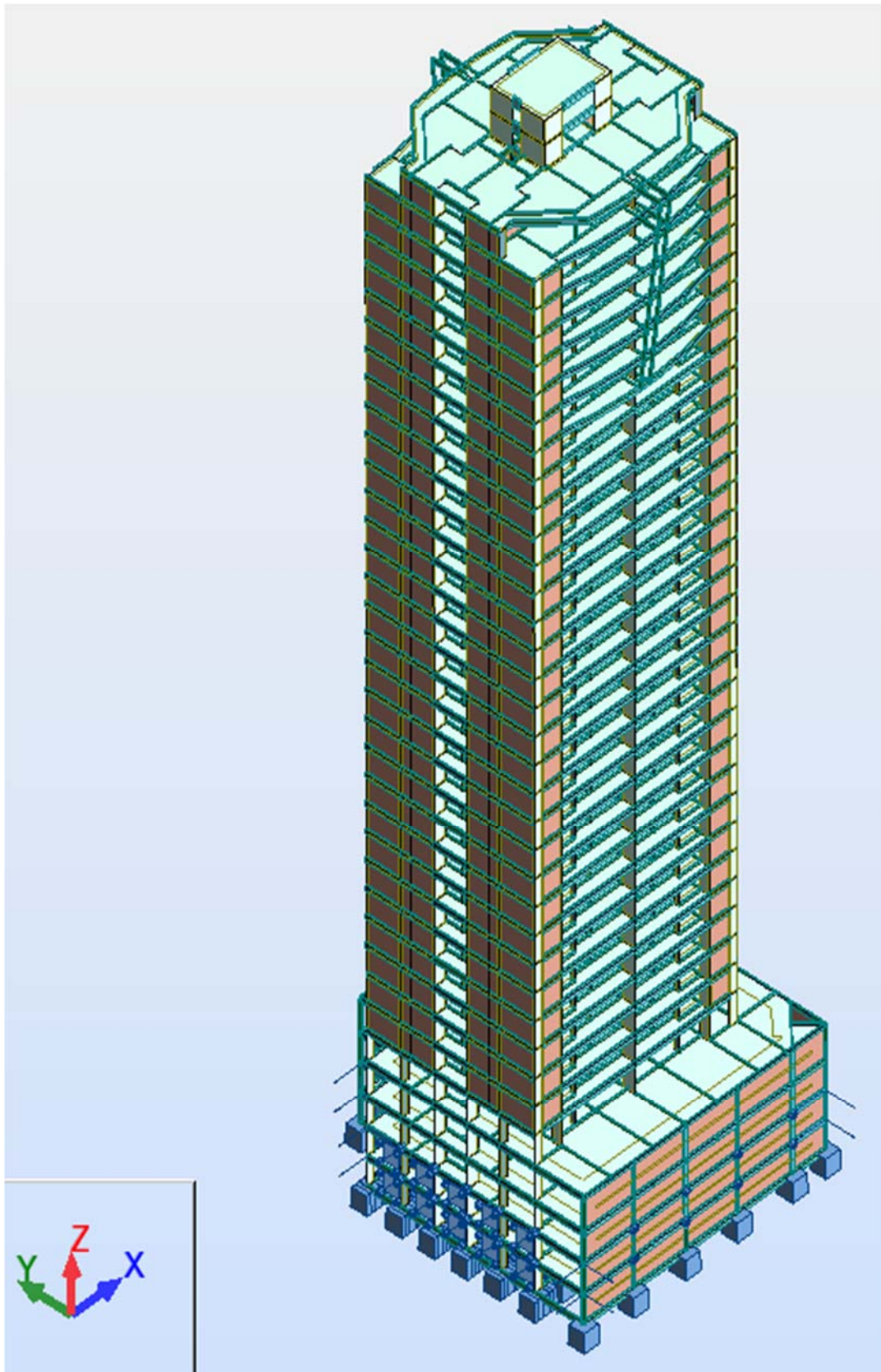


Figura 3.15 - Modelo 2: modelo numérico constituído por elementos estruturais principais (pilares, paredes, vigas e lajes), mais a consideração das paredes de alvenaria por meio de elementos de casca.



3.4.5 Resultados da análise numérica

A seguir são apresentados os resultados relativos à análise modal dos dois modelos (Modelo 1, Modelo 2), efetuada através do Robot Structural Analysis.

3.4.5.1 Resultados do 1.º modo de vibração

A Figura 3.16 representa, para os dois modelos, a configuração do 1.º modo de vibração; na Tabela 3.6 são resumidas as respectivas frequências e a designação do modo de vibração.

Figura 3.16 - Representação do 1.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).

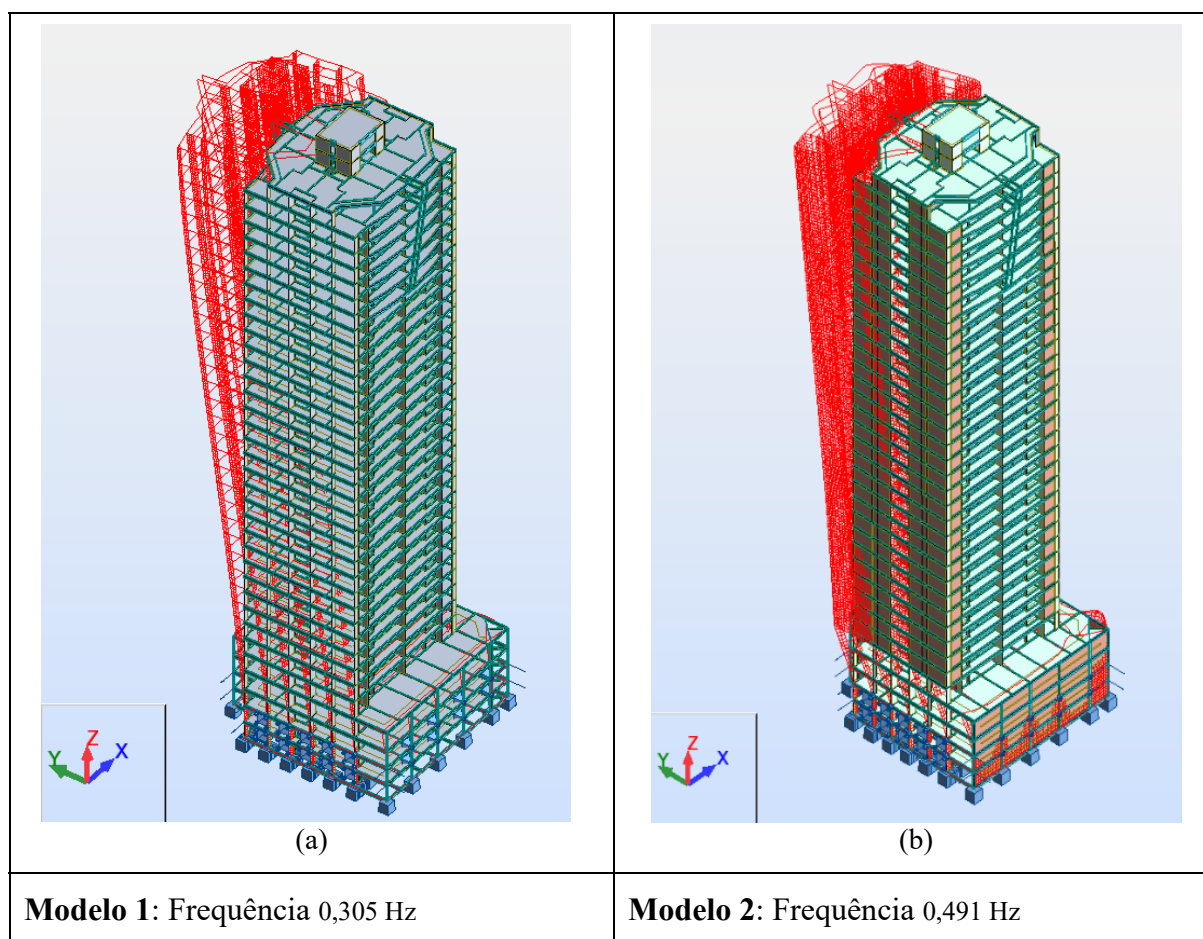


Tabela 3.6 - Resultados do 1.º Modo de vibração obtidos pelo Robot.

Edifício	Modo de Vibração	Frequência [Hz]	
		Modelo 1	Modelo 2
Torre B	1º Traslação em Y	0,305	0,491

3.4.5.2 Resultados do 2.º modo de vibração

A Figura 3.17 representa, para os dois modelos, a configuração do 2.º modo de vibração e a Tabela 3.7 resume as respectivas frequências e a designação do modo de vibração.

Figura 3.17 - Representação do 2.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).

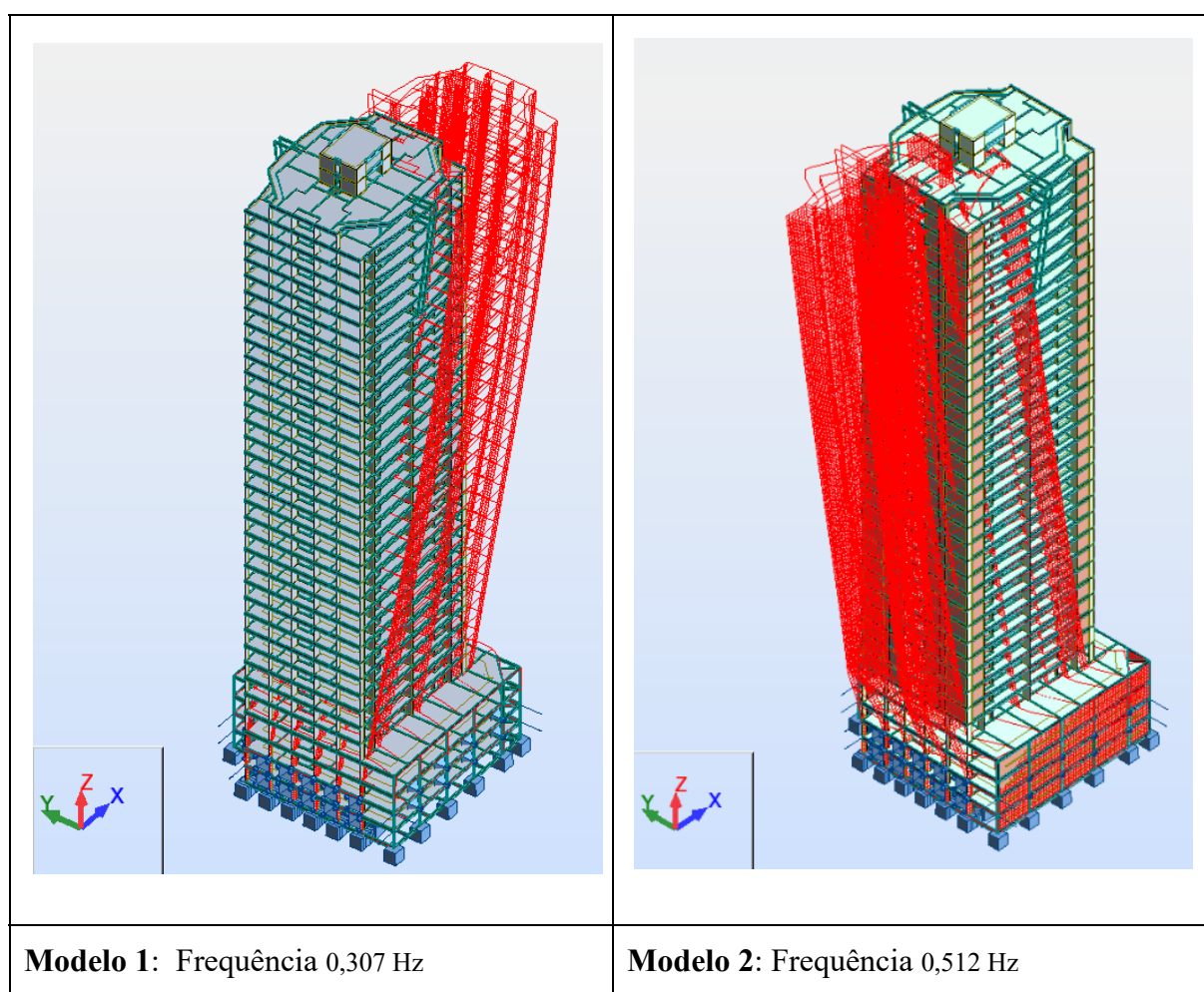


Tabela 3.7 - Resultados do 2.º modo de vibração obtidos pelo Robot.

Edifício	Modo de Vibração	Frequência [Hz]	
		Modelo 1	Modelo 2
Torre B	2º Traslação em X	0,307	0,512

3.4.5.3 Resultados do 3.º modo de vibração

A Figura 3.18 representa, para os dois modelos, a configuração do 3.º modo de vibração e a Tabela 3.8 resume as respectivas frequências e a designação do modo de vibração.

Figura 3.18 - Representação do 3.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).

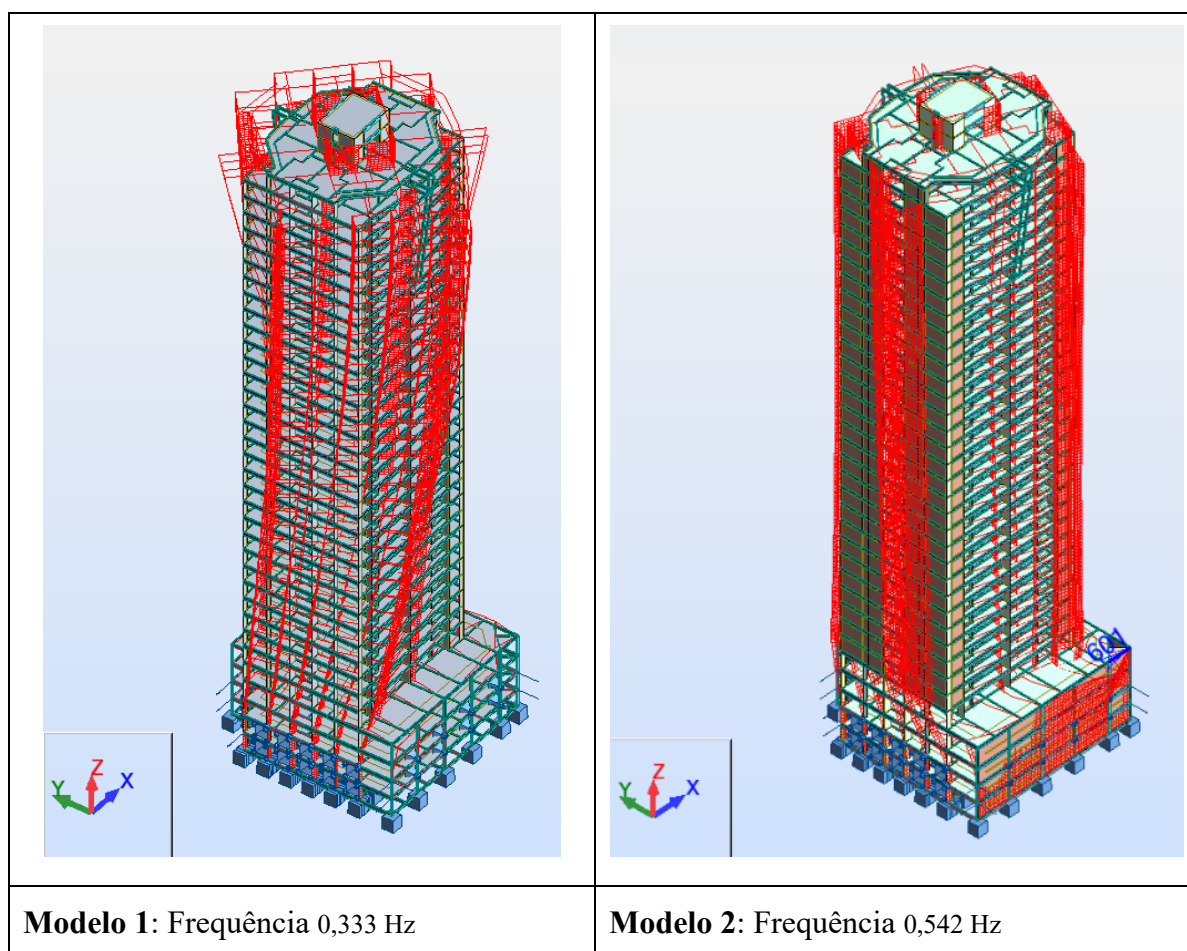


Tabela 3.8 - Resultados do 3.º modo de vibração obtidos pelo Robot.

Edifício	Modo de Vibração	Frequência [Hz]	
		Modelo 1	Modelo 2
Torre B	3º Torção em (XY)	0,333	0,542

3.4.5.4 Resultados do 4.º modo de vibração

A Figura 3.19 representa, para os dois modelos, a configuração do 4.º modo de vibração e a Tabela 3.9 resume as respectivas frequências e a designação do modo de vibração.

Figura 3.19 - Representação do 4º Modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).

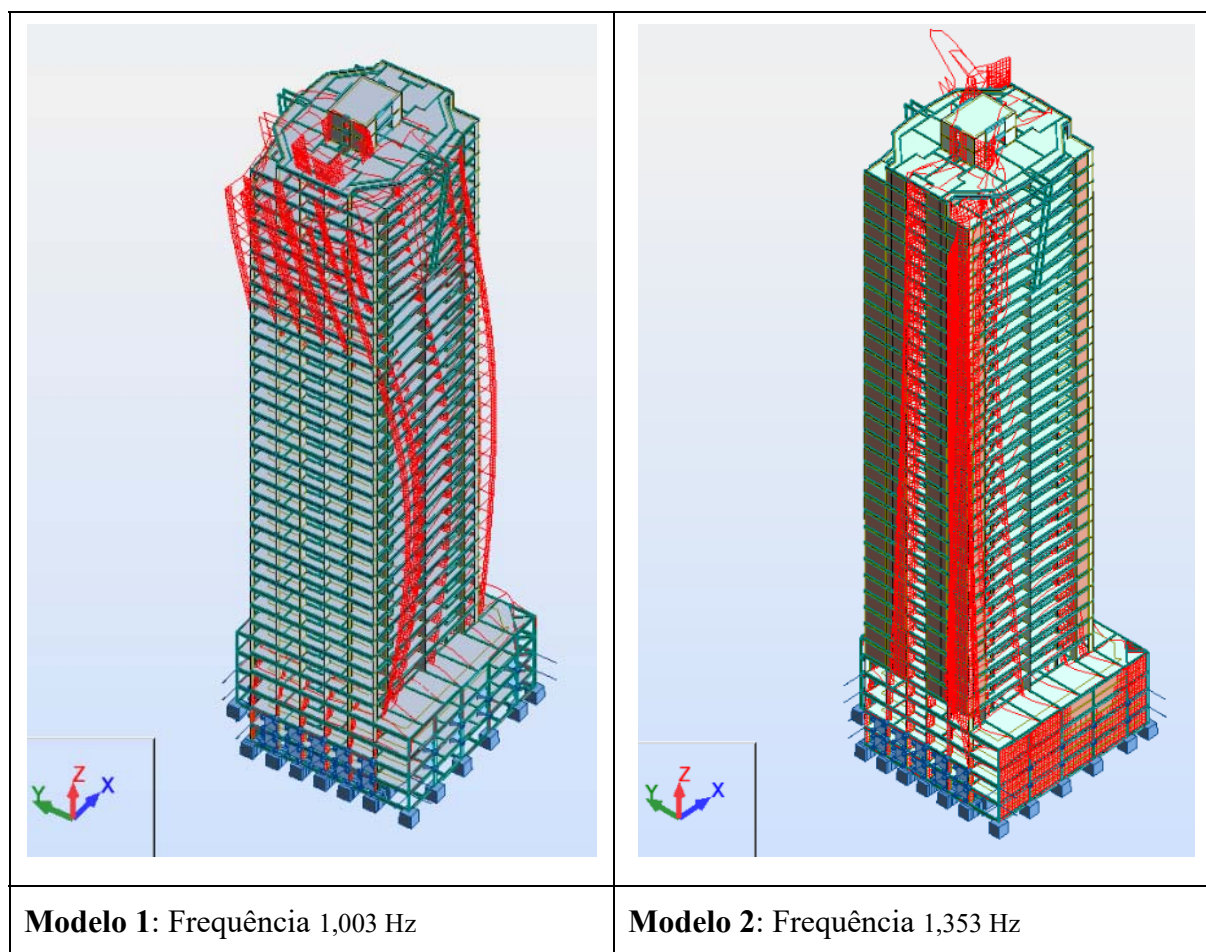


Tabela 3.9 - Resultados do 4.º modo de vibração obtidos pelo Robot.

Edifício	Modo de Vibração	Modelos	Frequência [Hz]
Torre B	Flexão em X	Modelo 1	1,003
	Torção em (XY)	Modelo 2	1,353

3.4.5.5 Resultados do 5.º modo de vibração

A Figura 3.20 representa, para os dois modelos, a configuração do 5.º modo de vibração e a Tabela 3.10 resume as respectivas frequências e a designação do modo de vibração.

Figura 3.20 - Representação do 5.º modo de vibração do Modelo 1 (a) e do Modelo 2 (b).

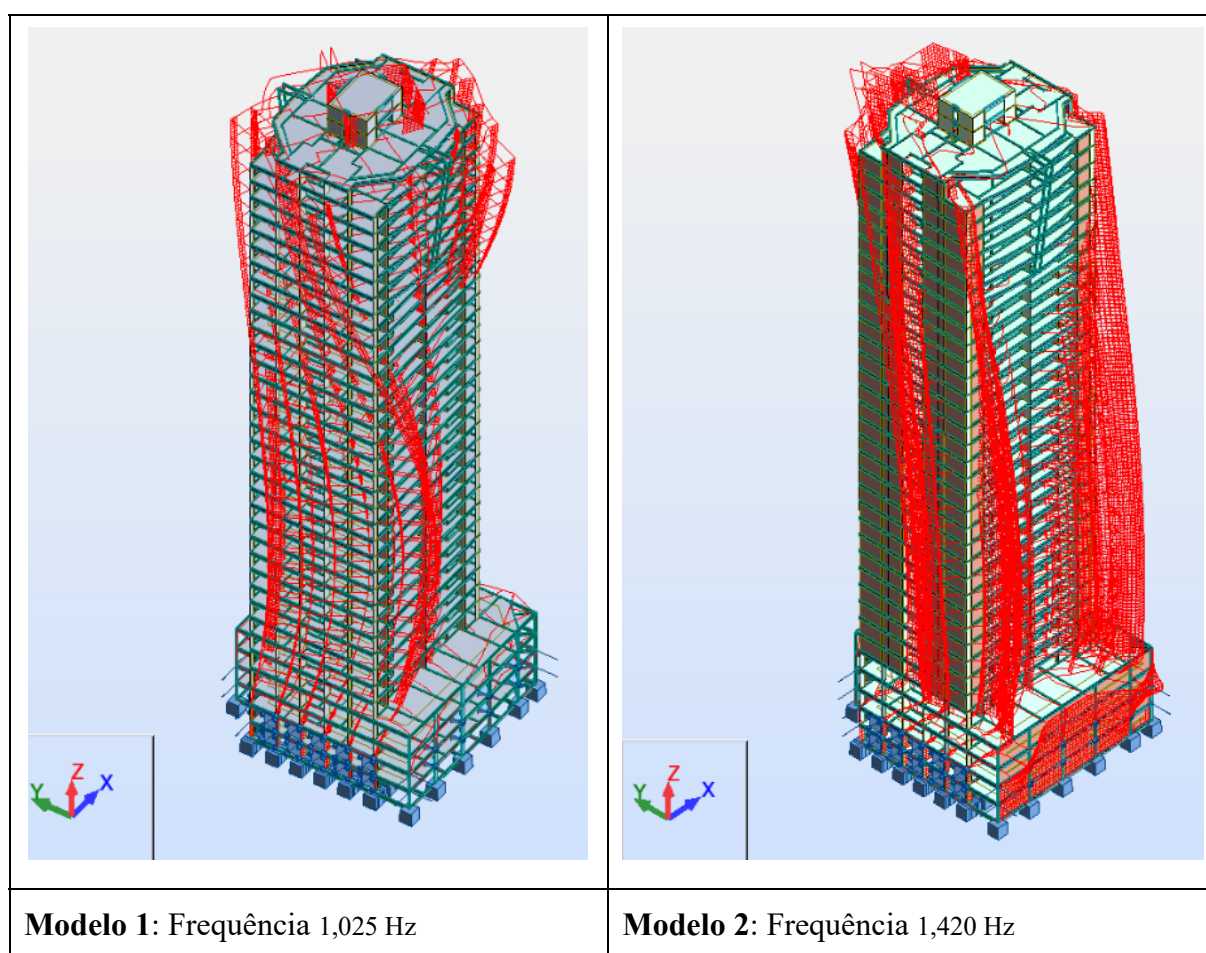


Tabela 3.10 - Resultados do 5.º modo de vibração obtidos pelo Robot.

Edifício	Modo de Vibração	Modelos	Frequência [Hz]
Torre B	5º Torção em (XY)	Modelo 1	1,025
	Flexão em Y	Modelo 2	1,420

Finalmente, e de forma sumária, na Tabela 3.11 estão resumidas as frequências relativas a cada modo de vibração obtida através da análise modal do edifício Torre B.

Tabela 3.11 - Frequências naturais e modos de vibração da Torre B obtidos através de uma análise modal dos modelos numéricos.

Edifício	Modo de Vibração	Frequências[Hz]	
		Modelo 1 	Modelo 2 
Torre B	1° Traslação em Y	0,305	0,491
	2° Traslação em X	0,307	0,512
	3° Torção em (XY)	0,333	0,542
	4° Flexão em X	1,003	---
		---	1,353
	5° Torção em (XY)		
	5° Torção em (XY)	1,025	---
		---	1,420

Pode-se notar que, na Tabela 3.11 o comportamento dinâmico do Modelo 1 e do Modelo 2 em termos de modos de vibração permanece igual até ao terceiro modo de vibração, mas nos 4.º e 5.º modos de vibração os dois modelos começam a registar diferentes comportamentos dinâmicos.

3.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E NUMÉRICOS

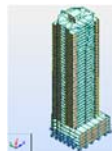
Neste subcapítulo será realizado, em primeiro lugar, uma comparação entre os resultados das modelações numéricas, criadas por Adatao [50], através do programa de cálculo SAP2000, e aqueles criados para esta dissertação adotando o programa de cálculo automático Robot Structural Analysis. Em seguida será efetuada uma comparação entre os resultados obtidos experimentalmente, através os ensaios em vibração ambiente, e os modelos numéricos criados.

3.5.1 Análise comparativa dos modelos numéricos em termos de frequência

Nesta subsecção comparam-se os resultados obtidos nas diferentes modelações numéricas. Deve-se ter em mente que o Modelo A e o Modelo C do Adatauto, criados através do programa de cálculo SAP2000 equivalem respetivamente ao Modelo 1 e ao Modelo 2 desta dissertação criados através do programa de cálculo Robot Structural Analysis. O modelo que tem em conta a contribuição das paredes de alvenaria através de elementos de barra diagonais (Modelo B) foi criado exclusivamente pelo Adatauto [50], enquanto que nesta dissertação decidiu-se desprezá-lo na medida em que emergiu, no capítulo precedente (CAPÍTULO 2), que em estado de serviço não é o modelo mais adequado para descrever o comportamento dinâmico da estrutura real porque não contabiliza as tensões de tração, apesar de serem pequenas, que se geram hipoteticamente nas paredes de alvenaria.

Os resultados da análise modal realizada por Adatauto [50] são extrapolados até ao 3.º modo de vibração, por isso, não foi possível comparar as frequências do 4.º e 5.º modo de vibração.

Tabela 3.12 - Comparação dos modelos numéricos em termos de frequências naturais e modos de vibração.

Modos de vibração [Hz]		Modelação numérica				
		Outros autores (SAP2000)			Autor (Robot)	
		Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo 1	Modelo 2
						
1º	Traslção (Y)	0,282	0,337	0,456	0,305	0,491
2º	Traslção (X)	0,294	0,339	0,596	0,307	0,512
3º	Torção (XY)	0,328	0,394	0,663	0,333	0,542
4º	Flexão (X)	---	---	---	1,003	---
	Torção (XY)	---	---	---	---	1,353
5º	Torção (XY)	---	---	---	1,025	---
	Flexão (Y)	---	---	---	---	1,420

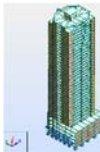
A análise comparativa dos diferentes modelos numéricos criados, como apresentado na Tabela 3.12, conduz à conclusão que, apesar de terem sido usados dois tipos de programas de cálculo automático, e embora existem pequenas diferenças em termos de modelação numérica dos elementos adotados, os resultados obtidos em termos de frequência para cada modo de vibração

são muito semelhantes. Portanto, isto significa que os resultados obtidos no Modelo A são, aproximadamente, semelhantes aos do Modelo 1 e os resultados do Modelo C são, aproximadamente, iguais aos do Modelo 2 até ao 3.º modo de vibração.

3.5.2 Análise comparativa entre os modelos numéricos do Robot e os resultados experimentais em vibração ambiente

Nesta subsecção comparam-se os resultados em termos de frequência obtidos nas duas diferentes modelações numéricas do Robot, com os resultados experimentais de vibração ambiente (Tabela 3.13).

Tabela 3.13 - Comparação, em termos de frequência, entre os resultados experimentais e os modelos numéricos do Robot.

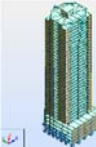
Resultados Experimentais - vibração ambiente				Modelação numérica			
Nº	(FFT)		(SSI-DATA)	Modos de vibração [Hz]	Autor Robot		
	Acelerómetro	Servo-	Acelerómetro		Modelo 1	Modelo 2	
	Piezoelétrico	acelerómetro	Piezoelétrico				
							
1º	0,501	0,500	0,482	1º	Traslção (Y)	0,305	0,491
2º	0,595	0,580	0,591	2º	Traslção (X)	0,307	0,512
3º	1,087	1,090	1,088	3º	Torção (XY)	0,333	0,542
4º	---	---	1,773	4º	Flexão (X)	1,003	---
					Torção (XY)	---	1,353
5º	---	---	2,336	5º	Torção (XY)	1,025	---
					Flexão (Y)	---	1,420

Pode-se observar a partir da Tabela 3.13, no que diz respeito às 1.ª e 2.ª frequências, que o modelo que mais se aproxima dos resultados experimentais de vibração ambiente é o Modelo 2, o qual tem em conta a contribuição da rigidez das paredes, modeladas através de elementos de casca. Contudo, observa-se uma discrepância, na 3.ª frequência de vibração, entre os resultados experimentais e o modelo numérico.

Não existe atualmente uma explicação concreta para este fenómeno. No entanto, especulam-se duas possibilidades: (i) não existência de vibração suficiente durante a aquisição de dados para excitar o modo de torção; note-se que, de acordo com o modelo numérico, o modo de torção está muito próximo dos modos de translação; (ii) o modelo numérico não esteja suficientemente calibrado; no entanto, esta segunda possibilidade é menos provável, por enquanto, uma vez que há uma aproximação muito satisfatória nas primeiras duas frequências de translação num edifício estruturalmente quase simétrico.

Na seguinte Tabela 3.14 estão resumidas em forma esquemática toda a frequência revelada seja dos ensaios em vibração ambiente seja dos modelos numéricos.

Tabela 3.14 - Representação esquemática de todas as frequências experimentais e numéricas relacionadas a cada um dos modos de vibração.

Nº	Resultados Experimentais - vibração ambiente			Modelação numérica				
	(FFT)		(SSI-DATA)	Outros autores SAP2000			Autor Robot	
	Acelerómetro Piezoelétrico	Servo acelerómetro	Acelerómetro Piezoelétrico	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo 1	Modelo 2
1º								
1º	0,501	0,500	0,482	0,282	0,337	0,456	0,305	0,491
2º	0,595	0,580	0,591	0,294	0,339	0,596	0,307	0,512
3º	1,087	1,090	1,088	0,328	0,394	0,663	0,333	0,542
4º	---	---	1,773	---	---	---	1,003	---
				---	---	---	---	1,353
5º	---	---	2,336	---	---	---	1,025	---
				---	---	---	---	1,420

3.6 ANÁLISE SÍSMICA DO EDIFÍCIO COMPARANDO RSA E EC8

Neste subcapítulo será realizada uma análise sísmica do edifício, comparando dois regulamentos diferentes. Os regulamentos adotados são: RSA e EC8. É bom especificar que a

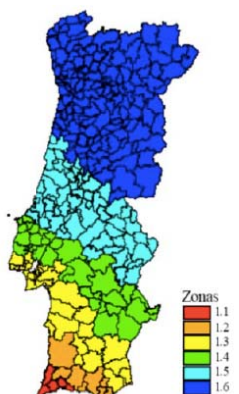
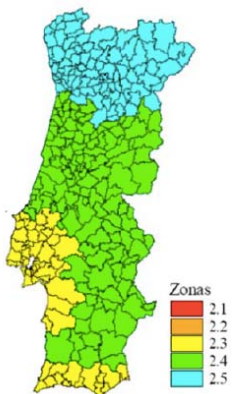
análise sísmica foi realizada no domínio elástico linear de forma a simplificar a comparação dos regulamentos. Por conseguinte, não foram adotados quaisquer coeficientes de comportamento para a definição dos espectros de resposta.

Para efetuar a análise sísmica, regulamentada pelos dois regulamentos num âmbito europeu, assumiu-se que o edifício está localizado em Lisboa, assente num solo de Tipo II, segundo o RSA, e num terreno Tipo C de acordo com o EC8.

3.6.1 Definição dos espectros de resposta elásticos

Na Tabela 3.15 estão listados os parâmetros que foram utilizados para a definição dos espectros de resposta em regime elástico de acordo com EC8 e o RSA.

Tabela 3.15 - Parâmetros utilizados para a definição dos espectros elásticos do EC8 e do RSA.

EC8 – Terreno Tipo C		RSA – Terreno Tipo II	
Sismo Tipo 1: "Afastado"	Sismo Tipo 2: "Próximo"	Sismo Tipo 1: "Próximo"	Sismo Tipo 2: "Afastado"
Terreno tipo C	Terreno tipo C	Terreno tipo II	
Lisboa → Zona 1.3	Lisboa → Zona 2.3	Lisboa → Zona A → $\alpha=1$	
$\xi=5\%$		$\xi=5\%$	
$a_{gr}=1,5 \text{ m/s}^2$	$a_{gr}=1,7 \text{ m/s}^2$		
$Y=1$	$Y=1$		
$a_g=1,5 \text{ m/s}^2$	$a_g=1,7 \text{ m/s}^2$		
$S_{max}=1,6$	$S_{max}=1,6$		
$S=1,5$	$S=1,46$		
$T_B=0,1 \text{ s}$	$T_B=0,1 \text{ s}$		
$T_C=0,6 \text{ s}$	$T_C=0,25 \text{ s}$		
$T_D=2,0 \text{ s}$	$T_D=2,0 \text{ s}$		
			

Na Figura 3.21 estão representados os espectros de resposta elásticos no domínio do período gerados a partir do EC8 relativamente aos dois tipos de sismos. Na Figura 3.22 estão representados os espectros de resposta elásticos no domínio da frequência gerados a partir do RSA relativamente aos dois tipos de sismos. Observa-se que o sismo Tipo 1 “afastado” do EC8 corresponde ao sismo Tipo 2” afastado” do RSA e o Sismo Tipo 2 “próximo” do EC8 corresponde ao sismo Tipo 1 “próximo” do RSA.

Figura 3.21 - Espectros de resposta elásticos do EC8 para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.

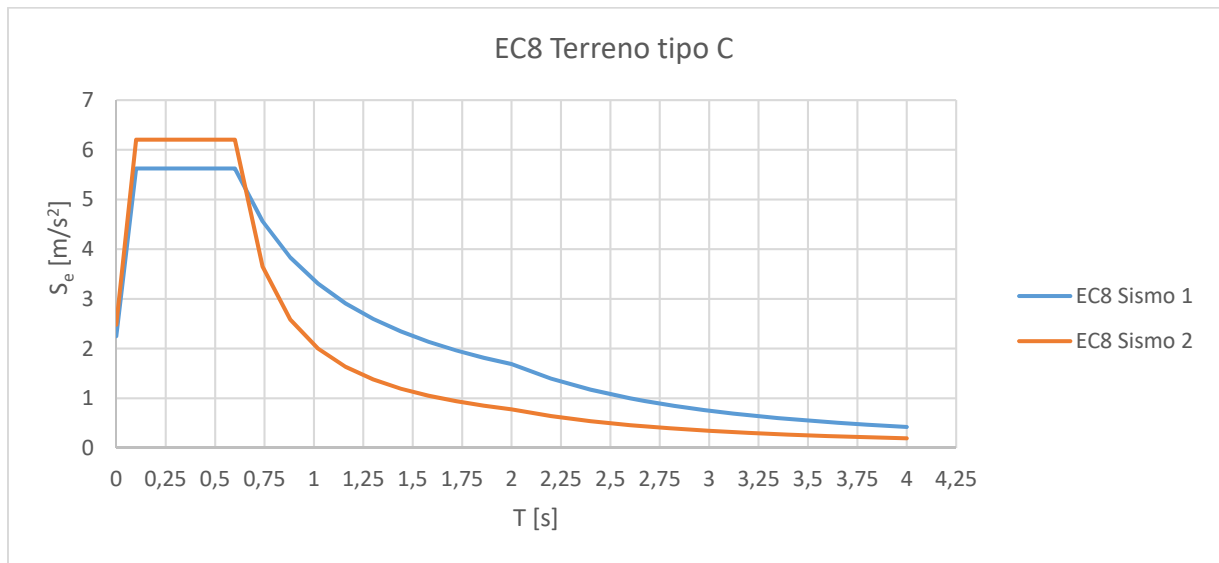
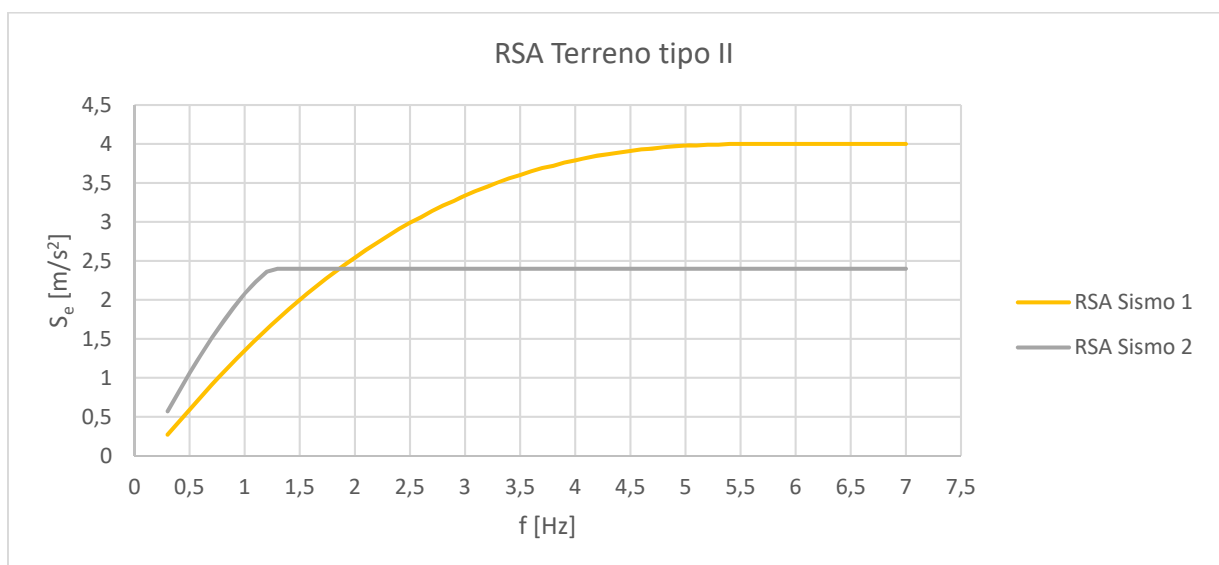


Figura 3.22 - Espectros de resposta elásticos do RSA para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.



De forma a ter uma base comum de comparação dos regulamentos, os espectros elásticos dos dois regulamentos são ilustrados no domínio da frequência (Figura 3.23) e no domínio período (Figura 3.24).

Figura 3.23 - Comparação dos espectros de resposta elásticos do RSA e do EC8 no domínio da frequência para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.

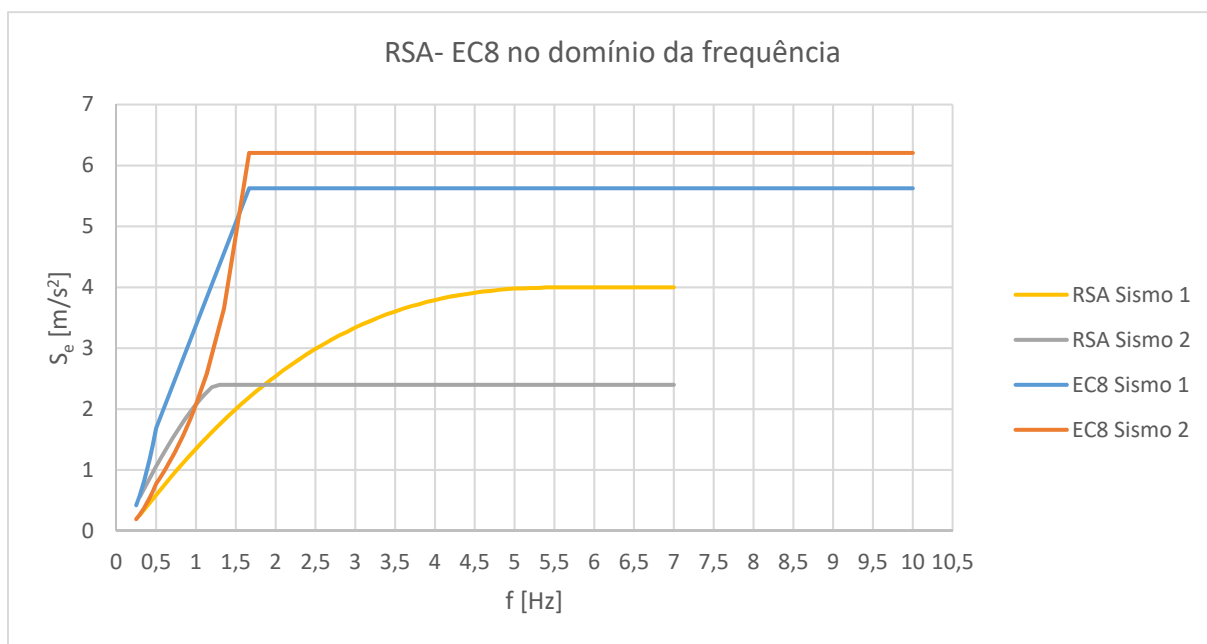
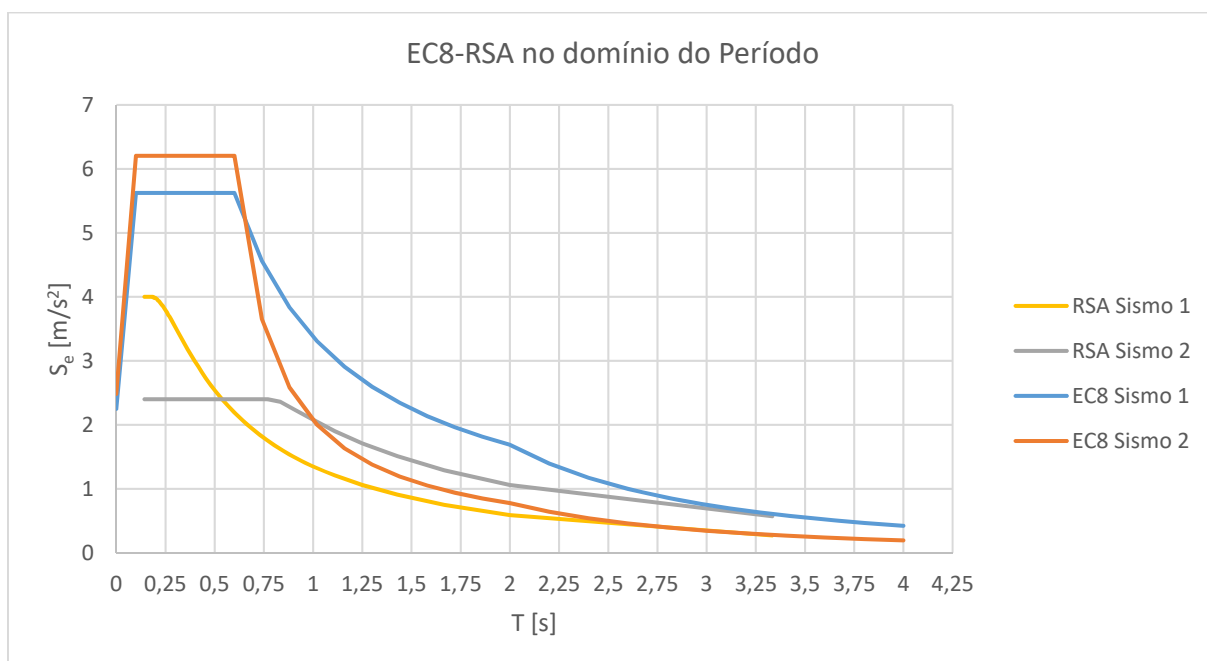


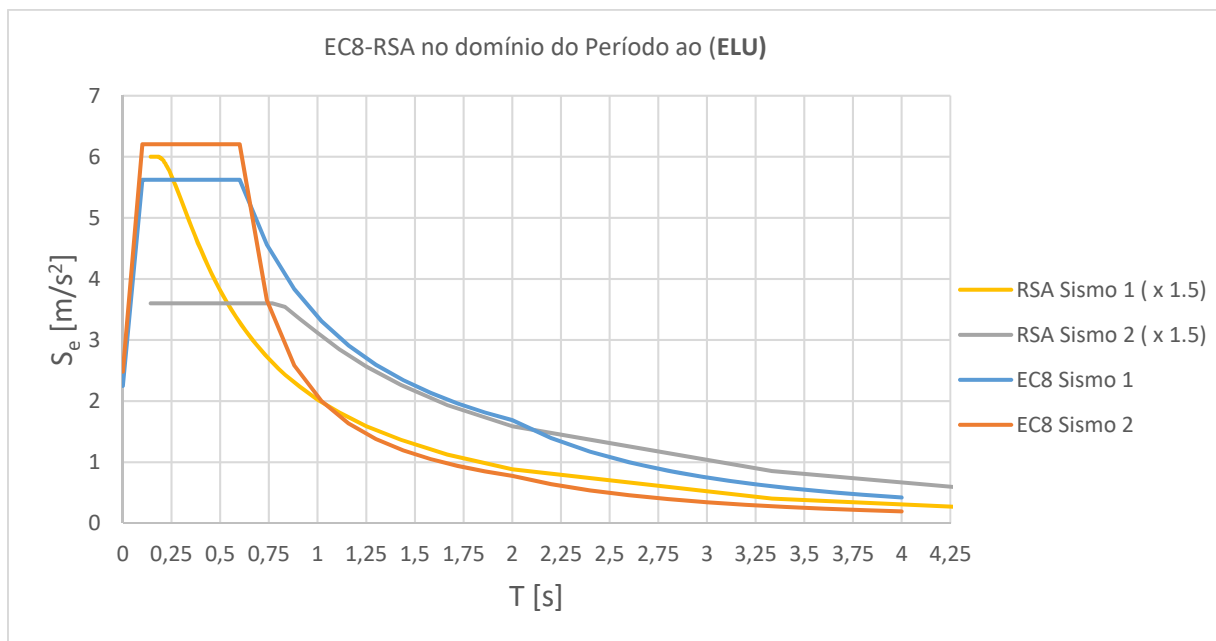
Figura 3.24 - Comparação dos espectros de resposta elásticos do RSA e do EC8 no domínio do período para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2.



Através desta análise, e para as condições do terreno enunciadas, foi possível verificar que os espectros gerados através do EC8 são mais condicionantes relativamente aos espectros do RSA, tanto para sismos “próximos” como para sismos “afastados”. Contudo, deve-se ter presente que, na verificação da segurança em estado limite último, onde a ação sísmica está presente como ação base, o EC8 prevê um coeficiente majorativo das ações igual a 1,0 e o RSA igual a 1,5.

Na Figura 3.25 estão representados os espectros de resposta elástico no domínio do período, tendo em conta o coeficiente majorativo de 1,0 para o EC8 e de 1,5 para o RSA relativamente aos dois tipos de sismos.

Figura 3.25 - Comparação dos espectros de resposta elástico do RSA e do EC8 no domínio do período para Sismo Tipo 1 e Sismo Tipo 2 ao (ELU).

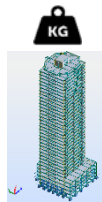


3.6.2 Definição dos modelos numéricos adotados na análise sísmica

A análise sísmica foi realizada a partir de três modelos numéricos representativos da Torre B de Belém. Os três modelos numéricos apresentam características diferentes, tanto em termos de massa como em termos de rigidez. Basicamente, foram utilizados os modelos descritos na subsecção 3.4.2 (Modelo 1 e Modelo 2) com a adição de um novo modelo (Modelo 1M) que é substancialmente igual ao Modelo 1, exceto que, a análise modal, tem em conta a implementação da massa das paredes de alvenaria estimada, aproximadamente, com um valor

de 3 kN/m^2 por piso. Na Tabela 3.16 são descritos, de forma sistemática e simplificada, os três modelos adotados.

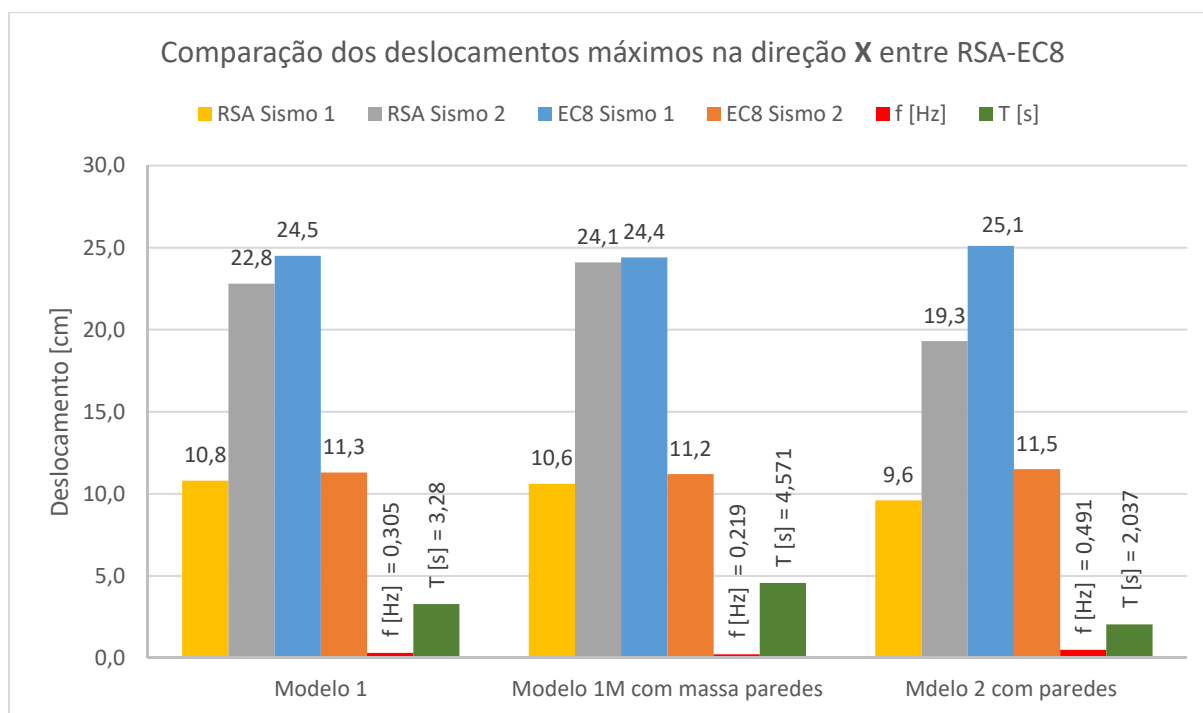
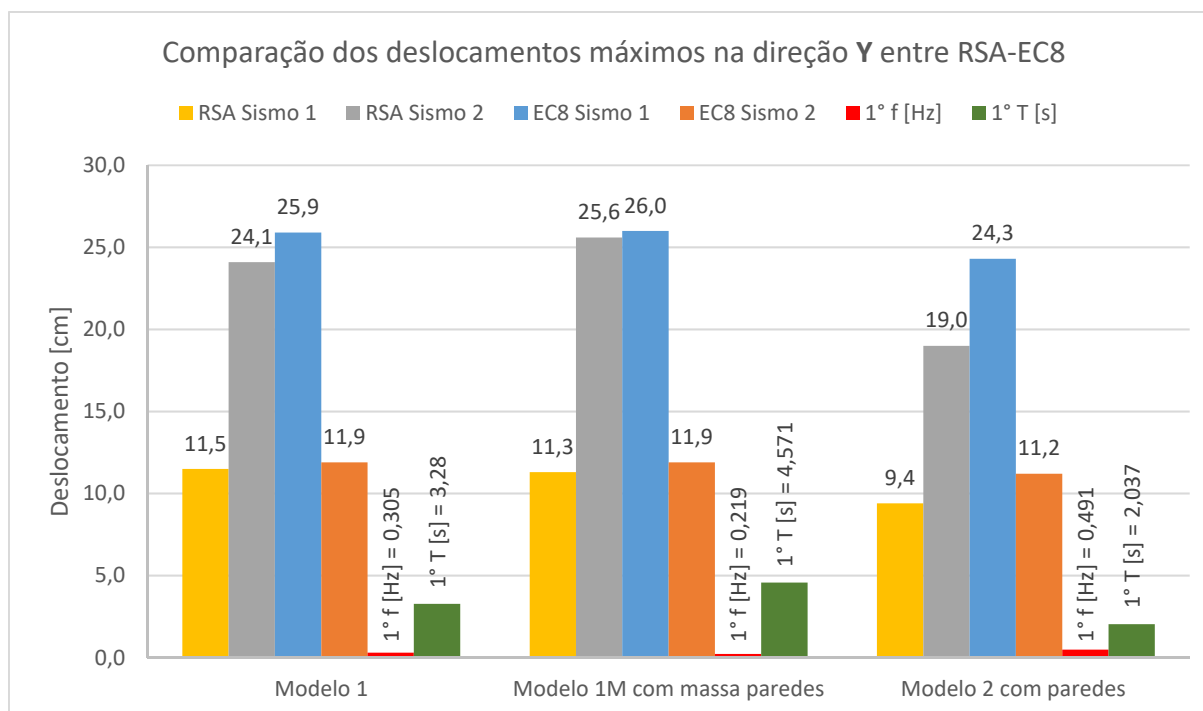
Tabela 3.16 - Esquematisação dos modelos numéricos adotados na análise sísmica.

Modelo		Consideração nos modelos:			
		Elementos estruturais	Elemento não estruturais	Da rigidez das paredes	Da massa das paredes na análise modal
Modelo 1		Todos	Não	Não	Não
Modelo 1M		Todos	Não	Não	Sim (3 kN/m^2 por piso)
Modelo 2		Todos	Sim (paredes de alvenaria)	Sim (paredes modeladas através de elementos de casca)	Sim (massa calculada automaticamente pelo programa a partir dos elementos de casca)

3.6.3 Resultados da análise sísmica

A partir de cada modelo numérico descrito na subsecção 3.6.2 (Modelo 1, Modelo 1M e Modelo 2) foram estimados os deslocamentos máximos e relativos entre pisos relativamente à ação sísmica dos dois regulamentos (RSA e EC8) nas duas direções “X” e “Y” (desprezando a direção segundo “Z”).

As respostas foram determinadas através da Combinação Quadrática Completa (CQC), pois consiste num dos processos de cálculo mais tradicionais para contabilizar a interação dos diversos modos de vibração na resposta estrutural. Em seguida estão representados de forma esquemática os deslocamentos máximos relativamente aos dois regulamentos, para sismo atuante na direção “X” (Figura 3.26) e na direção “Y” (Figura 3.27), relativamente a cada modelo numérico, com variação da 1.ª frequência (f [Hz]) e do respetivo período (T [s]).

Figura 3.26 - Comparação dos deslocamentos máximos na direção X relativamente ao EC8 e ao RSA.**Figura 3.27** - Comparação dos deslocamentos máximos na direção Y relativamente ao EC8 e ao RSA.

Ao comparar o Modelo 1 com o Modelo 1M observa-se que o acréscimo de massa no edifício não gera deslocamentos significativamente mais elevados. Este fenómeno deve-se ao facto de o aumento de massa contribuir para o aumento da força sísmica, mas ao mesmo tempo torna o edifício mais flexível, portanto gerando uma aceleração espectral menor.

Relativamente à resposta do edifício com os painéis de alvenaria de enchimento “Modelo 2”, onde se observa um aumento efetivo da massa e da rigidez, os resultados mostram um aumento das frequências; contudo, apesar do aumento da força sísmica devido à massa das paredes de alvenaria, as mesmas tornam o edifício mais rígido e, consequentemente, verificam-se menores deslocamentos devidos a ação sísmica.

Em seguida estão representados de forma esquemática as forças de corte basal máximas relativamente aos dois regulamentos, para sismo atuante na direção “X” (Figura 3.28) e na direção “Y” (Figura 3.29) relativamente a cada modelo numérico. Observa-se que o aumento da rigidez faz aumentar significativamente as forças de corte basal.

Figura 3.28 - Comparação da força de corte basal máxima na direção X relativamente ao EC8 e ao RSA.

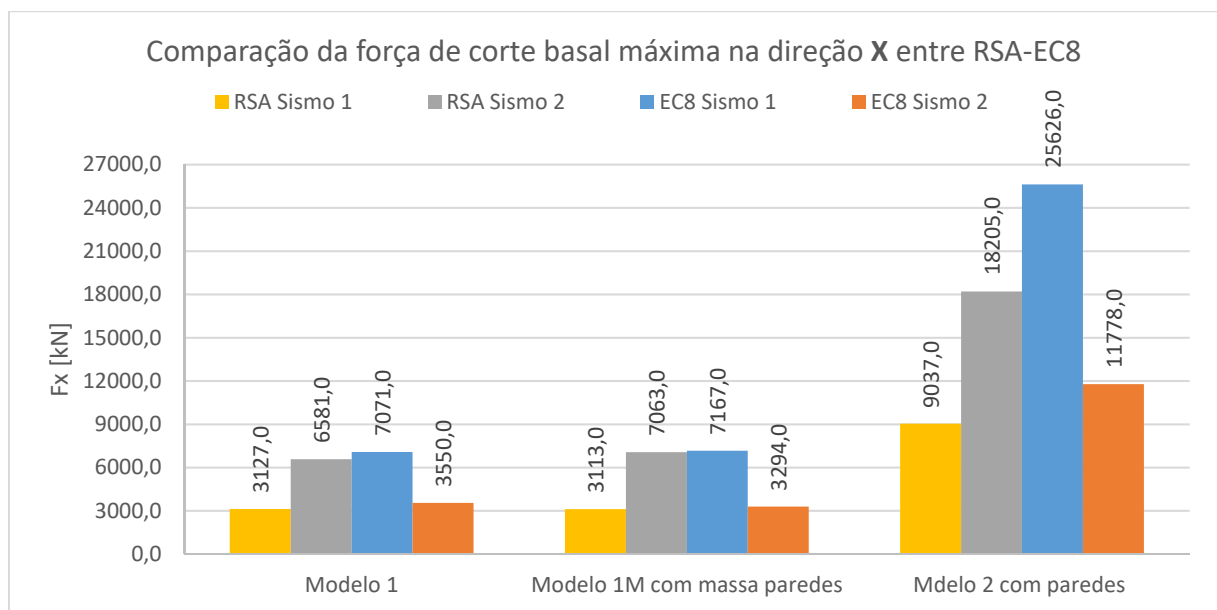
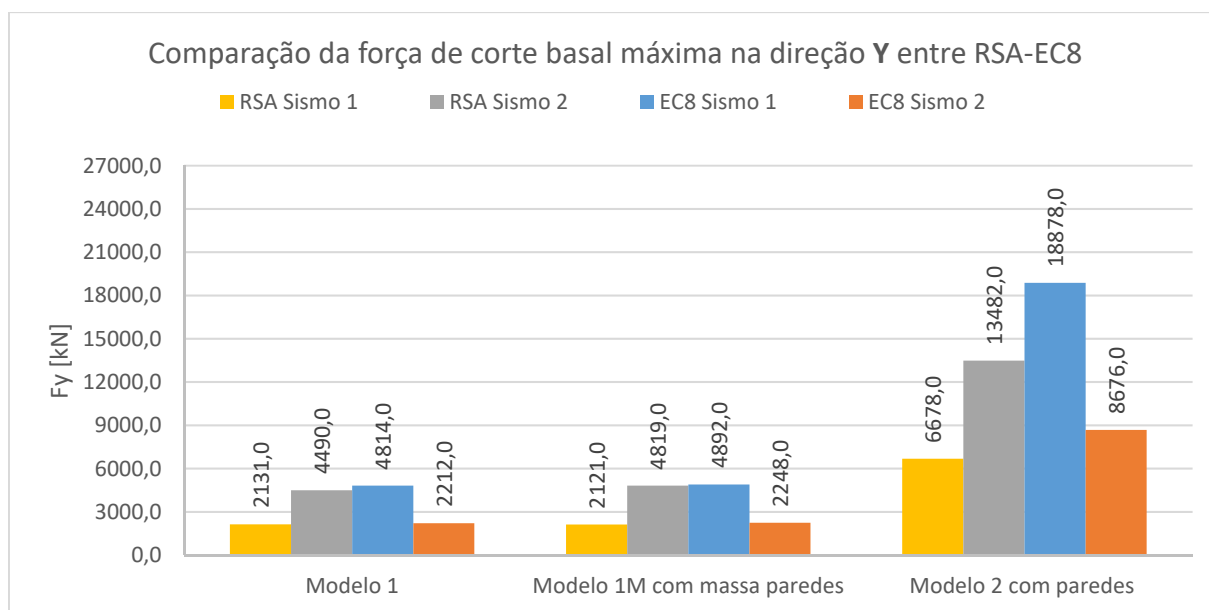


Figura 3.29 - Comparação da força de corte basal máxima na direção Y relativamente ao EC8 e ao RSA.

3.6.4 Verificação da segurança

Após se verificar que o EC8 apresenta, em geral, um comportamento dinâmico mais desfavorável, foram obtidos os deslocamentos relativos entre pisos de acordo com as direções “X” e “Y”, para as ações sísmicas Tipo 1 e Tipo 2. De seguida estão apresentados os deslocamentos relativos máximos entre pisos na direção “X” (Figura 3.30) e na direção “Y” (Figura 3.31).

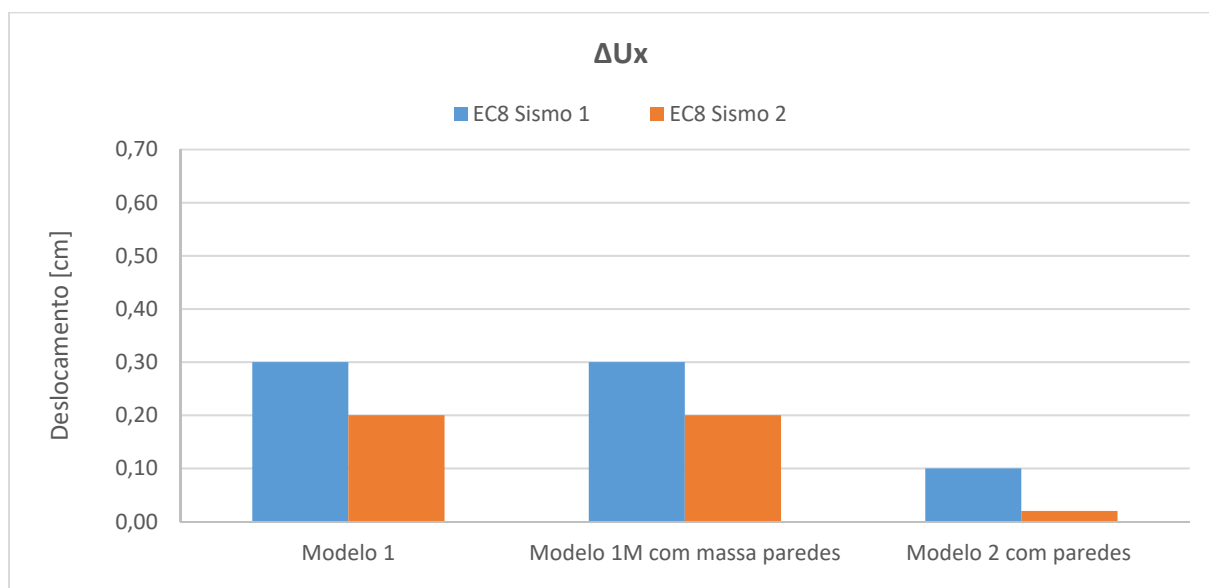
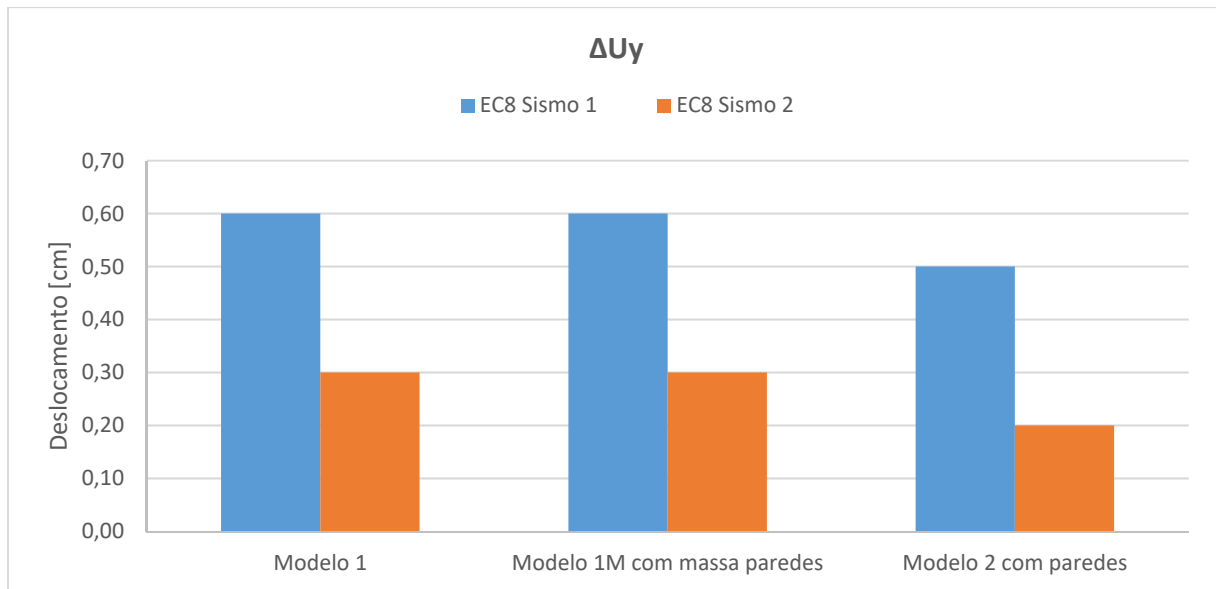
Figura 3.30 - Comparação segundo X dos deslocamentos relativos máximos entre pisos segundo o EC8.

Figura 3.31 - Comparação segundo Y dos deslocamentos relativos máximos entre pisos segundo o EC8.

O EC8, como foi possível ver na seção 1.8, apresenta dois tipos de verificação de segurança para a ação sísmica. Por um lado, há que assegurar a segurança à rotura pela verificação dos Estados Limites Últimos e, por outro lado, há necessidade de verificar a resposta em serviço, para um sismo de menor intensidade de forma a garantir o critério de Limitação dos Danos.

A filosofia da limitação de danos surgiu com o intuito de minimizar as consequências, em termos económicos, de um evento sísmico de menor intensidade. Esta traduz-se pela limitação dos deslocamentos relativos entre pisos de acordo com o tipo de elementos não estruturais presentes na estrutura.

Em forma de complemento, em seguida será efetuada exclusivamente uma análise de limitação dos danos de acordo com o EC8 com a fórmula (1.83) da subseção 1.8.2. Uma vez que o edifício apresenta elementos não estruturais construídos com materiais frágeis fixos à estrutura (exemplo: paredes de alvenaria) de acordo com o EC8 o deslocamento relativo entre piso d_r deve ser limitado a:

$$d_r \cdot v \leq 0,005h \quad (3.1)$$

sendo a altura entre pisos $h=2,90$ m e $v=0,4$ para sismo de Tipo 1 e $v=0,55$ para sismo Tipo 2.

Assim, os deslocamentos relativos entre pisos d_r por cada tipo de ação sísmica são dados por:

- Ação sísmica de Tipo 1

$$d_r \leq 3,625 \text{ cm}$$

➤ Ação sísmica de Tipo 2

$$d_r \leq 2,636 \text{ cm}$$

Portanto para qualquer um dos sismos, como pode-se comprovar, os deslocamentos relativos entre piso estão abaixo dos limites preconizados no EC8.

CONCLUSÕES

A investigação e análise efetuada neste trabalho convergiram no que diz respeito aos benefícios na introdução dos painéis de preenchimento nos pórticos, ao nível do aumento da rigidez horizontal, nomeadamente ao nível do controlo da deformação. Portanto, deve ser incentivado o estudo das propriedades mecânicas das paredes de enchimento, tal como o seu efeito na resposta estrutural, tanto para construções novas como para construções antigas com ausência de qualquer regulamentação, uma vez que é atualmente inevitável o uso das alvenarias externas para revestimento dos edifícios.

A prática comum em projeto consiste em ignorar o contributo em termos de resistência e rigidez que os elementos não estruturais, como os painéis de alvenaria podem oferecer a estrutura. As considerações feitas até agora mostram que os painéis governam ativamente a resposta da estrutura, portanto é necessário modificar tal abordagem e introduzir na modelação do sistema também os painéis de alvenaria de enchimento. Consequentemente, além dos elementos estruturais na concepção do modelo matemático da estrutura será necessário ter presente também a contribuição dos painéis. Por conseguinte, surge o problema de definir qual o modelo que representa de maneira mais adequada e simples o comportamento do painel. Problema de não simples solução, por diferentes razões.

Com base no comportamento dinâmico global dos edifícios, e através do estudo de modelos matemáticos e físicos calibrados com dados experimentais, apresentou-se um caso de estudo, sobre um edifício alto localizado em Belém do Pará, de modo a comprovar o efeito das paredes de alvenaria na rigidez horizontal de edifícios altos. Estes elementos que hoje em dia são considerados não estruturais, contribuem, significativamente e em serviço, para o sistema de contraventamento às ações horizontais.

Assim, numa primeira análise, através da comparação entre os testes experimentais em vibração ambiente, com o comportamento dinâmico gerados pelos modelos numéricos em termos de frequências naturais de vibração, conseguiu-se comprovar que, em serviço, o modelo que mais se aproxima da realidade, é o modelo que tem em consideração a introdução dos painéis de alvenaria modelados como elementos de casca.

Uma vez que as ações horizontais são de natureza dinâmica, decidiu-se efetuar um estudo sísmico comparativo entre o regulamento Português (RSA) atualmente em vigor e a

regulamentação Europeia (EC8). Comparando os dois regulamentos em regime elástico, e admitindo que o edifício se encontra fundado em Lisboa num terreno de características resistentes intermédias, o EC8 revelou-se mais desfavorável nos três modelos numéricos adotados, gerando assim, para qualquer tipo de ação sísmica, deslocamentos mais desfavoráveis. No entanto, deve-se recordar que, na verificação da segurança aos estados limites últimos, o RSA exige que as ações sísmicas sejam multiplicadas por um coeficiente majorativo igual a 1,5. A análise sísmica em serviço, de acordo com o EC8, permitiu também aferir que os deslocamentos entre pisos estão abaixo do limite especificado.

Em suma, demonstrou-se que influência das paredes na resposta sísmico-dinâmica dos edifícios altos é um fator de particular importância, já que altera significativamente o comportamento sísmico-dinâmico da estrutura e, assim, gerando comportamentos dinâmicos que podem ser diferentes daqueles considerados em fase de projeto, nomeadamente as forças sísmicas. Tal acontece porque a resposta dinâmica é controlada por dois fatores fundamentais: a massa e a rigidez; os quais em conjunto contribuem para a variação das frequências naturais de vibração e, conseqüentemente, para os deslocamentos da estrutura.

REFERÊNCIAS

- [1] RSA, Decreto-Lei nº 235/83, “Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes”, Porto: Porto Editora , 31 de Maio 2005 .
- [2] EN 1998-1, “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic action and rules for buildings”, Brussels; Belgium: CEN4, 2004.
- [3] EN 771-1, Specification for masonry units – Part 1: Clay masonry units, Bruxelas: CEN, 2003.
- [4] EN 771-1, Specification for masonry units – Part 1: Clay masonry units, Bruxelas: CEN, 2011.
- [5] NP EN 771-1, “Especificação para unidades de alvenaria. Parte1 – Tijolos cerâmicos”, Lisboa: IPQ, 2006.
- [6] NP EN 772-3, Métodos de ensaio para elementos de alvenaria. Parte 3:Determinação do volume líquido e da percentagem de furação em elementos cerâmicos, Lisboa: IPQ, 2002.
- [7] NP EN 772-5, Métodos de ensaio para unidades de alvenaria. Parte 1: Determinação do teor de sais solúveis de tijolos cerâmicos para alvenaria, Lisboa: IPQ, 2007.
- [8] NP EN 772-7, Métodos de ensaio para elementos de alvenaria. Parte 7: Determinação da absorção de água em água fervente de elementos cerâmicos para, Lisboa: IPQ, 2000.
- [9] NP EN 772-11, Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 11: Determinação da absorção de água por capilaridade de blocos para alvenaria de betão de agregados, de betão “face à vista” e de pedra natural, e da taxa de absorção inicial de água de blocos cerâmicos, Lisboa: IPQ, 2002.
- [10] NP EN 772-13, Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 13: Determinação da massa
] volúmica real seca e da massa volúmica aparente seca de blocos para alvenaria (exceto blocos de pedra natural), Lisboa: IPQ, 2002.
- [11] NP EN 772-16, Métodos de ensaio de blocos para alvenaria. Parte 16: Determinação das
] dimensões, Lisboa: IPQ, 2002.
- [12] EN 772-19, Methods of test for masonry units – Part 19: Determination of moisture expansion of
] large horizontally perforated clay masonry units, Bruxelas: CEN, 2000.

- [13 EN 772-22, Methods of test for masonry units – Part 22 Determination of freeze/thaw resistance
] of clay masonry units, Bruxelas: CEN, 2005.
- [14 NP EN 1052-3, Métodos de ensaio de alvenaria. Parte 3: Determinação da resistência inicial ao
] corte, Lisboa: IPQ, 2005.
- [15 NP EN 1745, Alvenarias e elementos de alvenaria. Métodos para determinação de valores térmicos
] de cálculo, Lisboa: IPQ, 2005.
- [16 NP EN 13501-1, Classificação do desempenho face ao fogo de produtos e de elementos de
] construção. Parte 1: Classificação utilizando resultados de ensaios de reação ao fogo, Lisboa: IPQ, 2004.
- [17 Lourenço et al., “Historical and masonry structures, UMinho research group,” 2011. [Online].
] Available: http://www.hms.civil.uminho.pt/events/paredes2011/37_54.pdf. [Acedido em 4 3 2016].
- [18 Dias, A. Baio, et al., “Manual de Alvenaria de Tijolo”, Coimbra: CTCV, 2009.
]
- [19 M. F. P. Pereira, A. Camões, J. B. Aguiar e H. M. A. Cruz, “Associação Portuguesa dos Fabricantes
] de Argamassas de Construção,” 2010. [Online]. Available: http://www.apfac.pt/congresso2010/comunicacoes/Paper%2063_2010.pdf.
- [20 EN 998-2, Specification for mortar for masonry – Part 2: Masonry mortar, CEN, 2010.
]
- [21 “POROTON,” 2016. [Online]. Available: <http://www.poroton.it/user/articoli/n68/resistenza-meccanica-murature-dm-14-01-2008/resistenza-meccanica-murature-dm-14-01-2008.aspx>.
]
- [22 Neto J. A., Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos, São
] Paulo: Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, 2003.
- [23 Hendry A.W., Statica delle Strutture in Muratura di Mattoni, Patron, 1986.
]
- [24 Tassios T. P, Meccanica delle murature, Liguori Editore, 1988.
]

- [25 Hilsdorf H. K., “Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression”, Houston, Texas, Gulf Publishing Company, 1969.
- [26 Scielo, “Scielo Brazil,” Scientific electronic library, [Online]. Available: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1678-86212011000300002. [Acedido em 06 09 2016].
- [27 Shalin S., Structural Masonry, Englewood Cliffs, NJ, USA: Prentice Hall, 1971.
- [28 Paulay T., Priestley M. J. N., Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons, 1992.
- [29 Oliveto G., Argomenti di ingegneria sismica, Esagrafica editore, 1994.
- [30 Zarri F., Parametri di resistenza e di deformabilità meccanica di murature, Costruire in Laterizio 7(41), 1994.
- [31 Eurocodice 6, Progettazione delle strutture di muratura, CEN, 2005.
- [32 NBR 15812-1, Alvenaria estrutural- blocos ceramicos, parte 1, Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- [33 CIRCOLARE esplicativa n. 617 del 2/02/2009 - NTC2008, "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008", Roma: Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2009.
- [34 Polyakov S.V., On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame, San Francisco (CA): Earthquake Engineering Research Institute, 1960, pp. 36-42.
- [35 Holmes, M., Steel frames with Brickwork and Concrete Infilling, vol. 19, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961, pp. 473-478.
- [36 B. Stafford-Smith, Behaviour of square infilled frames., vol. 92, Londres: ASCE journal of the structural Division, 1966, pp. 381- 403.
- [37 B. Stafford-Smith e C. Carter, A method of analysis for infilled frames., vol. 44, Proceeding, the Institution of Civil Engineers, 1969, pp. 31-48.

- [38 Minestone, R. J. , On the stiffness and strengths of infilled frame, London (UK): Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1971, p. 230.
- [39 T. C. Liaw e K. H. Kwan, Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength, London: Proceedings of the Institute of Civil Engineers, 1983, p. 230.
- [40 L. F. G. Decanini, Modelos simplificados de la mamposteria incluida en porticos,caracteristicas de rigides y resistencia lateral en estado limite, Buenos Aires (AR): Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural, 1986, pp. 817-836.
- [41 Paulay, T.; Priestley, M. J. N., Seismic design of reinforced concrete and masonry, Wiley New York, 1992.
- [42 Durrani R. G. ; Luo Y. H., Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills., vol. 3, Proceedings of the 5th US national conference on earthquake engineering, 1994, pp. 627-636.
- [43 Chethan K., Study on Dynamic Characteristics of 3D Reinforced Concrete Frame with Masonry Infill, Journal of CPRI, Vol 5 (2), 2009, pp. 11-18.
- [44 Amato, G; Fossetti, M.; Cavalieri,L; Papia, M., An update model of equivalent diagonal strut for infill panels, Napoli, Italy: Eurocode 8 Perspectives from Italian Standpoint Workshoop, 2009, pp. 119-128.
- [45 Gerardo Mario Verderame, Iunio Iervolino, Paolo Ricci, “L'angolo dell'ingegnere strutturista,” 26 4 2009. [Online]. Available: <https://strutturisti.wordpress.com/2009/04/26/effetti-delle-tamponature-negli-edifici-in-cemento-armato-meccanismo-di-puntone-compresso-con-riferimento-al-terremoto-in-abruzzo/>. [Acedido em 4 5 2016].
- [46 Pompa Nicola, “Analisi sismica non lineare di telai in c.c.a con tamponamenti,” em *tesi di laurea*, D.I.C.A.M., 2011.
- [47 Felicita Maria Guerreiro Pires, Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais, Lisboa: LNEC, Julho de 1990.
- [48 Gruppolegnoloc, “Gruppolegnoloc,” [Online]. Available: http://www.gruppolegnoloc.it/images/phocagallery/antisismica/sisma/thumbs/phoca_thumb_1_04.jpg.

- [49] Monica Pasca, "TAFTERJOURNAL," 8 2012. [Online]. Available:
] <http://www.tafterjournal.it/2012/08/01/il-costruito-italiano-tipologie-problematiche-interventi-pre-e-post-sisma/>.
- [50] Adaauto, Estudo numérico-experimental da influência da alvenaria de vedação na rigidez de
] edifícios de concreto armado, Belém do Pará (BR): dissertação de Maestrado UFPA, 2015.
- [51] Google earth, " Explore the Earth on Google," Google, 20 04 2016. [Online]. Available:
] <http://earth.google.com/gallery/index.html> .
- [52] FEMA 356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings",
] Washington, DC, 2000.
- [53] NP EN 772-1, Métodos de ensaio de blocos para alvenaria Parte 1: Determinação da resistência à
] compressão, Lisboa: IPQ, 2002.