



**TÉCNICO**  
LISBOA



**ACADEMIA MILITAR**  
MILITARY ACADEMY

# **Avaliação do Comportamento Sísmico de um Edifício Antigo Porticado de Betão Armado**

**Aplicação ao Prédio Militar PM 203 Lisboa**

**André Gonçalves Gomes**

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Militar**

Orientadores:

Professora Doutora Rita Maria do Pranto Nogueira Leite Pereira Bento

Professor Doutor João Carlos de Oliveira Fernandes de Almeida

**Júri:**

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor João Carlos De Oliveira Fernandes de Almeida

Vogais: Professor Doutor Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Tenente Coronel João Paulo do Amaral de Oliveira

**Outubro de 2017**



## Agradecimentos

Ao longo da minha vida fui sendo sujeito a diversas provas, de diversas naturezas, porém foram estas que me permitiram crescer pessoal, acadêmica e profissionalmente. Não obstante e sem me iludir sempre tive presente que cabia exclusivamente a mim a responsabilidade de as ultrapassar. Ainda assim, e mesmo sendo uma responsabilidade pessoal, em nenhuma dessas provações, duma forma ou outra, as ultrapassei sozinho, pois tal como já dizia o poeta inglês John Donne “Nenhum homem é uma ilha...”[1].

Posto isto, venho aqui expressar os meus sentidos agradecimentos a todos os que direta ou indiretamente me auxiliaram ultrapassar os diversos obstáculos ao longo destes sete anos de curso e, que me trouxeram a este novo desafio.

Quero agradecer de forma individual a quem esteve presente e me auxiliou na elaboração da dissertação, nomeadamente:

Aos meus orientadores, Professora Doutora Rita Bento e Professor Doutor João Almeida, em primeiro lugar por me terem aceitado como seu orientando, assim como sempre me terem desafiado a melhorar em todas as fases deste percurso. Em segundo lugar gostaria de enaltecer e agradecer a sua disponibilidade e apoio incondicional, bem como a sua constância no aconselhamento e nas críticas construtivas, sem os quais não seria possível a realização desta dissertação.

Ao meu diretor de curso Tenente-Coronel (TCor.) de Engenharia Carlos Alberto Rocha Afonso, pelo apoio e orientação dados na procura e escolha de um edifício do Exército Português adequado para a realização deste estudo.

Ao comando do Centro de Informação GeoEspacial do Exército (CIGeoE) e em particular ao Capitão (Cap.) de Artilharia Eduardo Vilarinho, pela disponibilidade e ajuda em todas as ocasiões em que foi necessário visitar o edifício, bem como obter elementos do seu projeto.

Aos meus amigos e camaradas de curso, que desde o primeiro dia sempre estiveram presentes e me apoiaram em todos os obstáculos deste percurso.

À minha namorada Margarida pela paciência e compreensão, tal como a sua presença ao longo deste desafio.

Por último, mas não menos importante aos meus pais e irmãos, pelo seu espírito de sacrifício e abnegação em meu prol neste percurso. Pelo seu amor incondicional e apoio em todas as minhas decisões tomadas, mesmo quando não estavam de acordo com as mesmas. Por serem o meu porto seguro, pois sem eles dificilmente seria a pessoa que sou hoje.



## Resumo

É apanágio da sociedade humana utilizar a história como linha orientadora para o futuro. Esta mostra-nos que um evento sísmico poderá ter consequências, maiores ou menores, consoante a vulnerabilidade das construções.

A vulnerabilidade sísmica do parque edificado em Portugal, e em particular o do Exército, é uma preocupação, pois os edifícios antigos, incluindo os de betão armado construídos antes de 1980, eram construídos segundo uma base normativa com considerações sísmicas inferiores às atuais. Desta forma, a avaliação sísmica do parque edificado do Exército é uma necessidade urgente para determinar as necessidades de intervenções e/ou reforço, para garantir a operacionalidade dos mesmos em caso de sismo.

O objetivo principal do trabalho é a avaliação sísmica e a identificação das eventuais deficiências de um edifício, através da modelação computacional 3D da estrutura (desenvolvido no programa SAP2000). Para isso inicialmente o modelo é calibrado com base nos resultados obtidos com o ensaio de vibração ambiental in-situ realizado e de seguida realizaram-se análises estáticas não lineares (*pushover*). Foram avaliados diferentes modelos, para considerar as diferenças existentes entre projeto e edifício construído e para avaliar os efeitos das paredes enchimento. Por último, a verificação dos requisitos de desempenho, impostos na parte 3 Eurocódigo 8, foi realizada a partir dos resultados obtidos com método N2 (análises estáticas não lineares).

Foi possível concluir das análises efetuadas que para o deslocamento alvo da estrutura, a estrutura no comportamento à flexão cumpre os requisitos, porém quando verificada ao esforço transversal não verifica os estados limites últimos.

**Palavras-chave:** Edifício porticado de betão armado; Ensaio de vibração ambiental; análise sísmica; análise estática não linear; Eurocódigo 8 Parte 3; método N2.



## Abstract

The society's use of history as a source and guideline for the future is frequent. History shows that a seismic event may have consequences, larger or smaller, depending on the vulnerability of buildings.

The seismic vulnerability of buildings in Portugal, and of the ones from Army's, is a concern since old buildings, including those built before the 80's, were not built on a normative basis with the same seismic design considerations as of today. Consequently, the seismic evaluation of the Army's building stock is required urgently to determine the needs of interventions and / or reinforcement, to guarantee their operationality in case of earthquake.

The main objective of this work is to identify the possible seismic vulnerabilities of the building. Thus a seismic assessment is needed and it is performed through an 3D computer modelling of the structure (developed in the SAP2000 program). The model is initially calibrated based on the results obtained with the in-situ environmental vibration tests and then non-linear static (pushover) analyses are developed. Different models were evaluated to contemplate the differences between design and built as well to evaluate the effects of infilled walls. Finally, the verification of the performance requirements, imposed in part 3 Eurocode 8, was made comparing the seismic demand, obtained with method N2 (static non-linear analysis) with capacity.

It is concluded that the structure has an adequate behaviour in bending and fulfil the requirements, but, in of shear a great number of columns doesn't fullfill the state limits of the EC8.

**Key-words:** Reinforced concrete building; Environmental vibration test; seismic analysis; nonlinear static analysis; Eurocode 8 Part 3; method N2





# Índice de Conteúdos

Agradecimentos.....	i
Resumo .....	iii
Abstract .....	v
Índice de Conteúdos .....	vii
Índice de Equações .....	xi
Índice de Figuras .....	xiii
Índice de Tabelas .....	xvii
Glossário .....	xix
Capítulo 1 - Introdução .....	1
1.1.    Enquadramento e Motivação .....	1
1.2.    Objetivos da Dissertação .....	2
1.3.    Organização do documento .....	3
Capitulo 2 – Análise do Caso de Estudo.....	5
2.1.    Considerações Iniciais .....	5
2.2.    Descrição da Estrutura .....	5
2.2.1.    Materiais .....	6
2.2.2.    Solução Estrutural .....	6
2.3.    Observações .....	9
Capitulo 3 – Modelação Computacional .....	11
3.1.    Considerações Iniciais .....	11
3.2.    Materiais .....	11
3.2.1    Betão .....	12
3.2.2    Aço.....	16
3.3.    Modelação dos Elementos Estruturais.....	19
3.3.1.    Vigas e Pilares.....	19
3.3.2.    Escadas .....	19
3.3.3.    Lajes .....	20
3.3.4.    Fundações.....	21
3.4.    Modelação dos Elementos Não Estruturais .....	23
3.4.1.    Paredes de Enchimento de Alvenaria .....	23

3.4.2.	Quebra-Luzes e Pérgula .....	27
3.5.	Modelação Não-Linear da Estrutura .....	28
3.5.1.	Vigas e Pilares.....	30
3.5.2.	Paredes de Enchimento .....	31
3.6.	Definição das ações .....	33
3.6.1.	Ações Gravíticas .....	33
3.6.2.	Ação Sísmica – Espectro de resposta elástico de aceleração .....	35
3.6.3.	Ação Sísmica – Espectro de resposta elástico de deslocamento (ADRS) .....	37
Capítulo 4 – Análise Sísmica da Estrutura – Pressupostos regulamentares e caracterização dinâmica .....		39
4.1.	Considerações iniciais .....	39
4.2.	Requisitos de Desempenho.....	41
4.3.	Critérios de Conformidade.....	42
4.3.1.	Componentes Dúcteis.....	43
4.3.2.	Componentes Frágeis.....	45
4.3.3	Combinação de efeitos .....	45
4.4.	Nível de Conhecimento .....	46
4.5.	Caracterização Dinâmica Experimental – Ensaios de Vibração Ambiental in-situ .....	46
4.6.	Caraterização dinâmica – análise numérica .....	49
4.6.1.	Modelação .....	50
4.6.2.	Análise de Sensibilidade .....	53
Capítulo 5 – Análise Sísmica da Estrutura - Avaliação Estática Não-Linear .....		59
5.1.	Considerações Iniciais.....	59
5.2.	Análise Pushover .....	59
5.2.1.	Efeitos acidentais de torção.....	60
5.2.2.	Análise de Sensibilidade .....	61
5.3.	Método N2 .....	63
5.4.	Análise de Resultados .....	72
5.4.1.	Pórticos .....	72
5.4.2.	Resumo da análise .....	76
Capítulo 6 – Considerações Finais.....		77
6.1.	Desenvolvimentos Futuros .....	79

Referências Bibliográficas.....	81
Anexos.....	85
Anexo A.....	a
Anexo B.....	b
Anexo C.....	c
Anexo D.....	d
Anexo E.....	e
Anexo F.....	h
Anexo G.....	k



# Índice de Equações

Equação (1).....	13
Equação (2).....	13
Equação (3).....	13
Equação (4).....	13
Equação (5).....	13
Equação (6).....	13
Equação (7).....	13
Equação (8).....	13
Equação (9).....	22
Equação (10).....	25
Equação (11).....	25
Equação (12).....	31
Equação (13).....	31
Equação (14).....	32
Equação (15).....	32
Equação (16).....	34
Equação (17).....	34
Equação (18).....	35
Equação (19).....	35
Equação (20).....	35
Equação (21).....	35
Equação (22).....	35
Equação (23).....	37
Equação (24).....	43
Equação (25).....	43
Equação (25).....	43
Equação (26).....	44
Equação (27).....	44
Equação (28).....	44
Equação (29).....	44
Equação (30).....	44
Equação (31).....	44
Equação (32).....	44
Equação (33).....	45
Equação (34).....	45
Equação (35).....	45
Equação (36).....	48
Equação (37).....	60

Equação (38) .....	60
Equação (39) .....	61
Equação (40) .....	61
Equação (41) .....	61
Equação (42) .....	65
Equação (43) .....	65
Equação (44) .....	65
Equação (45) .....	65
Equação (46) .....	65
Equação (47) .....	66
Equação (48) .....	66
Equação (49) .....	68
Equação (50) .....	68
Equação (51) .....	70

## Índice de Figuras

Figura 1 – Localização do CIGeoE (adaptado de Google Earth®, 2016).....	5
Figura 2 - CIGeoE: (A) Fachada Sul; (B) Corte segundo o eixo x .....	6
Figura 3 - Fachada Norte .....	7
Figura 4 - Planta estrutural tipo – desenho ilustrativo – dimensões em [m].....	8
Figura 5 – Modelo 3D do edifício em estudo, com recurso ao programa SAP2000 [6].....	11
Figura 6 - Relação constitutiva do comportamento monotónico betão proposto por Mander, (in [11] adaptado de [9]) .....	13
Figura 7 - Núcleo efetivo de betão confinado para secções retangulares,(in [11] adaptado de [9]) .....	14
Figura 8 – Modelos das relações constitutivas do betão dos elementos verticais consideradas (obtidos com recurso à sua modelação no programa SAP2000®)[6]. .....	15
Figura 9 - Modelos das relações constitutivas do betão das vigas consideradas (obtidos com recurso à sua modelação no programa SAP2000®)[6]. .....	15
Figura 10 – Modelos propostos por Park e Paulay para a relação constitutiva dos varões de aço (adaptado de [15]) .....	16
Figura 11 – Diagramas tensão-extensão para os diferentes processos de fabrico dos varões de aço [8].....	17
Figura 12 - Principais características das relações constitutivas de um modelo hysterético de varões de aço [17].....	17
Figura 13 - Ensaios cíclicos a varões de aço, $f_y = 380 MPa$ [15].....	18
Figura 14 – Relação constitutiva adotada para o Aço A40N no modelo .....	18
Figura 15 – Modelação das vigas e Pilares: (A) Vista 3D; (B) Section Designer do SAP2000 [6] .....	19
Figura 16 - Modelação das lajes de escadas:(A) Modelo 3D; (B) Condições de fronteira [6] ....	20
Figura 17 – Modelação dos elementos de um piso de BA [6] .....	21
Figura 18 – (A) Desenho representativo 2D de sapatas isoladas; (B) Desenho representativo 3D de sapatas ligadas por uma viga de fundação (adaptado de [19]) .....	21
Figura 19 – Modelos representativos das diferentes condições de fundação (adaptado de [20]) .....	22
Figura 20 – Molas utilizadas nas fundações no modelo efetuado no SAP2000.....	23
Figura 21 - Construção típica de edifícios porticados de BA com paredes de alvenaria(adaptado de [27]) .....	24
Figura 22 – Modelação da parede de alvenaria através de uma escora comprimida [3] .....	25
Figura 23 - Fator de redução da rigidez do painel de enchimento em termos da fração da área do painel em comparação com a área pela abertura (in [3] retirado de (Giannakas et al., 1987)) .....	26
Figura 24 – Paredes de Alvenaria modeladas no edifício em estudo: (A) vista do plano x-z ; (B) vista 3D segundo o plano y-z [6] .....	27

Figura 25 – (a) deformação lateral num pórtico de BA (b) deformação lateral num pórtico de BA parcialmente preenchido por alvenaria [32] .....	27
Figura 26 – Desenhos da pérgula existente no 7ºPiso do edifício em estudo: (A) corte segundo o plano y-z (B) corte segundo o plano x-z (ver anexo B).....	28
Figura 27 - Desenhos dos quebra luzes existente na fachada sul do edifício em estudo: (A) corte segundo o plano y-z (B) corte segundo o plano x-y (ver anexo B).....	28
Figura 28 – Modelos de Plasticidade (adaptado de [36]) .....	29
Figura 29 – Modelação de um elemento de barra pelo modelo de fibras (adaptado de [35]) ....	30
Figura 30 - Esquema da definição do comprimento de rótula plástica [37] .....	30
Figura 31 – Menu de atribuição de rótulas plásticas no SAP2000 [6] .....	31
Figura 32 – Modelos do comportamento não linear (força-deslocamento) das paredes de alvenaria no seu plano:(A) macro modelo simplificado adaptado de [44]; (B) modelo multilinear simplificado para análise não linear adaptado de [3] .....	32
Figura 33 - Relação Força-Deslocamento das escoras diagonais das paredes de enchimento [43] .....	32
Figura 34 - Relação força-deslocamento das escoras diagonais das paredes de alvenaria em compressão .....	33
Figura 35 - Espectro de resposta elástico de aceleração de acordo com o EC8-1 [7], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um fator de amortecimento 5% .....	37
Figura 36 - Espectro de resposta elástico de deslocamento de acordo com o EC8-1 [7], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um fator de amortecimento 5% .....	37
Figura 37 - Tipos de análise.....	39
Figura 38 - Rotação total da corda [3].....	43
Figura 39 - Comprimento de plastificação e de rótula plástica (in [11] adaptado de [3]) .....	43
Figura 40 -Equipamento utilizado para o registo da vibração ambiental [56]; B -Janela do programa TSoft com os registos das acelerações nas três direções [57] .....	47
Figura 41 – Localização dos diferentes testes no ensaio de vibração ambiental [33] .....	47
Figura 42 – Função de densidade espectral nas diferentes localizações do ensaio, segundo a direção x .....	49
Figura 43 - Função de densidade espectral nas diferentes localizações do ensaio, segundo a direção y .....	49
Figura 44 – Esquematisação das diferenças em planta dos modelos computacionais .....	51
Figura 45 – Tipologias de modelação dos lances de escadas .....	52
Figura 46 – Fachadas de extremidade nos diferentes modelos computacionais 3D .....	53
Figura 47 - Comparação das frequências de vibração dos diferentes modelos.....	55
Figura 48 – 1º modo de vibração com uma frequência de 0,988 Hz (modelo Real com paredes de alvenaria).....	55
Figura 49 - 2º modo de vibração com uma frequência de 1,015 Hz (modelo Real com paredes de alvenaria).....	56



Figura 50 - 3º modo de vibração com uma frequência de 1,149 Hz (modelo Real com paredes de alvenaria).....	56
Figura 51 -4º, 5º e 6º modos de vibração da esquerda para a direita, respetivamente (modelo Real com paredes de alvenaria) .....	57
Figura 52 – (A) Esquema representativo de uma estrutura numa análise “pushover” (B) Curva de capacidade resistente de uma estrutura (deslocamento de topo em função da força de corte basal) (adaptado de [61]) .....	60
Figura 53 - Curvas de capacidade resistente dos modelos computacionais da estrutura com os diferentes pressupostos .....	62
Figura 54 - Representação esquemática da conversão do sistema MDOF para SDOF (adaptado de [49]) .....	65
Figura 55 – Curva de capacidade resistente idealizada (adaptado de [7]) .....	66
Figura 56 - Relações idealizadas força/deslocamento elasto-perfeitamente plásticas .....	67
Figura 57 – Determinação do deslocamento objetivo do sistema SDOF pelo espectro elástico de deslocamento: (A) para períodos baixos; (B) para períodos médios ou longos (adaptado de[2]) .....	70
Figura 58 – Curvas de capacidade com o deslocamento-alvo, segundo o método N2, para a ação sísmica de referência e reduzida .....	72
Figura 59 - Formação das rótulas plásticas nos pórticos segundo a direção X, para o deslocamento último da estrutura. ....	73
Figura 60 - Formação das rótulas plásticas nos pórticos segundo a direção Y, para o deslocamento último da estrutura. ....	74



## Índice de Tabelas

Tabela 1 - Secções das Vigas representadas na Figura 4 por tipologia e de acordo com o sistema de eixos definido (Anexo B) .....	8
Tabela 2 – Propriedades do betão não confinado .....	15
Tabela 3 – Propriedades do Aço A40N definidas no [12] .....	18
Tabela 4 – Propriedades dos varões de aço A40N .....	19
Tabela 5 - Propriedades mecânicas das rochas e solos (in [24] adaptado de Rocha, 1977) ....	23
Tabela 6 – Rigidez das molas atribuídas as fundações modeladas (Figura 20) .....	23
Tabela 7 - Propriedades dos tijolos de alvenaria, de acordo com [31] .....	26
Tabela 8 – Esforços e deslocamentos axiais de fendilhação e máximos das escoras diagonais comprimidas equivalentes das paredes de alvenaria .....	33
Tabela 9 – Cargas gravíticas consideradas .....	34
Tabela 10 – Peso e Massa da estrutura .....	34
Tabela 11 – Parâmetros dos espectros de resposta de aceleração.....	36
Tabela 12 – Requisitos a verificar segundo o EC8 para os distintos estados limite .....	42
Tabela 13 – Diferenças entre modelos do edifício construído .....	52
Tabela 14 – Frequência própria, $f_n$ , da estrutura nos diferentes modelos realizados.....	53
Tabela 15 – Análise de sensibilidade das frequências obtidas nos modelos, comparativamente às obtidas no ensaio de caracterização dinâmica in-situ.....	54
Tabela 16 – Fatores de participação modal segundo x e y em cada modelo .....	54
Tabela 17 – Cálculos das excentricidades necessárias a aplicar à $S_c$ para garantir os efeitos de torção accidental .....	61
Tabela 18 – Propriedades dos modelos das curvas Pushover.....	64
Tabela 19 - Coeficientes de transformação .....	66
Tabela 20 – Definição da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica .....	67
Tabela 21 – Períodos do sistema SDOF idealizado .....	68
Tabela 22 - Ductilidade da Estrutura.....	68
Tabela 23 – Desempenho sísmico de um sistema SDOF .....	69
Tabela 24 - Deslocamentos objetivo em metros para os sistemas equivalentes SDOF, para períodos de retorno da ação sísmica, $T_r$ , de 308 e 475 anos .....	70
Tabela 25 - Deslocamentos objetivo em metros para os sistemas equivalentes MDOF, para períodos de retorno da ação sísmica, $T_r$ , de 308 e 475 anos .....	71
Tabela 26– Exemplo do estado limite (flexão) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável .....	75
Tabela 27 –Resistência ao esforço transversal .....	75
Tabela 28 - Exemplo da verificação dos Estados Limites ao ET para o alinhamento A .....	76



## Glossário

3D	Três dimensões
AM	Academia Militar
AMA	Academia Militar Amadora
ASCE	Sociedade Americana de Engenharia Civil
BA	Betão Armado
Cap.	Capitão
CANIFA	Comissão Administrativa das Novas Instalações para as Forças Armadas
CIGeoE	Centro de Informações Geoespacial do Exército
CP	Cargas Permanentes
C/P	Modelo com paredes de alvenaria
DCM	Classe de Ductilidade Média;
DIE	Direção de Infraestruturas do Exército
DL	Limitação de Dano
DSFOM	Direção dos Serviço de Fortificações e Obras Militares
EC	Eurocódigo
EC2-1	Eurocódigo 2 Parte 1
EC8-1	Eurocódigo 8 Parte 1
EC8-2	Eurocódigo 8 Parte 2
EC8-3	Eurocódigo 8 Parte 3
EL	Estados Limite
EME	Estado Maior do Exército
ET	Esforço Transverso
FFT	Transformada Rápida de Fourier
FIB	Federação Internacional do Betão
IGeoE	Instituto Geográfico do Exército
IST	Instituto Superior Técnico
LMPQF	Laboratório Militar de Produtos Químicos e Farmacêuticos
MDOF	(“Multi Degree Of Freedmon”) sistema com múltiplos graus de liberdade
NC	Colapso Iminente
PM	Prédio Militar
PSD	(“Power Spectral Density”) Função de potência da densidade espectral
RCP	Restantes Cargas Permanentes
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
SD	Dano Severo
SDOF	(“Single Degree Of Freedmon”) sistema com um só grau de liberdade
SI	Sistema Internacional
S/P	Modelo sem paredes de alvenaria

TCor.	Tenente Coronel
$A_c$	Área da secção de betão
$A_{abertura}^i$	Área das aberturas
$A_{laje}$	Área total do piso sem a consideração de aberturas
$D_c$	Deslocamento de fendilhação das rótulas plásticas das paredes de alvenaria
$D_m$	Deslocamento de máximo das rótulas plásticas das paredes de alvenaria
$D_u$	Deslocamento último das rótulas plásticas das paredes de alvenaria
$E_c$	Modulo de elasticidade tangente do betão na origem
$E_{cm}$	Modulo de elasticidade secante do betão
$E_{Edx}$	Valores de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal X da ação sísmica
$E_{Edy}$	Valores de cálculo dos efeitos devidos à componente horizontal Y da ação sísmica
$E_m^*$	Energia de deformação até à formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
$E_{solo}$	Módulo de elasticidade do solo
$E_w$	Módulo de elasticidade das alvenarias
$F^*$	Força de corte basal do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$F_y^*$	Força de corte na base para a formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
$F_{cr}$	Esforço axial de fendilhação do painel de parede
$\bar{F}_l$	Força lateral normalizada do piso i
$F_{max}$	Esforço axial máximo da diagonal comprimida do painel de parede
$G_{k,j}$	Valor característico de uma ação permanente
$GPa$	Giga Pascal
H	Altura teórica da parede de enchimento
$H_{cl}$	Altura livre da parede de enchimento
Hz	Unidade de frequência Hertz
$I_c$	Momento de inércia dos pilares
$I_{pi}$	Inércia polar inicial
$I_{pf}$	Inércia polar final
$K_{mola}$	Rigidez das molas equivalentes ao comportamento elástico das sapatas
$K_{xx}$	Rigidez das molas das sapatas segundo a direção X
$K_{yy}$	Rigidez das molas das sapatas segundo a direção Y
$L_{cl}$	Largura livre da parede de enchimento
$L_{pl}$	Comprimento de plastificação
$L_v$	Distancia entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha
M	Momento
$MPa$	Mega Pascal
$M_{piso}$	Massa correspondente a cada piso

$M_{Sc}$	Massa correspondente à sobrecarga por piso
$M_{Xn}$	Massa modal efetiva do modo de vibração n segundo a direção X
$M_y$	Momento de cedência
$M_{Yn}$	Massa modal efetiva do modo de vibração n segundo a direção Y
$M_{Zn}$	Massa modal efetiva do modo de vibração n segundo a direção Z
N	Esforço axial
$N_i$	Número de valores de entrada da função FFT
$Q_{k,i}$	Valor característico de uma ação variável
$R_Z$	Momento de derrubamento
S -	Coefficiente do solo
$S_a^*$	Valor espectral de aceleração de um sistema com um grau de liberdade
$S_a(T)$	Espectro de resposta elástica de aceleração
$S_c$	Sobrecargas
$S_{De}(T)$	Espectro de resposta elástica do deslocamento
T	Período de vibração
$T^*$	Período de vibração do sistema idealizado com um grau de liberdade
$T_B$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_C$	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_D$	Limite que define no espectro o inicio do ramo de deslocamento constante
$T_r$	Período de retorno da ação sísmica
V	Esforço Transverso
$V_b$	Força de corte basal
$V_{Ed}$	Esforço transverso de cálculo
$V_{Rd}$	Esforço transverso resistente
$V_{Rc}$	Esforço transverso resistente da secção sem armadura transversal
a	Comprimento da sapata no plano de rotação
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície
$a_{gr}$	Valor de referência da aceleração à superfície
$a_p$	Distância em planta do piso segundo x
$a_v$	Toma o valor 1, quando é expectável a ocorrência de fendilhação por esforço transverso
b	Comprimento da sapata no plano perpendicular ao de rotação
$b_i$	Distância entre varões longitudinais travados
$b_0$	Largura do núcleo de betão confinado
$b_p$	Distância em planta do piso segundo y
$b_w$	Largura da secção
d	Altura útil da armadura de tração
$d'$	Altura útil da armadura de compressão
$d^*$	Deslocamento do nó de controlo do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$d_{bl}$	Diâmetro médio dos varões longitudinais

$d_{ca}^i$	Distância ao centro geométrico das aberturas
$d_{CMi}$	Distância ao centro de massa na direção $i$
$d_{cl}$	Distância ao centro geométrico do piso
$d_m^*$	Deslocamento correspondente à formação do mecanismo plástico do sistema com um só grau de liberdade
$d_n$	Deslocamento do nó de controlo do sistema equivalente com múltiplos graus de liberdade
$d_{Sc}$	Excentricidade a aplicar ao centro geométrico da área de $Sc$ relativamente ao centro de massa do piso
$d_t^*$	Deslocamento alvo do sistema com um só grau de liberdade
$d_t$	Deslocamento alvo do sistema
$d_{topo}$	Deslocamento lateral de num nó de controlo
$d_y^*$	Deslocamento limite de plasticidade do sistema idealizado com um só grau de liberdade
$e_{ai}$	Excentricidade accidental segundo a direção $i$
$f$	Frequência
$f_{c1}$	Tensão do betão não confinado sujeito à compressão
$f_c$	Tensão de compressão longitudinal do betão
$f_{cw}$	Tensão de compressão das alvenarias
$f_{cc}$	Tensão máxima de compressão do betão confinado
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_n$	Intervalo de frequência para cada passo da função de Fourier
$f_{su}$	Valor da tensão última do aço
$f_{suk}$	Valor característico da tensão última do aço
$f_{sy}$	Tensão de cedência no aço
$f_{syk}$	Valor característico da tensão de cedência do aço
$f_{yw}$	Tensão resistente das armaduras transversais
$h_0$	Altura do núcleo de betão confinado
$h$	Altura da secção
$kg$	Quilograma
$kgf/cm^2$	Quilo Newton força por centímetro quadrado
$kN$	Quilo Newton
$kN/m$	Quilo Newton por metro
$kPa$	Quilo Pascal
$L_i$	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção sísmica
$l_p$	Comprimento da rótula plástica
$m^*$	Massa do sistema equivalente com um só grau de liberdade
$m_i$	Massa do piso $i$
$n$	Número de cada etapa da função FFT
$q$	Coeficiente de comportamento



$s$	Afastamento das armaduras transversais
$ton$	Toneladas
$t_w$	Espessura da parede
$u_{\Delta}^{pl}$	Fator de ductilidade em rotação
$V_w$	Contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço transversal
$W_{inf}$	Largura da diagonal comprimida do painel de parede
$x$	Altura da zona de compressão
$z$	Braço do binário das forças interiores
$\alpha$	Fator de eficiência do confinamento
$\Gamma$	Coeficiente de transformação
$\Gamma_{Xn}$	Fatores de participação modal do modo de vibração $n$ na resposta à ação sísmica na direção $x$
$\Gamma_{Yn}$	Fatores de participação modal do modo de vibração $n$ na resposta à ação sísmica na direção $y$
$\Gamma_{Zn}$	Fatores de participação modal do modo de vibração $n$ na resposta à ação sísmica na direção $z$
$\gamma_{el}$	Fator maior que 1,0 para elementos sísmico primários e igual a 1,0 para elementos sísmicos secundários
$\gamma_I$	Coeficiente de importância de um edifício segundo o EuroCódigo
$\delta_{Lv}$	Deslocamento do elemento a uma distância de $L_v$
$\varepsilon_c$	Deformação longitudinal por compressão do betão
$\varepsilon_{c1}$	Extensão do betão não confinado sujeito a compressão longitudinal
$\varepsilon_{cc1}$	Extensão última em compressão
$\varepsilon_{cu}$	Extensão última do betão não confinado
$\varepsilon_{sh}$	Extensão de endurecimento do aço
$\varepsilon_{su}$	Valor da extensão última do aço
$\varepsilon_{suk}$	Valor característico da extensão última do aço
$\varepsilon_{sy}$	Extensão de cedência do aço
$\eta$	Coeficiente de correção do amortecimento
$\theta$	Rotação total da corda
$\theta_0$	Inclinação da diagonal da escora das paredes de alvenaria
$\theta_u$	Capacidade rotação total da corda
$\theta_{rp}$	Rotação na rótula plástica
$\theta_y$	Capacidade rotação de cedência
$\lambda_0$	Coeficiente de redução que tem em conta as aberturas nas paredes de enchimento
$\mu$	Fator de ductilidade
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\xi$	Amortecimento viscoso (em percentagem)
$\xi_y$	Linha neutra na cedência

$\rho_1$	Taxa de armadura de tração
$\rho_2$	Taxa de armadura de compressão
$\rho_d$	Taxa de armadura longitudinal da alma
$\rho_v$	Taxa de armadura longitudinal da alma
$\rho_{sx}$	Taxa de armadura transversal paralela à direção longitudinal x
$\rho_{tot}$	Taxa de armadura total na direção longitudinal
$\rho_w$	Taxa de armadura transversal
$\tau_{cr}$	Tensão tangencial de fendilhação das alvenarias Deslocamento
$\Phi_i$	Deslocamento do piso $i$
$\Phi_n$	Vetor de forma modal
$\chi$	Curvatura de secção extrema
$\chi_y$	Curvatura de cedência da secção
$\psi_{2,i}$	Coefficiente de para o valor da ação quase permanente da ação variável $i$
$\psi_{E,i}$	Coefficiente de combinação para a ação variável $i$ no projeto de sísmica

# Capítulo 1 - Introdução

## 1.1. Enquadramento e Motivação

A crescente evolução tecnológica nos últimos séculos, tem permitido ao Homem alcançar grandes feitos, nomeadamente na área da construção. Contudo, eventos recentes e recorrentes demonstram a grande dificuldade em antever desastres naturais. Um desses fenómenos permite pouco ou nenhum tempo de preparação e alerta das populações: os sismos. O perigo associado a este fenómeno reside, quase exclusivamente, nos danos que as construções sofrem e consequentemente, os perigos a que as pessoas estão sujeitas devido à vulnerabilidade sísmica das construções.

A preocupação da comunidade científica em relação aos efeitos da ação sísmica tem sido cada vez maior e mais explícita. Esta preocupação é demonstrada claramente através de nova regulamentação com considerações sísmicas mais desenvolvidas e rigorosas, como por exemplo o Eurocódigo 8 (EC8) [2]. Segundo [3] o conhecimento sobre o dimensionamento à ação sísmica nos edifícios e betão armado (BA), evoluiu rapidamente após a década de 70, a partir da qual se pode observar um desenvolvimento exponencial dos regulamentos de dimensionamento sísmico. No entanto, uma percentagem significativa do edificado existente não foi dimensionado segundo a regulamentação mais recente e, por essa razão, a sua avaliação sísmica e o dimensionamento de soluções de reforço sísmico são muito importantes. De facto, à data da sua construção o conhecimento sobre o efeito da ação sísmica era deficiente e a regulamentação sísmica era praticamente inexistente.

O edificado mais recente, sendo construído com a correta aplicação dos regulamentos em vigor, assim como se tiver sido construído de acordo com os critérios de controlo e qualidade exigidos, deverá ter um desempenho sísmico adequado.

O estudo e reforço sísmico deste tipo de edifícios antigos, é em função não só da vulnerabilidade sísmica da construção, mas também da atividade sísmica e do solo de fundação da zona de implantação do edifício. Por outro lado, a elevada vulnerabilidade sísmica da construção, dimensionada segundo regulamentos sísmicos pouco exigentes, pode ser também devida a outros fatores, como por exemplo a alteração do tipo de uso, ou alterações estruturais ou a deterioração dos materiais, pelos mais diversos processos que ocorrem ao longo do tempo, (em particular, em estruturas de betão armado, mais comumente a corrosão das armaduras e ataque químico do betão) [4].

É importante realçar, que um aluno de Engenharia Civil com o decorrer do curso, conforme expande a sua área de conhecimento sobre a construção, o seu comportamento e a sua envolvente, começa a ter consciência desta problemática e a ter consciência da necessidade em avaliar e reabilitar o parque habitacional mais antigo existente, em particular o situado nas zonas de maior atividade sísmica. Em particular, o autor desta dissertação, enquanto estudante militar, as suas preocupações sobre as construções existentes, tendem a ser muito direcionadas para a instituição que serve, o Exército Português.

O parque edificado do exército possui construções com idades diversas. Podemos destacar alguns edifícios pelo seu valor histórico e patrimonial, como por exemplo o edifício do Estado Maior do Exército (EME), o Museu Militar ou até mesmo o Paço da Rainha na Academia Militar (AM) Sede, cuja estrutura é fundamentalmente constituída por paredes de alvenaria resistente. Possui também edifícios mais recentes, cuja construção já cumpre os regulamentos atuais, como por exemplo os edifícios de aulas e alojamentos da AM Amadora. Por sua vez tem igualmente edifícios das décadas de 60 e 70, como os quartéis CANIFA, que se encontram no período pré-Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado [5], e cujas construções são porticadas em BA. De facto, o parque edificado do exército totaliza 392 prédios militares (PM)<sup>1</sup>, de diversas tipologias e naturezas, espalhados pela totalidade do território nacional. Com isto em mente, surge assim a preocupação de estudar a necessidade de reforço das estruturas existentes mais antigas do exercito.

## 1.2. Objetivos da Dissertação

Tendo escolhido como caso de estudo um edifício antigo de BA de 1972, foram definidos como objetivos principais desta dissertação os seguintes pontos:

- (i) Identificar as principais deficiências estruturais do caso de estudo, com impacto no desempenho sísmico em estruturas de BA, e analisá-las com base nos princípios definidos de acordo com o dimensionamento por capacidades resistentes (*capacity design*);
- (ii) Aplicar a metodologia EC8 - Parte 3 (EC8-3) [2] na avaliação sísmica da estrutura de BA de 1972, com as características típicas das construídas na década de 1970 em Lisboa, Portugal, através de:
  - a. O desenvolvimento de um modelo computacional 3D baseado no comportamento não-linear da estrutura, utilizando o programa de análise estrutural SAP2000 v18.2.0 [6];
  - b. A calibração e posterior validação do modelo linear, e respetivas opções tomadas na modelação, através da comparação dos modos e frequências fundamentais obtidos numericamente com os obtidos a partir de ensaios de caracterização dinâmica de estruturas, mais concretamente o ensaio de vibração ambiente;
  - c. O estudo da sensibilidade, analisando as características dinâmicas do edifício, tendo em conta eventuais diferentes abordagens de modelação do edifício e a calibração do modelo;
  - d. A avaliação do desempenho sísmico da estrutura com uma análise estática não linear, recorrendo o método N2 proposto na Parte 1 do Eurocódigo 8, EC8-1 [7];
  - e. Análise e interpretação do colapso progressivo dos diferentes elementos estruturais e a identificação dos elementos-alvo para a intervenção posterior.

---

<sup>1</sup> A dimensão dos PM varia desde uma pequena construção inserida em meio urbano até ao Campo Militar de Santa Margarida (em que apenas num PM estão incluídos todos os edifícios e toda a área do campo);

### **1.3. Organização do documento**

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 Capítulos, nos quais consta o presente capítulo.

Neste capítulo, a Introdução, apresenta a contextualização do tema em que se insere a dissertação. Em conjunto com esta contextualização é também feita uma abordagem à motivação subjacente a esta tese. Por último são referidos os objetivos e a respetiva organização da dissertação.

No capítulo seguinte, capítulo 2 é apresentada uma visão generalizada e resumida do caso de estudo que serviu de base para esta dissertação. Serão também descritas as particularidades do projeto e construção do mesmo.

O capítulo 3 é referente à modelação computacional no programa SAP2000. Neste capítulo serão apresentadas as hipóteses e simplificações adotadas na modelação, com o intuito de, tanto quanto possível, aproximar o comportamento da estrutura modelada ao real.

O capítulo 4 diz respeito à caracterização dinâmica linear que foi efetuada, como forma de validação do modelo numérico. Para além da descrição e explicação do ensaio de vibração ambiental realizado, é também descrita a modelação linear desenvolvida que permitiu realizar a análise modal e assim proceder à calibração do modelo, recorrendo aos resultados experimentais.

O capítulo 5 apresenta os resultados das análises estáticas não lineares ao edifício que permitiram analisar o desempenho sísmico de acordo com o EC8-3 [2], com o recurso ao método N2.

No capítulo 6 são expostas as considerações finais mais relevantes sobre o trabalho desenvolvido e, como desafio para o futuro, são referidos detalhes e temas para desenvolvimento à posteriori.



## Capítulo 2 – Análise do Caso de Estudo

### 2.1. Considerações Iniciais

A escolha do caso de estudo para esta dissertação correspondeu a um desafio, logo à partida, devido às suas características e âmbito, assim como as condicionantes ao leque de edifícios possíveis de escolher, pertencentes e em utilização por parte do Exército Português.

Os critérios utilizados para definir os casos de estudo possíveis foram: que fosse de BA e porticado; que se localizasse na zona de Lisboa (zona sísmica e acessível para as visitas essenciais para a caracterização e realização dos ensaios de vibração ambiente); que estivessem em utilização e a sua data de construção precedesse a da entrada em vigor do REBAP; que tivesse elementos de projeto com informação suficiente para a sua avaliação sísmica e, por último, que constituísse um desafio a sua análise e estudo. De entre todos os casos analisados destacou-se o edifício em estudo nesta dissertação.

O edifício escolhido é o Centro de Informação Geoespacial do Exército (CIGeoE), antigo Instituto Geográfico do Exército (IGeO), cujo projeto, que remonta a 1971, teve na sua realização como entidade responsável o exército, por intermédio da Direção dos Serviço de Fortificações e Obras Militares (DSFOM), atualmente a Direção de Infraestruturas do Exército (DIE).

Neste capítulo, será apresentado o edifício em estudo, destacando as situações em que o existente não coincide com o que está previsto no projeto. Desta forma será feita a descrição da estrutura, referenciando todas as informações relevantes para as posteriores análises, como por exemplo a localização, os materiais constituintes ou o sistema estrutural.

### 2.2. Descrição da Estrutura

O edifício no qual se centra esta dissertação está situado em Lisboa na avenida Dr. Alfredo Bensaúde, entre Encarnação e Moscavide (Figura 1), e destina-se a escritórios. É constituído por duas partes distintas, com funções e utilizações diferentes: à esquerda o laboratório militar de produtos químicos e farmacêuticos (LMPQF) (a azul) cuja data de construção é de 1968; e à direita (a branco) o edifício em análise, o CIGeoE, construído em 1976.

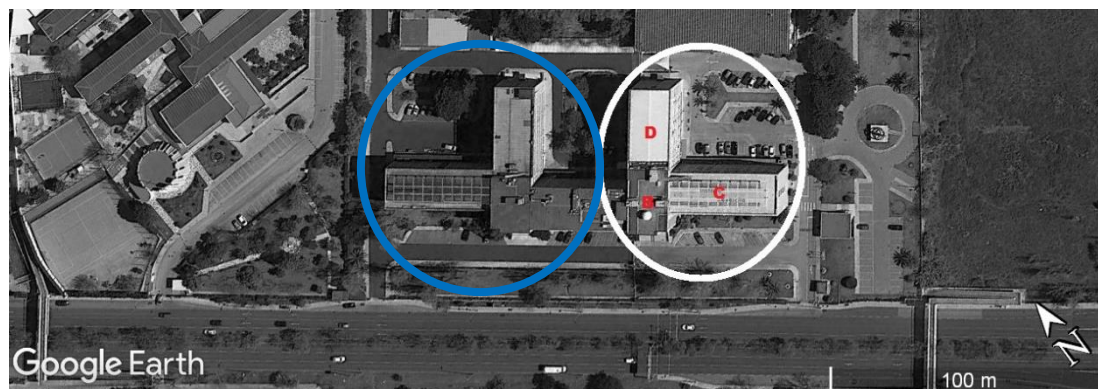


Figura 1 – Localização do CIGeoE (adaptado de Google Earth®, 2016)

O CIGeoE é composto por um conjunto de 3 edifícios (B, C e D, identificados na Figura 1, separados por juntas de dilatação).

No seu desenvolvimento em altura o edifício apresenta 8 pisos nos blocos B e D, e 7 pisos no bloco C. Apresentam assim um desenvolvimento em altura de aproximadamente 27 e 23 metros, respetivamente. A cobertura de dois dos blocos é em terraço e acessível, tendo o bloco C a presença de uma pérgula em BA e o bloco B um observatório. O bloco restante tem uma cobertura em painel sanduiche.

O bloco no qual vai incidir o foco do estudo é o bloco C, representado na Figura 2, o qual tem nos dois primeiros pisos um pé direito de 3,20 metros e nos restantes 4 metros. De geometria retangular, as suas dimensões em planta correspondem, aproximadamente, a 15 por 39 metros ao longo de toda a sua altura.

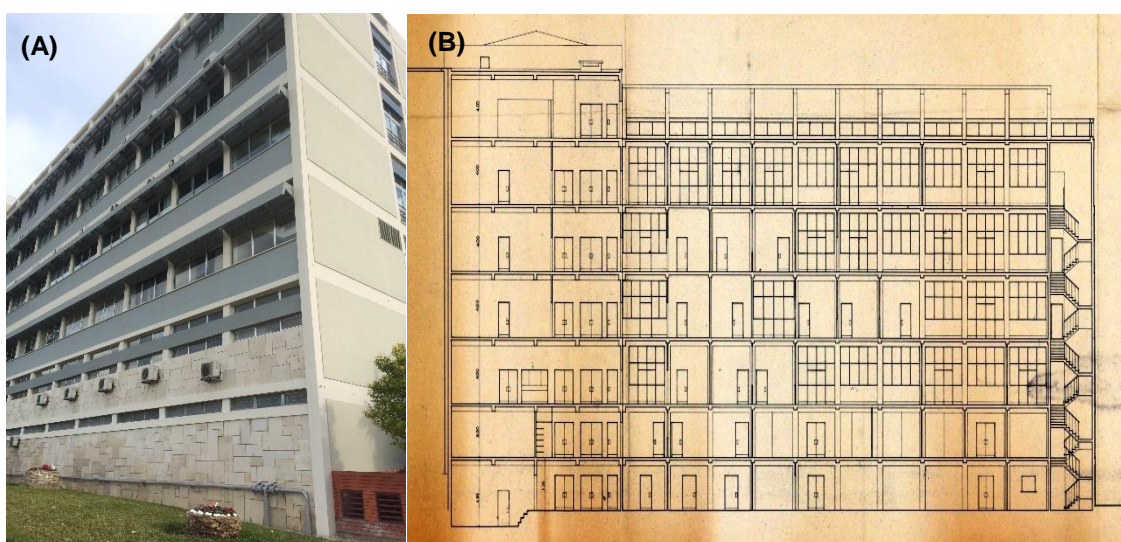


Figura 2 - CIGeoE: (A) Fachada Sul; (B) Corte segundo o eixo  $x^2$

### 2.2.1. Materiais

No projeto do edifício em questão os materiais definidos a utilizar foram betão B225 e aço A40N. Os restantes materiais, nomeadamente os não estruturais como as paredes de enchimento, não foi possível identificar, pois apenas foi possível aceder aos desenhos do projeto.

Não obstante, com recurso ao arquivo histórico da unidade (CIGeoE), foi possível definir que o material usado para as paredes de enchimento foram tijolos de alvenaria, assim como as respetivas dimensões, descritas no ponto 3.4.4.

### 2.2.2. Solução Estrutural

O sistema estrutural de todo o edifício é a estrutura em pórtico, tal como ilustrado nas Figura 2 e Figura 4 e explícito no alçado no anexo B. O edifício apresenta simetria, segundo ambos os eixos, respeitante exclusivamente aos elementos estruturais (Pilares e Vigas). Em

---

<sup>2</sup> O sistema de eixos e alinhamentos na estrutura encontram-se explanados no (Anexo B)



relação a outros elementos é visível a localização assimétrica das caixas de escadas. Em projeto, apenas foi dimensionada uma caixa de escadas e elevador, como será referido posteriormente.

Ao nível das fachadas é possível observar uma simetria da fachada norte e sul, em relação a X (a direção das fachadas), sendo ambas as fachadas compostas maioritariamente por envidraçados, constando apenas com alvenaria de enchimento até 1,30m do pé direito. Ambas as fachadas têm a presença de vigas a 0,50m abaixo de cada piso (Ver Figura 3). Não obstante, apenas na fachada sul e a partir do terceiro piso foram construídos quebra-luzes em betão, como se poderá observar na perspetiva da Figura 2.



*Figura 3 - Fachada Norte*

A fachada a Oeste, nos vãos de 5,95m em Y<sup>3</sup> (ver Figura 2 -A, figura esta que representa o eixo A' na Figura 4), encontra-se totalmente preenchida por paredes de alvenaria, o que irá contribuir de forma significativa para o comportamento linear da estrutura às ações horizontais, como será analisado posteriormente. No vão central, de 2,40m, encontram-se envidraçados em toda a altura.

A estrutura não tem qualquer tipo de parede resistente, sendo constituída unicamente por lajes, vigas e pilares. Estes elementos distribuem-se da seguinte forma:

- Lajes vigadas com espessura maioritariamente de 0,12 m (ver tabela 2) em ambas as direções;
- Vigas com secções variadas consoante o piso e alinhamento (ver Tabela ), cujas pormenorizações das armaduras se encontram ilustradas no anexo E;
- Pilares de secção retangular, reduzindo-se a sua secção transversal em altura, sendo alguns orientados na sua maior dimensão segundo Y, e outros segundo X (ver Figura 4), cujas pormenorizações das armaduras se apresentam no anexo E;
- Duas caixas de escadas, E1 e E2<sup>4</sup>, sendo que a E2 apenas vai até ao terceiro piso. Em conjunto com esta, (E2)(ver Figura 4).

<sup>3</sup> Sistema de eixos definido em Anexo B

<sup>4</sup> A caixa de escadas E2 e o respetivo elevador, não constam no projeto original de estabilidade.

O sistema de fundações presente na estrutura corresponde à adoção de sapatas isoladas associadas aos pilares. Nos elementos verticais de periferia as sapatas destes encontram-se ligadas por intermédio de vigas de fundação (Ver Anexo A). No projeto não é dada informação sobre os terrenos nos quais a estrutura está fundada, nem a profundidade das mesmas. Como há a necessidade desses dados na modelação, assumiu-se inicialmente os valores correntes utilizados à data de construção, isto é, a uma profundidade de 1,5m; contudo o valor assumido terminou por ser 2m devido à análise de um ensaio geotécnico efetuado nas proximidades do edifício em estudo. A resistência do terreno, como será analisado posteriormente, foi assumida e interpolada a partir dos dados do ensaio geotécnico efetuado<sup>5</sup>.

Tabela 1 - Secções das Vigas representadas na Figura 4 por tipologia e de acordo com o sistema de eixos definido (Anexo B)

		Secção Vigas					
Tipologia de Viga (m)	Vão (por eixo)	1 <sup>6</sup>	2	3	4	5	6
		(2,40m)	(3,50m)	(5,95m)	(5,95m)	(2,40m)	(3,50m)
		B a B' (entre H <sub>2</sub> -H <sub>3</sub> )	H <sub>1</sub> e H <sub>4</sub>	A e A' (entre H <sub>1</sub> -H <sub>2</sub> e H <sub>3</sub> -H <sub>4</sub> )	B a B' (entre H <sub>1</sub> -H <sub>2</sub> e H <sub>3</sub> -H <sub>4</sub> )	A e A' (Entre H <sub>2</sub> e H <sub>3</sub> )	H <sub>2</sub> e H <sub>3</sub>
Pisos	1	---	0,3mx0,7m	0,3mx0,7m	---	---	---
	2e3	0,3mx0,5m	0,25mx0,40m	0,3mx0,7m	0,3mx0,7m	0,3mx0,5m	0,30mx0,50m
	4a7	0,3mx0,5m	0,25mx0,40m	0,3mx0,5m	0,3mx0,5m	0,3mx0,5m	0,15mx0,50m

Apresenta-se de seguida a Figura 4 que, de forma ilustrativa, faz um resumo de todos os pisos do edifício ao nível estrutural. Todavia, para uma análise mais detalhada juntam-se em anexo uma esquematização dos desenhos do projecto, feitos em Autocad® (Ver Anexo B).

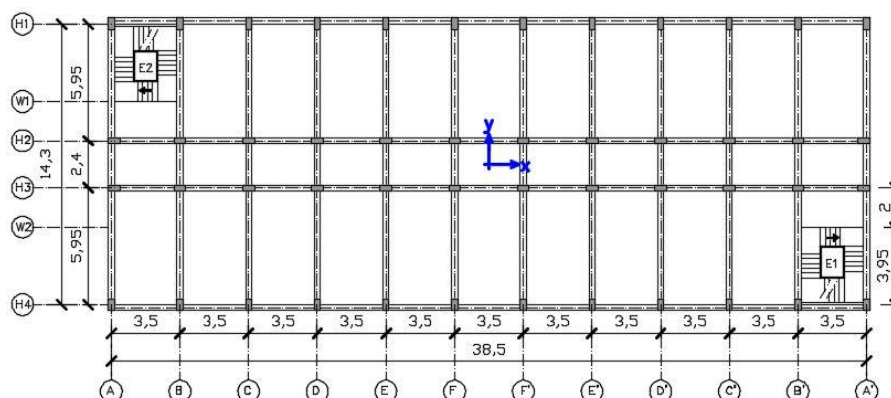


Figura 4 - Planta estrutural tipo – desenho ilustrativo – dimensões em [m]

<sup>5</sup> Ensaio Geotécnico realizado em setembro de 2007, pela empresa Tecnasol FGE, a cerca de 300 metros a Sudeste do edifício em estudo.

<sup>6</sup> Para a tipologia de vigas 1 e 5, que representam o vão menor (de 2,40m), do 2º piso para cima, inclusive, as vigas que constam em projeto de estabilidade são de 0,30mx0,30m, porém como observado no local (no teto do 1º piso, que não conta com de teto falso em alguma zonas) e nas fotografias tiradas na fase de construção (presentes no arquivo histórico da unidade (CIGeoE)), as vigas utilizadas foram de 0,50mx0,50m, criando assim vigas da mesma dimensão contínuas do piso 4 ao 7, segundo o eixo y.

É apresentada na tabela 2, a distribuição dos diversos tipos de lajes, assim como a sua espessura. Apesar de existirem lajes com espessura igual, estas diferem entre si na pormenorização das armaduras, como se poderá ver no anexo G.

Tabela 2 - Lajes representadas por tipologia de acordo com a espessura e localização e por piso, com o sistema de eixos definido (Anexo B)

		Lajes				
Tipologia de Laje	Espessura (m)	1	2	3	4	5
			0,12 m	0,12 m	0,12 m	0,20 m
Pisos	1	----	----	---	Todo o piso	---
	2 a 5	----	----	---	Entre H <sub>1</sub> -H <sub>2</sub> e H <sub>3</sub> -H <sub>4</sub>	Entre H <sub>2</sub> -H <sub>3</sub>
	6	----	----	Entre H <sub>3</sub> -W <sub>2</sub> e B'-A'	Entre H <sub>1</sub> -H <sub>2</sub> e H <sub>3</sub> -H <sub>4</sub>	Entre H <sub>2</sub> -H <sub>3</sub>
	7	Entre H <sub>1</sub> -H <sub>2</sub> e H <sub>3</sub> -H <sub>4</sub>	Entre H <sub>2</sub> -H <sub>3</sub>	---	---	----

### 2.3. Observações

Para a estrutura em estudo é possível identificar e prever, pela análise da sua conceção, as principais lacunas estruturais, que irão ter influencia no seu desempenho sísmico. Com a análise do anexo E, observamos vários aspetos em relação aos elementos verticais: a aparente insuficiência de armaduras, nomeadamente nível das armaduras transversais; a descontinuidade em altura nas secções dos pilares (que vão reduzindo gradualmente); o sistema de fundações, no qual os pilares interiores à estrutura são articulados na base; as descontinuidades existentes ao nível das paredes de enchimento, assim como a alteração do pé direito da estrutura, aumentando no terceiro piso.



## Capítulo 3 – Modelação Computacional

### 3.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo é feita uma descrição geral da modelação, assim como detalhadas as diversas opções e pressupostos assumidos.

Nesta dissertação, o programa com o qual foi efetuada a modelação do edifício em estudo, presente na Figura 5, foi o programa SAP2000 v18.2 [6]. Este programa permite efetuar um vasto leque de análises. Não obstante, nesta dissertação apenas se recorreu às seguintes: análise modal, análise estática não-linear (*Pushover*).

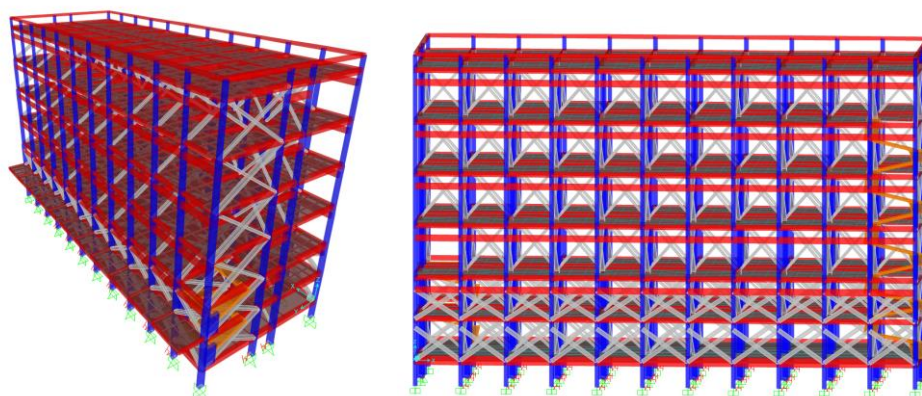


Figura 5 – Modelo 3D do edifício em estudo, com recurso ao programa SAP2000 [6]

Os sistemas de eixos e alinhamentos considerados para a modelação encontram-se definidos no anexo B.

### 3.2. Materiais

O desempenho sísmico de uma estrutura de BA depende significativamente do comportamento mecânico dos seus materiais estruturais, razão pela qual a sua caracterização mecânica constitui uma das etapas iniciais e fundamental para a análise do comportamento da estrutura.

Regra geral, a resposta de uma estrutura aos diversos tipos de ações, como o sismo, que imponham esforços próximos da resistência máxima dos seus materiais estruturais, ocorre em regime não-linear.

Para se analisar a estrutura de forma mais rigorosa e próxima da realidade, é necessário modelar adequadamente o comportamento não-linear dos elementos estruturais. Esta modelação, baseia-se no comportamento não linear dos materiais (no caso desta dissertação, o aço e betão).

No entanto, por simplicidade e economia de tempo, frequentemente são efetuadas análises lineares, que apesar de menos precisas na caracterização dos materiais, permitem, para estruturas correntes, obter resultados aproximados do real. Nestes métodos de análise, o comportamento não-linear dos materiais é tido em conta simplificadamente através de um coeficiente de comportamento.

Como referido anteriormente, as análises efetuadas neste caso de estudo cingiram-se a análises estáticas. Posto isto, apenas as relações constitutivas para carregamentos monotónicos foram consideradas na modelação.

De acordo com a informação presente em projeto, os materiais adotados no edifício em estudo foram um betão B225 (corresponde à classe de resistência C20/25 do Eurocódigo 2 parte 1, EC2-1, [8]), reforçado com varões de aço nervurado A40N laminados a quente, cujas propriedades mecânicas serão descritas posteriormente.

Segundo o EC8-3, caso seja efetuada a análise de uma estrutura existente a informação relativa aos materiais deve ser complementada com a execução de ensaios “*in-situ*” nos elementos críticos [2]. Contudo, a realização de ensaios “*in-situ*” aos materiais cai fora do âmbito e objetivos desta dissertação, razão pela qual, a avaliação do caso de estudo assenta apenas na informação presente em projeto.

### **3.2.1 Betão**

Como salientado por Mander, et al. (1988) [9] uma das mais importantes preocupações a ter no dimensionamento à ação sísmica, é uma adequada colocação de estribos e cintas nos elementos de BA, (na configuração e no espaçamento), garantindo assim um confinamento eficiente do betão. Desta forma, as secções de BA desses elementos estarão sujeitas a restrições na sua deformação transversal que, em acréscimo ao confinamento do betão comprimido, evitam a encurvadura dos varões de aço e previnem a rotura das secções por corte. É possível concluir que o confinamento lateral é essencial para uma boa resposta de um edifício à ação sísmica.

De acordo com Martinez-Rueda & Elnashai (1997), a investigação sobre as características dos modelos analíticos do betão tem sido extensa nas últimas duas décadas. A elevada quantidade de publicações existentes com propostas sobre as relações constitutivas do betão comprova esse facto e o interesse da comunidade científica no estudo deste material. Estes estudos efetuados para carregamentos monotónicos, e, mais recentemente, cíclicos, incidem maioritariamente na obtenção de estimativas da rigidez e resistência do betão para qualquer nível de extensão/deformação, tal como os efeitos do confinamento nessa relação [10].

No presente trabalho, a escolha do modelo representativo esteve condicionada pelo facto do tipo de análises efetuadas serem estáticas, pelo que as relações constitutivas foram definidas para o comportamento monotónico do betão. Para a definição destas relações foi tido com base o modelo proposto por Mander, representado na Figura 6.

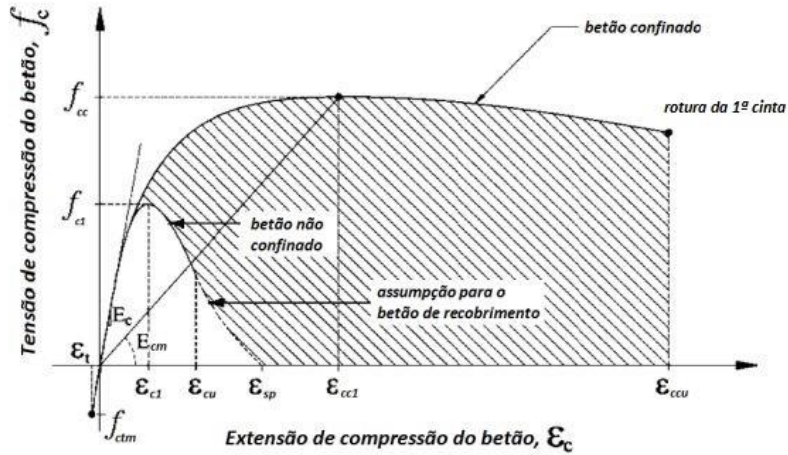


Figura 6 - Relação constitutiva do comportamento monotônico betão proposto por Mander, (in [11] adaptado de [9])

A curva na Figura 6 representa o modelo proposto por Mander et al. (1988) [9] para velocidades baixas (quase estáticas) de aplicação de extensão e carregamento monotônico, que se fundamenta na expressão sugerida por Popovics. Neste modelo a relação entre a tensão de compressão longitudinal  $f_c$  e a deformação longitudinal por compressão do betão  $\varepsilon_c$  é dada por:

$$f_c = \frac{f_{cc} \chi_1 r}{r - 1 + \chi} \quad (1)$$

Em que:

$$\chi_1 = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc1} \quad (2)$$

$$r = E_c / (E_c - E_{cm}) \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c1} \left( 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_{c1}} - 1 \right) \right) \quad (4)$$

Onde  $f_{c1}$  e  $\varepsilon_{c1}$  representam a tensão e correspondente extensão do betão não confinado sujeito a compressão longitudinal (assumido geralmente como  $\varepsilon_{c1} = 0.002$ ), [8], e:

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{c1}} \quad (5)$$

$$E_{cm} = f_{cc} / \varepsilon_{cc1} \quad (6)$$

Onde  $E_c$  e  $E_{cm}$  representam módulo de elasticidade do betão tangente e secante, respetivamente. É possível também estimar a tensão máxima do betão confinado, quando lhe são impostos carregamentos cíclicos, de acordo com o EC8-3 [2], através da expressão:

$$f_{cc} = f_{c1} \left( 1 + 3.7 \left( \frac{\alpha \rho_{sx} f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right) \quad (7)$$

Em que:

$$\alpha = \left( 1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0 h_0} \right) \quad (8)$$

Onde  $f_{yw}$  representa a tensão resistente das armaduras transversais e  $\rho_{sx}$  a taxa de armadura transversal paralela à direção longitudinal. Por fim,  $\alpha$  define o fator de eficiência do confinamento. Os parâmetros constituintes da formulação do fator de eficiência do confinamento

(ilustrados na Figura 7) são: distância entre varões longitudinais travados ( $b_l$ ); largura do núcleo de betão confinado ( $b_0$ ); altura do núcleo de betão confinado ( $h_0$ ) e espaçamento das armaduras transversais ( $s$ ).

Pelo estudo das equações 7 e 8, acima descritas, podemos deprender que a tensão máxima de compressão do betão confinado  $f_{cc}$ , bem como a extensão última em compressão  $\varepsilon_{cc1}$ , são diretamente influenciadas pela classe de resistência do betão, assim como pela pressão de confinamento lateral. Esta pressão, por sua vez, depende da geometria da secção e da pormenorização das armaduras longitudinais e transversais. Na Figura 7 pode-se observar a representação de um núcleo efetivo de betão confinado para secções retangulares, como definido por [9].

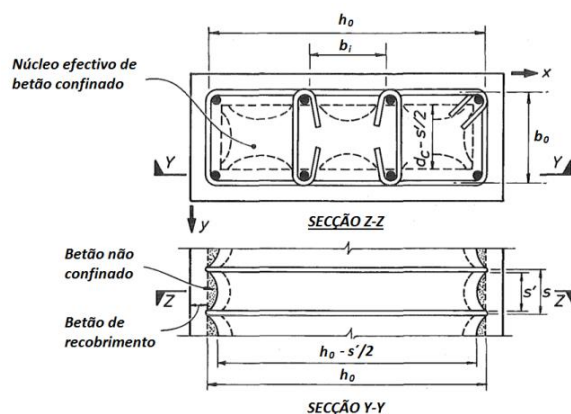


Figura 7 - Núcleo efetivo de betão confinado para secções retangulares, (in [11] adaptado de [9])

Tendo por base as peças desenhadas do projeto original, o betão utilizado no edifício em estudo foi o B225, cujas características mecânicas estipuladas no Regulamento de Estruturas de Betão Armados (REBA) [12], são de uma resistência à compressão de 225 kg.f/cm<sup>2</sup> (22,06 MPa). Porém, para facilidade de modelação e caracterização do material, dado o edifício ter cerca de 50 anos, podemos assumir que, visto que as propriedades mecânicas do betão melhoram com o tempo, este betão é equivalente à classe de resistência C20/25, cujas propriedades estão bem definidas segundo o EC2-1 [8].

Após efetuada a análise do efeito do confinamento nos elementos estruturais, com recurso à equação 1 e aos dados de projeto (Anexo E), foi possível verificar que fruto de um confinamento inadequado e insuficiente de acordo com os regulamentos atuais, o acréscimo em resistência de compressão do betão é desprezável. Isto leva a que a relação constitutiva dos betões em todos os elementos estruturais seja muito próxima da de um betão não confinado ao nível da tensão de compressão máxima. O mesmo não se sucede para a extensão última que, como podemos observar nas Figuras 8 e 9, é maior, podendo isso refletir-se em ganhos de ductilidade na estrutura.

Não obstante, numa tentativa de maior aproximação da realidade, foram definidos diversos modelos constitutivos para o betão, variando consoante o seu grau de confinamento, tipologia de elemento estrutural (vigas ou pilares) e dimensões (Anexo E). Os modelos



constitutivos utilizados para os diferentes elementos foram obtidos com recurso ao programa SAP2000®, e serão apresentados de seguida nos gráficos presentes na Figura 8<sup>7</sup> e na Figura 9.

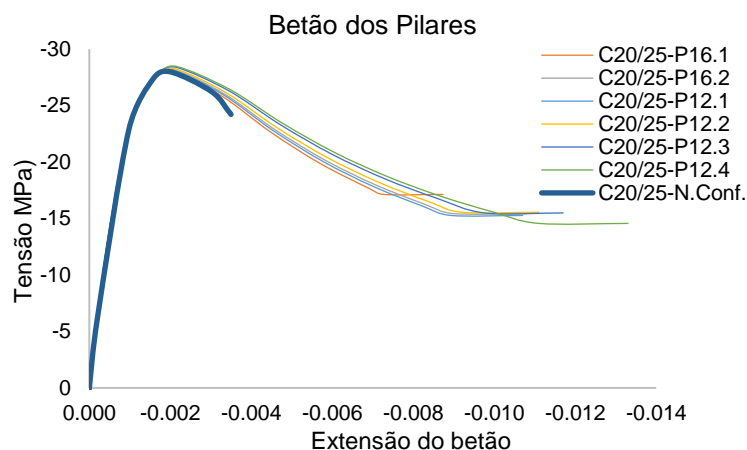


Figura 8 – Modelos das relações constitutivas do betão dos elementos verticais consideradas (obtidos com recurso à sua modelação no programa SAP2000®)[6].

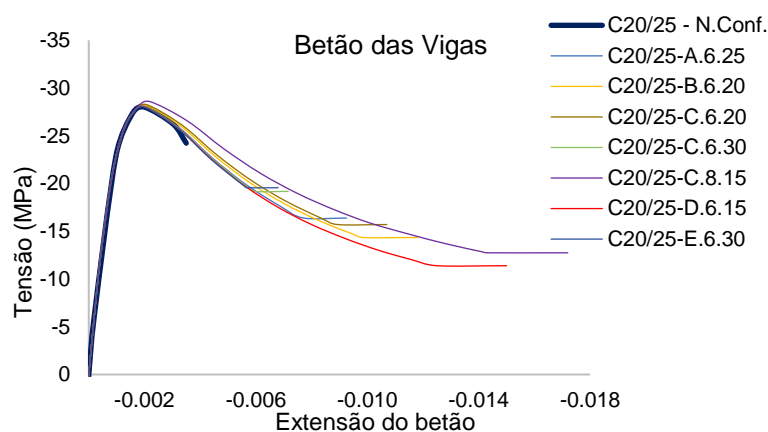


Figura 9 - Modelos das relações constitutivas do betão das vigas consideradas (obtidos com recurso à sua modelação no programa SAP2000®)[6].

Na Tabela 2 são apresentadas as propriedades do betão não confinado que serviram de base à modelação neste trabalho.

Tabela 2 – Propriedades do betão não confinado

<b>Propriedades Relevantes</b>	<b>Betão não confinado</b>
Módulo de Elasticidade tangente <sup>8</sup>	$E_c = 31,5 \text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Valor médio da tensão de rotura à tração simples	$f_{ctm} = 2,2 \text{ MPa}$
Tensão máxima à compressão	$f_{c1} = 28,0 \text{ MPa}$
Extensão à compressão correspondente à tensão máxima $f_{cc}$	$\epsilon_{c0} = 0,0020$
Extensão de rotura à compressão	$\epsilon_{cu} = 0,0035$

<sup>7</sup> Cada tipologia de secção na figura 8 encontra-se definida pelo tipo de betão, seguida da armadura longitudinal principal em mm, e pela tipologia da seção. (ex:C20/25.16.1) e na figura 9 pela armadura transversal em mm seguida do espaçamento em cm (ex:C20/25-6.20)

<sup>8</sup> O módulo de elasticidade tangente usado corresponde ao definido pelo EC2-1, que é obtido da seguinte forma  $E_c = 1,05 E_{cm}$ . [8]

### 3.2.2 Aço

Como é referido por Paulay e Priesley (1992), um dos fatores essenciais numa estrutura para um desempenho adequado à ação sísmica é a ductilidade<sup>9</sup> e a sua capacidade de dissipação de energia. Por sua vez, uma das principais fontes da ductilidade numa estrutura de BA é a capacidade do aço de ser sujeito a ciclos repetidos de carregamento e ir deformando consideravelmente sem que as tensões no material aumentem na mesma ordem de grandeza [13].

Este comportamento dos varões de aço, principalmente após a fendilhação da secção de betão armado, é muitas vezes o fator condicionante no comportamento da secção a ações cíclicas, como a de um sismo. De acordo com Varum (1995), a resposta em regime não linear das secções de BA a carregamentos cíclicos, pode em algumas circunstâncias ser totalmente condicionada pelos varões de aço, tais como, quando se desenvolvam fendas na secção, em toda a sua altura e mantendo-se estas abertas durante os ciclos de carga [14]. A modelação do comportamento mecânico do aço, no que respeita ao comportamento cíclico e pelos motivos acima descritos, assume uma grande importância.

Da mesma forma que para o betão, também para o aço têm sido propostos inúmeros modelos constitutivos, para os diversos carregamentos. Alguns dos modelos mais simples propostos por Park e Paulay e utilizados para a modelação da envolvente monotónica do aço encontram-se na Figura 10.

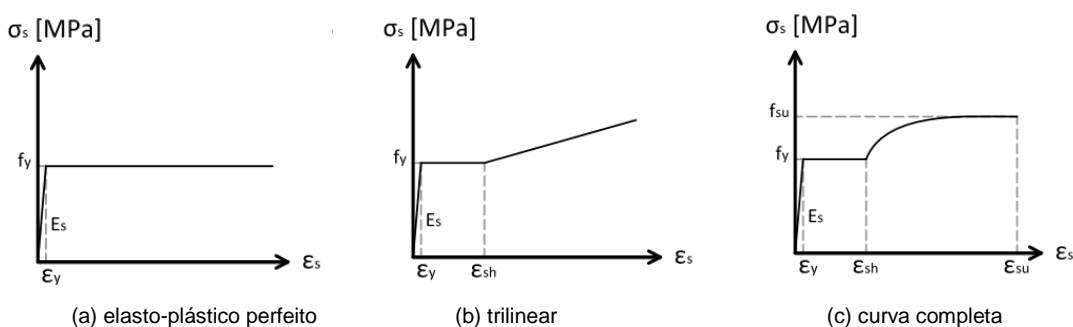


Figura 10 – Modelos propostos por Park e Paulay para a relação constitutiva dos varões de aço (adaptado de [15])

Contudo, é necessário ter em consideração que o comportamento dos varões de aço depende do seu processo de fabrico. Como podemos observar na Figura 11, o comportamento dos varões endurecidos a frio ou laminados a quente difere entre si.

<sup>9</sup> O conceito de ductilidade de um elemento define-se como sendo a capacidade do elemento dissipar energia de uma forma estável e controlada, de forma a explorar o regime elastoplástico do material, isto é, a capacidade do material para suportar grandes deformações sem perda de capacidade resistente, evitando-se assim uma rotura frágil (in [16] retirado de Pipa 1993)

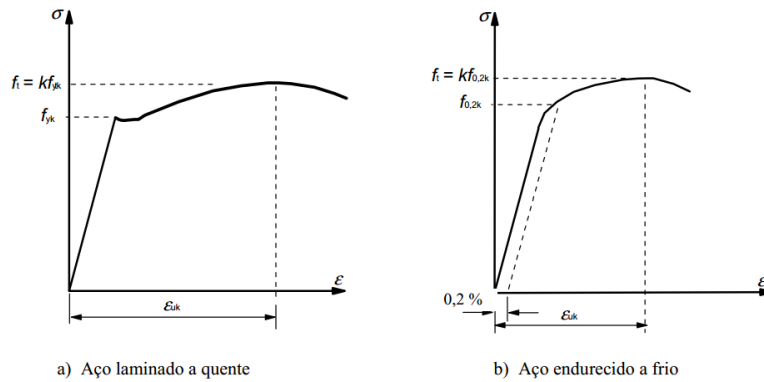


Figura 11 – Diagramas tensão-extensão para os diferentes processos de fabrico dos varões de aço [8]

Com uma breve análise dos gráficos das relações constitutivas dos diferentes tipos de aço, os aços laminados a quente (sujeitos a tratamento térmico), apesar de possuírem uma resistência inferior, possuem uma ductilidade mais elevada (característica essencial para a resistência à ação sísmica) [16].

Da mesma forma que para o comportamento monotónico do aço, também existem modelos mais complexos para o comportamento a ações alternadas, como representado na Figura 12.

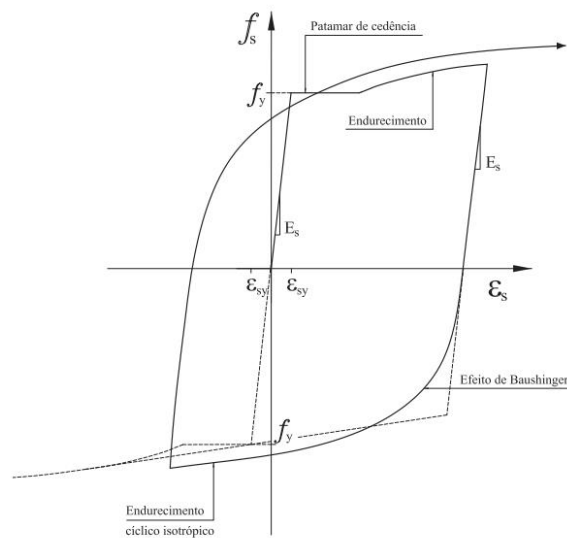


Figura 12 - Principais características das relações constitutivas de um modelo histerético de varões de aço [17]

O modelo representado na Figura 12, descreve de forma resumida os modelos existentes para o comportamento cíclico dos varões de aço, que surgiram como resultado de ensaios experimentais, como se pode observar na Figura 13. Nestes modelos as curvas (tensão-extensão) adquirem um desenvolvimento não linear antes do ponto de cedência inicial, denominado efeito de Bauschinger e visível na Figura 12. Em acréscimo a este detalhe, é possível verificar um aumento da tensão máxima a cada ciclo, tendência esta a que se dá o nome de endurecimento cíclico isotrópico.

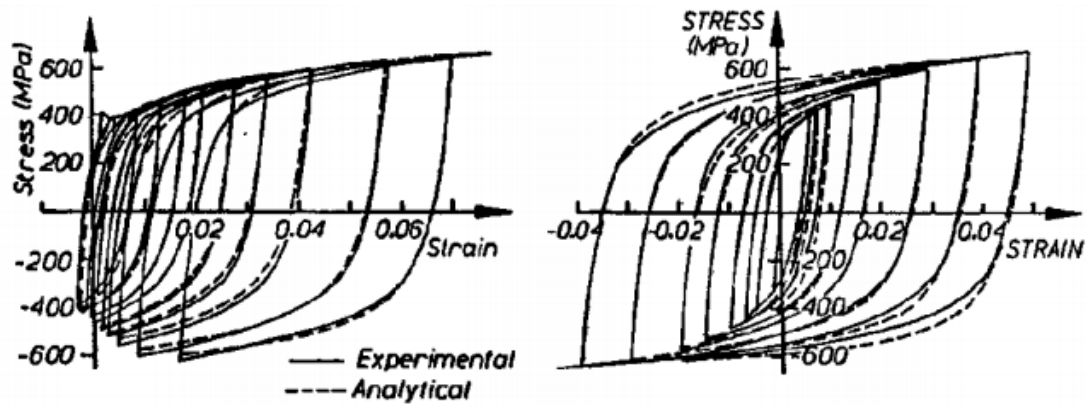


Figura 13 - Ensaio cíclico a varões de aço,  $f_y = 380 \text{ MPa}$  [15]

Nesta dissertação foram considerados, em conformidade com o projeto original, varões de aço A40N laminados a quente, que de acordo as especificações do REBA tem os seguintes valores característicos:

Tabela 3 – Propriedades do Aço A40N definidas no [12]

Classe	Tipo	Tensão de cedência ( $f_{syk}$ )	Tensão de rotura ( $f_{suk}$ )	Extensão após rotura ( $\epsilon_{suk}$ )
		MPa	MPa	%
A40N	Nervurado	392,3	470,7	14

A relação constitutiva que foi adotada para os varões de aço foi definida de acordo com modelo de Park e Paulay [15](Figura 10 - curva c), com um comportamento idêntico dos varões em compressão e em tração (Figura 14). Esta simplificação apenas é assumida, segundo [14], pois num elemento de betão armado, sujeito aos diversos carregamentos (cíclico e monotónico), com a associação do mecanismo de abertura e fecho de fendas com o fenómeno de deterioração da aderência entre aço e betão, as extensões de tração impostas a esses elementos são comparativamente muito menores que as de compressão.

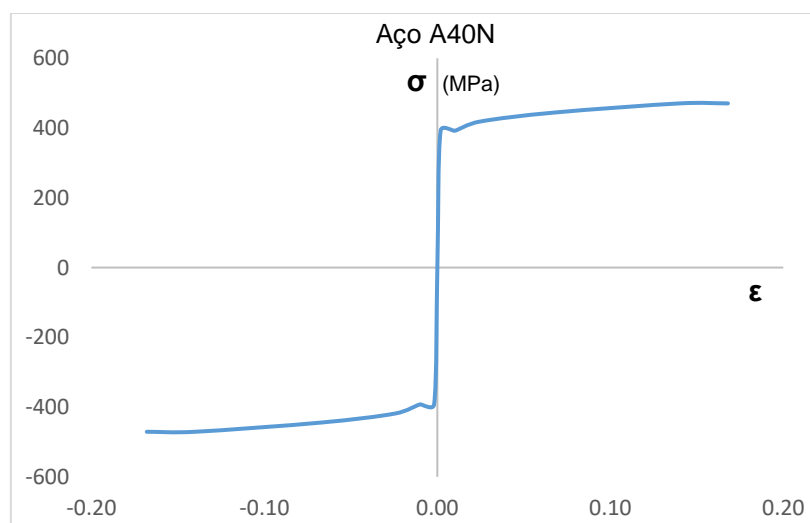


Figura 14 – Relação constitutiva adotada para o Aço A40N no modelo

Na Tabela 4 são apresentadas as propriedades relevantes do aço A40N considerado nos modelos deste trabalho.

Tabela 4 – Propriedades dos varões de aço A40N

<b>Propriedades Relevantes</b>	<b>Aço A40N</b>
Módulo de Elasticidade	$E_s = 210 \text{ GPa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Tensão de cedência	$f_{sy} = 392,3 \text{ MPa}$
Tensão rotura	$f_{su} = 470,7 \text{ MPa}$
Extensão de cedência	$\varepsilon_{sy} = 235 \text{ MPa}$
Extensão de endurecimento	$\varepsilon_{sh} = 0,010$
Extensão de rotura	$\varepsilon_{su} = 0,14$

### 3.3. Modelação dos Elementos Estruturais

#### 3.3.1. Vigas e Pilares

Utilizando como referência as peças desenhadas do projeto, as vigas e os pilares da estrutura foram modeladas como elementos de barra lineares, verticais e horizontais, respetivamente (Figura 15 – A). Para a caracterização do comportamento não linear da secções de extremidade, foi utilizado o programa *Section Designer* do *SAP2000* [6](Figura 15 – B). As características das secções modeladas estão definidas no Anexo E.

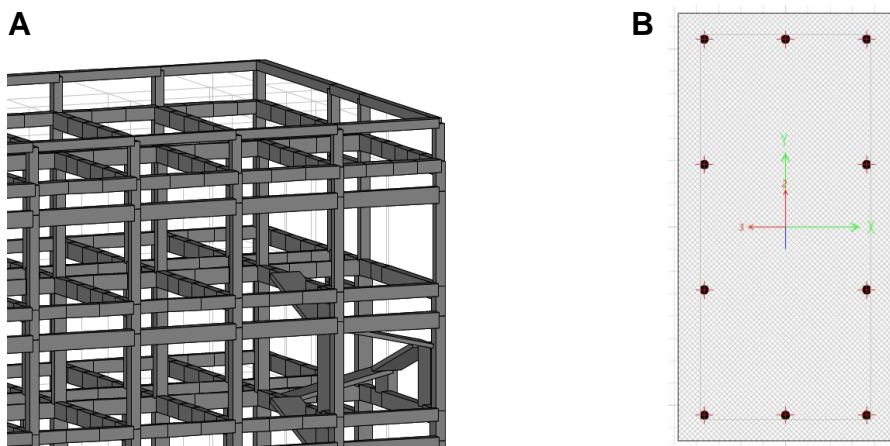


Figura 15 – Modelação das vigas e Pilares: (A) Vista 3D; (B) Section Designer do SAP2000 [6]

#### 3.3.2. Escadas

Para a modelação das lajes de escadas houve essencialmente a preocupação de modelar convenientemente a rigidez axial dos lanços inclinados, com efeitos particularmente negativos para os pilares que serviam de zonas de apoio entre pisos. Para garantir a correta representação deste efeito, para os elementos que modelam os diferentes lanços de escada foi libertado o momento torsor numa das extremidades e os momentos fletores em ambas as extremidades (Figura 16).

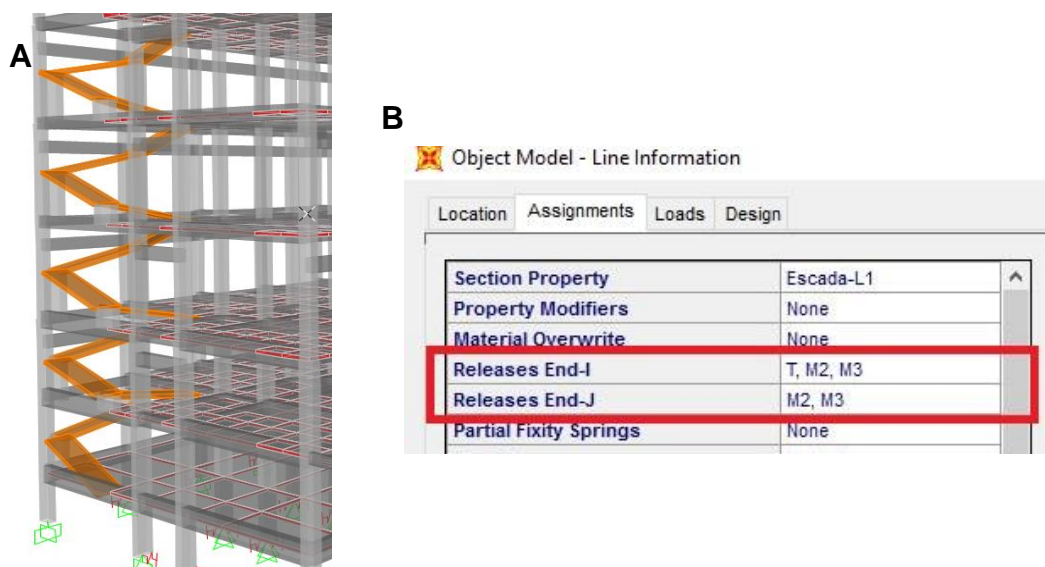


Figura 16 - Modelação das lajes de escadas:(A) Modelo 3D; (B) Condições de fronteira [6]

### 3.3.3. Lajes

A capacidade de uma estrutura de distribuir as ações laterais a que está sujeita, pelos seus elementos verticais resistentes, é igualmente muito importante para o desempenho sísmico da estrutura. As lajes de BA têm um papel fundamental neste aspeto, pois são elementos com uma rigidez no plano muito superior à rigidez fora do plano, principalmente em soluções de lajes fungiformes, onde devido à não existência de vigas, a transmissão das forças laterais é assegurada exclusivamente pela laje. No geral, as lajes correntes apresentam uma deformabilidade no seu plano bastante reduzida, o que permite assumir que este efeito de diafragma rígido está garantido. Contudo este efeito pode ser comprometido nas lajes aligeiradas devido à perda de rigidez no plano da laje, que leva a que nestes casos se deva considerar no modelo a deformabilidade da laje no seu plano.

Na estrutura em estudo, é importante destacar que a laje é vigada, tendo a existência de vigas longitudinais e transversais, segundo os alinhamentos A a F e H<sub>1</sub> a H<sub>4</sub> respetivamente (ver anexo B e Figura 17). Estes elementos, por sua vez, contribuem para a rigidez do pavimento no seu plano, pelo que é expectável que a estrutura vá apresentar uma boa capacidade de distribuição das forças de inércia pelos diversos elementos verticais, garantindo assim, de forma adequada o “efeito de diafragma” dos pisos.

A laje da estrutura foi modelada com elementos “*thick shell*”<sup>10</sup> com 0,12 m, que permitem modelar o comportamento de membrana no plano da laje, tal como, simultaneamente, modelar o seu comportamento em flexão. A opção de modelar a laje como elementos de laje, ainda que conduza a um modelo numérico significativamente mais complexo, quando comparado com as alternativas como utilização de diafragmas rígidos ao nível dos pisos com a consideração de massas concentradas, apresenta vantagens significativas. Uma das vantagens desta opção de

<sup>10</sup> Elemento de Reissner-Mindelin Shell, que permite ser contabilizada a deformação devido ao esforço transversal.

modelação é a capacidade de captar, de forma mais realista, a distribuição de cargas gravíticas (e massas) pelos elementos verticais.

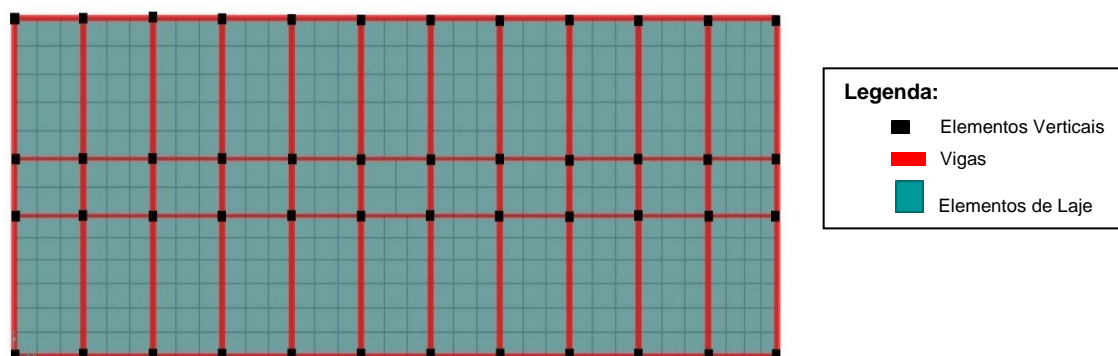


Figura 17 – Modelação dos elementos de um piso de BA [6]

### 3.3.4. Fundações

A definição das condições de fundação dos elementos verticais de uma estrutura é dos passos mais importantes em qualquer projeto. Estes elementos têm uma elevada influência no desempenho do sistema estrutural aos diversos tipos de ações. Assim, sem ser exceção, o desempenho sísmico de uma estrutura está muito condicionado pelas condições de apoio a que a estrutura está sujeita.

Os efeitos da ação sísmica nas estruturas dependem das características dinâmicas da mesma, como por exemplo a sua rigidez. Alguns regulamentos, nomeadamente em [18], sugerem que, de forma conservativa, se considere o encastramento total dos elementos na base.

No caso em estudo, como anteriormente referido no Capítulo 2, os pórticos estão concebidos com fundações por sapatas isoladas no seu interior, e sapatas unidas por vigas de fundação na periferia do mesmo (Figura 18). Assim, os modelos utilizados para representar as fundações foram: apoio simples (Figura 19 – A), para os pilares centrais (alinhamentos B a F e H<sub>2</sub> e H<sub>3</sub>, Anexo B); apoio simples com viga de fundação (Figura 19 – B), para os pilares de periferia (alinhamentos A e H<sub>1</sub> e H<sub>4</sub>, Anexo B); e, por fim, apoiado com vigas de fundação nas duas direções para os pilares de canto (Figura 19 – D).

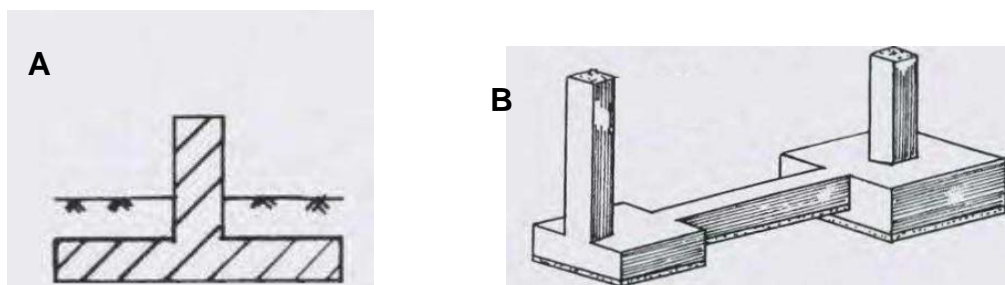


Figura 18 – (A) Desenho representativo 2D de sapatas isoladas; (B) Desenho representativo 3D de sapatas ligadas por uma viga de fundação (adaptado de [19])

Apesar de complexa, a simulação do comportamento deformável do solo e a interação solo-estrutura são possíveis com recurso ao modelo Winkler. Este modelo possibilita essa

modelação através da atribuição de um conjunto de molas independentes com comportamento linear e elástico, aos modelos das sapatas (Figura 19 – C).

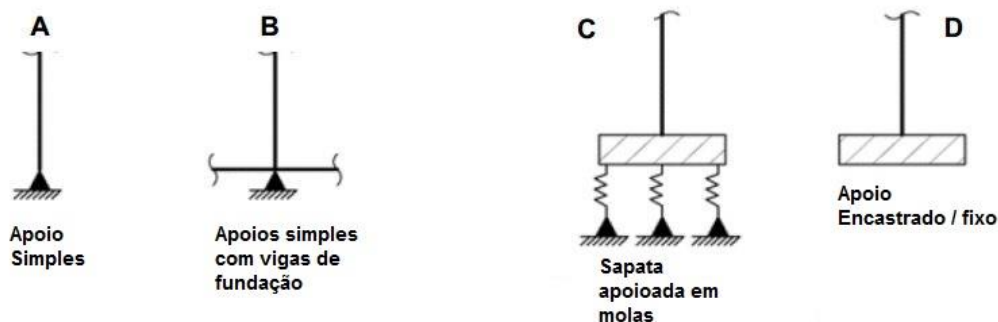


Figura 19 – Modelos representativos das diferentes condições de fundação (adaptado de [20])

Ao utilizar estes modelos mais simplificados (Figura 19 – A;B), é garantida uma abordagem conservativa à ação sísmica, sendo que a capacidade da fundação de transmitir os esforços resultantes ao terreno carece de posterior avaliação. Estes modelos simulam a interação solo-estrutura, através da atribuição de molas de rotação segundo as direções de rotação no plano da sapata (XX e YY) (ver Figura 20), cuja rigidez é calculada pela fórmula na equação 9 ([21]).

$$K_{mola} = \left( \frac{\pi a^2 b \left( 1 + \frac{a}{4b} \right) E_{solo}}{18(1 - \nu^2)} \right) \quad (9)$$

Em que  $a$  representa o comprimento da sapata no plano de rotação;  $b$  representa o comprimento da sapata no plano perpendicular ao de rotação;  $E_{solo}$  representa o módulo de elasticidade do solo e  $\nu$  representa o coeficiente de Poisson (0,30).

Para a obtenção do módulo de deformabilidade do solo, foi utilizado como referência um ensaio geotécnico<sup>11</sup>, que permitiu saber a composição do solo nas imediações do edifício em estudo. Pelo estudo do ensaio é possível observar, aproximadamente depois dos 2 metros de profundidade, a existência de solos compostos maioritariamente por arenitos.

Como refere [22], o parâmetro do módulo de deformabilidade do solo é fundamental para se poder modelar o comportamento do solo. Com recurso a ensaios geotécnicos estes autores sugerem uma fórmula para calcular o módulo de deformabilidade. No entanto, dado o afastamento do ensaio relativamente ao local de implantação do edifício, os resultados poderão ser questionáveis e não muito precisos. Por conseguinte foram utilizados valores tabelados para o módulo de deformabilidade do solo, como podemos ver na Tabela 5, no caso de estudo. O arenito, segundo [23] é uma rocha fraca, o que a enquadra desta forma na categoria de rocha de fraca resistência (Tabela 5).

<sup>11</sup> Ensaio Geotécnico realizado em setembro de 2007, pela empresa Tecnasol FGE, a cerca de 300 metros a Sudeste do edifício em estudo.



Tabela 5 - Propriedades mecânicas das rochas e solos (in [24] adaptado de Rocha, 1977)

Parâmetros	Solos	Rochas	Rochas de baixa resistência
Módulo de Deformabilidade (MPa)	<50	$4 \times 10^2$ a $10^5$	$4 \times 10^2$ a $4 \times 10^3$
Resistência à Compressão Uniaxial (MPa)	<2	2 a $3 \times 10^2$	2 a 20
Coesão (MPa)	<0.25	0.4 a $3 \times 10^2$	0.4 a 50
Ângulo de atrito	<40°	<65°	<45°

Desta forma, numa atitude conservativa, foi tomado como valor para o módulo de deformabilidade do nosso solo o valor mais baixo de 400MPa. A Tabela 6 apresenta os valores utilizados para os cálculos das rigidezes das molas de rotação a considerar no modelo de cálculo.

Tabela 6 – Rigidez das molas atribuídas as fundações modeladas (Figura 20)

Tipologia	Dim. X (m)	Dim. Y (m)	$\mu$	$E_{solo}$ (kPa)	$K_{xx}$ (kN/rad)	$K_{yy}$ (kN/rad)
3	1,05	2,40			729126	225198
3.1	2,40	1,05			225198	729126
4	2,40	0,90	0,30	400000	163121	662842
5	1,60	3,00			1622581	667751
5	3,00	1,60			667751	1622581

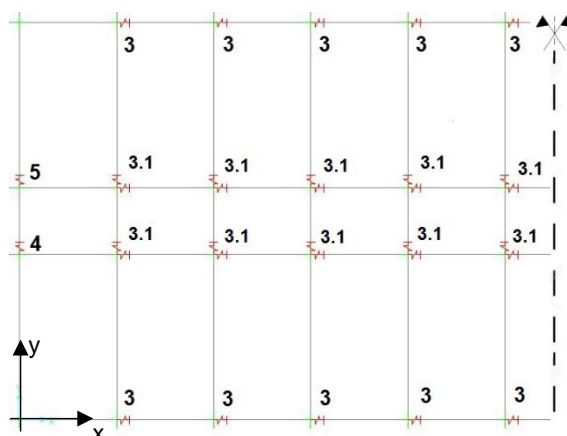


Figura 20 – Molas utilizadas nas fundações no modelo efetuado no SAP2000

### 3.4. Modelação dos Elementos Não Estruturais

#### 3.4.1. Paredes de Enchimento de Alvenaria

A construção de edifícios de BA com a utilização de paredes de alvenaria de “enchimento”, constitui uma parte significativa da construção da atualidade (Figura 21). Como é referido por [25] os painéis de alvenaria de enchimento são amplamente utilizados em estruturas porticadas de betão armado como elementos de compartimentação e proteção para o exterior, contribuindo para o conforto térmico e acústico

Não obstante, a realidade está longe da categorização que lhes é atribuída no EC8-3, (de “enchimento” ou não estrutural), pois como é referido em [26], as paredes de alvenaria, se bem distribuídas em planta e alçado, contribuem para o comportamento sísmico do sistema

estrutural, afetando o seu comportamento de forma positiva, contribuindo para a rigidez lateral da estrutura.

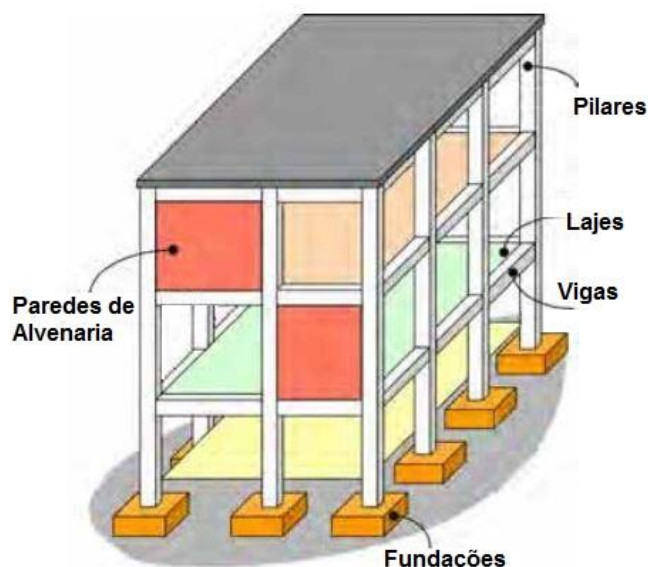


Figura 21 - Construção típica de edifícios porticados de BA com paredes de alvenaria (adaptado de [27])

Como tal, ignorar o efeito das paredes de alvenaria na modelação de edifícios, como prática habitual no dimensionamento de novos edifícios, pode não ser o ideal na análise de edifícios existentes. Na realidade, na maioria das situações, quanto mais rígido o edifício maior o efeito da ação sísmica [28]. Por conseguinte, no âmbito de análise de estruturas existentes, o EC8 indica que se devem considerar as paredes de enchimento que contribuam para a rigidez e resistência lateral do edifício.

Para se poder efetuar uma modelação destes elementos e o seu papel no comportamento de um edifício sujeito à ação sísmica, vários autores estudaram esta temática. Diversas alternativas foram propostas ao longo do tempo para a modelação das paredes de alvenarias. As técnicas propostas podem-se agrupar em duas categorias: os micromodelos e os macro modelos simplificados [29].

Polyakov (1960) e Holmes (1961) foram os primeiros a sugerir a macro modelação da parede, com recurso a um tirante diagonal biarticulado. Posteriormente a estes autores, outros continuaram a investigação e novos modelos foram sendo propostos [30].

Nesta dissertação foi considerado o método proposto por Mainstone (1971), onde é proposta a modelação do comportamento elástico linear das paredes de alvenaria com recurso a escoras diagonais (Figura 22), que simulam o comportamento em compressão das paredes de enchimento [3].

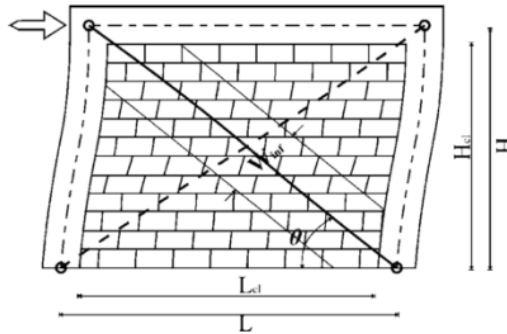


Figura 22 – Modelação da parede de alvenaria através de uma escora comprimida [3]

Segundo este modelo a espessura da escora ( $t_w$ ) é a igual à espessura da parede e a largura ( $w_{inf}$ ) é determinada pela seguinte fórmula:

$$w_{inf} = \frac{0,175L_{cl}}{\cos(\theta_0)(\lambda H)^{0,4}} \quad (10)$$

Em que:

$$\lambda = \left( \frac{E_w t_w \sin(2\theta_0)}{4E_c I_c H_{cl}} \right)^{0,25} \quad (11)$$

Onde: ( $H$ ) representa a altura teórica da parede de enchimento; ( $L_{cl}$ ) representa a dimensão horizontal livre da parede; ( $\theta_0$ ) representa a inclinação da diagonal da escora; ( $H_{cl}$ ) representa a altura livre da parede; ( $E_w$ ) representa o módulo de elasticidade das alvenarias; ( $E_c$ ) e  $I_c$  representam o módulo de elasticidade betão e o momento de inércia dos pilares, respetivamente.

Mesmo apresentando algumas limitações, nomeadamente o facto de as forças de compressão serem diretamente aplicadas nos nós dos pórticos, não considerando assim a interação existente ao longo da altura da parede de alvenaria com o pilar, esta metodologia de modelação apresenta resultados aceitáveis em paredes sem aberturas significativas [3].

Após a escolha do modelo a ser utilizado na modelação procedeu-se à caracterização das propriedades das paredes e seus elementos constituintes.

De acordo com os elementos de projeto, as paredes interiores são compostas por um pano de tijolos de 30x20x11 cm, as paredes das caixas de escadas são compostas por dois panos de tijolos de 30x20x7, enquanto que as paredes exteriores apresentam dois panos de alvenarias, com tijolos de 30x20x15 cm e 30x20x11 cm.

Utilizando como referência a norma [31], as propriedades dos tijolos de alvenarias foram tidas em conta com base nos valores médios. O módulo de elasticidade das paredes pode ser estimado entre 500 e 1000 vezes a resistência à compressão dos tijolos [3], pelo que, nesta dissertação foi adotado um valor intermédio de 750 vezes.

Na Tabela 7, são apresentadas as propriedades dos tijolos de alvenarias considerados.

Tabela 7 - Propriedades dos tijolos de alvenaria, de acordo com [31]

Tipo Tijolo	Massa (kg)	$f_{cw}$ (MPa)	$E_w$ (GPa)
30x20x15cm	5,0 - 7,0	2,5 - 4,9	2,78
30x20x11cm	4,0 - 6,0	2,8 - 5,2	3,00
30x20x7cm	3,0 - 5,0	3,7 - 7,0	4,01

No edifício em estudo, verifica-se a presença de aberturas de grandes dimensões, nas paredes de enchimento, principalmente nas paredes exteriores, o que vai afetar de forma significativa a rigidez lateral da parede.

A influência das aberturas na redução da rigidez das paredes, foi considerada através da redução da espessura das diagonais comprimidas equivalentes, pelo fator de redução ( $\lambda_0$ ), definido com recurso aos gráficos na Figura 23 que, consoante o tipo, localização e área de abertura relativamente à área de parede, estipulam o coeficiente de redução a aplicar à rigidez.

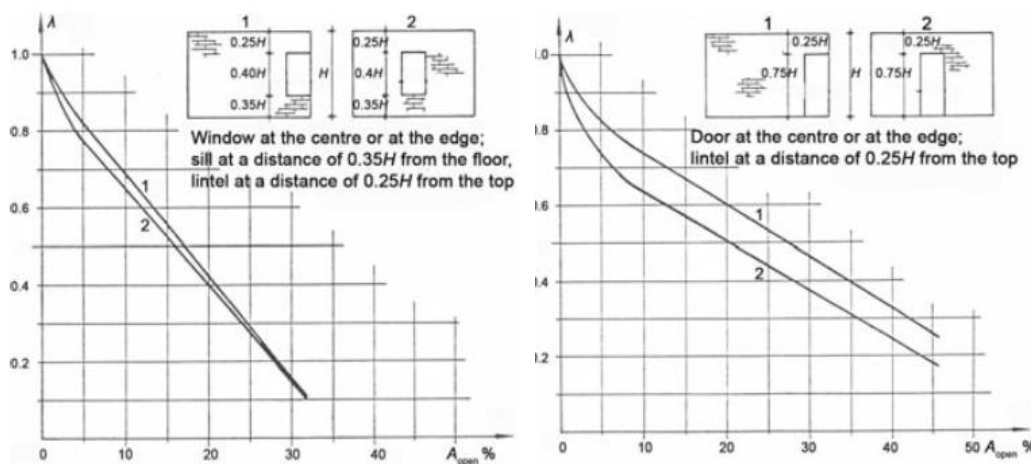


Figura 23 - Fator de redução da rigidez do painel de enchimento em termos da fração da área do painel em comparação com a área pela abertura (in [3] retirado de (Giannakas et al., 1987))

No anexo C são apresentadas as propriedades das escoras diagonais equivalentes calculadas segundo o método de Mainstone e que, simulam o comportamento das paredes de enchimento consideradas na estrutura.

De forma a simular o comportamento maioritariamente axial destas escoras, ou seja, as escoras das paredes estarem sujeitas a tensões axiais (tração / compressão), o momento torsor foi libertado num dos extremos, enquanto os momentos fletores foram libertados em ambas as extremidades de cada elemento, como foi feito similarmente na modelação das escadas (Figura 16).

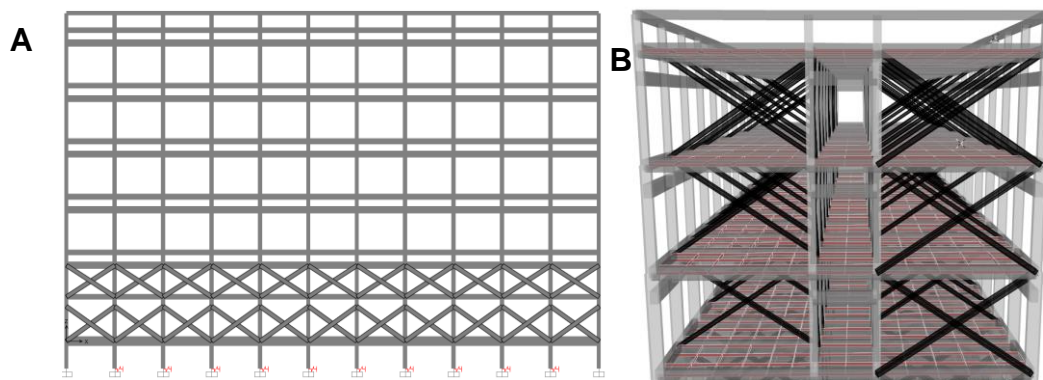


Figura 24 – Paredes de Alvenaria modeladas no edifício em estudo: (A) vista do plano x-z ; (B) vista 3D segundo o plano y-z [6]

Como visível na Figura 24 - A, no primeiro piso e nas paredes exteriores segundo os eixos  $H_1$  e  $H_4$  (Anexo B), as paredes de alvenaria apenas foram modeladas até dois terços do pé direito do piso. Devido à presença de uma janela corrida ao longo do eixo x de cada vão, o pilar poderá vir a ter o comportamento de pilar curto<sup>12</sup> (Figura 25), o que pode conduzir a danos severos dos pilares a esse nível. Numa tentativa de representação deste fenómeno, nestes vãos, as paredes foram modeladas apenas até 2,5 m de altura.

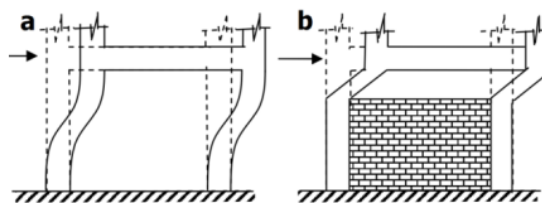


Figura 25 – (a) deformação lateral num pórtico de BA (b) deformação lateral num pórtico de BA parcialmente preenchido por alvenaria [32]

### 3.4.2. Quebra-Luzes e Pérgula

Como referido no Capítulo 2, a estrutura apresenta uma pérgula e um quebra luz em BA. A pérgula no piso 7, apesar de estar situada na continuidade dos pilares, a sua armadura é descontinuada da do edifício, apresentado apenas com a presença de armadura de ligação como se pode ver na Figura 26. Deste modo, quando a estrutura for sujeita a esforços laterais, a pérgula terá tendência a ter um comportamento rotulado na base. Consequentemente, a modelação deste elemento foi tida em conta apenas a nível da definição do peso/massa.

Com recurso ao desenho da pérgula no programa Autocad® [33], com as dimensões que constam em projeto, calculou-se o seu volume total em todo o edifício, que por sua vez, multiplicado pelo peso volúmico do BA dá o peso total da pérgula. Após a divisão do peso total

<sup>12</sup> Na eventualidade de um sismo, uma coluna alta e uma coluna curta com a mesma seção transversal movem-se o mesmo horizontalmente. No entanto, a coluna curta é mais rígida em comparação com a coluna alta, absorvendo mais força sísmica. Desta forma, se uma coluna curta não for adequadamente projetada para uma força tão grande, pode sofrer danos significativos durante um sismo [32].

por cada apoio de pérgula, foi obtido um valor de 60 kN, valor que foi modelado como *joint load* em todos os nós dos eixos H<sub>2</sub> e H<sub>3</sub>, à exceção do alinhamento A' (Ver Anexo B).

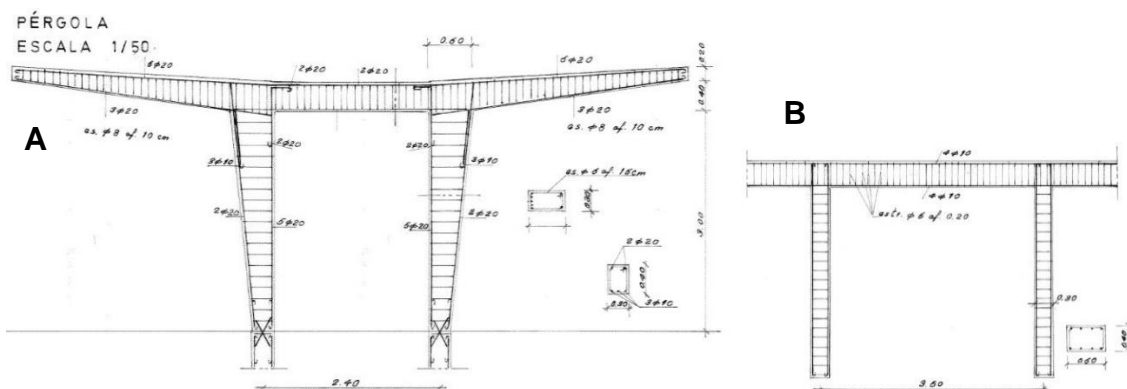


Figura 26 – Desenhos da pérgula existente no 7ºPiso do edifício em estudo: (A) corte segundo o plano y-z (B) corte segundo o plano x-z (ver anexo B)

O quebra-luz é um elemento que apenas está presente na fachada sul (ver Figura 2) e do terceiro piso para cima. Este encontra-se apoiado nas vigas intermédias que existem entre cada piso nas diversas fachadas do edifício (Figura 27). Da mesma forma que para a pérgula, após desenho 3D e cálculo do peso do quebra luz, chegou-se a um peso distribuído linearmente de 3,3kN/m, que foi atribuído a essas vigas.

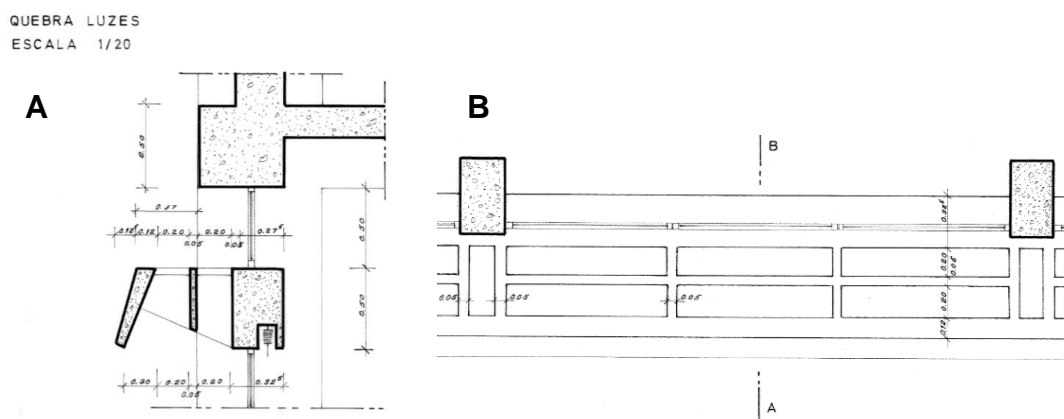


Figura 27 - Desenhos dos quebra luzes existente na fachada sul do edifício em estudo: (A) corte segundo o plano y-z (B) corte segundo o plano x-y (ver anexo B)

### 3.5. Modelação Não-Linear da Estrutura

Após ter sido feita a descrição e modelação do comportamento dos materiais, na secção 3.2., torna-se necessário descrever a modelação não linear da estrutura e dos seus elementos estruturais.

Devido à sua complexidade, o comportamento não linear tem vindo a ser estudado nas duas últimas décadas, por diversos autores. Um elevado número de modelos não lineares, assim como tipos de análise não linear e até mesmo programas computacionais têm surgido ao longos dos últimos anos [34].

A modelação do comportamento não linear da estrutura pode ser considerada através de modelos de plasticidade concentrada ou distribuída dos elementos estruturais. Os modelos

de plasticidade concentrada utilizam como fundamento o facto de ser possível prever qual a zona do elemento sujeito a maiores esforços e que o fenómeno da não-linearidade física se vai fazer sentir mais, conduzindo a curvaturas elevadas. Desta forma, estes modelos, que consistem numa simplificação da realidade, modelam o comportamento não linear de forma concentrada, nas extremidades dos elementos, através de rótulas plásticas (Figura 28 - a) ou molas não lineares (Figura 28 - b), definindo nessas localizações as relações momentos-rotação.

Como alternativa, nos modelos de plasticidade distribuída, os elementos são discretizados por fibras, sendo modeladas as relações constitutivas dos materiais que constituem essas fibras (Figura 28 – (c) a (e); Figura 29 ). Segundo [35], estes modelos são mais realistas, porém têm a desvantagem de, devido à maior complexidade na definição e cálculo do modelo, serem bastante mais sensíveis a erros e mais pesados computacionalmente quando comparados com os modelos de plasticidade concentrada. Outra das desvantagens deste tipo de modelos, é que, sem recurso a modelos e *softwares* sofisticados, é difícil identificar comportamentos locais, tais como, os fenómenos de encurvadura local ou fenómenos de interação flexão-corte não-lineares. Por outro lado, os modelos de plasticidade concentrada têm a capacidade de poder calibrar o comportamento dos elementos estruturais tendo em conta estes fenómenos [36]. É importante realçar que os modelos de plasticidade concentrada, com definição de rótulas plásticas (Figura 28 - a), assumem uma hipótese bastante razoável de que o comportamento não linear se concentra junto das extremidades das vigas e dos pilares, comportamento normal em estruturas porticadas de BA.

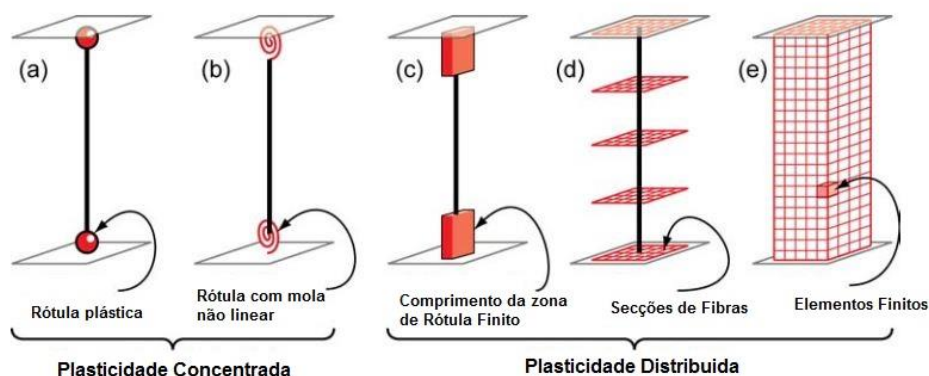


Figura 28 – Modelos de Plasticidade (adaptado de [36])

No decorrer da modelação efetuada nesta dissertação, e no âmbito da modelação do comportamento não linear, foram consideradas as seguintes opções de modelação:

- As vigas e os pilares foram modelados com rótulas plásticas, situadas nas extremidades dos elementos (modelo de plasticidade concentrada, Figura 28 - a).
- As paredes de alvenaria foram modeladas, a partir da aplicação de “hinges” do tipo “Axial P” no programa SAP2000®, como será referido seguidamente, na 3.5.2.

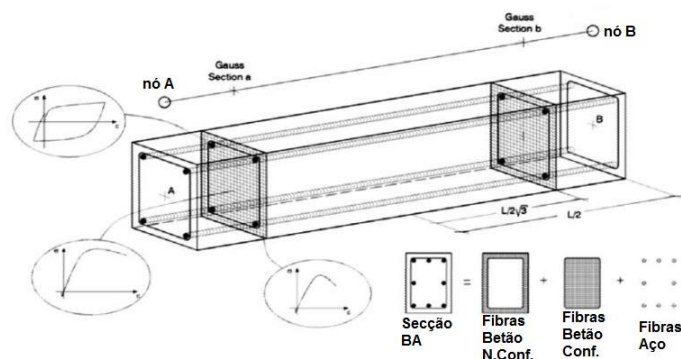


Figura 29 – Modelação de um elemento de barra pelo modelo de fibras (adaptado de [35])

### 3.5.1. Vigas e Pilares

Como já foi referido, para a modelação do comportamento não linear dos elementos dos pórticos, foi utilizado o modelo de plasticidade concentrada, com a colocação de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos.

As rótulas plásticas definidas nas extremidades dos pilares e das vigas (nas secções de apoio), consideradas com um determinado comprimento ( $l_p$ ), são modeladas através da definição das relações momento-curvatura dos respetivos elementos, como se pode observar na Figura 30. O comprimento da rótula plástica vai depender de alguns fatores, entre eles: o nível de carga axial; o gradiente do momento; o nível de esforço de corte na zona da rótula plástica; as propriedades mecânicas da armadura longitudinal e transversal; a resistência do betão e o seu nível de confinamento. [37]

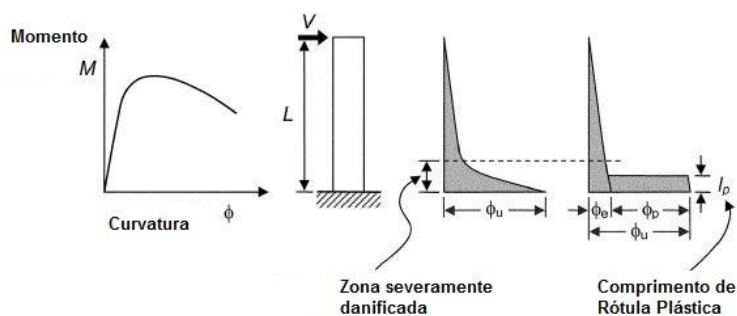


Figura 30 - Esquema da definição do comprimento de rótula plástica [37]

No programa utilizado, SAP2000 v18.2.0 [6], para a modelação não linear de elementos estruturais através da implementação de rótulas plásticas, são fornecidas várias alternativas em relação à definição das relações não lineares, repartidas por duas opções, automaticamente ou manualmente[38].

De entre todas as possibilidades do programa SAP2000, as que são relevantes para esta dissertação são:

- As opções automáticas, em que as relações não lineares são calculadas pelo SAP2000 [6]. É possível a definição das rótulas automaticamente através das tabelas da *American Society of Civil Engineering* 41-13 [39] ou com base no método presente em CALTRANS [40];



- as opções manuais, podendo definir-se rótulas com flexão simples, M3 (para os elementos de viga), ou rótulas com interação de flexão desviada composta, P-M2-M3 (para os elementos de pilar).

Segundo Belejo et al. (2012) a definição de rótulas plásticas com relações histeréticas definidas automaticamente no SAP2000, no modelo de CALTRANS ou manualmente com interação P-M2-M3 representam uma alternativa viável, em comparação com os modelos mais complexos, que levam mais tempo na definição dos modelos [41].

Na definição das relações momento-curvatura das seções de extremidade dos elementos, foram consideradas as relações idealizadas automaticamente com base no método CALTRANS [40]. Para as vigas, foram considerados rótulas de flexão simples, que consideram apenas o comportamento em flexão segundo o eixo de inércia forte das vigas. Relativamente aos pilares, foram consideradas rótulas de interação, do tipo “P-M2-M3” ou “PMM”, que consideram o comportamento em flexão composta desviada. Como se pode observar no menu do SAP2000 presente na Figura 31.

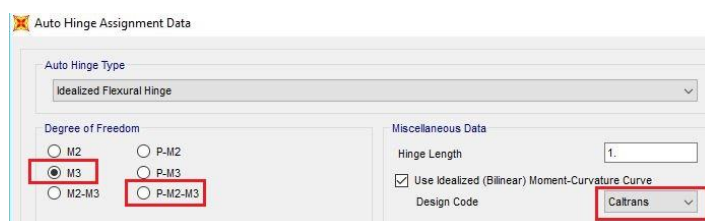


Figura 31 – Menu de atribuição de rótulas plásticas no SAP2000 [6]

A definição do comprimento de rótula plástica revela-se como uma das principais causas das incertezas nestes modelos de plasticidade concentrada, e que tem grande influência no comportamento global da estrutura. Diversas expressões empíricas existem como estimativas para este comprimento, destacando-se a fórmula proposta por Paulay e Priesley [13], definida na equação 12. Contudo, estas expressões efetuam uma sobreavaliação significativa do comprimento da rótula plástica, conduzindo a resultados conservativos.

$$L_p = 0,008L_v + 0,022f_{sy}d_{bl} \quad (12)$$

Em que  $L_v$  é a distancia entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha (momentos nulos);  $f_{sy}$  é a tensão de cedência do aço e  $d_{bl}$  é o diâmetro das armaduras longitudinais.

Para além da fórmula acima descrita e adotada neste estudo, fórmulas mais recentes têm sido propostas para os comprimentos das rótulas plásticas, como é o caso das fórmulas presentes no Eurocódigo 8. No Anexo E da Parte 2 do Eurocódigo 8, EC8-2 [42], o comprimento da rótula plástica é definido como:

$$L_p = 0,10l + 0,015f_{sy}d_{bl} \quad (13)$$

### 3.5.2. Paredes de Enchimento

As paredes de enchimento, têm um contributo inicial significativo para a resposta sísmica do edifício, porém após a fendilhação dos elementos de alvenaria, ainda que apresentem alguma

resistência antes do colapso, (como é possível ver na Figura 31), apresentam uma rotura tendencialmente frágil, podendo ter a rotura segundo o seu plano ou fora dele.

O comportamento não linear das paredes de enchimento, foi modelado através da aplicação de *hinges* do tipo *Axial P* no programa SAP2000®, que representam a relação força-deslocamento das escoras diagonais equivalentes em regime não linear.

A relação força-deslocamento em regime não linear definida, representada na Figura 33, considera inicialmente um troço em que a relação cresce linearmente. Após o troço inicial, dando-se o início da fendilhação por corte, valor definido pela equação 15, as escoras sofrem uma diminuição na sua rigidez axial. Este troço é depois prolongado até se atingir a força máxima, valor definido pela equação 13, correspondente à rotura por corte da parede.[43]

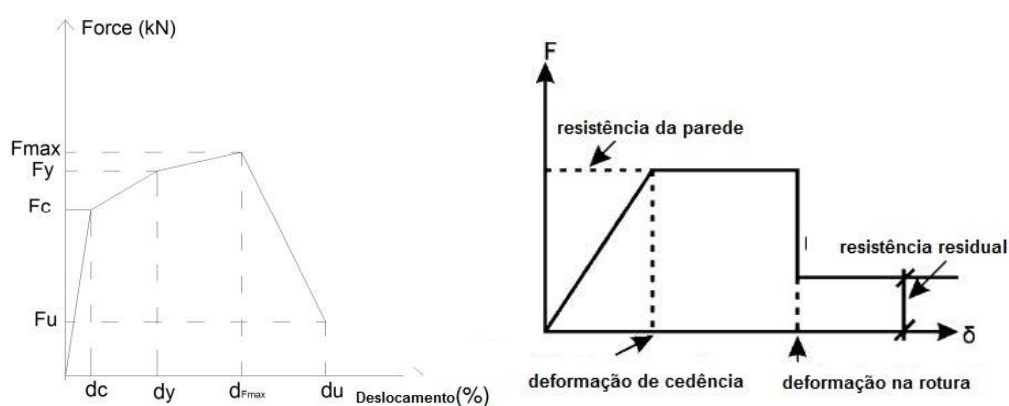


Figura 32 – Modelos do comportamento não linear (força-deslocamento) das paredes de alvenaria no seu plano: (A) macro modelo simplificado adaptado de [44]; (B) modelo multilinear simplificado para análise não linear adaptado de [3]

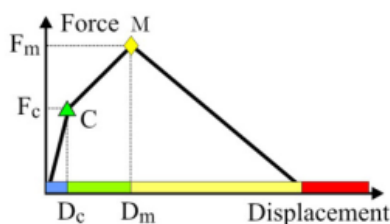


Figura 33 - Relação Força-Deslocamento das escoras diagonais das paredes de enchimento [43]

Para o valor do deslocamento correspondente à tensão máxima, necessário para a caracterização da relação força-deslocamento das paredes, foi assumido como um valor dependente do deslocamento relativo entre pisos. Como proposto em [43], foram assumidos os valores de 0,20% para paredes sem aberturas e 0,15% com uma abertura.

$$F_{cr} = \tau_{cr} L_{cl} t_w \quad (14)$$

$$F_{max} = 1,3 F_{cr} \quad (15)$$

Em que  $\tau_{cr}$  é a tensão tangencial de fendilhação, tendo sido adotado o valor proposto em [45] de 0,28 MPa para paredes completamente preenchidas, e com resistência média;  $L_{cl}$  (equação 14) representa o comprimento livre da parede e  $t_w$  representa a espessura da parede.

Com o objetivo aproximar o modelo do comportamento das escoras da realidade e de evitar problemas de instabilidade numérica no modelo, foi considerado que após se atingir o esforço máximo, correspondente à rotura por corte das paredes, as paredes têm resistência residual, representado através de um troço horizontal.

Na Tabela 8, estão apresentados os valores utilizados para a definição das escoras diagonais, equivalentes às paredes de enchimento. Na Figura 34 estão representadas graficamente as relações força-deslocamento das escoras. Como proposto em [46] o deslocamento de fendilhação  $D_c$  considerado foi de 1mm e o deslocamento máximo ( $D_u$ ) considerado foi de 1% e 0,6% do deslocamento relativo entre pisos em paredes sem aberturas e com uma abertura, respetivamente.

Tabela 8 – Esforços e deslocamentos axiais de fendilhação e máximos das escoras diagonais comprimidas equivalentes das paredes de alvenaria

Hinges	Deslocamento (m)		Esforços Axiais (kN)	
	$D_m$	$D_u$	$F_{cr}$	$F_{max}$
1	0,0380	0,1900	159,60	207,48
2	0,0375	0,1500	155,40	202,02
3	0,0405	0,1620	113,40	147,42
4	0,0580	0,2900	121,80	158,34
5	0,0500	0,2000	106,05	137,87
6	0,0525	0,2100	191,10	248,43
7	0,0540	0,2700	64,86	84,32
8	0,0700	0,3500	92,52	120,27

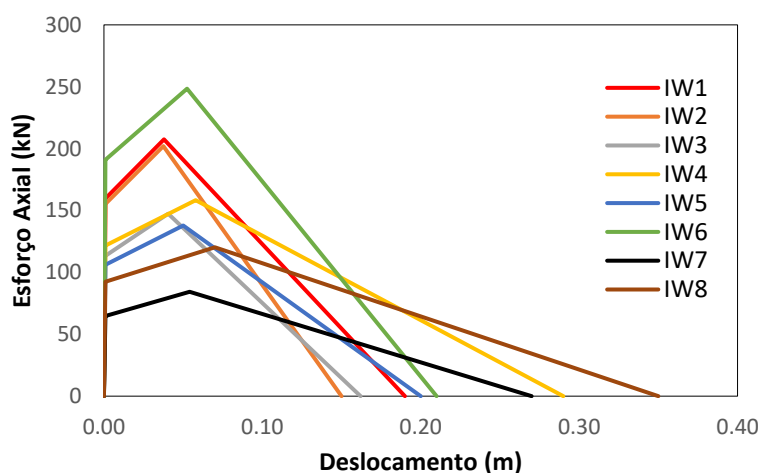


Figura 34 - Relação força-deslocamento das escoras diagonais das paredes de alvenaria em compressão

### 3.6. Definição das ações

#### 3.6.1. Ações Gravíticas

A resposta de um edifício à ação sísmica depende bastante da sua massa. A massa da estrutura foi considerada no modelo, através da aplicação de cargas gravíticas resumidas na Tabela 9.

As ações gravíticas descritas na Tabela 9, independentes da ocorrência da ação sísmica, são resultado do peso-próprio dos elementos estruturais e não estruturais, denominados de cargas permanentes (CP) para o peso das lajes, pilares, vigas e de restantes cargas permanentes (RCP) para o peso dos revestimentos, paredes divisórias e elementos de fachada. Outro tipo de carga é a que representa a utilização do edifício, designada por sobrecarga (Sc), e correspondente à carga das pessoas, equipamentos e mobília.

Tabela 9 – Cargas gravíticas consideradas

<b>Tipo de Ações</b>	<b>Ações</b>	<b>Peso</b>
<i>Peso Próprio</i>	Betão (C20/25)	25 kN/m <sup>3</sup>
	Revestimentos Piso Escritórios	1,5 kN/m <sup>2</sup>
<i>RCP</i>	Revestimentos Cobertura Acessível	2 kN/m <sup>2</sup>
		3,9 kN/m
	Paredes divisórias exteriores	7,5 kN/m
		10,5 kN/m
<i>Sobrecargas (Sc)</i>	Edifício de Escritórios (EC1-1) [47]	3 kN/m <sup>2</sup>

As RCP e as Sc foram aplicadas, como cargas distribuídas, sobre as lajes dos pisos, com exceção das cargas das paredes divisórias exteriores que foram aplicadas, como uma carga em face, sobre as vigas de periferia, nos eixos H<sub>1</sub>, H<sub>2</sub> e A, A' (Anexo B).

Para dimensionamento/avaliação sísmico, o EC8 refere que a massa da estrutura deve ser determinada, seguindo a metodologia da equação 16 com a seguinte combinação de ações [7]:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} * Q_{k,i} \quad (16)$$

Em que:

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{E,i} \quad (17)$$

Onde  $G_{k,j}$  e  $Q_{k,i}$  representam os valores característicos das ações permanente (CP e RCP) e variável (Sc) respectivamente;  $\psi_{E,i}$  representa o coeficiente de combinação para as ações variáveis (*i*) e em que  $\psi_{2,i} = 0,3$  para Sc em edifícios de escritórios;  $\varphi = 1,0$  e  $0,8$  para coberturas e pisos de escritórios com utilização correlacionada respetivamente.

Na Tabela 10, é apresentada a massa da estrutura (e o peso correspondente) de acordo com os eurocódigos (EC), para combinação fundamental e sísmica.

Tabela 10 – Peso e Massa da estrutura

<b>Situação</b>	<b>Peso Total (kN)</b>	<b>Massa da Estrutura (ton)</b>
<i>EC – Combinação Fundamental</i>	59421	6057
<i>EC – Combinação Sísmica</i>	34952	3563

### 3.6.2. Ação Sísmica – Espectro de resposta elástico de aceleração

Para caracterização da ação sísmica em estruturas, de acordo com o EC8-1 [7], é necessário ter em conta diversos fatores:

- A zona onde a estrutura se encontra, por forma a ter em conta a sismicidade dessa região, em que os zonamentos se encontram definidos no anexo nacional do EC8-1, e divididos em  $S_1$  e  $S_2$ <sup>13</sup>.
- O tipo de solo de fundação, que segundo o EC8-1 [7] classifica o terreno de A até E.

A ação sísmica pode ser definida, indiretamente, a partir de um espectro de resposta elástico, do qual a aceleração do solo de referência será afetada por um coeficiente de importância ( $\gamma_I$ ), que representa a fiabilidade da estrutura e varia consoante o tipo de estrutura e o seu uso, com o objetivo de definir o tempo de retorno da ação sísmica. O espectro elástico (Figura 35), que relaciona o período fundamental da estrutura com a aceleração, é definido pelas equações seguintes:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_a(T) = a_g * S * \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta * 2,5 - 1) \right] \quad (18)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_a(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \quad (19)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_a(T) = a_g * S * \eta * 2,5 * \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (20)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: \quad S_a(T) = a_g * S * 2,5 * \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (21)$$

Onde:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (22)$$

E que  $S_a$  é a aceleração espectral;  $T$  é o período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;  $T_B$  é o limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;  $T_C$  é o limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;  $T_D$  é o valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante; em que  $S$  é o coeficiente do tipo de solo e  $\eta$  é um fator de correção para o fator de amortecimento viscoso diferentes de 5%.

Como referido em 3.2.1 e explicado em 4, é geralmente definido, em dimensionamento de estruturas, um coeficiente de comportamento ( $q$ ), o qual permite definir o espectro de projeto. Nas análises estáticas não lineares (correntemente usadas para avaliar o desempenho de estruturas existentes), define-se o espectro elástico e, conforme o método utilizado, determina-se o espectro reduzido (ATC40, [48]) ou inelástico (EC8-1, [7]).

Em estruturas correntes um valor do coeficiente de importância de  $\gamma = 1,0$  corresponde a uma ação sísmica com um período de retorno de referência de 475 anos, cuja probabilidade de excedência é de 10% em 50 anos.

---

<sup>13</sup> Em Portugal existem dois tipos de ação sísmica: do tipo 1 ou afastado, cuja origem é devida aos movimentos nas placas tectónicas continentais; e o do tipo 2 ou próximo, cuja ocorrência é provocada por falhas presentes em território nacional, correspondentes aos zonamentos  $S_1$  e  $S_2$

Para o caso de estudo, o espectro de resposta elástica de aceleração foi definido de acordo com o EC8-1 [7] (Figura 35). Na Tabela 11 são assim apresentados os parâmetros do espectro para um edifício situado em Lisboa, num terreno do tipo B (depósito de areias muito compactas) e com um amortecimento viscoso da estrutura ( $\xi$ ) de 5% (estrutura de betão armado).

Tabela 11 – Parâmetros dos espectros de resposta de aceleração

<b>Parâmetros</b>	<b>Sismo próximo - Tipo 1</b>	<b>Sismo afastado – Tipo 2</b>
$\eta$	1,0	1,0
$\gamma_I$	1,0	1,0
$a_{gr}$	1,5 m/s <sup>2</sup>	1,7 m/s <sup>2</sup>
$a_g$	1,5 m/s <sup>2</sup>	1,7 m/s <sup>2</sup>
$S_{max}$	1,35	1,35
$T_B$	0,10 s	0,10 s
$T_C$	0,60 s	0,25 s
$T_D$	2,0 s	2,0 s

Tendo em conta que os regulamentos existentes, definidos para o dimensionamento de estruturas novas, tem sido discutida qual a intensidade de ação sísmica que deve ser considerada para a avaliação sísmica de estruturas existentes, que têm um período de vida útil inferior às estruturas novas. Na realidade, a redução da ação sísmica para a análise sísmica de edifícios existentes, está relacionada com o facto de não ser adequado considerar o mesmo período de vida útil e exigir o mesmo nível de desempenho sísmico a uma estrutura existente e a uma estrutura nova. As estruturas existentes, em muitas situações, já ultrapassaram mesmo o seu período de vida útil. Assim, foi analisado o desempenho do edifício em estudo para uma intensidade de ação sísmica reduzida, correspondente ao período de retorno da ação sísmica para 308 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos e prevista no anexo nacional do EC8-3 [2].

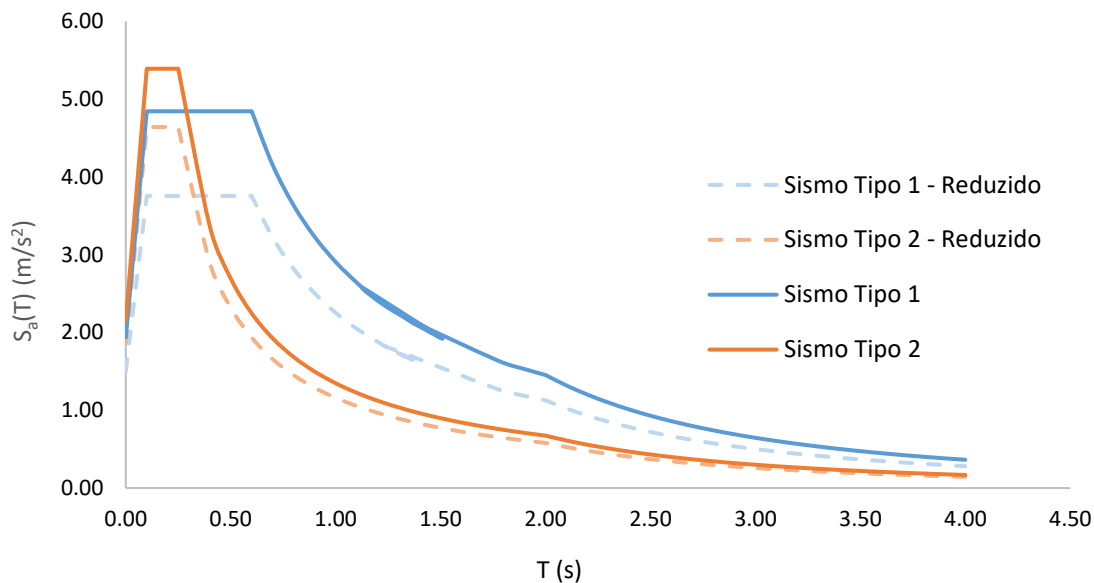


Figura 35 - Espectro de resposta elástico de aceleração de acordo com o EC8-1 [7], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um fator de amortecimento 5%

### 3.6.3. Ação Sísmica – Espectro de resposta elástico de deslocamento (ADRS)

Para a avaliação sísmica do edifício pelo do método N2, o espectro de resposta deve ser definido no formato aceleração-deslocamento espectral (Figura 36), recorrendo à equação seguinte:

$$S_{De}(T) = S_a(T) * \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (23)$$

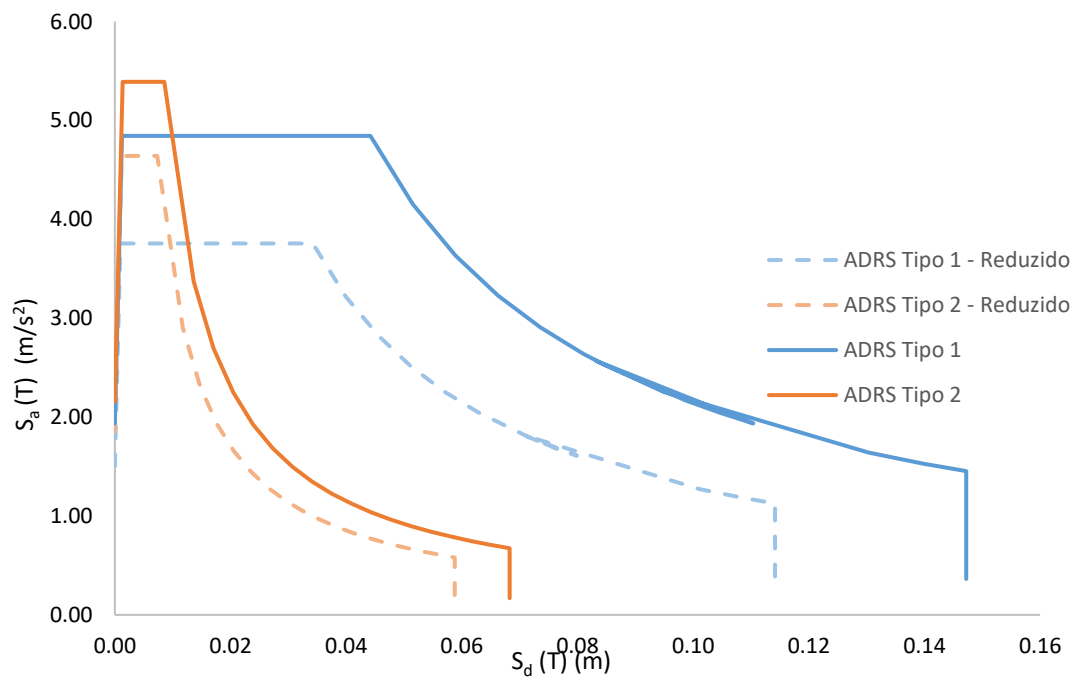


Figura 36 - Espectro de resposta elástico de deslocamento de acordo com o EC8-1 [7], na região de Lisboa, num solo do Tipo B e com um fator de amortecimento 5%





## Capítulo 4 – Análise Sísmica da Estrutura – Pressupostos regulamentares e caracterização dinâmica

### 4.1. Considerações iniciais

A análise sísmica de edifícios existentes é um processo mais complexo que o dimensionamento de estruturas novas. Efetuando uma descrição simplista deste processo de análise, podemos identificá-lo como um processo de determinação de esforços e deformações máximos a que um edifício, e os seus elementos constituintes, estão sujeitos quando submetidos à ação sísmica de cálculo.

Para esta tipologia de análise, até recentemente, quase não havia base normativa e regulamentar. Não obstante, o elevado número de acontecimentos sísmicos nas últimas décadas, provocou um aumento da consciencialização da comunidade científica para a necessidade destas normas. Surge assim, neste contexto, a parte 3 do Eurocódigo 8, EC8-3 [2], uma norma sobre a avaliação e reforço sísmico, da qual será usada a metodologia de análise e cálculo como referência, neste caso de estudo.

Nos dias de hoje sabe-se que o controlo dos deslocamentos globais e locais das estruturas é essencial para garantir um bom desempenho sísmico das estruturas [49]. Por conseguinte, a abordagem a usar basear-se-á no controlo de deslocamentos, contrariamente ao comumente usado em dimensionamento, ou seja, critérios de resistência.

O EC8-3 [2] indica que a análise sísmica pode ser efetuada através de um dos seguintes métodos:

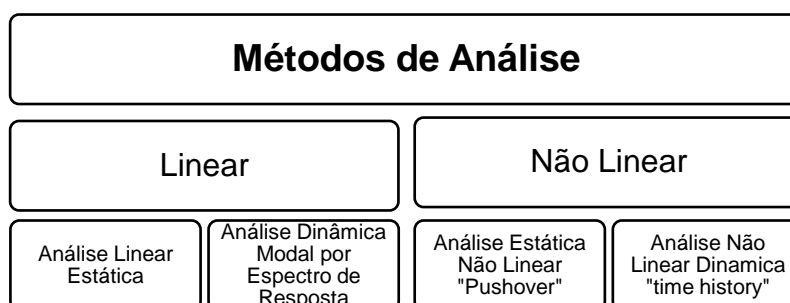


Figura 37 - Tipos de análise

Os modelos de análise lineares obtêm a representação do comportamento não linear dos materiais com recurso a métodos indiretos, isto é, ao ser aplicada uma diminuição na rigidez elástica dos elementos, ou mesmo a consideração do coeficiente de comportamento da estrutura ( $q$ ) aplicado aos esforços, e são simulados os efeitos não lineares dos materiais e elementos, como fendilhação ou a plastificação. Estes coeficientes são definidos em diversas normas de dimensionamento sísmico, para projetos de edifícios novos como a ASCE 7-10 [18] ou EC8-3 [2], com recurso a um determinado conjunto de regras e restrições, como por exemplo a pormenorização dos elementos ou *layout* da estrutura (regularidade em altura, planta, etc).

É expectável que, um edifício existente avaliado segundo essas regras, em que a estrutura globalmente e localmente (ao nível dos elementos), deverá cumprir as regras e

restrições impostas a cada classe de ductilidade, viole essas normas e restrições, tendo como consequência a atribuição de um fator de comportamento correspondente a uma resistência elevada (baixa ductilidade). Por corolário, a capacidade de resistência de alguns elementos, considerados como contribuindo para a resistência ao sismo, poderia ser inferior à força aplicada, conduzindo a uma categorização desses edifícios como sismicamente inadequados e a necessitar de reforço.

Como agravante, possivelmente cada elemento estrutural teria de ser reforçado para cumprir os requisitos impostos nessas classes de ductilidade, aumentando exponencialmente o custo económico do reforço sísmico, conduzindo a que as alternativas de demolição ou de não intervenção se tornem as opções mais prováveis [3].

Mais recentemente, alguns códigos e normas já incluíram a avaliação sísmica baseada no controlo de deslocamentos (como o ASCE 41-13 [39] e EC8-3 [2]), providenciando variadas opções de análise (Figura 37).

Os métodos de análise não lineares são tidos como métodos de referência para a análise e reforço de edifícios existentes. Ainda que de maior complexidade, estes permitem uma avaliação da resposta sísmica do edifício mais realista, pois ao modelarem o comportamento inelástico dos materiais e componentes da estrutura, permitem com maior rigor, identificar os elementos críticos.

Das opções de modelação não linear, as análises estáticas não lineares, mais comumente conhecidas por análises “*pushover*”, devido a serem mais simples e intuitivas, são as mais utilizadas comparativamente com a alternativa, as análises dinâmicas não lineares.

Após a modelação computacional da estrutura existente, como descrito no capítulo 3, neste capítulo vai ser feita a descrição dos resultados obtidos nos diferentes tipos de caracterizações e análises efetuadas: caracterização dinâmica experimental (testes de vibração ambiente *in-situ*); caracterização modal da estrutura e análise estática não-linear (*pushover*).

Como já foi sendo referido ao longo da dissertação, o edifício existente é significativamente diferente do que consta em projeto. Logo à partida, os projetos de estabilidade e de arquitetura não coincidem, como descrito em 2.2.2. Posteriormente, e indo ao encontro do proposto pela federação internacional do betão (*fib*), em [50], para a avaliação de edifícios existentes, foram realizadas inspeções visuais e testes não destrutivos ao edifício, para uma melhor caracterização do edifício realmente construído.

Assim, efetuada a comparação dos projetos, com a observação do local e com o registo fotográfico do arquivo histórico do CIGeoE<sup>14</sup>, foi possível compreender que o edifício dimensionado em projeto não é o que foi construído. Segundo [51], estas diferenças constituem erros, denominados de *design*<sup>15</sup> e que, devido a serem originados por falhas de natureza

---

<sup>14</sup> O edifício foi fotografado durante várias fases do seu processo construtivo

<sup>15</sup> Em [51] erros de *design* são definidos como falhas inevitáveis que ocorrem quando as informações são incorretamente aplicadas ou usadas ou que não estão acessíveis. Esses problemas podem influenciar a qualidade do projeto e da construção

humana, são difíceis de prever e minimizar, podendo, no entanto, afetar muito o desempenho da estrutura.

Com o intuito de compreender qual o efeito que estas diferenças, que são recorrentes e inevitáveis, têm concretamente no desempenho sísmico da estrutura em estudo, foram efetuados diferentes modelos computacionais no SAP2000®, cinco<sup>16</sup> no total, aquando da modelação linear modal. Esta análise dinâmica modal, será apresentada posteriormente e permitiu a calibração do modelo computacional. Os diferentes modelos computacionais foram usados para efeitos de comparação, quer na caracterização modal, quer na análise pushover.

Na análise estática não linear a presença de preenchimentos de alvenaria foi considerada, assim como a os efeitos de torção acidental, prevista no EC8-3 [2], em ambas as direções.

## 4.2. Requisitos de Desempenho

Seguindo a metodologia proposta pelo EC8-3 [2] para a análise e reforço de edifícios existentes, é possível identificar, como requisitos fundamentais, três estados limite (EL), sendo estes:

- Estado Limite de Colapso Iminente (NC);
- Estado Limite de Danos Severos (SD);
- Estado Limite de Limitação de Dano (DL);

No estado NC a estrutura encontra-se gravemente danificada, revelando uma resistência e rigidez lateral residual baixa, porém ainda dispõe de capacidade para suportar as cargas verticais. É também possível verificar o colapso da maioria dos elementos não estruturais e o período de retorno da ação sísmica de referência é  $T_r = 2475 \text{ anos}$ .

No estado SD a estrutura encontra-se com danos significativos, apresentando alguma resistência e rigidez lateral, assim como capacidade de suportar as cargas verticais. É possível verificar danos nos elementos não estruturais, contudo sem o colapso dos elementos de parede de enchimento e o período de retorno da ação sísmica de referência é  $T_r = 475 \text{ anos}$ . Para este caso, a reparação da estrutura possivelmente não será viável do ponto de vista económico.

No estado DL a estrutura encontra-se ligeiramente danificada, não se verificando deformações excessivas nos elementos estruturais, sendo as deformações permanentes desprezáveis, pelo que provavelmente não será necessário nenhum tipo de reparação a nível estrutural. Relativamente aos elementos não estruturais, tais como as paredes de alvenaria de enchimento, estes podem apresentar alguma fendilhação, que, por sua vez, pode ser reparada sem grande peso financeiro. O período de retorno da ação sísmica de referência é  $T_r = 225 \text{ anos}$ .

---

<sup>16</sup> Foram realizadas 3 tipologias de modelos distintos: um modelo representando apenas a informação que consta no projeto de estabilidade (denominado Estabilidade); outros dois modelos tendo como referência a informação do projeto de arquitetura, com e sem a consideração de elementos de enchimento (denominados de Arquitetura); por último dois modelos o mais próximo do edifício existente possível, calibrados com ensaio de vibração ambiental e inspeção visual *in-situ*, com e sem a consideração dos elementos de alvenaria (denominados de Real);

O EC8-1 [7] impõe o requisito de não ocorrência de colapso, pelo que o estado limite que se aproxima mais deste requisito é o estado limite de dano significativo (SD), que tem, como referido anteriormente, um período de retorno da ação sísmica de referência de 475 anos (probabilidade de excedência de 10% em 50 anos).

Como refere [3], a escolha dos critérios de desempenho deve ser enquadrada na realidade de cada país, de forma a encorajar os donos de obra a reforçar o edificado. Posto isto, o anexo nacional do EC8-3 (versão ainda não publicada) contempla a definição dos requisitos a considerar e verificar em Portugal. Neste anexo é indicado que, em Portugal, para edifícios da classe de importância II, se deve verificar o estado limite de danos severos (SD) com um período de retorno de 308 anos. Porém, do lado da segurança a verificação foi efetuada para uma ação sísmica com um período de retorno de 475 anos.

#### 4.3. Critérios de Conformidade

De acordo com o EC8-3 [2], a conformidade dos requisitos de desempenho é feita através de:

- Critérios de verificação e pormenorização;
- Definição da ação sísmica;
- Método de análise.

Nos critérios de verificação dos elementos estruturais é feita a distinção entre os componentes da estrutura, sendo considerados dúcteis as vigas, pilares e paredes que se encontrem em flexão, e frágeis os elementos cujo mecanismo de rotura seja por corte.

Na conceção de estruturas resistentes a sismos, é prática usual tirar partido da ductilidade da estrutura, pelo que os critérios de desempenho para os mecanismos de rotura dúcteis são definidos em termos de capacidade de deformação e não em termos de resistência [3]. O EC8-3 define, para os diferentes estados limites, os requisitos apresentados na seguinte tabela [2]:

Tabela 12 – Requisitos a verificar segundo o EC8 para os distintos estados limite

<b>Estado Limite</b>	<b>Componentes</b>	
	<b>Dúcteis:</b>	<b>Frágeis:</b>
NC	$\theta < \theta_u$	$V_{Ed} < V_{Rd}$
SD	$\theta < \frac{3}{4}\theta_u$	$V_{Ed} < V_{Rd}$
DL	$\theta < \theta_y$	$V_{Ed} < V_{Rd}$

Onde  $\theta$  e  $\theta_u$  representam, respetivamente, a rotação e capacidade de rotação total da corda;  $V_{Rd}$  e  $V_{Ed}$  representam, respetivamente, os esforços transversos resistentes e os obtidos na análise.

### 4.3.1. Componentes Dúcteis

Para a verificação dos componentes dúcteis, o EC8-3 [2] define um conceito, que consiste na rotação total do elemento entre a extremidade onde ocorre a cedência e o ponto de contra flecha, que ocorre a uma distância igual ao vão de corte ( $L_v = \frac{M}{V}$ ). Por sua vez, os resultados obtidos da análise, irão ser compatibilizados com este conceito, a capacidade de rotação total da corda  $\theta$  (ver Figura 38).

$$\theta = \frac{\delta_{L_v}}{L_v} \quad (24)$$

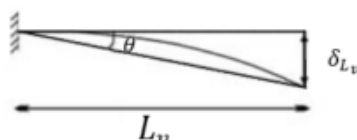


Figura 38 - Rotação total da corda [3]

A compatibilização dos resultados obtidos da análise efetuada, no SAP2000, com este conceito, é efetuada pela transformação das rotações nas rótulas plásticas, em termos de rotações totais das cordas. Para isso, é necessário fazer a distinção de comprimento de plastificação ( $l_{pl}$ ), ou seja, o comprimento real onde se desenvolve a plasticidade, e o comprimento da rótula plástica ( $L_{pl}$ ), ou seja, um comprimento fictício em que se considera uma distribuição de curvaturas uniforme (Figura 39). Dado que a distribuição real de curvaturas é sensivelmente triangular obtém-se a relação de  $L_{pl} \approx 0,5l_{pl}$  [3].

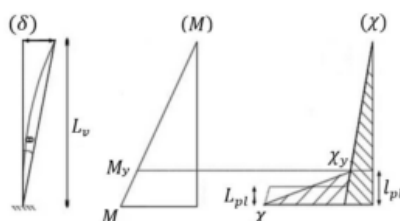


Figura 39 - Comprimento de plastificação e de rótula plástica (in [11] adaptado de [3])

A curvatura da secção extrema ( $\chi$ ), dado que é assumida uma distribuição de curvaturas sensivelmente uniforme no comprimento da rótula plástica, pode ser determinada por:

$$\chi = \frac{\theta_{rp}}{L_{pl}} \quad (25)$$

A rotação total da corda ( $\theta$ ) pode agora ser determinada, de acordo com [3], através de:

$$\theta = \chi_y \frac{L_v}{3} + (\chi - \chi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_v}\right) \quad (26)$$

Para os elementos que não atingem o momento de cedência nas rótulas plásticas ( $M_y$ ), apenas foi tido em conta a parcela elástica, pelo que as rotações totais das cordas foram corrigidas, assumindo uma relação linear de curvaturas até à cedência, com recurso à expressão [3]:

$$\theta = \frac{M}{M_y} \left( \chi_y \frac{L_v}{3} \right)$$

(27)

Onde  $(\chi_y)$  representa a curvatura de cedência e  $(M_y)$  representa o momento de cedência para secções em flexão uniaxial com ou sem esforço normal. Segundo [3] estes parâmetros são definidos pelas seguintes fórmulas empíricas:

$$\chi_y = \frac{f_y}{E_s(1 - \xi_y)d} \quad (28)$$

$$M_y = \chi_y \left[ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left( 0,5(1 + \delta_1) - \frac{\xi_y}{3} \right) + \frac{E_s}{2} \left[ (1 - \xi_y)\rho_1 + (\xi_y - \delta_1)\rho_2 + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta_1) \right] (1 - \delta_1) \right] b d^3 \quad (29)$$

Em que:

$$\xi_y = (\alpha^2 A^2 + 2\alpha B)^{1/2} - \alpha A \quad (30)$$

$$A = \rho_1 + \rho_2 + \rho_v + \frac{N}{b d f_y} \quad B = \rho_1 + \rho_2 \delta_1 + 0,5 \rho_v (1 + \delta_1) + \frac{N}{b d f_y} \quad \delta_1 = \frac{d}{d'} \quad (31)$$

Onde  $\xi_y$  representa a linha neutra na cedência;  $d$  e  $d'$  representam a altura útil da armadura de tração e compressão;  $\rho_1$  e  $\rho_2$  representam as taxas de armadura longitudinal de tração e compressão;  $\rho_v$  é a taxa de armadura longitudinal da alma;  $N$  representa o esforço axial do elemento;  $E_c$  e  $E_s$  representam os módulos de elasticidade do betão e do aço;  $f_y$  representa a tensão de cedência do aço e  $f_c$  representa a resistência do betão.

#### 4.3.1.1. Capacidade de rotação última e cedência

As capacidades de rotação última e de cedência, foram determinadas de acordo com o EC8-3 [2]:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,01; \rho_2)}{\max(0,01; \rho_1)} f_c \right] \left( \min \left( 9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1,25^{100 \rho_d}) \quad (32)$$

Onde  $(v)$  representa o esforço axial normalizado;  $(L_v)$  representa o *vão de corte* na secção de extremidade;  $(h)$  representa a altura da secção;  $(\rho_{sx})$  representa a taxa de armadura transversal, paralela à direção x;  $(f_{yw})$  representa a tensão de cedência da armadura transversal;  $(\rho_d)$  representa a taxa de armadura transversal inclinada;  $(\alpha)$  representa o fator de eficiência do confinamento e o  $(\gamma_{el})$  toma valores de 1,0 e 1,5 para elementos primários e secundários respetivamente.

$$\theta_y = \chi_y \frac{L_v + a_v z}{3} + 0,0014 \left( 1 + 1,50 \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \frac{d_{bL} f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (33)$$

Onde  $a_v$  toma o valor 1, quando é expectável a ocorrência de fendilhação por esforço transversal ( $M_y > L_v V_{RC}$ ), em que  $(V_{RC})$  representa a resistência ao esforço transversal da secção sem armadura transversal [8], e toma o valor 0 em caso contrário;  $(z)$  representa o braço do binário das forças interiores;  $(\varepsilon_y)$  representa a extensão de cedência do aço e  $(d_{bL})$  representa o diâmetro dos varões longitudinais.

### 4.3.2. Componentes Frágeis

Em edifícios existentes e construídos antes da nova geração de regulamentação sísmica, têm frequentemente uma pormenorização inadequada em termos de armaduras transversais dos elementos, especialmente nos elementos verticais. Este facto pode originar uma rotura frágil desses elementos, por esforço transverso, para uma carga inferior à carga associada à uma rotura dúctil por flexão.

A análise efetuada deve ser complementada com uma verificação dos componentes frágeis de forma individualizada, validando os resultados obtidos pela garantia de não existirem potenciais mecanismos de rotura frágeis que possam provocar o colapso prematuro da estrutura. Esta verificação é feita em termos de capacidade resistente dos elementos, seguindo os critérios de conformidade anteriormente definidos. Assim, os esforços determinados na análise estática não linear serão verificados comparativamente à capacidade resistente para ações cíclicas dos elementos, avaliando assim se algum elemento sofre uma rotura frágil, por esforço transverso.

Nesta dissertação a resistência ao esforço transverso para ações cíclicas é avaliada segundo o EC8-3 [2]. A capacidade resistente ao esforço transverso para ações cíclicas ( $V_R$ ) é definida por:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; u_{\Delta}^{pl})) \right] \left[ 0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left( 1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{5}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad (34)$$

Onde ( $\gamma_{el} = 1,15$ ); ( $x$ ) representa a altura da zona de compressão; ( $A_c$ ) representa a área de betão; ( $u_{\Delta}^{pl}$ ) representa o fator de ductilidade em rotação; ( $\rho_{tot}$ ) representa a taxa total de armadura longitudinal; ( $V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$ ) representa a contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço transverso, em que ( $\rho_w$ ) representa a taxa de armadura transversal, ( $b_w$ ) representa a largura da secção, ( $z$ ) é o braço das forças interiores e ( $f_{yw}$ ) é a tensão resistente das armaduras transversais.

O EC8-3 [2] refere que para a avaliação do esforço transverso, as resistências dos materiais devem ser divididas pelos coeficiente parciais dos materiais, de acordo com o EC8-1 [7].

### 4.3.3 Combinação de efeitos

Na avaliação dos estados dos elementos estruturais, os resultados obtidos considerando a ação sísmica a atuar em X e Y, foram combinadas de acordo com as seguintes expressões:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (35)$$

$$E_{Edy} + 0,30E_{Edx} \quad (36)$$

Onde o sinal de soma significa “a combinar com” e  $E_{Edy}$  e  $E_{Edx}$  representam os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo as direções horizontais y e x, respetivamente.

As combinações utilizadas, para cada elemento, consideraram os casos em que o sinal de cada componente seria mais desfavorável, não devendo, porém, os esforços resultantes exceder as capacidades resistentes.

#### **4.4. Nível de Conhecimento**

Aquando da análise de uma estrutura existente, o EC8-3 [2], em função da quantidade e fiabilidade da informação disponível, categoriza três níveis de conhecimento sobre a estrutura:

- Nível de conhecimento limitado: o conhecimento tem por base suposições e simulações, com recurso a inspeções e testes realizados *in-situ* limitadas. Nestes casos apenas se pode realizar análise do tipo linear, uma vez que não há a informação necessária para definir adequadamente o modelo não linear da estrutura [2];
- Nível de conhecimento normal: o conhecimento tem por base os projetos iniciais incompletos, tal como especificações relativas aos materiais, apoiados da realização de inspeções e testes limitados ou extensos;
- Nível de conhecimento total: o conhecimento é apoiado no projeto e em testes aos materiais, bem como em inspeções e testes limitados ou abrangentes;

Consoante o nível de conhecimento sobre a estrutura, é definido um fator de incerteza. Este fator é de 1,35 para o nível de conhecimento limitado, 1,20 para o nível de conhecimento normal e 1,00 para o nível de conhecimento total.

Nesta dissertação foram utilizadas como informação base as plantas de arquitetura; o projeto de estabilidade, com as respetivas pormenorizações dos elementos estruturais; fotografias da época de construção; dados do ensaio de vibração ambiental, realizado *in-situ*, tal como inspeções e visita presencial ao edifício. Ainda que, não suficiente para considerar o nível de conhecimento total, dado o carácter académico desta dissertação, considerou-se o nível de conhecimento total, pelo que, se realizaram análises estáticas não lineares sem a minoração das propriedades dos materiais.

#### **4.5. Caracterização Dinâmica Experimental – Ensaio de Vibração Ambiental *in-situ***

Nos últimos anos a identificação das características dos sistemas estruturais com base na medição da resposta à vibração ambiental tem atraído muita atenção por parte da comunidade de engenharia civil. Este tipo de ensaio permite extrair as características dinâmicas das estruturas, como as frequências naturais, os modos de vibração ou as relações de amortecimento [52]. Como refere [53], para calibrar os modelos, nomeadamente em regime linear, é usual recorrer à realização de testes de vibração ambiental, uma vez que são de mais fácil execução, quer por requererem maquinaria pequena e leve, quer por necessitarem de poucos operadores para a sua execução.

A precisão e adequação do modelo computacional criado para representar a resposta da estrutura à ação sísmica é essencial para se poder efetuar uma análise sísmica adequada. Apesar do longo e demorado processo de obtenção de informações, com recurso aos desenhos originais, visitas locais e ao registo fotográfico da época de construção, ainda foi necessário



recorrer a diversas hipóteses de modelação, iterativamente, por forma a simular o comportamento do modelo o mais próximo possível do da estrutura.

As microvibrações são vibrações na ordem dos micrômetros, que são causadas por fenômenos naturais (vento forte, ondas do mar, etc.) e / ou fontes artificiais (veículos, trânsito, máquinas, atividade humanas, etc.). A resposta da estrutura a estas microvibrações é registada a nível de acelerações, que após a transformação de Fourier desses sinais, torna possível identificar as frequências correspondentes, para cada direção, que equivalem aos picos do espectro de Fourier obtido [54]. Este pico é mais pronunciado nos casos em que os períodos são maiores (edifícios altos) e no caso de edifícios menores, com períodos mais baixos, os picos do espectro podem ser mais difíceis de identificar [54].

Como referido em [55], a localização preferencial para o sensor triaxial é a sua colocação no último andar, pois neste local são esperadas vibrações mais altas. Por conseguinte, o teste deve ser realizado em diferentes localizações em planta (no mínimo 3 locais, no centro e nos cantos), e para correção de eventuais erros deve-se realizar, no mínimo, dois testes por local.

Para a realização deste ensaio, foi utilizado um acelerómetro triaxial Kinematics ETNATM, com sensores internos EpiSensor™ adequados para captar vibrações de pequena frequência (0-10 Hz) (Figura 40 - A), isto é, para registar a vibração ambiente. A configuração deste equipamento é feita através de um computador portátil equipado com o *software* QuickTalk™ [56].

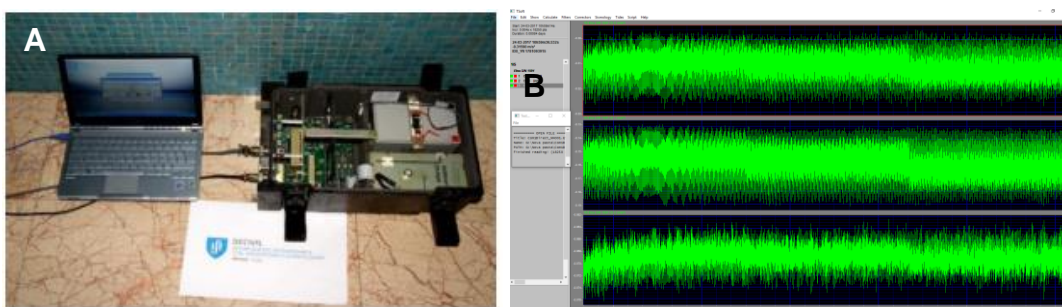


Figura 40 -Equipamento utilizado para o registo da vibração ambiental [56]; B -Janela do programa TSoft com os registos das acelerações nas três direções [57]

Neste ensaio, os registos foram feitos no último piso do edifício (terraço), nos cantos e no centro geométrico em planta, conforme indicado na Figura 41.

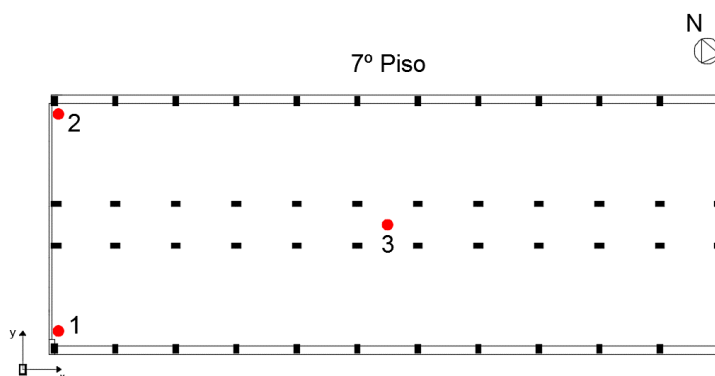


Figura 41 – Localização dos diferentes testes no ensaio de vibração ambiental [33]

O processamento destes registos obtidos consiste em determinar os valores discretos das funções de transferência, ou funções de densidade de potência espectral, dos componentes relevantes. Desta forma, é possível identificar as frequências dos modos de vibração ao combinar os registos no domínio da frequência e com a consideração da respetiva localização desses registos.

Existem vários programas de *software* disponíveis no mercado para processamento e análise destes registos, porém neste caso de estudo foi utilizado o programa Tsoft [57]. Na Figura 40 - B é possível ver a janela do programa com os respetivos registos de aceleração para cada direção individualmente. Posteriormente esses dados são então importados para o Microsoft® Excel® [58] para se poder delinear a aceleração em função do tempo.

De acordo com o procedimento descrito por [55], para determinar a transformada rápida de Fourier (FFT – *Fast Fourier Transform*), são selecionados valores de uma gama, o mais constante possível e múltiplo inteiro de 4, para evitar erros e incertezas causados por vibrações forçadas. Posteriormente, com recurso à ferramenta “Análise de dados” do Microsoft® Excel® [58], com os registos de aceleração como o *input* foi possível realizar a análise de Fourier.

Para se calcular a magnitude do espectro de potência da transformada de Fourier é necessário que o valor absoluto do número complexo obtido na FFT seja multiplicado ainda por  $2/N$  (sendo o valor de  $N$  corresponde ao número total de pontos selecionados, que deve ser potência inteira de 2). Por último, por forma a se obter as funções pretendidas, é necessário converter os intervalos de tempo em intervalos de frequência, permitindo assim identificar as frequências próprias da vibração [55].

Para cada iteração da função do espectro de Fourier, os intervalos de frequência foram definidos de acordo com a Equação 18, onde  $n$  é o número da etapa e  $N_i$  o número de valores de entrada (neste caso 4096 pontos):

$$f_n = \frac{n}{N_i * 0,004} \quad (37)$$

Após a determinação das funções de densidade espectral de potência (PSD – *Power Spectral Density*) para cada local e direção, é possível identificar as frequências dos modos de vibração, sobrepondo os gráficos obtidos para cada direção. As frequências de vibração são identificadas pela simultaneidade dos picos das várias funções.

A partir de uma análise metódica dos registos obtidos, ilustrados na Figura 42, é possível concluir que o modo de vibração fundamental, segundo o eixo X (Anexo B), se dá para uma frequência de aproximadamente 1,03 Hz (identificado na Figura 42 com um círculo tracejado a negro). Uma vez que as três PSD apresentam picos com uma magnitude equivalente, praticamente na mesma frequência, é possível afirmar esse traduz o modo de vibração fundamental segundo esse eixo.

Para os seguintes modos de vibração a sua identificação é mais difícil e menos precisa, pois a magnitude dos picos é menor, comparativamente ao 1º modo de vibração, e devido a uma possível presença de torção, os picos nem sempre coincidem. Posto isto, da análise efetuada

prevêem-se modos de vibração, na direção X, para frequências de aproximadamente 1,75 e 2,75 Hz.

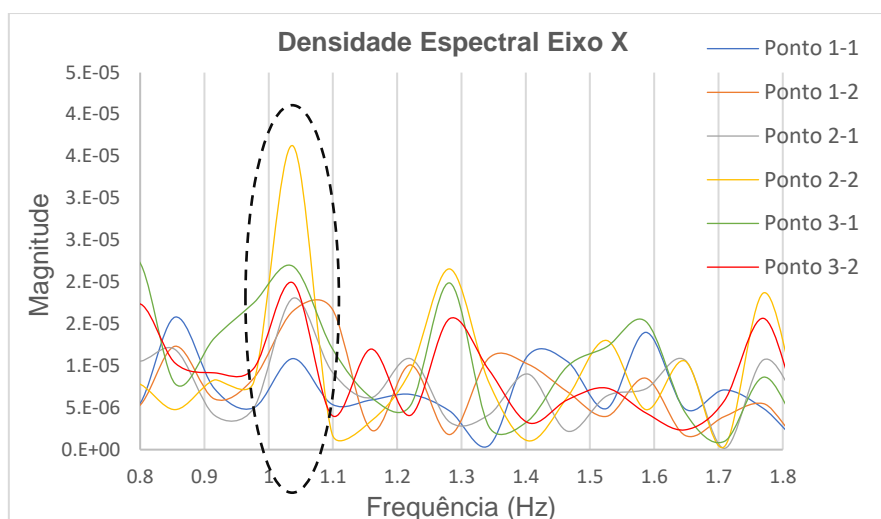


Figura 42 – Função de densidade espectral nas diferentes localizações do ensaio, segundo a direção x<sup>17</sup>

Da mesma forma que efetuado para a direção X, através da análise metódica dos registos obtidos, ilustrados na Figura 43, foi possível concluir que o modo de vibração fundamental, segundo o eixo Y (Anexo B), se dá para uma frequência de 0,98 Hz aproximadamente (Figura 43 com um círculo tracejado a negro). Uma vez que as funções de densidade espectral de potência (PSD – *Power Spectral Density*) apresentam picos, com uma magnitude equivalente, praticamente na mesma frequência nas três medições diferentes, é possível afirmar esse traduz o modo de vibração fundamental segundo esse eixo.

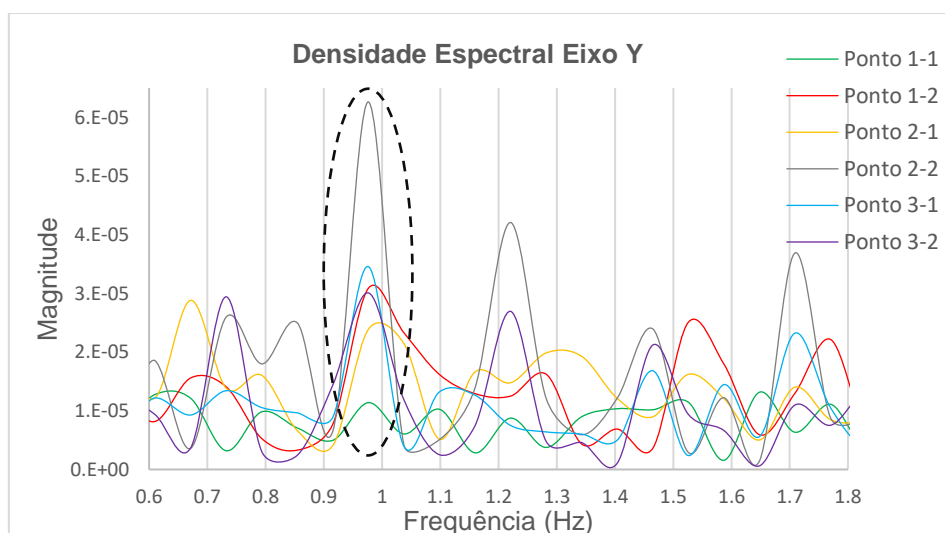


Figura 43 - Função de densidade espectral nas diferentes localizações do ensaio, segundo a direção y

#### 4.6. Caracterização dinâmica – análise numérica

Para a realização da análise dinâmica modal, foi utilizado o SAP2000 [6], cujo propósito é o cálculo de frequências naturais e modos de vibração da estrutura. Cada configuração modal

<sup>17</sup> A legenda dos gráficos remete para o teste na localização numero 1,2 ou 3 e ensaio 1 ou 2.

apresenta deslocamentos e rotações em todas as direções (X, Y e Z). De forma discriminada, é possível retirar de uma análise dinâmica modal para cada modo  $n$  as seguintes características:

- O período,  $T_n$ , e a frequência,  $f_n$ , correspondente;
- O vetor de forma modal  $\Phi_n$ ;
- Os fatores de participação modal na resposta à ação sísmica em todas as direções: X, Y e Z – representados por  $\Gamma_{Xn}$ ,  $\Gamma_{Yn}$  e  $\Gamma_{Zn}$ ;
- As massas modais efetivas em todas as direções (X, Y e Z), representados como  $M_{Xn}$ ,  $M_{Yn}$  e  $M_{Zn}$ ;

Se se realizasse uma análise dinâmica linear por espectro de resposta para a avaliação simplificada do edifício em estudo (que não é o utilizado neste trabalho de dissertação) era importante considerar todos os modos que contribuíssem significativamente para a resposta da estrutura. Para este tipo de análise o EC8-1 [7], sugere que sejam considerados todos os modos que proporcionem uma massa modal efetiva total, segundo cada direção, de pelo menos 90% da massa total da estrutura. Se este critério for demasiado rigoroso, o EC8-1 permite também ter em conta todos os modos que possuam individualmente massas modais efetivas, segundo qualquer direção de pelo menos 5% da massa total [7].

Nesta análise, foram realizados e estudados diversos modelos computacionais, por forma a observar os efeitos das diferenças que existem entre a informação em projeto e o edifício existente. Em acréscimo, foram considerados modelos com e sem a presença de paredes de enchimento de alvenaria. Como resultado destas diferenciações foram efetuados 5 modelos distintos: um modelo desenvolvido apenas com a informação que consta no projeto de estabilidade (denominado de “Estabilidade”); dois modelos realizados com base no projeto de arquitetura, com e sem a consideração de paredes de alvenaria (denominados de “Arquitetura”); por último, dois modelos produzidos com o aglutinar de todas as informações em projeto, da visita presencial ao local, e com a calibração através do ensaio de vibração ambiental, com e sem a presença de paredes de alvenaria (denominados de “Real”). Estes modelos serão apresentados e explicados seguidamente em 4.6.1.

Posteriormente foi efetuada uma análise de sensibilidade aos resultados obtidos nos diferentes modelos desenvolvidos, comparando os modos fundamentais de translação segundo X e Y com os obtidos no ensaio experimental desenvolvido e apresentado na seção 4.6.1.

#### **4.6.1. Modelação**

Como referido anteriormente, usualmente numa estrutura existem os denominados erros de *design* [51]. No caso particular do edifício em análise, estas diferenças ocorrem principalmente aquando da construção, devido às divergências entre projectos, de estabilidade e arquitetura, tal como entre projetado e construído<sup>18</sup>.

---

<sup>18</sup> Foi possível observar estas diferenças, como tem sido enumerado ao longo da dissertação, devido à vistoria ao local e observação do registo fotográfico da época de construção.

As causas para estas diferenças podem ser variadas, como a má interpretação dos desenhos, ou a mudança dos requisitos do dono de obra, visto os projetos de estabilidade e arquitetura distarem 2 anos entre si. As restantes diferenças podem-se dever a erros por parte do construtor, ou mesmo a alterações realizadas ao longo dos quase 50 anos passados, e que não foram registadas. Estes erros podem ter as mais diversas explicações, porém todos têm um fator em comum, a falha humana [51].

A modelação foi efetuada tal como descrito no capítulo 3, no entanto cada tipologia de modelo tem propriedades e elementos distintos. O modelo realizado apenas com a informação do projeto de estabilidade, denominado de “Estabilidade”, tem as seguintes particularidades diferentes do edifício existente: as vigas centrais (identificadas a verde na Figura 44) têm dimensões distintas do que se constata no local (são de 30cm altura por 30cm largura em vez de 50cm por 30cm); existe uma abertura na laje próxima da caixa de escadas 1 até ao sexto piso (figura x na identificada a roxo); a caixa de escadas 2 não é contemplada neste modelo (Figura 44); as vigas de travamento lateral, nas fachadas de extremidade segundo Y-Z, não estão presentes Figura 45).

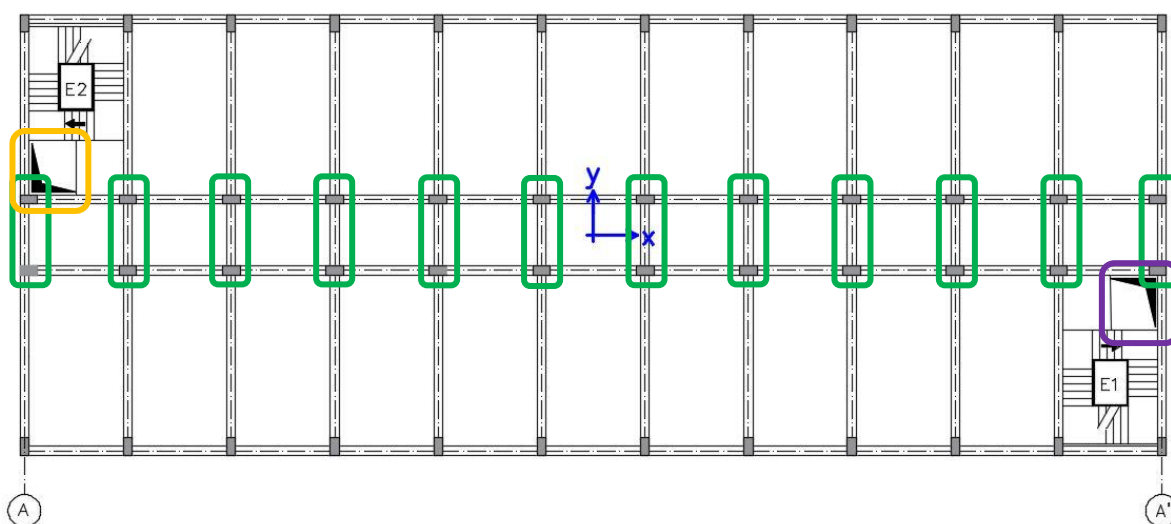


Figura 44 – Esquemática das diferenças em planta dos modelos computacionais

No modelo realizado com a informação do projeto de arquitetura (denominado de “Arquitetura”) as diferenças registadas para o edifício existente são as mesmas que no modelo de Estabilidade, exceto nos seguintes casos: na zona da caixa de escadas 2 consta um elevador (representado na Figura 44 a laranja); no modelo em que as paredes de alvenaria são consideradas, este tem menos paredes, pois em projeto de arquitetura existem muitos vãos interiores com envidraçados, algo que já não consta no edifício existente.

Para além das diferenças mais visíveis, como a presença ou não de uma caixa de escadas, ou elevador, foram identificadas outras mais a nível estrutural. Um exemplo, é a modelação das caixas de escadas.

Em projeto, os apoios das lajes de escada não se encontram pormenorizados, o que levou a uma tipologia de modelação o mais coerente e “normal” possível. Assim, nos modelos de estabilidade e arquitetura, as escadas estão apoiadas nos pilares de canto (à esquerda), na

viga (ao nível do piso e a meio) e num pilar curto (à direita e a azul) como se apresenta na Figura 45 – A. Para o modelo real, com recurso ao registo fotográfico, foi possível constatar que os lances de escadas se apresentam apoiados apenas em pilares curtos apoiados nas vigas (representados a azul), e numa viga, como é possível ver na Figura 45 – B.

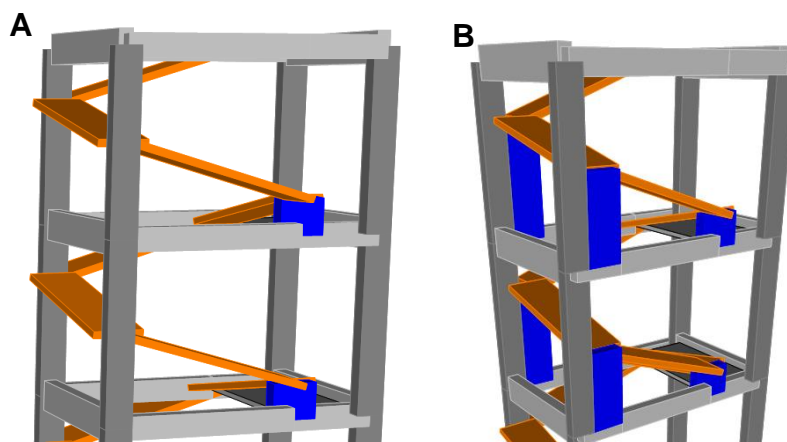


Figura 45– Tipologias de modelação dos lances de escadas

Uma outra diferença significativa é a presença de vigas de contraventamento, nas fachadas este e oeste, como podemos ver na Figura 46 (representadas pelos alinhamentos A e A' na planta do Anexo B). Estes elementos não constam em projeto e podem ter efeitos significativos na resposta da estrutura à ação sísmica.

Todos estes pormenores e detalhes encontram-se resumidos na tabela 14:

Tabela 13 – Diferenças entre modelos do edifício construído

<b>Características</b>	<b>Estabilidade</b>		<b>Arquitetura</b>		<b>Real</b>	
	S/P	S/P	C/P	S/P	C/P	C/P
<i>nº Paredes Alv.</i>	0	0	162	0	0	265
<i>Vigas 1 e 5 (piso 2 ao 7)</i>	30cmx30cm	30cmx30cm		50cmx30cm		
<i>Modelo escada</i>	A		A		B	
<i>Escada E1</i>	S		S		S	
<i>Escada E2</i>	N		S		S	
<i>Corete em E1</i>	S		S		N	
<i>Elevador em E2</i>	N		S		N	
<i>Vigas a 1/2 altura em A e A'</i>	N		N		S	

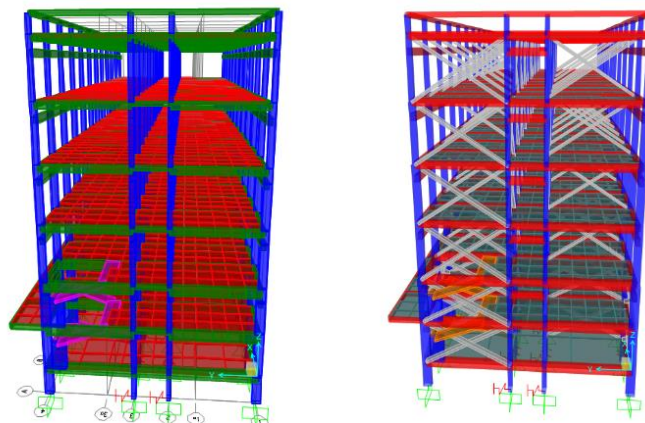


Figura 46 – Fachadas de extremidade nos diferentes modelos computacionais 3D

#### 4.6.2. Análise de Sensibilidade

Tal como foi descrito anteriormente em 4.1, e segundo o EC8-1 [7], na Tabela 14 são apresentados todos os modos que proporcionam uma massa modal total efetiva, segundo cada direção, para os modos fundamentais. O EC8-1 [7] indica que se devem considerar os modos de vibração nos quais, pelo menos 90% da massa total da estrutura seja mobilizada, todavia, dado estes dados não serem necessários para as posteriores análises nesta dissertação, não são apresentados nas tabelas que se seguem.

Através de uma análise sumária dos resultados apresentados na Tabela 14, é possível notar as diferenças significativas entre modelos.

Tabela 14 – Frequência própria,  $f_n$ , da estrutura nos diferentes modelos realizados

<b>Modo</b>		<b>Estabilidade</b>	<b>Projeto</b>		<b>Real</b>		<b>Resultados Experimentais</b>
<b>Vibração</b>	<b>Transl.</b>		<b>S/P<sup>19</sup></b>	<b>C/P</b>	<b>S/P</b>	<b>C/P</b>	
1	Y	0,370	0,376	0,714	0,552	0,988	0,98
2	X	0,425	0,419	0,801	0,634	1,015	1,03
3	RZ	0,448	0,425	0,874	0,653	1,149	---

Os diversos resultados obtidos confirmam a elevada importância de uma modelação adequada e o mais possível perto da realidade. Como é possível ver na Tabela 15, consoante o grau de refinamento do modelo a percentagem de erro da frequência de vibração fundamental da estrutura vai reduzindo. Um exemplo desta importância é a diferença entre o modelo “Real S/P” e os restantes sem as paredes (“Arquitetura SP” e “Estabilidade”). Esta diferença significativa, não seria evidente à partida, porém a menor presença de aberturas nas lajes, tal como o facto das vigas centrais serem maiores (passarem de 30x30 cm para 50x30cm), ou mesmo a presença dos elementos de travamento lateral nas fachadas dos alinhamentos A e A’ (visíveis na Figura 47), podem conduzir a esta diferença.

<sup>19</sup> Os termos C/P e S/P, remetem para a consideração das paredes de alvenaria nos modelos, respetivamente.

A consideração do comportamento das paredes de enchimento de alvenaria na modelação torna a estrutura mais rígida e, por sua vez, a frequência de vibração fundamental aumenta. Com estes resultados é possível deduzir que para a avaliação sísmica de estruturas de BA seja importante a modelação destes elementos, especialmente porque, para um determinado nível de intensidade sísmica a estrutura comporta-se linearmente com a contribuição significativa das paredes de enchimento. É também possível concluir que a sua consideração deve ter sido em conta, pois como podemos ver nas Tabela 14 a frequência obtida no modelo computacional SAP2000®, em que é considerada a presença desses preenchimentos, é muito próxima da frequência obtida nos testes de vibração ambiente descritos na seção 4.1 (aproximadamente 1 Hz).

Tabela 15 – Análise de sensibilidade das frequências obtidas nos modelos, comparativamente às obtidas no ensaio de caracterização dinâmica in-situ

Modo	Estabilidade		Projeto				Real				Resultados Experimentais
			S/Paredes		C/Paredes		S/Paredes		C/Paredes		
	Hz	%erro	Hz	%erro	Hz	%erro	Hz	%erro	Hz	%erro	Hz
1	0,370	<b>62</b>	0,376	<b>62</b>	0,714	<b>27</b>	0,552	<b>44</b>	0,988	<b>0,86</b>	0,98
2	0,425	<b>59</b>	0,419	<b>59</b>	0,801	<b>22</b>	0,634	<b>38</b>	1,015	<b>1,50</b>	1,03

Na Tabela 16 é possível observar os fatores de participação modal de todos os modelos, segundo X e Y, representados em percentagem da massa total da estrutura.

Tabela 16 – Fatores de participação modal segundo x e y em cada modelo

Modo	Estabilidade		Projeto				Realidade			
	Estabilidade		S/Paredes		C/Paredes		S/Paredes		C/Paredes	
	$M_{Xn}$ (%)	$M_{Yn}$ (%)	$M_{Xn}$ (%)	$M_{Yn}$ (%)	$M_{Xn}$ (%)	$M_{Yn}$ (%)	$M_{Xn}$ (%)	$M_{Yn}$ (%)	$M_{Xn}$ (%)	$M_{Yn}$ (%)
1	0,0	<b>61,0</b>	0,0	<b>68,7</b>	<b>79,1</b>	0,0	0,0	<b>65,8</b>	0,0	<b>71,8</b>
2	<b>73,1</b>	0,4	<b>60,1</b>	0,1	0,0	<b>65,8</b>	<b>10,9</b>	0,0	<b>67,7</b>	0,1
3	1,3	<b>9,1</b>	<b>13,4</b>	0,2	0,0	<b>13,7</b>	<b>56,5</b>	0,0	0,3	<b>5,3</b>

Através dos dados na Tabela 16 é possível constatar que os modelos computacionais se comportam de forma semelhante, com exceção do modelo de projeto com consideração de paredes de enchimento, uma vez que, em projeto as paredes segundo os eixos H<sub>1</sub> e H<sub>2</sub> (visíveis no anexo B) são constituídas por envidraçados em mais de 50% da sua área. Quer isto dizer que, em conformidade com modelação proposta em 3.4, estas paredes não são modeladas. Este facto em simultaneidade com a elevada presença de paredes no eixo oposto, conferindo elevada rigidez, a estrutura torna-se menos rígida segundo o X, sendo assim este o primeiro modo de vibração contrariamente a todos os restantes modelos efetuados.

Para um melhor entendimento dos diferentes comportamentos dos modelos, apresenta-se de seguida, na Figura 47, os diferentes modos de vibração das respetivas hipóteses de modelação na forma de gráfico.



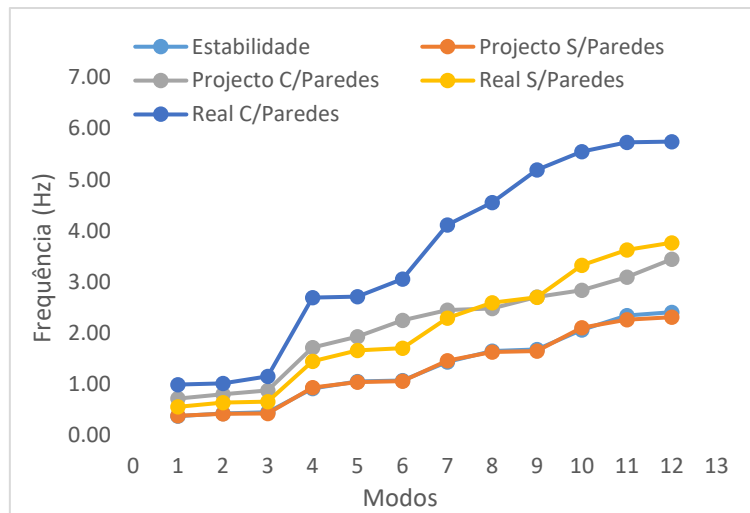


Figura 47 - Comparação das frequências de vibração dos diferentes modelos

Posto isto, apresentamos de seguida os principais modos de vibração da estrutura, tendo como foco o modelo mais próximo da realidade e calibrado com recurso ao ensaio de vibração ambiental.

- Modo 1: 1º modo de vibração segundo a direção Y;

O primeiro modo de vibração da estrutura, à exceção do modelo de projeto com paredes, é o primeiro modo de vibração ao longo da direção Y. No modelo de controlo, este dá-se com uma frequência de 0,988 Hz e uma massa modal efetiva de aproximadamente 72% da massa total da estrutura aplicada na vibração ao longo do eixo Y (como ilustrado na Tabela 16).

A consideração das paredes de preenchimento de alvenaria no modelo (em particular no modelo real ilustrado na Figura 48) é de alguma significância, pois pode-se notar que, quer a frequência (0,988 Hz), quer a massa deslocada neste modo de vibração (72%) aumentam quando comparadas com os resultados do modelo onde o seu efeito é negligenciado (0,552 Hz e 66% respetivamente).

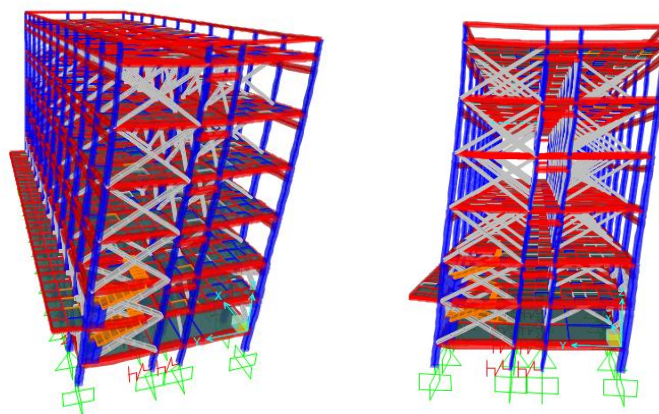


Figura 48 – 1º modo de vibração com uma frequência de 0,988 Hz (modelo Real com paredes de alvenaria)

- Modo 2: 1º modo de vibração ao longo da direção X;

O segundo modo de vibração da estrutura, à exceção do modelo de projeto com paredes, é o primeiro modo de vibração ao longo da direção X. No modelo de controlo, este dá-se com uma frequência de 1,015 Hz e uma massa modal efetiva de aproximadamente 68% da massa total da estrutura aplicada na vibração ao longo do eixo X (como ilustrado na Tabela 16).

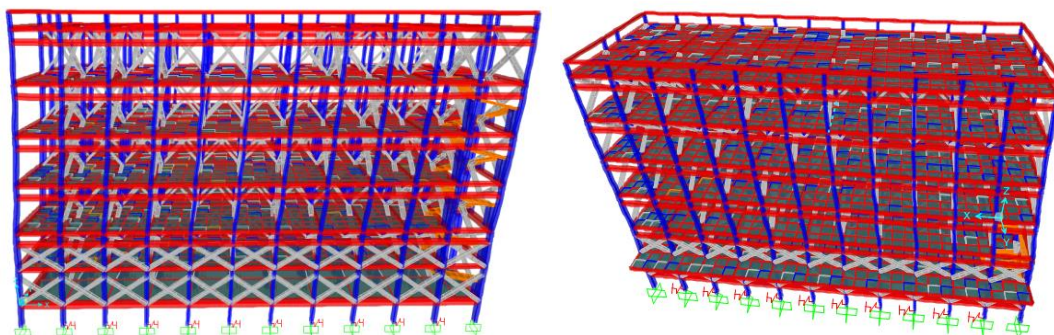


Figura 49 - 2º modo de vibração com uma frequência de 1,015 Hz (modelo Real com paredes de alvenaria)

- Modo 3: 1º modo de vibração de torção, sobre o eixo central da estrutura;

O terceiro modo de vibração é o modo associado à torção (1,049 Hz no modelo de controlo), representando o modo de torção da estrutura. Para o edifício estudado, é possível notar que este modo de vibração está associado à torção sobre o eixo central da estrutura (Figura 50), cuja massa deslocada corresponde a aproximadamente 70% da massa total da estrutura, aplicada em rotação em torno do eixo Z.

Este modo de torção é favorecido pela falta de elementos resistentes como paredes de BA, pela simetria do edifício em planta e além disso, o comprimento da estrutura no plano é aproximadamente 2,7 vezes maior que a sua largura, o que favorece a existência de modos de vibração de torção, pois a massa da estrutura encontra-se mais afastada do centro de torção numa direção que outra.

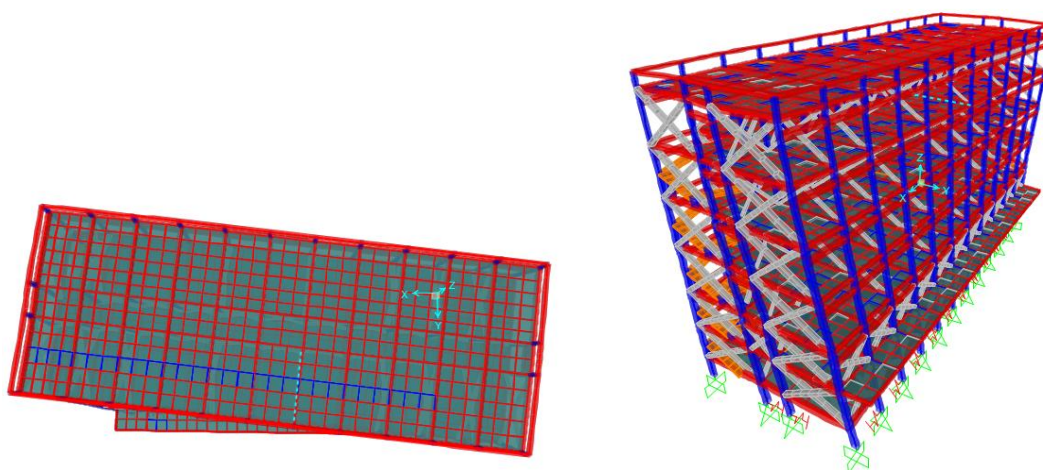


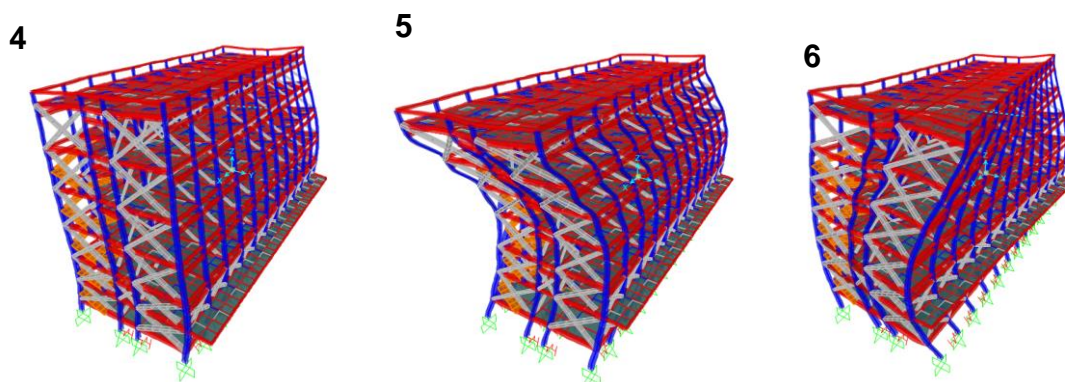
Figura 50 - 3º modo de vibração com uma frequência de 1,149 Hz (modelo Real com paredes de alvenaria)

Os modos 4, 5 e 6 são representados na Figura 51.

O modo 4 é o segundo modo de vibração ao longo da direção Y, com uma frequência de 2,693 Hz (modelo de controlo) e uma massa modal efetiva deslocada de aproximadamente 12% da massa total da estrutura.

O modo 5 é o segundo modo de vibração ao longo da direção X, com uma frequência de 2,710 Hz e uma massa modal efetiva deslocada de aproximadamente 15% da massa total da estrutura.

Por último, o modo 6 é o segundo modo de torção em torno de um eixo vertical Z no centro da estrutura, com uma frequência de 3,053 Hz (modelo de controlo) e uma massa modal efetiva deslocada de aproximadamente 15% da massa total da estrutura.



*Figura 51 - 4º, 5º e 6º modos de vibração da esquerda para a direita, respetivamente (modelo Real com paredes de alvenaria)*



## Capítulo 5 – Análise Sísmica da Estrutura - Avaliação Estática Não-Linear

### 5.1. Considerações Iniciais

Depois da definição do modelo, resultante da calibração em regime elástico realizada anteriormente, com base nos resultados do ensaio de identificação dinâmica realizado, procedeu-se à realização das análises estáticas não lineares, começando por se realizar análises *pushover* para a definição da capacidade resistente da estrutura nas duas direções principais (X e Y).

Existem diversos métodos propostos para a avaliação do desempenho sísmico da estrutura. No entanto, neste estudo, e como já referido anteriormente, recorre-se ao método N2, que foi inicialmente proposto por [59] e é recomendado pelo EC8-1 [7].

### 5.2. Análise *Pushover*

A análise *pushover* é uma solução e relativamente simples para o problema complexo de prever as forças e deformações impostas às estruturas, assim como aos seus elementos, para um sismo [60].

A análise *pushover* é usada maioritariamente na área da avaliação estrutural e/ou reforço de edifícios existentes e consiste numa análise estática não linear. Segundo [3], este método de análise apenas passou a ser amplamente utilizado aquando dos primeiros regulamentos no âmbito da reabilitação sísmica de edifícios como a norma ATC-40 ou o EC8-3.

A análise *pushover* é realizada com a estrutura sujeita a cargas gravíticas constantes ( $g$ ) e forças horizontais de crescimento monotónico ( $p$ ) (representação esquemática na Figura 52 – A). As cargas laterais aplicadas na estrutura têm como finalidade simular as forças de inércia geradas em cada piso, características do seu comportamento dinâmico, devido à ação sísmica.

Ao longo da análise o carregamento lateral vai aumentando, de forma incremental, permitindo assim acompanhar a evolução dos danos estruturais em função da intensidade da ação sísmica, a evolução gradual na formação de rótulas plásticas, e o desenvolvimento do mecanismos plástico na estrutura [3].

A caracterização da capacidade resistente da estrutura (Figura 52 – B) é definida a partir da definição da deformação global da estrutura (através do deslocamento lateral num nó de controlo  $d_{topo}$ , geralmente o centro de massa do ultimo piso), em função da reação horizontal na base da estrutura  $V_b$  (força de corte basal) para valores crescentes da força lateral horizontal aplicada ao nível dos pisos. Com recurso a esta curva é possível avaliar, de forma aproximada, características globais da estrutura, nomeadamente a sua rigidez, resistência, ou mesmo ductilidade.

O EC8-1 [7] indica que a curva de capacidade deve ser determinada para valores entre zero e 150% do valor do deslocamento-alvo determinado, a fim de incentivar a investigação do desempenho provável das construções sob condições extremas de carregamento.

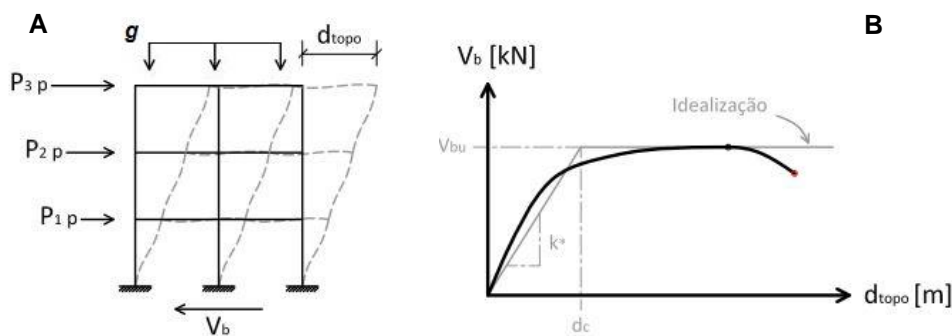


Figura 52 – (A) Esquema representativo de uma estrutura numa análise “pushover” (B) Curva de capacidade resistente de uma estrutura (deslocamento de topo em função da força de corte basal) (adaptado de [61])

Considerou-se, de acordo com EC8-1 [7], duas distribuições de forças laterais:

- Distribuição uniforme - corresponde a uma distribuição de forças proporcionais à massa da estrutura, independentemente da altura de aplicação;
- Distribuição modal - corresponde a uma distribuição de forças proporcionais ao modo de translação relevante na direção de aplicação de força considerada, determinado previamente na análise modal.

Este método de análise não linear assume que a estrutura vibra, fundamentalmente, nos modos de vibração de translação principais da estrutura. Este pressuposto conduz, de uma forma geral, a uma subestimação dos efeitos da torção quer no caso de estruturas torsionalmente flexíveis [62], quer nos modos de vibração superiores, relevantes para a avaliação sísmica dos edifícios altos [62].

### 5.2.1. Efeitos acidentais de torção

Segundo o EC8-1 [7], é necessário considerar uma excentricidade accidental. Esta excentricidade pretende representar a incerteza existente sobre a localização das massas no piso, pelo que, o centro de massa de cada piso deve sofrer um deslocamento relativamente à sua posição nominal em ambas as direções, calculado segundo a equação:

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i \quad (38)$$

Onde que  $L_i$  é a dimensão do piso na direção perpendicular à direção sísmica e  $e_{ai}$  a excentricidade accidental segundo a direção  $i$ .

Uma vez que o edifício foi modelado com elementos de laje, não seria possível aplicar diretamente a excentricidade, pois os elementos já incluem o seu peso próprio. Posto isto, foi aplicada uma excentricidade à sobrecarga ( $Sc$ ), para garantir o deslocamento do centro de massa de cada piso exigido no Eurocódigo. Assim foram calculadas as excentricidades necessárias a aplicar às sobrecargas presentes em cada piso, garantindo que a inércia polar do sistema se mantém inalterada. Desta forma, através das seguintes equações e com recurso ao teorema de Lagrange-Steiner foram calculadas as excentricidades a aplicar à  $Sc$ .

$$I_{pi} = \frac{M_{piso}}{12} (a^2 + b^2) + M_{piso} * e_{ai}^2 \quad (39)$$

$$I_{pf} = I_{pi} + M_{Sc} * d_{Sc}^2 \quad (40)$$

$$d_{Sc}^2 = \sqrt{\frac{M_{piso} * e_{ai}^2}{M_{Sc}}} \quad (41)$$

Em que  $I_{pi}$  é a inércia polar do piso inicial, antes da consideração da excentricidade da sobrecarga;  $M_{piso}$  representa a massa do piso, incluindo CP e RCP;  $a$  e  $b$  representam as distâncias em planta do piso,  $x$  e  $y$  respectivamente;  $M_{Sc}$  representa a massa correspondente à sobrecarga e por último  $d_{Sc}$  representa a excentricidade a aplicar ao centro geométrico da área de Sc relativamente ao centro de massa do piso  $d_{CMi}$ .

Uma vez que existem aberturas nas lajes dos pisos, também o efeito destas foi tido em conta no cálculo das excentricidades a aplicar. Esta metodologia de cálculo, consistiu em calcular as localizações dos respetivos centros de massa segundo a equação:

$$d_{CMi} = \frac{A_{laje} * d_{cl} - \Sigma(A_{abertura}^i * d_{ca}^i)}{A_{laje} - \Sigma(A_{abertura}^i)} \quad (42)$$

Em que  $d_{CMi}$  representa a distância ao centro de massa na direção  $i$ ;  $A_{laje}$  representa a área total do piso sem a consideração de aberturas;  $d_{cl}$  representa a distância ao centro geométrico do piso;  $A_{abertura}^i$  representa as áreas das aberturas e  $d_{ca}^i$  representa a distância ao centro geométrico das aberturas.

Uma vez que existem duas excentricidades em cada direção a considerar, bem como duas forças de corte basal os resultados foram obtidos para vários casos, utilizados para as análises “pushover” e que se apresentam na Tabela 17:

Tabela 17 – Cálculos das excentricidades necessárias a aplicar à Sc para garantir os efeitos de torção accidental

Piso	Laje		$M_{piso}$ (ton)	$M_{Sc}$ (ton)	$e_{ax}$ (m)	$e_{ay}$ (m)	$d_{scx}$ (m)	$d_{scy}$ (m)
	$a_p$ (m)	$b_p$ (m)						
Piso 1	38,5	14,3	256,0	168,4	1,925	0,715	3,056	1,135
Piso 2	38,5	16,8	375,2	201,7	1,925	0,840	3,256	1,421
Piso 3	38,5	14,3	383,9	168,4	1,925	0,715	3,486	1,295
Piso 4	38,5	14,3	353,9	168,4	1,925	0,715	3,390	1,259
Piso 5	38,5	14,3	339,2	168,4	1,925	0,715	3,342	1,241
Piso 6	38,5	14,3	314,8	168,4	1,925	0,715	3,261	1,211
Piso 7	38,5	14,3	327,9	168,4	1,925	0,715	3,305	1,228

## 5.2.2. Análise de Sensibilidade

Em semelhança à análise de sensibilidade efetuada no capítulo 4, para os efeitos dos erros de “design”, tal como, diferenças entre o edifício em projeto e edifício construído, foi realizada uma breve análise agora à repercussão dos fenómenos acima descritos, em termos de capacidade resistente da estrutura, nos distintos modelos. Como corolário, apresentamos os gráficos comparativos das diferentes curvas obtidas nas análises “pushover” realizadas aos

modelos de “Estabilidade”, “Real S/P” e “Arquitetura S/P”, com o intuito da comparação ter os mesmos critérios de base (neste caso a desconsideração das paredes de alvenaria).

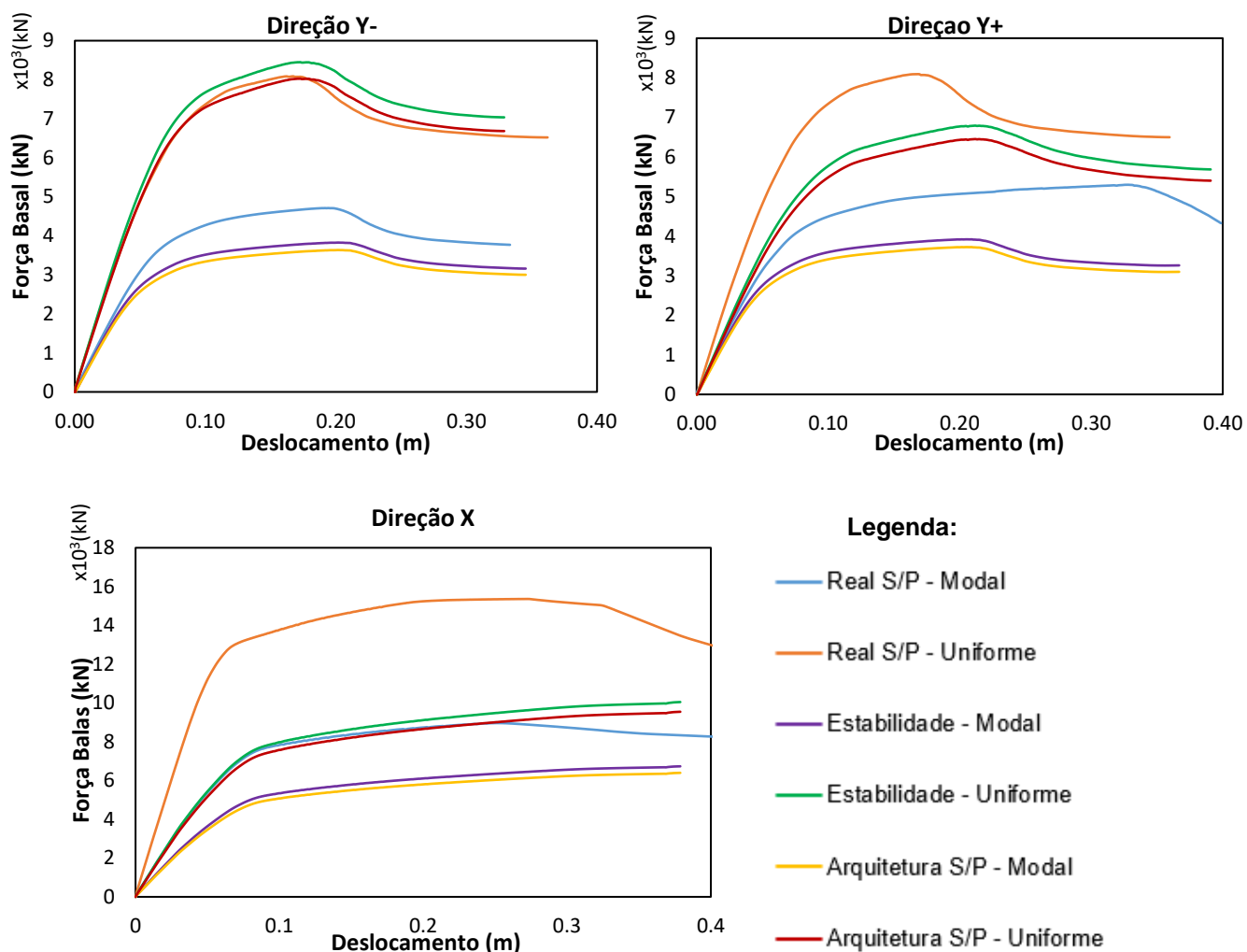


Figura 53 - Curvas de capacidade resistente dos modelos computacionais da estrutura com os diferentes pressupostos

As curvas de capacidade encontram-se representadas para lá do deslocamento até ser atingida uma redução do esforço transversal em 80% depois de atingido o máximo, permitindo assim comparar de forma mais correta os diferentes modelos.

Da análise das curvas podemos identificar, à partida, diferenças nas capacidades resistentes nos diferentes modelos. Posto isto, apenas vamos analisar primeiro as semelhanças transversais aos modelos e em todas as direções. Com a exceção da direção Y-, os modelos de “Estabilidade” e “Arquitetura S/P” apresentam uma menor capacidade resistente que o edifício existente (modelo “Real S/P”). Outra particularidade observada, é que em regime linear os modelos de “Estabilidade” e “Arquitetura S/P” se comportam de forma praticamente idêntica, apenas diferindo aquando da fase não linear, contudo a diferença de valores é inferior a 5%.

Na direção X, a diferença de capacidade resistente entre o modelo real e os restantes é na ordem dos 40% na distribuição de forças uniforme e de 30% na distribuição de forças modal.



Todavia nos modelos de “Estabilidade” e “Arquitetura S/P” a curva de capacidade termina abruptamente, podendo indicar um fenómeno de rotura local ou global da estrutura

Na direção Y+, a diferença de capacidade resistente entre o modelo real e os restantes é na ordem dos 70% na distribuição de forças uniforme e de 30% na distribuição de forças modal, sendo que para a distribuição uniforme os modelos de “Estabilidade” e “Arquitetura S/P” apresentam o pico de capacidade para um deslocamento maior.

Na direção Y-, a diferença de capacidade resistente entre o modelo real e os restantes é na ordem dos 5 a 10% na distribuição de forças uniforme e de 20% na distribuição de forças modal, sendo que para nesta direção, para a distribuição de forças uniforme os modelos de “Estabilidade” e “Arquitetura S/P” apresentam um comportamento, ainda que pouco significativo, mais resistente que o modelo real o pico de capacidade para um deslocamento maior.

Concluindo, a menor capacidade resistente que obteríamos se efetuássemos a modelação com pelos modelos de “Estabilidade” e “Arquitetura”, teria impacto na análise sísmica final do edifício, podendo o desfecho desta análise ser a necessidade de reforço, quando na realidade tal poderia nem ser necessário.

Outro pormenor a avaliar seria a consideração das paredes de alvenaria nos modelos de “Arquitetura” e “Real”, pois estas aumentam a rigidez da estrutura, e por corolário a força basal máxima suportada. Como seria de esperar, dado o maior número de elementos de paredes de enchimento, a diferença existente é uma menor capacidade resistente no modelo de “Arquitetura” que no modelo “Real”, assim como uma redução maior na direção X que nas direções Y+ e Y-, pois grande parte das paredes envidraçadas (ou seja sem contribuição) são orientadas segundo X.

Em todas as situações, são as disparidades na informação base da modelação, que produzem estes resultados.

### 5.3. Método N2

Nesta seção apresenta-se o Método N2 e os resultados obtidos em termos de: deslocamentos objetivo (alvo), último; e curvas de capacidade.

O método N2, proposto pelo EC8-1 [7], consiste na determinação do deslocamento-alvo da estrutura para uma determinada intensidade da ação sísmica. Este método combina a análise estática não linear de um sistema de  $n$  graus de liberdade com uma análise por espectro de resposta de um sistema equivalente de um grau de liberdade [63].

O deslocamento-alvo foi avaliado para os modelos com e sem a consideração das alvenarias, podendo ser resumido nos seguintes passos:

- Passo 1 - Definição da ação sísmica
- Passo 2: Modelação da estrutura
- Passo 3: Análise *pushover* da estrutura
- Passo 4: Conversão do sistema num equivalente de um grau de liberdade
- Passo 5: Determinação do período do sistema SDOF
- Passo 6: Desempenho sísmico do sistema SDOF

- Passo 7: Desempenho sísmico da estrutura

De seguida são descritos os passos principais do método N2:

- Passo 1 - Definição da ação sísmica:

A ação sísmica é quantificada a partir do espectro resposta elástico, já definido na seção 3.6.1 e 2.

- Passo 2: Modelação da estrutura:

A modelação da estrutura, já foi definida anteriormente (Capítulo 3). Da mesma forma, a calibração do modelo com recursos a um ensaio in-situ é apresentada na seção 4.2.

- Passo 3: Análise *pushover* da estrutura:

A análise *pushover* foi realizada de forma independente para as duas direções de translação, X e Y, assim como para os dois sentidos de carregamento: positivos e negativos (ver referencial e sistema de eixos no Anexo B). Seguindo o mesmo princípio, para considerar os efeitos de excentricidade acidental, discutidos anteriormente em 5.2.1, foram realizados de forma independente análises para as sobrecargas excêntricas nas duas direções de translação, X e Y, (com uma excentricidade da  $S_c$  nos dois sentidos positivo e negativo).

Tal como descrito em 5.2. a análise foi efetuada utilizando as diferentes tipologias de carregamento lateral: distribuição uniforme e distribuição modal de forças, utilizando as capacidades do *software* SAP2000® (CSI, 2009), que define automaticamente estes carregamentos.

Desta forma, as análises *pushover* efetuadas totalizaram 24 modelos independentes (ver Tabela 18 e Anexo D), dos quais os casos mais condicionantes foram selecionados para aplicar o método N2, assim como para a comparação com o modelo sem alvenarias.

Analisando os gráficos de capacidade resistente (presentes no anexo D) é possível concluir que os casos mais condicionantes na direção transversal (direção Y – Ver anexo B) serão os modelos em que as cargas apresentam excentricidades em  $x+$  (para um sentido de carregamento segundo  $y+$ ), e vice-versa. Para os casos de análise segundo a longitudinal (direção X – Ver anexo B), devido às curvas serem aproximadamente iguais, apenas foi considerado uma tipologia de modelo, sendo este o modelo que apresenta excentricidade de carga em  $y-$ .

Tabela 18 – Propriedades dos modelos das curvas *Pushover*

Distribuição	Direção			
	X <sup>+</sup>	X <sup>-</sup>	Y <sup>+</sup>	Y <sup>-</sup>
Modal	Sc excêntrica em $y+$		Sc excêntrica em $x+$	
Uniforme	Sc excêntrica em $y-$		Sc excêntrica em $x-$	
	Sem excentricidade de $S_c$		Sem excentricidade de $S_c$	

- Passo 4: Conversão do sistema num equivalente de um grau de liberdade:

Nesta fase do método N2 é efetuada a transformação do sistema inicial, modelado com múltiplos graus de liberdade (MDOF- *Multiple Degrees of Freedom*), num sistema equivalente, que apresenta apenas um grau de liberdade (SDOF – *Single Degree of Freedom*), representado esquematicamente na Figura 54.

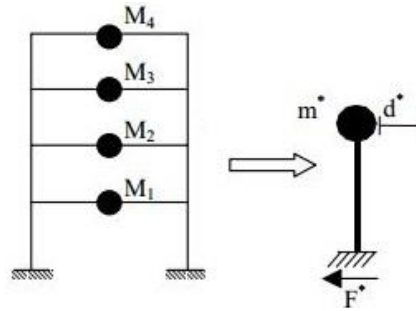


Figura 54 - Representação esquemática da conversão do sistema MDOF para SDOF (adaptado de [49])

Esta conversão para as curvas de capacidade foi feita através da aplicação do coeficiente de transformação  $\Gamma$ , em cada direção, definido por:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum(m_i \Phi_i^2)} \quad (43)$$

Em que:

$$m^* = \sum \bar{F}_i \quad (44)$$

$$\bar{F}_i = m_i \Phi_i \quad (45)$$

Onde  $\Phi_i$  representa o deslocamento do piso  $i$ , normalizado ao nó de controlo;  $m_i$  representa a massa do piso  $i$ ;  $m^*$  representa a massa do sistema SDOF;  $\bar{F}_i$  representa a força lateral normalizada;

Os coeficientes de transformação determinados para os modelos em análise, são apresentados na Tabela 19.

Utilizando estes coeficientes como base, é possível calcular a força de corte na base ( $F^*$ ) e deslocamento do nó de controlo ( $d^*$ ) do sistema SDOF através de:

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad (46)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (47)$$

Onde  $V_b$  representa a força de corte na base do sistema MDOF e  $d_n$  representa o deslocamento do nó de controlo nesse mesmo sistema.

Tabela 19 - Coeficientes de transformação

Piso	Modelo Sem Alvenarias					Modelo Com Alvenarias			
	Direção X			Direção Y		Direção X		Direção Y	
	$m_i$ (ton)	$\Phi_i$	$\bar{F}_l$ (ton)	$\Phi_i$	$\bar{F}_l$ (ton)	$\Phi_i$	$\bar{F}_l$ (ton)	$\phi_i$	$\bar{F}_l$ (ton)
1	424	0,02	9,0	0,02	9,7	0,01	2,8	0,05	22,3
2	577	0,07	38,0	0,09	50,7	0,02	10,9	0,66	379,0
3	552	0,10	53,2	0,15	82,5	0,03	16,7	0,75	413,0
4	522	0,80	417,6	0,80	415,8	0,74	388,4	0,88	461,6
5	508	0,95	480,6	0,92	464,7	0,95	484,3	0,94	479,2
6	483	0,98	474,1	0,97	468,6	0,99	476,3	0,98	472,9
7	496	1,00	496,3	1,00	496,3	1,00	496,3	1,00	496,3
		$\Gamma_x$	<b>1,12</b>	$\Gamma_y$	<b>1,15</b>	$\Gamma_x$	<b>1,09</b>	$\Gamma_y$	<b>1,15</b>

Pode-se deste modo traçar a curva de capacidade resistente para o sistema SDOF onde o valor espectral de aceleração é dado pela equação seguinte:

$$S_a^* = \frac{F^*}{m^*} \quad (48)$$

Estando esta transformação efetuada é necessário determinar a relação força/deslocamento elasto-plástica idealizada do sistema SDOF (ver Figura 55).

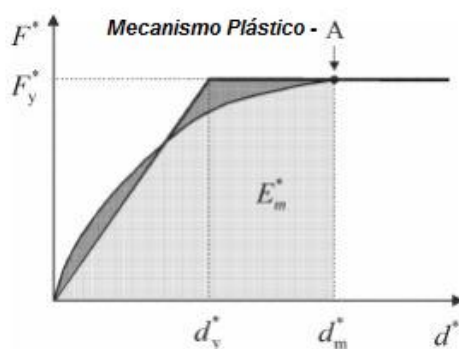


Figura 55 – Curva de capacidade resistente idealizada (adaptado de [7])

O deslocamento limite de plasticidade ( $d_y^*$ ), identificado na Figura 55, do sistema SDOF elasto-plástico idealizado é calculado através de:

$$d_y^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (49)$$

Onde  $d_m^*$  representa o deslocamento último do sistema SDOF sistema M, correspondente à formação do mecanismo plástico, definido como o deslocamento associado à redução da força de corte basal máxima em 80%;  $F_y^*$  representa a força de corte na base máxima do sistema SDOF e  $E_m^*$  representa a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico do sistema SDOF.

Os dados da transformação para a curva elasto-plástica encontram-se identificados na Tabela 20:

Tabela 20 – Definição da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica

Direção	Carregamento	Modelo S/ Alvenarias				Modelo C/ Alvenarias			
		$d_y^*$ (m)	$d_m^*$ (m)	$F_y^*$ (kN)	$E_m^*$ (kJ)	$d_y^*$ (m)	$d_m^*$ (m)	$F_y^*$ (kN)	$E_m^*$ (kJ)
X+/X-	Uniforme	0,101	0,386	13717	4608	0,097	0,401	14737	5196
	Modal	0,075	0,366	8003	2628	0,095	0,409	8651	3129
Y+	Uniforme	0,123	0,312	7016	1757	0,076	0,169	13781	1808
	Modal	0,101	0,346	4593	1356	0,075	0,194	9441	1474
Y-	Uniforme	0,121	0,314	7012	1777	0,075	0,167	13977	1806
	Modal	0,105	0,289	4085	967	0,074	0,192	8816	1365

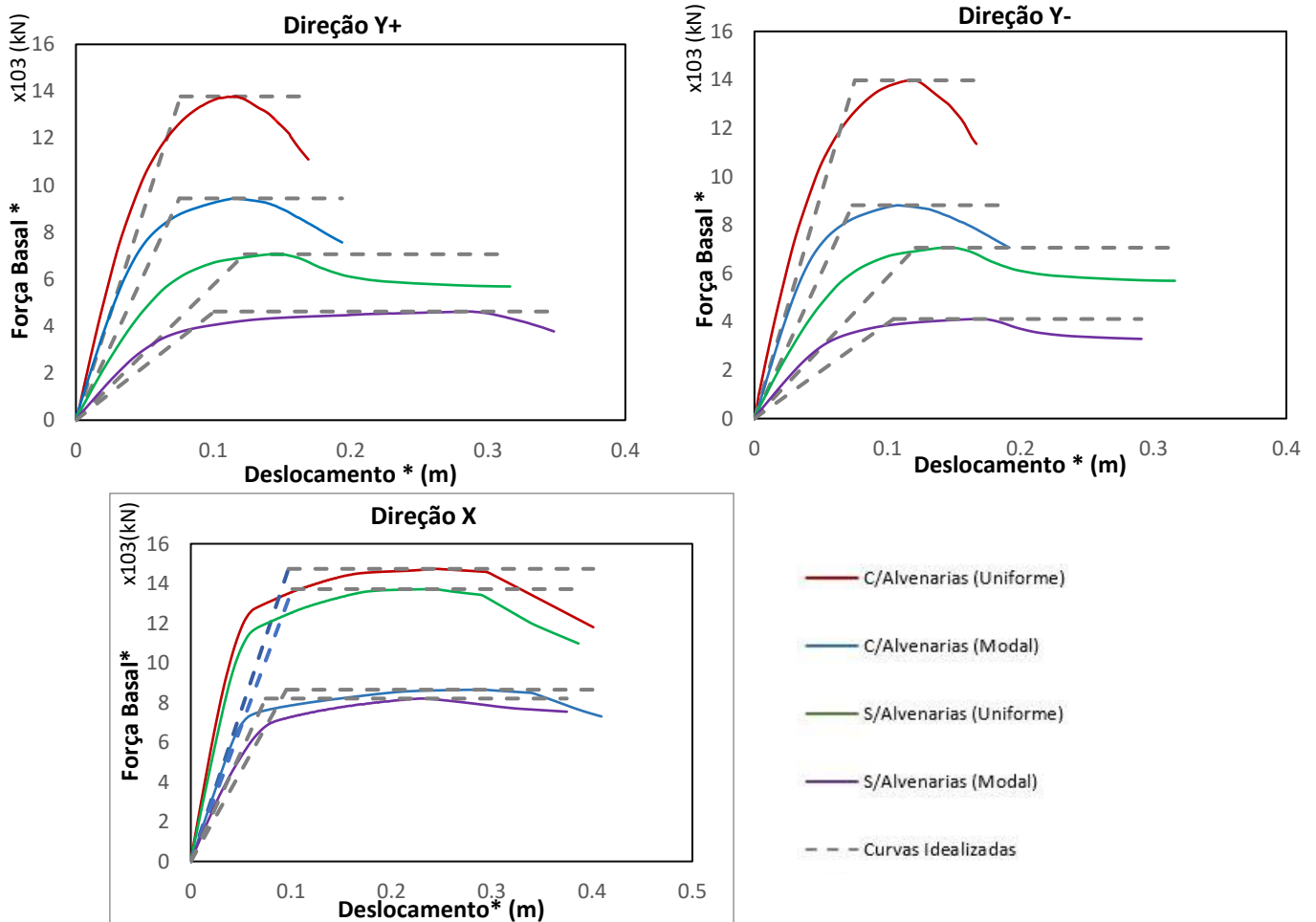


Figura 56 - Relações idealizadas força/deslocamento elasto-perfeitamente plásticas

- Passo 5: Determinação do período do sistema SDOF:

Com a definição da curva bilinear torna-se possível o cálculo dos períodos dos sistemas SDOF idealizados, que podem ser determinados com recurso à equação (36) e são apresentados na Tabela 21:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (50)$$

Tabela 21 – Períodos do sistema SDOF idealizado

Direção	Carregamento	Modelo S/ Alvenarias	Modelo C/ Alvenarias
		T*(s)	T*(s)
X+/X-	Uniforme	0,76	0,70
	Modal	0,85	0,90
Y+	Uniforme	1,17	0,77
	Modal	1,31	0,93
Y-	Uniforme	1,16	0,76
	Modal	1,42	0,95

Da análise da tabela dos períodos idealizados dos sistemas SDOF, é possível constatar, quantitativamente, que a presença das paredes de enchimento aumenta a rigidez da estrutura (períodos menores). É possível também observar que o sistema na direção X é mais rígido, quando comparado com a resposta do sistema segundo as direções Y+ e Y-.

Este processo de idealização das curvas de capacidade, permite também, avaliar a ductilidade da estrutura ( $\mu$ ), através da seguinte relação:

$$\mu = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} = \frac{d_m^*}{d_y^*} \quad (51)$$

Os valores da ductilidade são apresentados na Tabela 22,

Tabela 22 - Ductilidade da Estrutura

Direção	Carregamento	Modelo S/ Alvenarias	Modelo C/ Alvenarias	EC8-1 (DCM) - q
		$\mu$	$\mu$	
X+/X-	Uniforme	3,82	4,12	3,9
	Modal	4,90	4,30	3,9
Y+	Uniforme	2,54	2,22	3,9
	Modal	3,43	2,57	3,9
Y-	Uniforme	2,59	2,21	3,9
	Modal	2,76	2,60	3,9

Os valores da ductilidade são apresentados na Tabela 22, sendo possível logo à partida observar que, a estrutura tem uma resposta mais dúctil segundo a direção X. No que concerne à consideração das paredes de enchimento, é possível verificar um efeito negativo na ductilidade. Se efetuarmos uma comparação dos valores obtidos com os níveis de exigência, definidos pelo EC8-1 [7] para uma estrutura nova com uma capacidade média de dissipação de energia, é possível observar que os valores do coeficiente de comportamento prescritos são cerca de 1,5 vezes superiores aos valores de ductilidade verificados para a direção Y. Comparativamente, os

valores de ductilidade na direção X já se aproximam num caso e noutros ultrapassam os definidos pelo EC8-1.

Para se garantir estes níveis de ductilidade é necessário, essencialmente, um controlo ao nível do confinamento do betão, conseguida através da cintagem dos elementos. Como foi verificado na seção 3.2.1, a relação constitutiva do betão nos diferentes elementos assemelha-se à relação de um betão não-confinado, revelando que os elementos se encontram com um confinamento insuficiente, ou seja, sem uma adequada pormenorização ao nível das armaduras transversais. Este facto, justifica em grande parte, a diferença significativa dos valores da ductilidade na direção transversal Y. Em relação à direção longitudinal X, ainda que se verifique o inadequado confinamento dos elementos estruturais, a elevada dimensão em planta nessa direção, assim como os elementos de travamento horizontais nas fachadas exteriores (H1 e H4 – Anexo B) pode justificar a semelhança aos valores propostos pelo EC8-1.

- Passo 6: Desempenho sísmico do sistema SDOF:

Nesta fase é necessário o cálculo do deslocamento objetivo ou alvo do sistema SDOF. A determinação do valor deste deslocamento,  $d_t^*$ , vai depender das características dinâmicas do sistema em si. Na Tabela 23, encontram-se resumidas as diversas hipóteses.

Pela análise da Tabela 23 é possível concluir que, para períodos curtos é necessário avaliar se a estrutura se comporta em regime elástico ou inelástico (Figura 57 - A). Consoante o regime em que se encontra, a avaliação do deslocamento é feita com recurso às fórmulas na Tabela 23 para períodos baixos. Por outro lado, para períodos médios ou longos, o deslocamento alvo é determinado diretamente, através da intersecção do período idealizado, com o espectro de resposta elástico de deslocamento (Figura 57- B).

Tabela 23 – Desempenho sísmico de um sistema SDOF

Período	Condição	Comportamento	$d_t^*$
		Elástico	
Baixo	$T^* < T_c$	$\frac{F_y^*}{m^*} > S_e(T^*)$	$d_{et}^* = S_e(T^*) * \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]$
		Inelástico	
		$\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$	$\frac{d_{et}^*}{\mu} \left( 1 + (\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq S_{De}(T^*)$
Médio e Longo	$T^* > T_c$		$d_{et}^*$

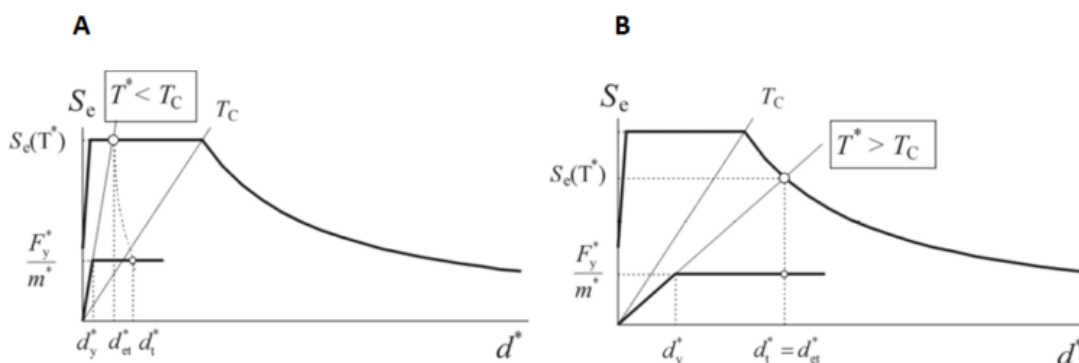


Figura 57 – Determinação do deslocamento objetivo do sistema SDOF pelo espectro elástico de deslocamento: (A) para períodos baixos; (B) para períodos médios ou longos (adaptado de[2])

Como foi referido anteriormente, nesta dissertação, a estrutura será avaliada para o estado limite SD do EC8-3 [2], considerando a ação sísmica de referência ( $t_r=475$  anos e  $t_r=308$  anos). Os espectros de resposta elástico foram definidos em 3.6.2. e 3.6.3.

Na Tabela 24 são apresentados os valores dos deslocamentos-alvo para o sistema SDOF equivalente.

Tabela 24 - Deslocamentos objetivo em metros para os sistemas equivalentes SDOF, para períodos de retorno da ação sísmica,  $T_r$ , de 308 e 475 anos

		Modelo S/ Alvenarias		Modelo C/ Alvenarias	
Direção	Carregamento	$d_t^*$ $T_r^{308}$	$d_t^*$ $T_r^{475}$	$d_t^*$ $T_r^{308}$	$d_t^*$ $T_r^{475}$
X+/X-	Uniforme	0,043	0,056	0,040	0,051
	Modal	0,049	0,063	0,052	0,066
Y+	Uniforme	0,07	0,09	0,044	0,057
	Modal	0,07	0,10	0,053	0,068
Y-	Uniforme	0,07	0,09	0,043	0,056
	Modal	0,08	0,10	0,054	0,070

- Passo 7: Desempenho sísmico da estrutura:

Por fim, o deslocamento objetivo de topo da estrutura original (*target displacement*) é calculado através da seguinte expressão:

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (52)$$

Os valores do deslocamento-objetivo do sistema original, ou sistema MDOF, para os dois modelos analisados, foram comparados com os deslocamentos últimos registados nas curvas de capacidade dos sistemas MDOF. Os deslocamentos últimos, por sua vez, terão de ser inferiores aos deslocamentos-alvo.

Posto isto, na Tabela 25 é apresentada essa comparação, e a verificação de que  $d_n \leq d_t$ , graficada por (✓) se a condição for verificada e por (X) se não for:



Tabela 25 - Deslocamentos objetivo em metros para os sistemas equivalentes MDOF, para períodos de retorno da ação sísmica,  $T_r$ , de 308 e 475 anos

Direção	Modelo S/ Alvenarias					Modelo C/ Alvenarias					
	Carrg.	$d_n$	$d_t$ $T_r$ 308anos	$d_t$ $T_r$ 475anos		$d_n$	$d_t$ $T_r$ 308anos	$d_t$ $T_r$ 475anos			
X+/X-	Unif.	0,433	0,048	✓	0,062	✓	0,438	0,044	✓	0,056	✓
	Mod.	0,409	0,054	✓	0,070	✓	0,447	0,056	✓	0,056	✓
Y+	Unif.	0,360	0,077	✓	0,100	✓	0,194	0,050	✓	0,050	✓
	Mod.	0,399	0,086	✓	0,111	✓	0,222	0,060	✓	0,060	✓
Y-	Unif.	0,362	0,077	✓	0,099	✓	0,191	0,050	✓	0,050	✓
	Mod.	0,333	0,093	✓	0,120	✓	0,220	0,062	✓	0,062	✓

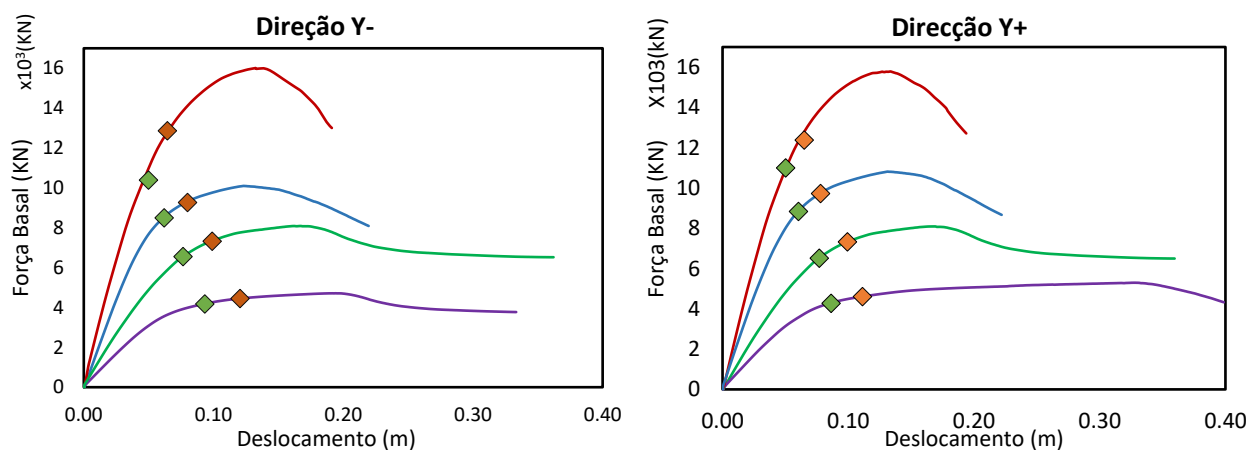
O comportamento da estrutura é avaliado a partir: do deslocamento de topo (comparando com o deslocamento último), dos deslocamentos entre pisos, assim como o esforço transversal ao nível de cada piso

Da análise dos resultados obtidos, constatou-se que a direção Y, onde se verifica uma menor capacidade relativa de deformação em regime não linear (Tabela 25), atinge o deslocamento-alvo no limiar da zona linear com a zona não linear da curva de capacidade. Este deslocamento não chega a atingir o deslocamento último, quer para a ação sísmica de referência, quer para a ação sísmica reduzida como é possível ver na Figura 58.

No que diz respeito ao efeito das alvenarias de enchimento, a redução do deslocamento-alvo devido ao aumento da rigidez não é muito elevada, pelo que não ocorre uma grande redução da capacidade de deformação da estrutura. Todavia, verifica-se que o deslocamento último da estrutura ocorre para uma intensidade sísmica mais baixa (Tabela 21).

Para ser efetuada a análise dos componentes da estrutura, foram considerados os resultados do modelo com as paredes de enchimento, para o deslocamento correspondente ao deslocamento-alvo calculado pelo método N2.

Na Figura 58, são apresentados graficamente os deslocamentos-objetivo determinados, sobre as curvas de capacidade da análise *pushover* do edifício.



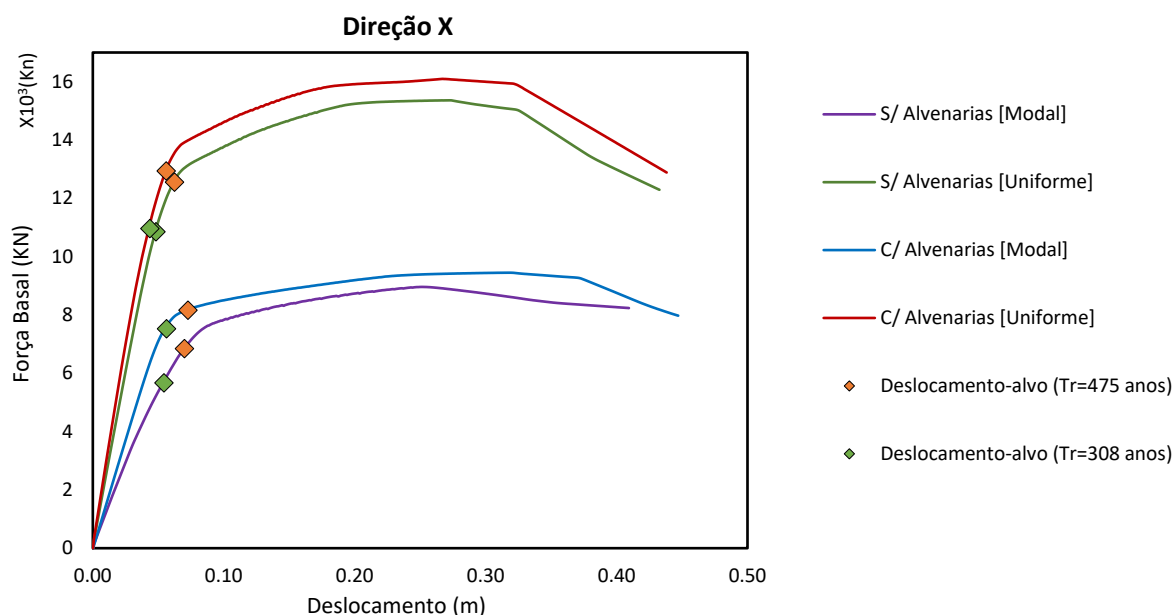


Figura 58 – Curvas de capacidade com o deslocamento-alvo, segundo o método N2, para a ação sísmica de referência e reduzida

#### 5.4. Análise de Resultados

A análise dos resultados em termos de rotações das seções de extremidade e esforço transversal é realizada para os deslocamentos-alvos determinados através do método N2, para os modelos com e sem as paredes de enchimento, e para a ação sísmica de referência, com um período de retorno de 475 anos. Para o deslocamento último da estrutura é representado a distribuição de rótulas plásticas nos diferentes pórticos.

##### 5.4.1. Pórticos

Com os resultados da análise estática não linear é possível verificar as consequências das diversas práticas inadequadas de dimensionamento sísmico, à luz da regulamentação atual, na conceção de edifícios porticados. Com o objetivo de compreender o comportamento da estrutura no limite, na Figura 59 encontram-se identificadas as rótulas plásticas que se formam para o deslocamento último ou máximo na curva de capacidade resistente. Esta figura foi adaptada dos resultados obtidos na análise *pushover* realizada com recurso ao programa SAP2000® [6] e Autocad® [33], e no modelo de referência com alvenarias<sup>20</sup>.

Como podemos observar existe um desequilíbrio, no comportamento de flexão, entre a resistência dos elementos estruturais (pilares e vigas) em toda a estrutura (admitindo que a rotura não se dá por esforço transversal, uma vez que a análise *pushover* no SAP2000 não contabiliza). É possível observar, no terceiro piso que as rótulas se formam em todos os pilares. A configuração própria deste piso leva à ocorrência do colapso dos seus pilares. De facto, neste piso para além da alteração do pé direito, de 3,2 m para 4 m, existe a redução das secções dos

<sup>20</sup> Para garantir a melhor visualização dos efeitos na estrutura não foram representadas as paredes de enchimento, porém o seu comportamento é descrito no texto.

pilares em altura, de 60x30 cm para 50x30 cm em simultâneo com a área de armadura longitudinal, e não há a presença de paredes de enchimento nas fachadas exteriores (H1 e H4) com contribuição para a ação sísmica, contrariamente aos pisos inferiores. Todos estes fatores levam ao aumento do desequilíbrio existente entre as resistências das vigas e pilares que, por sua vez, é agravado pela redução do esforço normal nos pilares em altura. Consequentemente, verifica-se assim a formação de rótulas plásticas nas secções dos pilares deste piso, gerando mecanismos locais<sup>21</sup>, como verificado na Figura 59. Este tipo de configuração em estruturas porticadas, conduz a uma irregularidade conhecida como *soft storey*, em que a rigidez de um piso é significativamente inferior ao dos pisos adjacentes (dependendo do caso), e pode levar a estrutura ao colapso prematuro, global ou local, sem que o comportamento não linear desta seja levado aos níveis desejados.

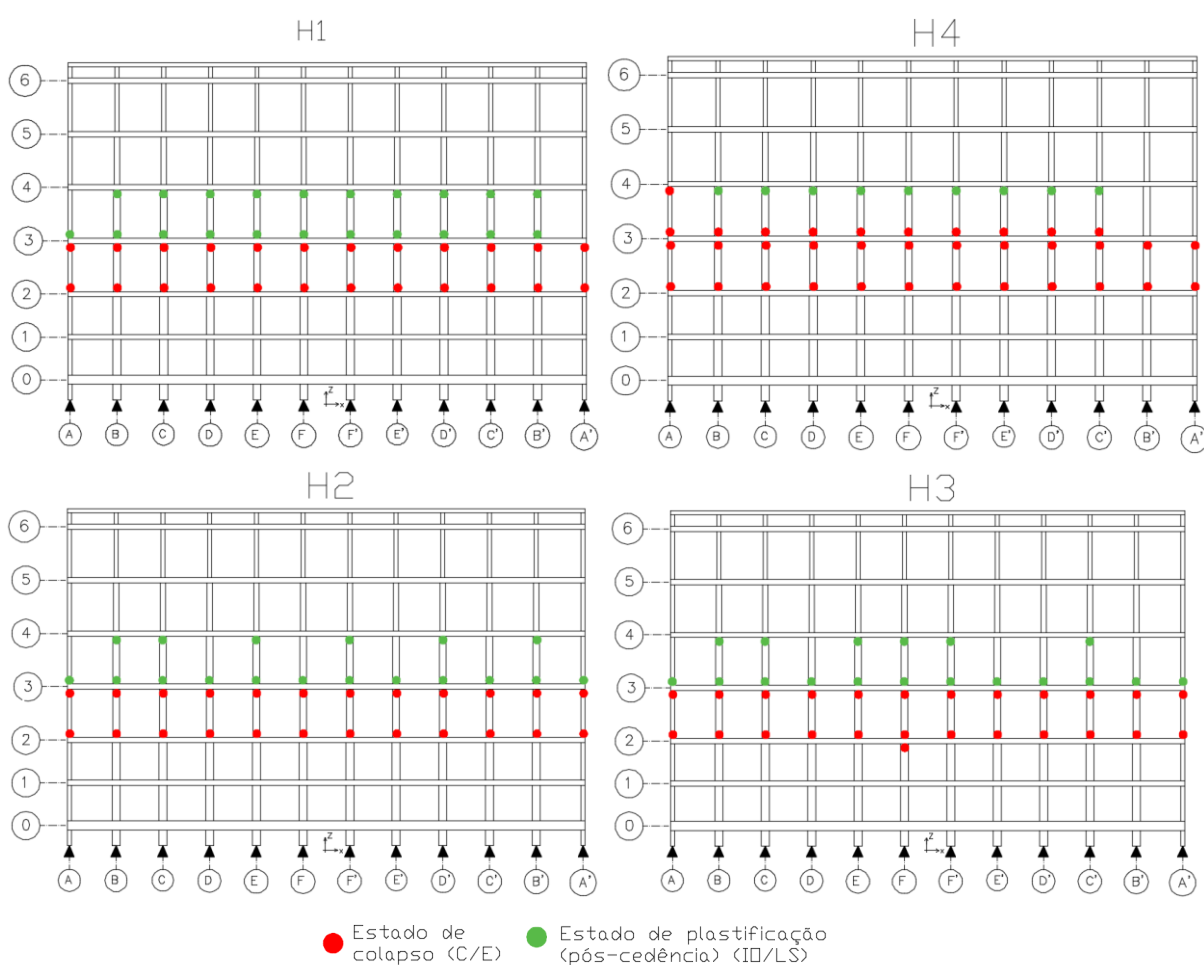


Figura 59 - Formação das rótulas plásticas nos pórticos segundo a direção X, para o deslocamento último da estrutura.

Contudo, apesar deste mecanismo de rotura, com a elevada plastificação dos pilares do terceiro piso, os deslocamentos últimos (obtidos na curva de capacidade) a que os pórticos são sujeitos, traduzem-se numa disponibilidade significativa em termos de ductilidade segundo esta

<sup>21</sup> Estes mecanismos locais dispõem de pouca capacidade de redistribuição de esforços e de dissipação de energia.

direção. Não obstante, é de salientar, uma vez mais que esta análise é feita com base na curva *pushover*, não existindo assim a consideração dos mecanismos e roturas originadas pelo ET.

Apesar de não representados graficamente os elementos das paredes de enchimento, com o intuito de visualizar melhor o mecanismo de colapso e das respetivas rótulas plásticas nos pilares, estes elementos já se encontram quase todos (à exceção dos elementos do último piso) plastificados, não dispoendo, em grande parte de força resistente (modelação das rótulas explicada em 3.5.2).

Em relação à direção segundo Y, apenas se apresenta o sentido Y+, uma vez que as diferenças entre ambos os modelos não são muito significativas, assim como apenas dois alinhamentos, mais condicionantes e representativos do comportamento dos alinhamentos interiores e exteriores. Nesta configuração, é possível observar que para o deslocamento último da estrutura as rótulas plásticas formam-se, principalmente, nos pilares de canto e na charneira com o 2º piso (Figura 60). Este mecanismo pode dever-se à existência de apenas vigas de contorno, no primeiro piso, conferindo-lhe menos resistência.

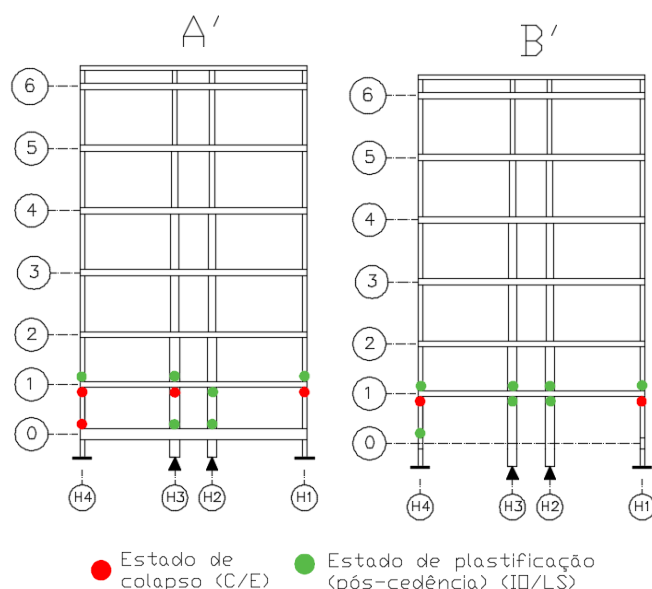


Figura 60 - Formação das rótulas plásticas nos pórticos segundo a direção Y, para o deslocamento último da estrutura.

No anexo F é apresentada uma tabela, na qual estão representados os estados limites verificados, relativamente à combinação mais desfavorável para cada pilar dos pórticos e tendo como base o deslocamento alvo obtido pelo método N2 (ver exemplo na Tabela 26), ou seja, considerando os deslocamentos-objetivo para a ação sísmica de referência (não reduzida). Nesta tabela consta também a relação entre as rotações totais das cordas e a capacidade de rotação última em percentagem, calculada de acordo com o EC8-3 [2]. O sistema de eixos e alinhamentos utilizado nestas tabelas é o definido no anexo A, e que foi utilizado ao longo de todo o trabalho.

Tabela 26– Exemplo do estado limite (flexão) dos pilares dos pórticos para a combinação mais desfavorável

	Piso	Pórtico H <sub>1</sub>	Pórtico H <sub>2</sub>	Pórtico H <sub>3</sub>	Pórtico H <sub>4</sub>
A	1	21.0% DL	26.1% DL	18.7% DL	32.4% DL
	2	4.9% DL	18.0% DL	9.8% DL	15.7% DL
	3	5.2% DL	19.1% DL	14.8% DL	17.5% DL
	4	5.1% DL	16.5% DL	13.6% DL	19.5% DL
	5	33.3% SD	14.0% DL	10.1% DL	295.2% ROTURA
	6	7.8% DL	6.8% DL	4.5% DL	13.5% DL

Estes resultados, por sua vez, devem ser acompanhados da verificação e avaliação dos mecanismos de rotura por esforço transverso. Estes cálculos encontram-se explanados de forma resumida no anexo F, todavia apresentamos um exemplo dos cálculos efetuados para dois pilares do piso 1 (Tabela 27), cujas características são iguais, ou seja, apresentam as mesmas dimensões e pormenorização de armaduras transversais. Pela análise deste exemplo, podemos observar a preponderância que o esforço normal tem na resistência ao esforço transverso para ações cíclicas  $V_R$ , determinado de acordo com o EC8-3 [2]. Em oposição é visível que armaduras transversais em pouco aumentam essa resistência, evidenciando uma inadequada pormenorização em termos de armadura transversal, de acordo com os regulamentos atuais.

Tabela 27 – Resistência ao esforço transverso

Elemento	Pórtico	Piso	N (kN)	M <sub>3</sub> (kNm)	V <sub>2</sub> (kN)	$\rho_w$	V <sub>w,2</sub> (kN)	V <sub>R,2</sub> (kN)
P 1	H4	1	1402.96	139.00	154.17	0.05%	27.56	270.74
P 19	H1	1	1622.05	119.25	134.81	0.05%	27.56	294.37

Os valores presentes na tabela do anexo F são calculados de acordo com o EC8-3 [2] e com recurso à folha de cálculo desenvolvida por [11], para a combinação mais condicionante. Através da análise da tabela da resistência ao esforço transverso (ET), presente em anexo, para ações cíclicas é possível concluir, que os pilares seriam condicionados maioritariamente por uma rotura frágil, devido ao ET, nos quais o momento fletor atuante é inferior ao momento resistente da secção.

Dado o deslocamento alvo obtido pelo método N2 se encontrar no limiar da região inelástica não se verificaram quase nenhuns danos por flexão. Em contrapartida, o mesmo não acontece para o ET.

As secções dos pilares nos pisos inferiores são maiores que nos pisos superiores, registando-se assim maior momento fletor resistente nos elementos, em simultâneo com o aumento da contribuição do esforço normal. Estes detalhes associados à igualdade dos níveis de armadura transversal e diminuição da armadura longitudinal, condicionam os pilares a uma rotura frágil por ET, para um momento inferior ao momento resistente da secção. Este efeito, ainda que possível constatar em todos os pórticos, é mais significativo nos pórticos H1 e H4 devido à presença dos elementos de alvenaria resistente. Esta diferença de comportamento entre os dois primeiros pisos (com secção e armadura iguais) e o terceiro piso (com redução de secção), regista-se para nestes dois pórticos em os alinhamentos (A a A'). Podemos observar este efeito na seguinte tabela:

Tabela 28 - Exemplo da verificação dos Estados Limites ao ET para o alinhamento A

Alinhamento	Piso	Pórtico H <sub>1</sub>		Pórtico H <sub>2</sub>		Pórtico H <sub>3</sub>		Pórtico H <sub>4</sub>	
		V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL	V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL	V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL	V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL
A	1	244%	X	82%	DL	102%	X	279%	X
	2	180%	X	19%	DL	40%	DL	254%	X
	3	26%	DL	139%	X	147%	X	31%	DL
	4	27%	DL	59%	DL	67%	DL	36%	DL
	5	34%	SD	56%	DL	66%	DL	59%	ROTURA
	6	44%	DL	31%	DL	37%	DL	51%	DL

É ainda de salientar, a diminuição progressiva em altura da relação entre o esforço transversal atuante e resistente verificada nos pilares, coincidente com uma redução generalizada das secções e armaduras longitudinais que vai ocorrendo com a subida dos pisos.

#### 5.4.2. Resumo da análise

Das análises não lineares efetuadas à estrutura em estudo foi possível identificar as principais lacunas estruturais, com influencia no desempenho sísmico da mesma. Em relação ao comportamento em flexão do edifício, foi possível concluir que a estrutura apresenta um comportamento mais dúctil segundo a direção longitudinal X, apresentando um maior deslocamento último que na direção Y. A inadequada pormenorização dos elementos, nomeadamente ao nível das armaduras transversais, aliados à menor dimensão em planta, podem justificar os coeficientes de ductilidade reduzidos, segundo Y, verificados na análise.

Observa-se assim que, os componentes condicionantes do sistema estrutural, em ambas as direções, para ações horizontais são os pilares do edifício, existindo muitos elementos que para o deslocamento alvo sofrem rotura por ET, como consta nas tabelas do anexo F.

Da análise ao colapso frágil dos pilares por ET, foi possível observar o elevado impacto da consideração dos requisitos do EC8-3 [2] na avaliação do ET resistente e concluir que muitos elementos verticais são condicionados prematuramente por um modo de rotura frágil.

## Capítulo 6 – Considerações Finais

Um engenheiro de estruturas tem como linha orientadora o dimensionamento de estruturas económicas e seguras, tentando cumprir os requisitos funcionais e estéticos que lhes sejam impostos, quer pela regulamentação atual, quer por requisitos arquitetónicos.

Atendendo ao facto das estruturas antigas terem sido dimensionados satisfazendo os regulamentos em vigor, regulamentos que não previam um dimensionamento sísmico rigoroso, é essencial a realização de uma avaliação sísmica adequada deste tipo de estruturas, que permita caracterizar eventuais deficiências estruturais. Só assim será possível definir estratégias de intervenção e reforço, minimizando os custos, materiais e humanos, provenientes do reparo dos danos provocados após a ocorrência da ação sísmica.

Grande parte dos edifícios de BA construídos nas décadas que antecederam a aplicação do REBAP foram projetados e, conseqüentemente construídos com quantidade de armadura longitudinal e transversal inferiores às que seriam de esperar num dimensionamento de acordo com os códigos sísmicos mais recentes.

Nesta dissertação, foi estudado um edifício antigo de betão armado, com sete andares e uma área em planta de 14,90 por 38,80 metros, destinado a escritórios e localizado na Avenida Alfredo Bensaúde, Moscavide, Lisboa (Portugal). Este tem uma estrutura em pórtico, tendo apenas como elementos estruturais os pilares e vigas, e é representativo de grande parte dos edifícios do exército construídos entre 1960 e 1980. O seu dimensionamento e construção foi realizado de acordo com os regulamentos da época, nos quais são adotados procedimentos inadequados, face aos requisitos atuais, para a resistência a ações laterais (a ação sísmica) representando assim uma fonte, conhecida à priori, de risco.

Com a análise efetuada e apresentada no Capítulo 2, foi possível identificar as principais deficiências ao nível estrutural e de dimensionamento. Os aspetos relevantes, e que se vieram a confirmar como condicionantes, são: a descontinuidade em altura causada pela redução das secções e armaduras dos pilares, de forma generalizada ao nível dos pisos; o sistema de fundações, conferindo uma articulação dos pilares na base; uma inadequada pormenorização das armaduras transversais dos elementos; uma descontinuidade na rigidez dos pórticos, do segundo para o terceiro piso, quer pela ausência do efeito da resistência das paredes de alvenaria, quer pelo aumento do pé direito aliado à diminuição da secção e taxa de armadura longitudinal dos pilares.

Na fase de recolha de dados e elementos de projeto sobre a estrutura, em simultâneo com as visitas presenciais ao edifício em estudo, foi realizado um ensaio de vibração ambiental, com o intuito da caracterização do comportamento linear da estrutura, ou seja, as frequências e os modos de vibração fundamentais da mesma. Posteriormente, foram utilizados as frequências experimentais, obtidas do processamento dos dados deste ensaio, para a calibração do modelo computacional no SAP2000®. Nesta fase foi ainda feita a comparação de diversos modelos e os seus efeitos na capacidade resistente da estrutura a ações sísmicas. Estes modelos, distintos entre si, foram efetuados para avaliar o impacto no desempenho sísmico das diferenças que

existem entre o projeto de estabilidade, o de arquitetura e a estrutura realmente construída. Foi ainda analisado a contribuição das paredes de enchimento no comportamento resistente da estrutura. Desta análise foi possível concluir, que apesar de as paredes de alvenaria aumentarem a rigidez da estrutura, e conseqüentemente a capacidade de resistência aos esforços, a ductilidade da estrutura diminui. Contudo o efeito final destes elementos sobre o desempenho da estrutura, salvo eventuais efeitos locais, não foi particularmente relevante.

O EC8-3, tem como escopo a avaliação e reabilitação das estruturas existentes à ação sísmica. Por conseguinte, no início do capítulo 4 e no capítulo 5 é efetuada uma descrição dos requisitos, critérios e metodologia sugeridos neste documento.

As principais deficiências da estrutura, com impacto no seu desempenho sísmico, foram possíveis identificar com recurso às análises estáticas não lineares, realizadas e apresentadas no capítulo 5. No que concerne o comportamento à flexão, foi possível concluir que, excetuando casos muito singulares que atingem o colapso (2 ou 3 elementos dos 288), os pilares não são condicionantes para a resistência do sistema estrutural às ações horizontais, em ambas as direções do edifício. Foi ainda analisada a influência da rigidez conferida pelas paredes de enchimento nas fachadas longitudinais exteriores do edifício, introduzindo na estrutura uma descontinuidade de rigidezes de pórticos, ao nível do segundo piso, podendo resultar num mecanismo de colapso local, como foi possível observar no capítulo 5.4.2, Figura 60. Posto isto, foi possível concluir que estas contribuições, das paredes de alvenaria ao nível da rigidez, conciliadas com o aumento do pé direito e da diminuição da secção generalizada dos pilares, na fase inelástica vão conduzir ao colapso global da estrutura devido à plastificação progressiva dos elementos verticais no terceiro piso, para deslocamentos próximos do último. Para além disto, foi possível verificar que não foi feito um dimensionamento viga fraca - pilar forte, já que se verificou a ocorrência de rótulas plásticas nos pilares, sem que as mesmas se formassem nas vigas.

Uma vez que o modelo de cálculo desenvolvido não contempla as possíveis roturas frágeis da estrutura, por esforço transversal, foi realizada essa análise em 5.4. Foi possível concluir que muitos dos elementos verticais sofreriam um colapso frágil prematuro, para o deslocamento alvo calculado pelo método N2. O fator principal que foi identificado, de entre as práticas de dimensionamento insuficiente segundo o Eurocódigo, como justificativo deste fenómeno, foi a inadequada pormenorização da armadura transversal nos elementos de toda a estrutura, não permitindo que nestes se desenvolva toda a sua capacidade de deformação em flexão. Outro aspeto relevante observado relativamente a este fenómeno, é a articulação dos pilares na base reduzir significativamente a sua rigidez. Do estudo destes resultados, devido ao colapso frágil dos pilares, verifica-se a necessidade do dimensionamento de uma solução de reforço, com um impacto significativo nos valores da resistência ao esforço transversal dos pilares. Resulta assim na necessidade de reforçar um elevado número de pilares (137 dos 288 pilares). Este tipo de resultados, com impactos significativos na estrutura, leva à análise da viabilidade económica da possível execução de uma solução de reforço.



## 6.1. Desenvolvimentos Futuros

Com o intuito de se obter uma análise sísmica da estrutura mais completa e precisa, sugerem-se os seguintes desenvolvimentos futuros:

A consideração do edifício adjacente, separado por juntas de dilatação, na avaliação sísmica do edifício em estudo;

- A realização de ensaios não destrutivos ou semi-destrutivos e inspeções in-situ, com o intuito de aferir as propriedades reais dos materiais, para posterior calibração do modelo computacional e para identificar possíveis anomalias nos elementos estruturais;
- A realização da extensão do método N2, proposto por [65], para a consideração dos efeitos de torção nos pisos superiores;
- A eventual realização de análises dinâmicas não lineares ("time history"), para garantir uma análise mais rigorosa da estrutura;
- Avaliação da resposta do sistema de fundações aos esforços verificados na análise, nomeadamente a capacidade de transmissão das tensões resultantes ao solo.
- Avaliação pormenorizada dos nós de ligação viga-pilar e o seu estado;
- Realização de uma nova análise sísmica não considerando o piso térreo como estrutural na modelação;
- Avaliação da viabilidade económica e eventual dimensionamento do reforço sísmico a aplicar aos elementos estruturais condicionantes.



## Referências Bibliográficas

- [1] J. Donne, *The Complete Poems of John Donne*. Harlow, United Kingdom: Pearson Ed, 2010.
- [2] CEN, «European Standard EN 1998-3 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings». Comité Européen de Normalisation, Brussels, pp. 1–97, 2005.
- [3] M. N. Fardis, *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*, vol. 8. 2009.
- [4] J. Appleton, *Estruturas de Betão - Volumes 1 e 2*. Portugal: Edições Orion, 2013.
- [5] REBAP, *Decreto Lei no 349-C/83 de 30 de Julho do Ministério das Obras Públicas e Transportes - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Portugal, 1983, pp. 100–166.
- [6] CSI, «SAP2000® Integrated Software for Structural Analysis and Design». Computers and Structures Inc. (CSI), Berkeley, California, USA, 2016.
- [7] CEN, «Norma Portuguesa EN 1998-1 - Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios». Comité Européen de Normalisation, Brussels, Portugal, pp. 1–230, 2010.
- [8] CEN, «Norma Portuguesa EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios». Comité Européen de Normalisation, Brussels, pp. 1–259, 2010.
- [9] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, e R. Park, «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete», *J. Struct. Eng.*, vol. 114, n. 8, pp. 1804–1826, 1988.
- [10] J. E. Martinez-Rueda e A. S. Elnashai, «Confined concrete model under cyclic load», *Mater. Struct.*, vol. 30, n. 3, pp. 139–147, 1997.
- [11] M. Afonso, «Reforço Sísmico de um Edifício Antigo Porticado de Betão Armado da Cidade de Lisboa», Instituto Superior Técnico, 2017.
- [12] REBA, *Decreto Lei no 47/723 de 20 de Maio do Ministério das Obras Públicas - Regulamento de Estruturas de Betão Armado*. Portugal, 1967, pp. 1095–1130.
- [13] T. Paulay e M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [14] H. S. A. Varum, «Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos de Planos de Betão Armado», Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.
- [15] R. Park e T. Paulay, *Reinforced Concrete Structures*. New York: John Wiley & Sons, 1975.
- [16] R. A. C. Mendes, «Ductilidade das Armaduras de Aço para Betão Armado - Influência do Método de Ensaio na Determinação da Extensão Total na Força Máxima», Instituto Politecnico de Setúbal, 2016.
- [17] C. C. Rodrigues, «Modelação Numérica de Pilares. Modelos dos Materiais e Modelação dos Pilares Reforçados com {FRP}», Lisboa, UNIC-DTC5, 2005.
- [18] ASCE, *ASCE 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston,

- Virginia, USA: American Society of Civil Engineers, 2010.
- [19] P. C. Varghese, *Design of Reinforced Concrete Foundations*, 3.<sup>a</sup> ed. New Delhi: PHI Learning Private Limited, 2010.
- [20] D. C. A. F. dos Santos, «Seismic Assessment of an Old Reinforced Concrete Building in the City of Lisbon Civil Engineering», Instituto Superior Técnico, 2016.
- [21] G. Castro, «Deformabilidade das fundações e a sua consideração no cálculo das estruturas - Memória 353». Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1970.
- [22] E. Hoek e M. S. Diederichs, «Empirical estimation of rock mass modulus», *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 43, n. 2, pp. 203–215, 2006.
- [23] Z. T. Bieniawski, *Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering*. New York: John Wiley & Sons, 1989.
- [24] C. N. da Costa, «Disciplina De Fundamentos De Geotecnia: Introdução à descrição e Classificação das Rochas». Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, p. 16, 2007.
- [25] H. Varum, H. Rodrigues, R. Vicente, e A. Costa, «A Influência das Paredes de Enchimento na Resposta Sísmica de Estruturas de Edifícios», em *Paredes 2011– Inovação e Possibilidades Actuais*, Eds. Lourenço et al., 2011, pp. 111–128.
- [26] P. B. Lourenço, M. F. P. Pereira, J. C. Leite, e A. C. Costa, «Comportamento das paredes não estruturais a Acções Sísmicas», em *Paredes 2011– Inovação e Possibilidades Actuais*, Eds. Lourenço et al., 2011, pp. 97–110.
- [27] H. Faison, C. V. R. Murty, S. Brzev, A. Irfanoglu, e C. D. Comartin, *AT RISK: The Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame Buildings with Masonry Infill Walls*. Oakland, California, USA: Earthquake Engineering Research Institute, 2006.
- [28] W. W. El-dakhkhni, S. M. Asce, M. Elgaaly, F. Asce, e A. A. Hamid, «Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames», *J. Struct. Eng.*, vol. 129, n. February, pp. 177–185, 2003.
- [29] H. Rodrigues, H. Varum, e A. Costa, «Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels», *J. Earthq. Eng.*, n. January 2013, pp. 37–41, 2010.
- [30] D. Samoilă, «Masonry infill panels - analytical modeling and seismic behavior», vol. 3, n. 8, pp. 30–39, 2013.
- [31] NP834, «Tijolos de barro vermelho para alvenaria - Formatos». IQP, Lisboa, 1971.
- [32] M. Mohabbi, Y. Bing, e A. B. Bing, «Masonry Infill Walls Effect In Short Column Formation In Rc Buildings : A Case Study», n. October, 2016.
- [33] Autodesk®, «Autodesk® Autocad® 2016». Autodesk, Inc., São Rafael, California, USA, 2016.
- [34] G. Carvalho, R. Bento, e C. Bhatt, «Nonlinear static and dynamic analyses of reinforced concrete buildings - comparison of different modelling approaches», vol. 5, n. 5, pp. 451–470, 2013.
- [35] M. Marques, D. Coutinho, R. Monteiro, R. Delgado, e A. Costa, «Pushover Analysis of RC Buildings with Different Nonlinear Moels», em *World Conference on Earthquake*

- Engineering*, 2008.
- [36] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, e M. R. Willford, «Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers», 10-917-5, 2010.
- [37] S. Bae e O. Bayrak, «Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns», *ACI Struct. J.*, n. 105, 2008.
- [38] CSI, *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, and SAFE™*. Berkeley, California, USA: Computers and Structures Inc. (CSI), 2016.
- [39] ASCE, «ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings». American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2012.
- [40] Caltrans, «Seismic Design Criteria Version 1.7», n. April, Sacramento, CA, U.S.: California Department of Transportation, 2013.
- [41] A. Belejo, R. Bento, e C. Bhatt, «Comparison of different computer programs to predict the seismic performance of SPEAR building by means of the SPEAR building Pushover by means Analysis of Pushover Analysis», em *World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [42] CEN, «En 1998-2 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges». Comité Européen de Normalisation, Brussels, pp. 1-146, 2005.
- [43] M. Dolšek e P. Fajfar, «The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - a deterministic assessment», *Eng. Struct.*, vol. 30, n. 7, pp. 1991-2001, 2008.
- [44] H. Rodrigues, A. F. Furtado, A. J. C. D. Arêde, e H. Varum, «Influência do comportamento combinado no plano e fora-do-plano das paredes de enchimento na resposta estrutural de Edifícios de Betão Armado», n. April, 2016.
- [45] M. N. Fardis e T. B. Panagiotakos, «Seismic Design and Response of Bare and Masonry-Infilled Reinforced Concrete Buildings. Part II: Infilled Structures», *J. Earthq. Eng.*, vol. 1, n. 3, pp. 475-503, 1997.
- [46] A. Ziada, M. L. Samai, e A. Tekkouk, «Influence of Masonry Infill Modelling on the Seismic Response of Reinforced Concrete Frames», em *International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, 2015, pp. 264-271.
- [47] CEN, «Norma Portuguesa EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - Bases para o projeto de estruturas - Parte 1-1: Acções Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios». Comité Européen de Normalisation, Brussels, p. 44, 2009.
- [48] ATC, *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 & 2*. Redwood City, California: Applied Technology Council, 1996.
- [49] R. Bento, S. Falcão, e F. Rodrigues, «Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares», em *SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [50] Fib - Task Group 5.1, «Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures», fédération internationale du béton, 2003.
- [51] V. Peansupap e R. Ly, «Evaluating the Impact Level of Design Errors in Structural and

- Other Building Components in Building Construction Projects in Cambodia», *Procedia Eng.*, vol. 123, pp. 370–378, 2015.
- [52] L. Zhang, Y. Tamura, A. Yoshida, K. Cho, S. Nakata, e S. Naito, «Ambient Vibration Testing & Modal Identification of an Office Building», pp. 1–6, 2002.
- [53] S. S. Ivanovic, M. D. Trifunac, e M. I. Todorovska, «Ambient Vibration Tests of Structure- A Review», *J. Earthq. Tecknology*, vol. 37, n. 4, pp. 165–197, 2000.
- [54] C. S. Oliveira e M. Navarro, «Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques», *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 8, n. 3, pp. 609–642, 2010.
- [55] M. Monteiro e R. Bento, «Procedimento Experimental para a Realização de Ensaios de Caracterização Dinâmica de Estruturas - Relatório ICIST DTC nº 05 / 2013», 2013.
- [56] Kinematics, «Altus Quick Talk® - Altus Software and Firmware for Windows Support Software». Kinematics, Inc., Pasadena, California, USA, 1995.
- [57] M. Van Camp e P. Vauterin, «Tsoft: Graphical and interactive software for the analysis of time series and Earth tides», *Comput. Geosci.*, vol. 31, n. 5, pp. 631–640, 2005.
- [58] Microsoft®, «Microsoft® Excel® Computer Software». Microsoft Corporation, Redmond, Washingto, USA, 2016.
- [59] P. Fajfar e M. Fischinger, «N2- A Method For Non-linear Seismic Analysis of Regular Buildings», *Ninth World Conf. Earthq. Eng.*, pp. 111–116, 1988.
- [60] H. Krawinkler, «Pushover Analysis : Why , How , When , and When Not to Use It», em *Proceedings of 65th Annual Convention of the Structural Engineers Association of California*, 1996, pp. 7–36.
- [61] G. L. N. de Carvalho, «Análise sísmica de Edifícios de Betão Armado Estudo de Alternativas de Modelação e Análise Não-Linear», Instituto Superior Técnico, 2011.
- [62] P. Fajfar, D. Marusic, e I. Perus, «Torsional Effects in the Pushover-Based Seismic Analysis of Buildings», *J. Earthq. Eng.*, vol. 9, n. 6, pp. 831–854, 2005.
- [63] P. Fajfar e M. Eeri, «A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design», vol. 16, n. 3, pp. 573–592, 2000.

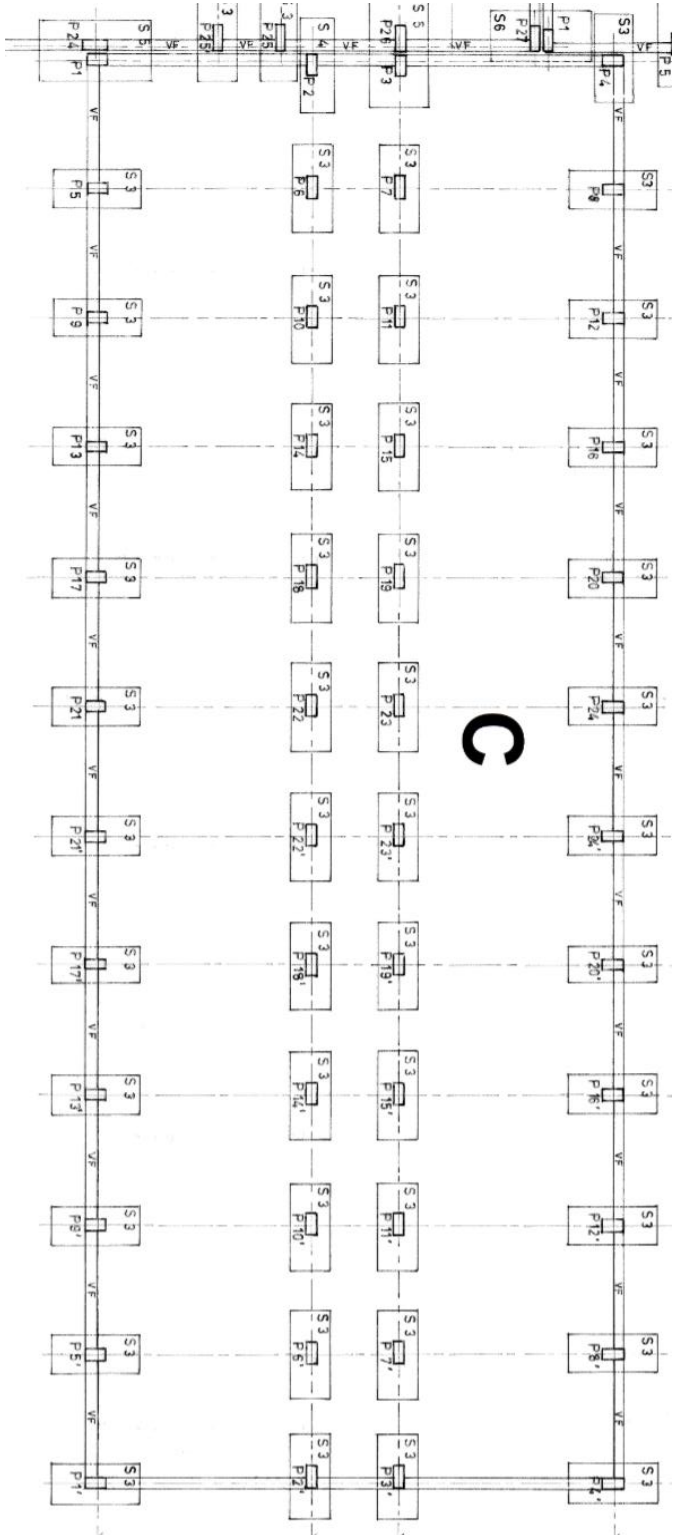
## Anexos





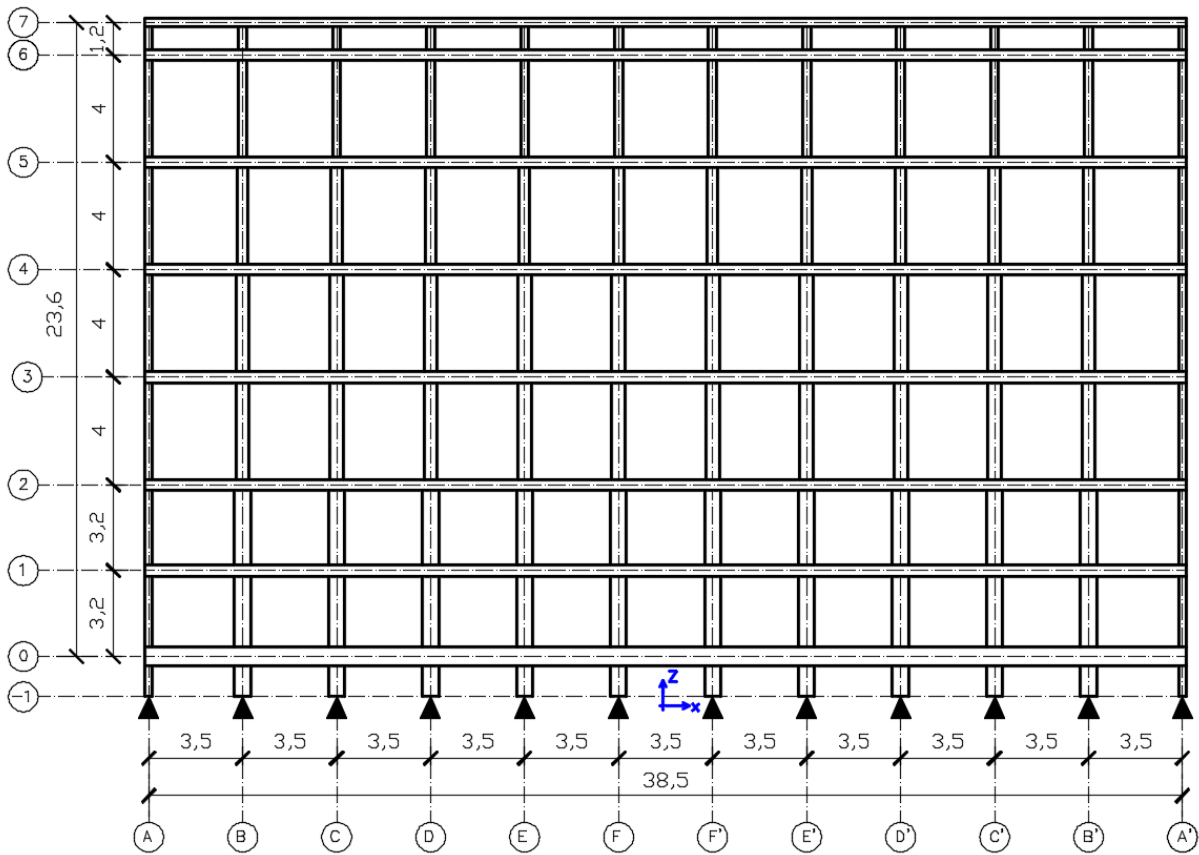
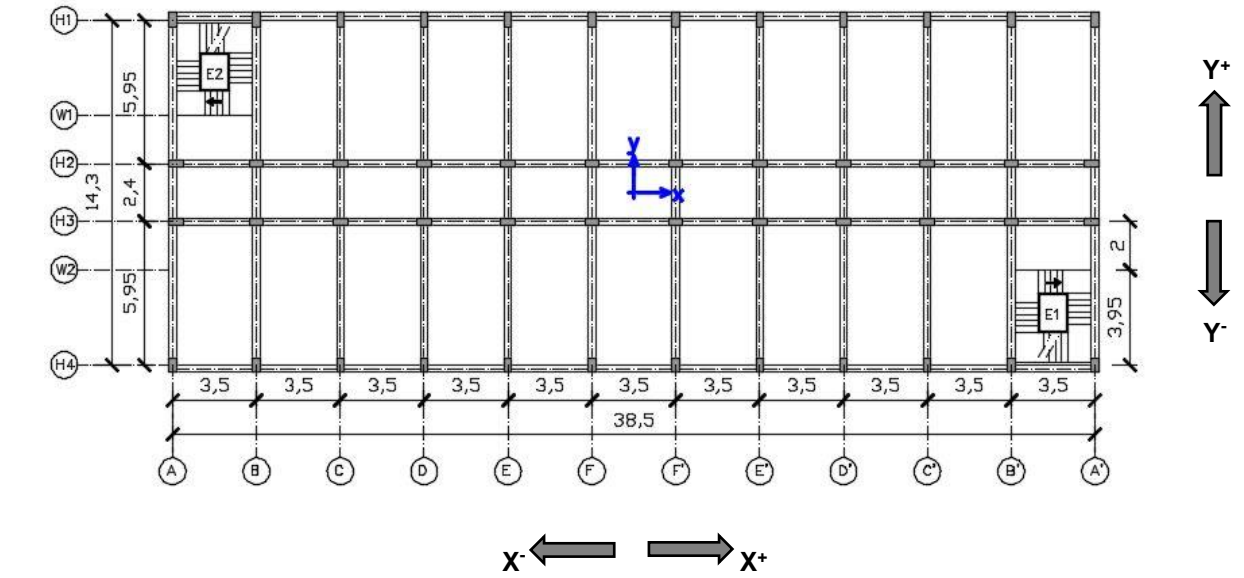
Anexo A

A.1. Identificação do sistema de fundações



## Anexo B

### B.1. Identificação do sistema de eixos e alinhamentos



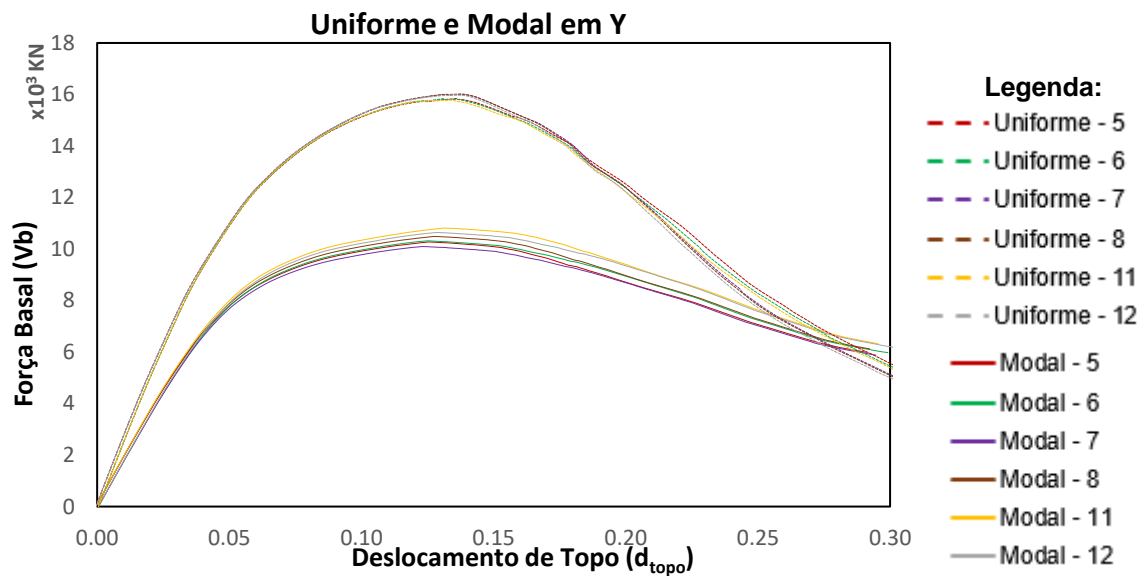
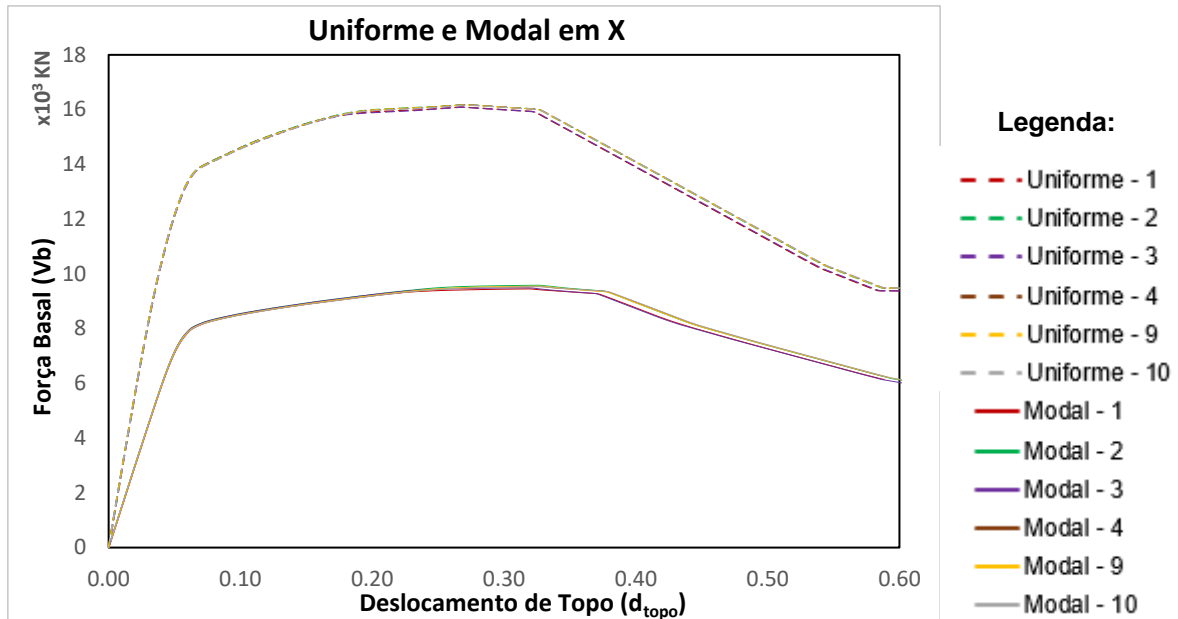
## Anexo C

### C.1. Propriedades e dados para a modelação das paredes de enchimento

<b>Painel</b>	<b><math>E_w</math> (GPa)</b>	<b><math>E_c</math> (GPa)</b>	<b><math>Lcl</math> (m)</b>	<b><math>Hcl</math> (m)</b>	<b><math>I</math> (<math>\times 10^3 m^4</math>)</b>	<b><math>H</math> (m)</b>	<b><math>t_w</math> (m)</b>	<b><math>\lambda_0</math></b>	<b><math>\lambda</math></b>	<b><math>Winf</math> (m)</b>	<b><math>Winf/2</math> (m)</b>
1	2,89	31,5	5,45	2,50	9,93	3,2	0,3	1,00	0,68	0,77	0,39
2	2,89	31,5	5,50	3,50	6,53	4,0	0,3	1,00	0,72	0,75	0,37
3	2,89	31,5	5,55	3,50	4,03	4,0	0,3	1,00	0,81	0,72	0,36
4	2,89	31,5	5,60	3,50	2,28	4,0	0,3	1,00	0,94	0,68	0,34
5	2,89	31,5	2,10	1,90	2,70	2,2	0,3	1,00	1,07	0,35	0,18
6	4,01	31,5	5,55	3,50	4,25	4,0	0,18	1,00	0,77	0,73	0,37
7	3,00	31,5	3,00	3,50	6,25	4,0	0,15	1,00	0,63	0,56	0,28
8	3,00	31,5	5,55	3,50	4,25	4,0	0,15	1,00	0,68	0,77	0,38
9	3,00	31,5	5,50	2,50	6,75	3,2	0,15	1,00	0,63	0,80	0,40
10	4,01	31,5	4,50	2,50	26,35	3,2	0,18	1,00	0,52	0,73	0,37
11	3,00	31,5	2,10	2,90	2,70	3,2	0,15	1,00	0,81	0,43	0,21
12	2,89	31,5	5,45	2,50	9,93	3,2	0,3	0,75	0,68	0,58	0,29
13	3,00	31,5	5,50	2,50	6,75	3,2	0,15	0,52	0,63	0,41	0,21
14	3,00	31,5	2,90	2,70	10,80	3,2	0,15	1,00	0,59	0,54	0,27
15	4,01	31,5	5,50	2,50	6,75	3,2	0,18	1,00	0,71	0,76	0,38
16	2,89	31,5	3,20	2,50	2,93	2,5	0,3	1,00	0,98	0,50	0,25
17	2,89	31,5	3,20	2,50	2,70	2,5	0,3	1,00	1,00	0,49	0,25
18	4,01	31,5	5,50	3,50	6,53	4,0	0,18	1,00	0,69	0,76	0,38
19	3,00	31,5	5,60	3,50	2,50	4,0	0,15	1,00	0,78	0,73	0,37
20	3,00	31,5	3,10	3,50	3,20	4,0	0,15	1,00	0,75	0,53	0,26
21	4,01	31,5	5,55	3,50	4,03	4,0	0,18	1,00	0,78	0,73	0,36
22	4,01	31,5	4,60	3,50	25,70	4,0	0,18	1,00	0,50	0,77	0,38
23	3,00	31,5	2,90	2,70	10,80	3,2	0,15	0,50	0,59	0,27	0,13
24	3,00	31,5	2,90	2,70	10,80	3,2	0,15	0,60	0,59	0,32	0,16
25	3,00	31,5	2,90	2,70	10,80	3,2	0,15	0,38	0,59	0,20	0,10
26	3,00	31,5	3,00	3,50	6,25	4,0	0,15	0,58	0,63	0,32	0,16
27	3,00	31,5	3,00	3,50	6,25	4,0	0,15	0,68	0,63	0,38	0,19
28	3,00	31,5	3,00	3,50	6,25	4,0	0,15	0,44	0,63	0,24	0,12
29	3,00	31,5	3,10	3,50	3,20	4,0	0,15	0,58	0,75	0,31	0,15
30	3,00	31,5	3,10	3,50	3,20	4,0	0,15	0,68	0,75	0,36	0,18
31	3,00	31,5	3,10	3,50	3,20	4,0	0,15	0,43	0,75	0,23	0,11
32	3,00	31,5	5,65	3,50	1,35	4,0	0,15	1,00	0,91	0,69	0,35
33	4,01	31,5	5,60	3,50	1,35	4,0	0,18	0,65	1,02	0,43	0,21
34	4,01	31,5	5,65	3,50	1,35	4,0	0,18	1,00	1,02	0,66	0,33
35	3,00	31,5	3,20	3,50	1,35	4,0	0,15	0,48	0,93	0,24	0,12
36	3,00	31,5	3,20	3,50	1,35	4,0	0,15	1,00	0,93	0,49	0,25
37	3,00	31,5	3,20	3,50	1,35	4,0	0,15	0,57	0,93	0,28	0,14
38	3,00	31,5	5,50	2,70	6,75	3,20	0,15	0,63	0,63	0,51	0,26
39	3,00	31,5	5,50	2,70	6,75	3,20	0,15	0,75	0,63	0,61	0,30
40	3,00	31,5	5,55	3,50	4,25	4,00	0,15	0,65	0,68	0,50	0,25
41	3,00	31,5	5,55	3,50	4,25	4,00	0,15	0,76	0,68	0,58	0,29
42	3,00	31,5	5,60	3,50	2,50	4,00	0,15	0,65	0,78	0,48	0,24
43	3,00	31,5	5,60	3,50	2,50	4,00	0,15	0,76	0,78	0,56	0,28
44	3,00	31,5	5,65	3,50	1,58	4,00	0,15	0,65	0,87	0,46	0,23
45	3,00	31,5	5,65	3,50	1,58	4,00	0,15	0,78	0,87	0,55	0,27
46	3,00	31,5	5,60	3,50	2,50	4,00	0,15	0,60	0,78	0,44	0,22

## Anexo D

### D.1. Curvas de capacidade resistente (pushover), para o modelo de referência



Legenda		
Caso	Excentricidade de Carga	Direção
1	Sc excêntrica em y-	X-
2	Sem excentricidade de Sc	
3	Sc excêntrica em y-	X+
4	Sem excentricidade de Sc	
5	Sc excêntrica em x-	Y-
6	Sem excentricidade de Sc	
7	Sc excêntrica em x-	Y+
8	Sem excentricidade de Sc	
9	Sc excêntrica em y+	X-
10	Sc excêntrica em y+	X+
11	Sc excêntrica em x+	Y-
12	Sc excêntrica em x+	Y+

## Anexo E

### E.1. Pilares

Tabela E. 1 - Pilares do pórtico H1

Pilar	Alinh.	Piso	Secção	Altura	Compr.	Altura	Armadura Longitudinal	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_{Tot}$ (%)	Armadura Transversal	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho_w$ (%)
A1	A	1	1PA	0.60	0.30	3,20	2Φ12+6Φ16	14.32	1.59	Φ6//0.19	1.49	0.05
A2	A	2	2PA	0.60	0.30	3,20	2Φ12+6Φ16	14.32	1.59	Φ6//0.19	1.49	0.05
A3	A	3	3PA	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
A4	A	4	4PA	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
A5	A	5	5PA	0.40	0.30	4	10Φ12	11.31	1.89	Φ6//0.14	2.02	0.07
A6	A	6	6PA	0.30	0.30	4	8Φ12	9.05	2.01	Φ6//0.14	2.02	0.07
B1	B	1	1PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.01	Φ6//0.19	1.49	0.07
B2	B	2	2PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.04	Φ6//0.19	1.49	0.05
B3	B	3	3PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	2.04	Φ6//0.14	2.02	0.05
B4	B	4	4PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
B5	B	5	5PC	0.40	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
B6	B	6	6PC	0.30	0.30	4	6Φ16	12.06	1.51	Φ6//0.19	1.49	0.07
C1	C	1	1PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.01	Φ6//0.19	1.49	0.07
C2	C	2	2PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.04	Φ6//0.19	1.49	0.05
C3	C	3	3PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	2.04	Φ6//0.14	2.02	0.05
C4	C	4	4PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
C5	C	5	5PC	0.40	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
C6	C	6	6PC	0.30	0.30	4	6Φ16	12.06	1.51	Φ6//0.19	1.49	0.07
D1	D	1	1PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.01	Φ6//0.19	1.49	0.07
D2	D	2	2PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.04	Φ6//0.19	1.49	0.05
D3	D	3	3PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	2.04	Φ6//0.14	2.02	0.05
D4	D	4	4PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
D5	D	5	5PC	0.40	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
D6	D	6	6PC	0.30	0.30	4	6Φ16	12.06	1.51	Φ6//0.19	1.49	0.07
E1	E	1	1PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.01	Φ6//0.19	1.49	0.07
E2	E	2	2PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.04	Φ6//0.19	1.49	0.05
E3	E	3	3PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	2.04	Φ6//0.14	2.02	0.05
E4	E	4	4PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
E5	E	5	5PC	0.40	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
E6	E	6	6PC	0.30	0.30	4	6Φ16	12.06	1.51	Φ6//0.19	1.49	0.07
F1	F	1	1PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.01	Φ6//0.19	1.49	0.07
F2	F	2	2PC	0.60	0.30	3,20	2Φ12+8Φ16	18.34	2.04	Φ6//0.19	1.49	0.05
F3	F	3	3PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	2.04	Φ6//0.14	2.02	0.05
F4	F	4	4PC	0.50	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
F5	F	5	5PC	0.40	0.30	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
F6	F	6	6PC	0.30	0.30	4	6Φ16	12.06	1.51	Φ6//0.19	1.49	0.07

Tabela E. 2 - Pilares do pórtico H2

Pilar	Alinh.	Piso	Secção	Altura	Compr.	Altura	Armadura Longitudinal	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>Tot</sub> (%)	Armadura Transversal	A <sub>sw</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)	ρ <sub>w</sub> (%)
A1	A	1	1PB	0.30	0.60	3,20	10Φ12	11.31	1.26	Φ6//0.14	2.02	0.07
A2	A	2	2PB	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
A3	A	3	3PB	0.30	0.50	4	10Φ12	11.31	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
A4	A	4	4PB	0.30	0.50	4	10Φ12	11.31	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
A5	A	5	5PB	0.30	0.40	4	8Φ12	9.05	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
A6	A	6	6PB	0.30	0.30	4	10Φ12	11.31	2.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
B1	B	1	1PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
B2	B	2	2PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
B3	B	3	3PD	0.30	0.50	4	10Φ12	11.31	2.68	Φ6//0.14	2.02	0.05
B4	B	4	4PD	0.30	0.50	4	8Φ12	9.05	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
B5	B	5	5PD	0.30	0.40	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
B6	B	6	6PD	0.30	0.30	4	10Φ12	11.31	1.51	Φ6//0.19	2.02	0.07
C1	C	1	1PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
C2	C	2	2PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
C3	C	3	3PD	0.30	0.50	4	10Φ12	11.31	2.68	Φ6//0.14	2.02	0.05
C4	C	4	4PD	0.30	0.50	4	8Φ12	9.05	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
C5	C	5	5PD	0.30	0.40	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
C6	C	6	6PD	0.30	0.30	4	10Φ12	11.31	1.51	Φ6//0.19	2.02	0.07
D1	D	1	1PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
D2	D	2	2PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
D3	D	3	3PD	0.30	0.50	4	10Φ12	11.31	2.68	Φ6//0.14	2.02	0.05
D4	D	4	4PD	0.30	0.50	4	8Φ12	9.05	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
D5	D	5	5PD	0.30	0.40	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
D6	D	6	6PD	0.30	0.30	4	10Φ12	11.31	1.51	Φ6//0.19	2.02	0.07
E1	E	1	1PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
E2	E	2	2PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
E3	E	3	3PD	0.30	0.50	4	10Φ12	11.31	2.68	Φ6//0.14	2.02	0.05
E4	E	4	4PD	0.30	0.50	4	8Φ12	9.05	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
E5	E	5	5PD	0.30	0.40	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
E6	E	6	6PD	0.30	0.30	4	10Φ12	11.31	1.51	Φ6//0.19	2.02	0.07
F1	F	1	1PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
F2	F	2	2PD	0.30	0.60	3,20	12Φ16	24.13	2.68	Φ6//0.19	1.49	0.05
F3	F	3	3PD	0.30	0.50	4	10Φ12	11.31	2.68	Φ6//0.14	2.02	0.05
F4	F	4	4PD	0.30	0.50	4	8Φ12	9.05	1.51	Φ6//0.14	2.02	0.07
F5	F	5	5PD	0.30	0.40	4	8Φ12	9.05	1.21	Φ6//0.14	2.02	0.07
F6	F	6	6PD	0.30	0.30	4	10Φ12	11.31	1.51	Φ6//0.19	2.02	0.07

**Nota:** Os pilares dos alinhamentos F' a A', tal como dos pórticos H3 e H4, não se encontram representados, pois são simétricos aos quadros acima explanados

## E.2. Vigas

Tabela E. 3 – Secções das vigas do pórtico

Viga	Secção	Direção	Alinh	Pórtico	Piso	Com p.	Altu ra	Largu ra	Armadura Long. Sup.	$A_{L,sup}$	$\rho_{L,sup}$ (%)	Armadura Long. Inf.	$A_{L,inf}$	$\rho_{L,inf}$ (%)	Armadura transversal	$A_{sw/s}$ (cm <sup>2</sup> /m)
A.1	V.7.30.1	Y	[A;A']	[H2;H3]	1	2.4	70	30	3Φ12	3.39	0.16	3Φ12	3.39	0.16	Φ6//0.30	0.94
A.2	V.7.30.1	X	[A;A']	H1 e H4	1	3.5	70	30	3Φ12	3.39	0.16	3Φ12	3.39	0.16	Φ6//0.30	0.94
A.3	V.7.30.1	Y	A e A'	[H1;H2] [H3;H4]	1	5.95	70	30	3Φ12	3.39	0.16	3Φ12	3.39	0.16	Φ6//0.30	0.94
A.4	V.7.30.2	Y	[A;A']	[H1;H2] [H3;H4]	1	5.95	50	30	3Φ12+2Φ25	13.21	0.88	3Φ12+1Φ25	8.30	0.55	Φ6//0.30	0.94
B.1	V.5.30.1	Y	[A;A']	[H2;H3]	2 e 3	2.4	50	30	3Φ10+1Φ25	7.26	0.48	3Φ10+1Φ25	7.26	0.48	Φ6//0.30	0.94
B.2	V.5.30.1	X	[A;A']	H2 e H3	2 e 3	3.5	50	30	3Φ10+1Φ25	7.26	0.48	3Φ10+1Φ25	7.26	0.48	Φ6//0.30	0.94
B.3	V.5.30.2	Y	[A;A']	[H2;H3]	4 e 5	2.4	50	30	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	3Φ10+1Φ25	7.26	0.48	Φ6//0.20	1.41
B.4	V.5.30.3	Y	[A;A']	[H1;H2] [H3;H4]	4 e 5	5.95	50	30	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	3Φ10+1Φ25	7.26	0.48	Φ6//0.30	0.94
B.5	V.5.30.4	Y	[A;A']	[H2;H3]	6	2.4	50	30	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	3Φ10	2.36	0.16	Φ6//0.20	1.41
B.6	V.5.30.5	Y	[A;A']	[H1;H2] [H3;H4]	6	5.95	50	30	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	Φ6//0.30	0.94
B.7	V.5.30.6	Y	[A;A']	[H2;H3]	7	2.4	50	30	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	Φ8//0.15	3.35
B.8	V.5.30.7	Y	[A;A']	[H1;H2] [H3;H4]	7	5.95	50	30	3Φ10+1Φ25	7.26	0.48	3Φ10+2Φ25	12.17	0.81	Φ6//0.30	0.94
C.1	V.4.25.1	X	[A;A']	H1 e H4	2 e 3	3.5	40	25	2Φ10+2Φ20	7.85	0.79	2Φ10+1Φ20	4.71	0.47	Φ6//0.25	1.13
C.2	V.4.25.2	X	[A;A']	H1 e H4	4 a 6	3.5	40	25	2Φ10+1Φ20	4.71	0.47	2Φ10+1Φ20	4.71	0.47	Φ6//0.25	1.13
C.3	V.4.25.3	X	[A;A']	H1 e H4	7	3.5	40	25	2Φ10	1.57	0.16	2Φ10	1.57	0.16	Φ6//0.25	1.13
D.1	V.5.15.1	X	[A;A']	H2 e H3	4 e 5	3.5	50	15	2Φ12+1Φ25	7.17	0.96	2Φ12+1Φ25	7.17	0.96	Φ6//0.15	1.88
D.2	V.5.15.2	X	[A;A']	H2 e H3	6	3.5	50	15	2Φ12+1Φ25	7.17	0.96	2Φ12	2.26	0.30	Φ6//0.15	1.88
D.3	V.5.15.3	X	[A;A']	H2 e H3	7	3.5	50	15	2Φ12	2.26	0.30	2Φ12	2.26	0.30	Φ6//0.15	1.88

**Nota:** A simbologia representada entre parênteses retos deve ser lida como “entre”, ou seja, inclui todos os alinhamentos ou pórticos entre os referidos.

Anexo F

F1. Flexão

Alinhamento	Piso	Pórtico H <sub>1</sub>		Pórtico H <sub>2</sub>		Pórtico H <sub>3</sub>		Pórtico H <sub>4</sub>	
		$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL	$\theta/\theta_{u,s}$	EL
A	1	21.0%	DL	26.1%	DL	18.7%	DL	32.4%	DL
	2	4.9%	DL	18.0%	DL	9.8%	DL	15.7%	DL
	3	5.2%	DL	19.1%	DL	14.8%	DL	17.5%	DL
	4	5.1%	DL	16.5%	DL	13.6%	DL	19.5%	DL
	5	33.3%	SD	14.0%	DL	10.1%	DL	295.2%	ROTURA
	6	7.8%	DL	6.8%	DL	4.5%	DL	13.5%	DL
B	1	21.6%	DL	20.1%	DL	14.7%	DL	54.2%	SD
	2	11.6%	DL	13.7%	DL	9.1%	DL	15.9%	DL
	3	5.7%	DL	16.6%	DL	12.5%	DL	19.9%	DL
	4	13.3%	DL	15.9%	DL	12.3%	DL	20.9%	DL
	5	425.1%	ROTURA	13.5%	DL	7.0%	DL	14.6%	DL
	6	2.5%	DL	7.5%	DL	1.9%	DL	6.7%	DL
C	1	21.5%	DL	19.5%	DL	15.0%	DL	35.4%	DL
	2	10.4%	DL	13.0%	DL	8.9%	DL	16.4%	DL
	3	6.0%	DL	17.1%	DL	12.1%	DL	20.1%	DL
	4	2.4%	DL	16.3%	DL	11.5%	DL	20.4%	DL
	5	21.6%	DL	12.6%	DL	6.5%	DL	14.5%	DL
	6	2.6%	DL	7.2%	DL	1.5%	DL	6.8%	DL
D	1	24.8%	DL	18.4%	DL	15.0%	DL	37.4%	DL
	2	10.2%	DL	12.8%	DL	8.6%	DL	17.1%	DL
	3	12.5%	DL	16.5%	DL	11.5%	DL	19.8%	DL
	4	3.5%	DL	16.2%	DL	10.4%	DL	19.2%	DL
	5	64.7%	SD	12.3%	DL	5.8%	DL	13.8%	DL
	6	2.3%	DL	7.1%	DL	1.2%	DL	6.6%	DL
E	1	22.8%	DL	19.0%	DL	15.6%	DL	38.2%	DL
	2	10.1%	DL	12.8%	DL	8.7%	DL	17.8%	DL
	3	7.4%	DL	16.5%	DL	11.3%	DL	19.9%	DL
	4	4.7%	DL	16.0%	DL	9.9%	DL	18.5%	DL
	5	6.4%	DL	11.9%	DL	5.6%	DL	13.7%	DL
	6	2.5%	DL	6.9%	DL	1.0%	DL	6.6%	DL
F	1	26.2%	DL	18.0%	DL	15.7%	DL	40.1%	DL
	2	13.4%	DL	12.8%	DL	8.6%	DL	18.6%	DL
	3	6.7%	DL	16.2%	DL	10.7%	DL	19.7%	DL
	4	4.4%	DL	15.7%	DL	9.0%	DL	17.6%	DL
	5	7.6%	DL	11.7%	DL	5.2%	DL	13.2%	DL
	6	2.4%	DL	7.0%	DL	1.0%	DL	6.4%	DL
F'	1	27.4%	DL	17.8%	DL	16.1%	DL	40.8%	DL
	2	16.5%	DL	12.6%	DL	8.5%	DL	19.5%	DL
	3	6.9%	DL	15.6%	DL	10.3%	DL	19.9%	DL
	4	5.5%	DL	14.7%	DL	7.9%	DL	17.3%	DL
	5	22.9%	DL	10.9%	DL	4.4%	DL	13.5%	DL
	6	2.3%	DL	6.5%	DL	0.6%	DL	6.5%	DL
E'	1	25.0%	DL	18.4%	DL	16.8%	DL	41.4%	DL
	2	12.9%	DL	12.8%	DL	8.7%	DL	20.2%	DL
	3	11.3%	DL	15.3%	DL	10.3%	DL	20.1%	DL
	4	17.6%	DL	14.0%	DL	7.6%	DL	16.9%	DL
	5	9.2%	DL	10.7%	DL	4.5%	DL	13.3%	DL
	6	2.6%	DL	6.6%	DL	0.7%	DL	6.5%	DL
D'	1	27.0%	DL	17.9%	DL	16.6%	DL	42.9%	DL
	2	15.7%	DL	12.6%	DL	8.6%	DL	21.7%	DL
	3	6.6%	DL	14.9%	DL	9.9%	DL	20.1%	DL
	4	4.1%	DL	13.3%	DL	6.8%	DL	15.9%	DL
	5	15.2%	DL	10.4%	DL	4.1%	DL	12.9%	DL
	6	2.6%	DL	6.4%	DL	0.6%	DL	6.4%	DL
	1	25.2%	DL	18.1%	DL	16.2%	DL	44.9%	DL



<b>C'</b>	2	13.6%	DL	12.8%	DL	8.7%	DL	22.6%	DL
	3	10.0%	DL	14.9%	DL	9.8%	DL	19.5%	DL
	4	6.6%	DL	12.8%	DL	6.4%	DL	14.5%	DL
	5	32.1%	SD	10.2%	DL	4.0%	DL	12.3%	DL
	6	2.8%	DL	6.4%	DL	0.6%	DL	6.2%	DL
	<b>B'</b>	1	29.2%	DL	17.2%	DL	13.3%	DL	74.0%
2		28.1%	DL	12.7%	DL	10.3%	DL	12.3%	DL
3		6.1%	DL	14.9%	DL	11.6%	DL	11.1%	DL
4		4.1%	DL	13.1%	DL	32.1%	SD	1.8%	DL
5		8.2%	DL	11.1%	DL	5.1%	DL	8.5%	DL
6		2.8%	DL	7.1%	DL	1.0%	DL	6.1%	DL
<b>A'</b>	1	21.9%	DL	21.9%	DL	18.3%	DL	47.2%	DL
	2	1.6%	DL	18.9%	DL	6.8%	DL	14.6%	DL
	3	0.5%	DL	17.4%	DL	2.6%	DL	20.1%	DL
	4	11.2%	DL	14.5%	DL	1.5%	DL	10.9%	DL
	5	9.5%	DL	12.9%	DL	2.3%	DL	11.9%	DL
	6	2.8%	DL	5.4%	DL	1.7%	DL	66.1%	SD
$\frac{\sum \theta/\theta_{u,s}}{n}$		22%		14%		13%		24%	

## F.2. Esforço Transverso

Alinhamento	Piso	Pórtico H <sub>1</sub>		Pórtico H <sub>2</sub>		Pórtico H <sub>3</sub>		Pórtico H <sub>4</sub>	
		V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL	V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL	V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL	V <sub>2</sub> /V <sub>R</sub>	EL
<b>A</b>	1	244%	X	82%	DL	102%	X	279%	X
	2	180%	X	19%	DL	40%	DL	254%	X
	3	26%	DL	139%	X	147%	X	31%	DL
	4	27%	DL	59%	DL	67%	DL	36%	DL
	5	34%	SD	56%	DL	66%	DL	59%	ROTURA
	6	44%	DL	31%	DL	37%	DL	51%	DL
<b>B</b>	1	470%	X	209%	X	225%	X	511%	X
	2	364%	X	138%	X	147%	X	384%	X
	3	76%	DL	184%	X	187%	X	84%	DL
	4	48%	DL	107%	X	116%	X	55%	DL
	5	36%	ROTURA	74%	DL	82%	DL	45%	DL
	6	23%	DL	30%	DL	35%	DL	27%	DL
<b>C</b>	1	469%	X	218%	X	226%	X	505%	X
	2	388%	X	152%	X	151%	X	381%	X
	3	87%	DL	179%	X	180%	X	71%	DL
	4	63%	DL	116%	X	116%	X	42%	DL
	5	56%	DL	83%	DL	83%	DL	30%	DL
	6	44%	DL	38%	DL	38%	DL	12%	DL
<b>D</b>	1	466%	X	218%	X	225%	X	505%	X
	2	390%	X	158%	X	156%	X	384%	X
	3	86%	DL	176%	X	177%	X	71%	DL
	4	63%	DL	121%	X	120%	X	43%	DL
	5	56%	SD	85%	DL	85%	DL	33%	DL
	6	47%	DL	39%	DL	40%	DL	14%	DL
<b>E</b>	1	468%	X	219%	X	224%	X	504%	X
	2	392%	X	159%	X	156%	X	385%	X
	3	84%	DL	175%	X	179%	X	70%	DL
	4	62%	DL	123%	X	120%	X	43%	DL
	5	56%	DL	87%	DL	85%	DL	34%	DL
	6	48%	DL	41%	DL	40%	DL	15%	DL
<b>F</b>	1	467%	X	218%	X	228%	X	505%	X
	2	393%	X	150%	X	138%	X	385%	X
	3	86%	DL	183%	X	201%	X	71%	DL
	4	63%	DL	118%	X	116%	X	45%	DL
	5	57%	DL	85%	DL	86%	DL	36%	DL
	6	50%	DL	39%	DL	40%	DL	17%	DL

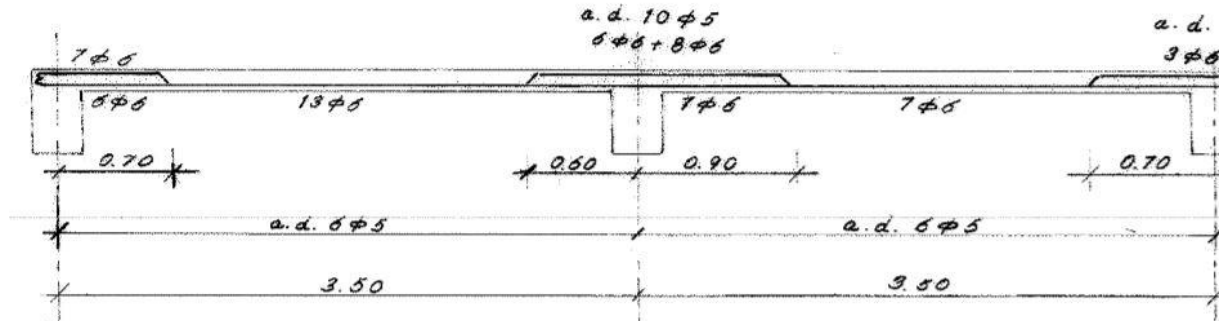
<b>F'</b>	1	466%	X	219%	X	223%	X	503%	X
	2	391%	X	160%	X	155%	X	386%	X
	3	83%	DL	173%	X	181%	X	70%	DL
	4	61%	DL	121%	X	118%	X	44%	DL
	5	55%	DL	85%	DL	85%	DL	35%	DL
	6	47%	DL	40%	DL	40%	DL	16%	DL
<b>E'</b>	1	467%	X	220%	X	227%	X	502%	X
	2	391%	X	160%	X	157%	X	388%	X
	3	85%	DL	175%	X	176%	X	74%	DL
	4	63%	DL	123%	X	120%	X	47%	DL
	5	57%	DL	87%	DL	84%	DL	39%	DL
	6	50%	DL	41%	DL	38%	DL	20%	DL
<b>D'</b>	1	470%	X	216%	X	219%	X	506%	X
	2	390%	X	160%	X	159%	X	391%	X
	3	88%	DL	175%	X	173%	X	79%	DL
	4	65%	DL	122%	X	122%	X	51%	DL
	5	59%	DL	86%	DL	87%	DL	44%	DL
	6	52%	DL	41%	DL	42%	DL	25%	DL
<b>C'</b>	1	465%	X	227%	X	229%	X	501%	X
	2	387%	X	155%	X	149%	X	394%	X
	3	92%	DL	176%	X	176%	X	89%	DL
	4	69%	DL	120%	X	114%	X	58%	DL
	5	64%	SD	85%	DL	81%	DL	51%	DL
	6	58%	DL	40%	DL	37%	DL	27%	DL
<b>B'</b>	1	485%	X	203%	X	200%	X	507%	X
	2	392%	X	167%	X	152%	X	351%	X
	3	102%	X	171%	X	155%	X	55%	DL
	4	77%	DL	123%	X	111%	X	37%	DL
	5	68%	DL	83%	DL	78%	DL	24%	DL
	6	45%	DL	36%	DL	34%	DL	25%	DL
<b>A'</b>	1	251%	X	54%	DL	64%	DL	265%	X
	2	177%	X	22%	DL	48%	DL	152%	X
	3	15%	DL	120%	X	131%	X	28%	DL
	4	28%	DL	40%	DL	53%	DL	27%	DL
	5	36%	DL	32%	DL	42%	DL	29%	DL
	6	21%	DL	6%	DL	10%	DL	40%	SD

X – Rotura frágil dos pilares por esforço transversal

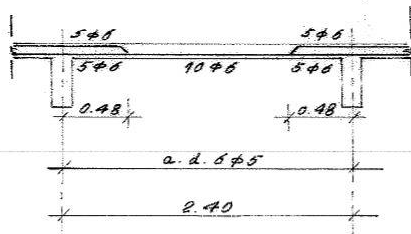
Anexo G

G1. Pormenorização das secções das lajes, segundo o projeto original da estrutura

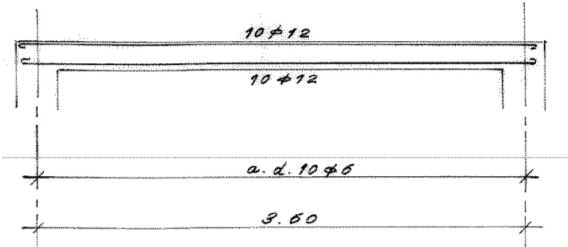
LAGE L1 m=12



LAGE L2 m=12



LAGE L3 m=20 (MOTOR ELEVADOR)



LAGE L4 m=12

