



UNIVERSIDADE
LUSÓFONA

Centro Universitário de Lisboa
Faculdade de Engenharia
Engenharia Civil

REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO APOIADOS EM “PILOTIS”: APLICAÇÃO DE ANÁLISE CUSTO-BENEFÍCIO

Dissertação de Mestrado apresentada a provas públicas para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, orientada por Prof.^a Doutora Maria João Serpa da Lança Falcão da Silva, Prof. Doutor António Manuel Gardete Mendes Cabaço e Prof.^a Doutora Ana Neyra Brandão de Vasconcelos.

Manuel Alvorado Tavares da Silva

2025

www.ulusofona.pt

Universidade Lusófona
Centro Universitário de Lisboa
Faculdade de Engenharia Civil

REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO APOIADOS EM “PILOTIS”: APLICAÇÃO DE ANÁLISE CUSTO-BENEFÍCIO

Manuel Alvorado Tavares da Silva

VERSÃO FINAL

Dissertação defendida por Manuel Alvorado Tavares da Silva em provas públicas na Universidade Lusófona, Centro Universitário de Lisboa no dia 03/04/2025, perante o júri, nomeado pelo Despacho de Nomeação n.º: 213/2025, de 03 de março, com a seguinte composição:

Presidente: Prof. Doutor Elói João Faria Figueiredo (Universidade Lusófona)
Arguente: Prof. Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues (Universidade de Aveiro);
Orientadora: Prof.^a Doutora Maria João Serpa da Lança Falcão da Silva (LNEC).

Este trabalho também foi orientado por Prof. Doutor António Manuel Gardete Mendes Cabaço e Prof.^a Doutora Ana Neyra Brandão de Vasconcelos.

Agradecimentos

Ao alcançar com o presente trabalho o topo da minha etapa académica, considero essencial fazer uma reflexão sobre todas as pessoas que, de uma forma direta ou indireta, contribuíram para a sua realização.

Começo por agradecer ao Professor Elói Figueiredo pelo reconhecido apoio, a constante disponibilidade e interesse no desenvolvimento e concretização da presente dissertação.

À Dr.^a Maria João Falcão da Silva e Dr. António Cabaço, orientadores desta dissertação, pelo seu empenho, capacidade de transmissão e partilha de conhecimentos, que contribuíram de forma exemplar para a minha formação. Reconheço e agradeço a perseverança e dedicação que sempre demonstraram e, que em grande parte, contribuíram para a concretização com sucesso deste trabalho.

À Dr.^a Ana Brandão de Vasconcelos, coorientadora desta dissertação, pela sua disponibilidade, interesse e contributo no desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos e colegas de Universidade, pelos momentos de amizade, convívio e partilha que ainda hoje temos.

À minha família, por todo o apoio e ensinamentos que me continuam a transmitir diariamente e por tudo aquilo que sempre me proporcionaram, com especial enfoque na formação pessoal e académica.

À Raquel, à Matilde e ao Vasco, pelo amor, motivação e apoio incondicional.

A todos o meu muito obrigado!

Resumo

A presente dissertação aborda a vulnerabilidade de uma tipologia de edifícios de betão armado, edificada durante os anos 60, e bem patente no parque habitacional português, que são os edifícios de rés-do chão vazado apoiados em “*pilotis*”. É abordado o mecanismo de colapso característico deste tipo de estruturas, sendo apontadas as necessidades de reforço e identificadas as técnicas de reforço.

Com base num caso de estudo situado na Av. Infante Santo, em Lisboa, bem representativo desta tipologia de edifícios, são estudadas duas soluções de reforço – contraventamento metálico e contraventamento metálico com dissipador de energia *Buckling Restrained Axial Dumpers* – e comparadas com outras soluções já estudadas por outros autores para o mesmo edifício. Estas soluções de reforço são dimensionadas recorrendo à ferramenta de cálculo *SeismoStruct*, por forma a obter as curvas de capacidade e perfis de *drifts*. Com estes resultados estrutura-se o modelo de análise custo-benefício recorrendo à ferramenta M-MACBETH.

Estruturado o modelo de avaliação e definidos os objetivos e critérios do ponto de vista do decisor, verifica-se que a solução de reforço por contraventamento metálico é a solução mais atrativa.

Como perspetivas de desenvolvimento futuro sugere-se a abordagem do dimensionamento e a análise custo-benefício de outras técnicas de reforço aplicadas a esta tipologia de edifícios, assim como a edifícios suscetíveis a outros tipos de mecanismos.

Palavras-chave: Edifícios de betão armado apoiados em “*pilotis*”, Técnicas de reforço sísmico, Análise Custo-Benefício, *SeismoStruct*, M-MACBETH.

Abstract

This dissertation addresses the vulnerability of a specific type of reinforced concrete building commonly found in Portuguese housing stock, particularly those constructed during the 1960s and supported on “pilotis”. The characteristic collapse mechanism of these structures is examined, the reinforcement needs are identified, and various reinforcement techniques are explored.

A case study of a building located on Av. Infante Santo in Lisbon, which is representative of this building type, is used to evaluate two reinforcement solutions: metal bracing and metal bracing combined with energy dissipating Buckling Restrained Braces (BRBs). These solutions are compared with other previously studied by other authors for the same building type. The reinforcement solutions are dimensioned using the SeismoStruct calculation tool to generate capacity curves and drift profiles. Based on these results, a cost-benefit analysis model is developed using the M-MACBETH software.

Once the evaluation model is established and the objectives and criteria are defined from the decision maker's perspective, the analysis reveals that the reinforcement solution using metal bracing is the most cost-effective option.

As a direction for future work, it is suggested to expand the approach to the dimensioning and cost-benefit analysis of reinforcement techniques applied to this type of buildings, as well as buildings susceptible to other types of mechanisms.

Keywords: Reinforced concrete buildings supported on pilotis, Seismic reinforcement, technics, Cost-Benefit Analysis, SeismoStruct, M-MACBETH.

Abreviaturas, siglas e símbolos

ACB	-	Análise Custo-Benefício
AMS	-	Amortecedor de Massa Sintonizado
ALS	-	Amortecedor de Líquido Sintonizado
AVAC	-	Aquecimento, Ventilação e Ar Condicionado
BRB	-	<i>Buckling Restrained Braces</i>
CEN	-	Comité Europeu de Normalização
EC3	-	Eurocódigo 3
EC8	-	Eurocódigo 8
FEMA	-	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
FPS	-	<i>Friction Pendulum System</i>
FRP	-	<i>Fibre reinforced polymer</i>
HDRB	-	<i>High Damping Rubber Bearing</i>
ICOMOS	-	<i>International Council on Monuments and Sites</i>
INCM	-	Imprensa Nacional Casa da Moeda
INE	-	Instituto Nacional de Estatística
LNEC	-	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LRB	-	<i>Lead Rubber Bearing</i>
MACBETH	-	<i>Measuring Attractiveness by a Category Based Evaluation Technique</i>
NIBS	-	<i>National Institute of Building Sciences</i>
PDM	-	Plano Diretor Municipal
QREN	-	Quadro de Referência Estratégico Nacional
REBA	-	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
REBAP	-	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RGEU	-	Regulamento Geral de Edificações Urbanas
RSA	-	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
RSCCS	-	Regulamento de Segurança das Construções Contra Sismos
RSEP	-	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
TLD	-	<i>Tuned Liquid Dumper</i>
TMD	-	<i>Tuned Mass Dumper</i>

Índice Geral

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento e motivação	1
1.2	Objetivos e metodologia	3
1.3	Justificação do tema	4
1.4	Organização do trabalho	5
2	Enquadramento conceptual	7
2.1	Considerações iniciais	7
2.2	Vulnerabilidade e risco sísmico	8
2.3	Caracterização do parque edificado em betão armado	9
2.4	Danos em edifícios de betão armado	11
2.5	Legislação aplicável	15
2.6	Considerações finais	17
3	Técnicas de reforço sísmico aplicadas a edifícios de betão armado	19
3.1	Considerações iniciais	19
3.2	Técnicas de intervenção global	20
3.2.1	Adição de paredes em betão armado	21
3.2.2	Contraventamento metálico	22
3.2.3	Isolamento de base	23
3.2.4	Sistemas de dissipação de energia	25
3.3	Técnicas de intervenção local	34
3.3.1	Encamisamento de betão	34
3.3.2	Encamisamento metálico	36
3.3.3	Encamisamento com FRP	37
3.3.4	Adição de chapas de aço e perfis metálicos	38
3.3.5	Pré-esforço exterior	39
3.3.6	Betão projetado	40
3.3.7	Injeção de resinas epóxi	41
3.3.8	Correção de pormenorização da armadura	42
3.3.9	Modificação do comportamento dos elementos estruturais por remoção total ou parcial de material	43

3.4	Exemplos de aplicação de técnicas de reforço sísmico em Portugal.....	43
3.5	Considerações finais	44
4	Caso de estudo	47
4.1	Considerações iniciais	47
4.2	Descrição arquitetónica	50
4.3	Descrição estrutural	53
4.4	Ferramenta de cálculo.....	56
4.4.1	Sistemas de eixos.....	57
4.4.2	Tipos de elementos	57
4.4.3	Não-linearidades dos materiais.....	57
4.4.4	Modelação dos materiais	58
4.4.5	Tipos de análise	59
4.5	Propriedades do modelo	62
4.5.1	Características geométricas	62
4.5.2	Combinações de ações.....	65
4.5.3	Desempenho do edifício	66
4.6	Avaliação do edifício sem reforço.....	66
4.7	Avaliação do edifício com reforço	68
4.7.1	Reforço com contraventamento metálico	69
4.7.2	Reforço com contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia 70	
4.7.3	Análise de resultados	72
4.8	Considerações finais	75
5	Análise Custo-Benefício de intervenções no edifício.....	77
5.1	Considerações iniciais	77
5.2	Metodologia Análise Custo-Benefício	78
5.3	Metodologia MACBETH	79
5.4	Ferramenta de cálculo M-MACBETH	80
5.5	Estruturação do modelo de avaliação	80
5.5.1	Definição de objetivos	80
5.5.2	Definição de critérios.....	81
5.5.3	Descritores de desempenho	82
5.5.4	Definição de opções.....	83

5.5.5	Custos associados a cada intervenção	87
5.5.6	Construção do modelo aditivo simples.....	89
5.5.7	Coeficientes de ponderação	91
5.5.8	Atratividade global por opção	92
5.5.9	Relação Custo-Benefício	94
5.5.10	Análise de Sensibilidade.....	95
5.6	Considerações finais	99
6	Conclusões e desenvolvimentos futuros	101
6.1	Conclusões do trabalho desenvolvido	101
6.2	Perspetivas de trabalho futuro	102
	Bibliografia.....	105
	Anexos.....	115

Índice de Quadros

Quadro 1 – Descrição dos estados de dano em edifícios de edifícios de betão armado (FEMA, 2003).	13
Quadro 2 – Características do betão C20/25 (idêntico ao B225 de projeto).	62
Quadro 3 – Características do aço A40N (idêntico ao A400).	62
Quadro 4 – Parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de alvenaria.	64
Quadro 5 – Frequências do modelo obtido.	66
Quadro 6 – Frequências fundamentais do edifício com e sem soluções de reforço.	73
Quadro 7 – Armadura longitudinal e transversal das paredes resistentes (Furtado, 2013).	84

Índice de Figuras

Figura 1 – Perigosidade sísmica da Europa para uma probabilidade de 10% em 50 anos (Seismic Hazard Harmonization in Europe, 2013).....	1
Figura 2 – Sismo de 1755: Carta de isossistas (Gonçalves, 2013).....	2
Figura 3 – Zonamento do território definido pelo EC8.....	16
Figura 4 – Paredes resistentes de betão armado: a) (Ehsani, 2007) e b) (Singh, 2024) .	21
Figura 5 – Contraventamento metálico <i>k-bracing</i> : a) (Sloan, 2006) e b) (Constrofacilitator, 2024).....	23
Figura 6 – Blocos de borracha de alto amortecimento: a) (Tekbem, 2024) e b) (Structurae, 2024).....	24
Figura 7 – Blocos de elastómero com núcleo de chumbo: a) e b) (Doshin Rubber Products, 2024).....	25
Figura 8 – Bloco pendular com atrito: a) e b) (Oiles Corporation, 2024).	25
Figura 9 – Aplicação de dissipador histerético no reforço de edifício (<i>Harbour City Centre Seismic Upgrade</i> , 2014).	26
Figura 10 – Dispositivo de amortecimento viscoso (CECO, 2024).	27
Figura 11 – Dispositivo viscoelástico: a) (Guerreiro, 2007) e b) (BC Housing, 2024)..	28
Figura 12 – Dispositivo por atrito (Guerreiro, 2007).	29
Figura 13 – Representação esquemática e caso prático de um amortecedor de massa sintonizada aplicado num edifício (Wagg, 2021).....	31
Figura 14 – Esquematização do funcionamento dos TLD (Silva, 2011).	32
Figura 15 – Amortecedor eletroindutivo rotativo (Alga, 2009).	33
Figura 16 – Reforço de pilar por encamisamento de betão armado: a) Esquema de armaduras de reforço; b) Aplicação a caso concreto (Bousias et al., 2005).....	35
Figura 17 – Encamisamento metálico: a) (Bousias et al., 2005); b) e c) (HTecnic, 2024).	36
Figura 18 – Encamisamento com fibras de carbono: a) (Bousias et al., 2005); b) (ASOPE, 2024).....	37

Figura 19 – Reforço de laje com chapas de aço: a) (HTecnic, 2024); b) (ALCEA, 2024).	38
Figura 20 – Pré-esforço exterior: a) (Appleton et al., 2002); b) (Rodrigues,2005).....	40
Figura 21 – Reforço de paredes por betão projetado: a) (ASOPE, 2024); b) (STAP, 2024).	40
Figura 22 – Injeção de resinas epóxi em fendas de elementos estruturais (STAP, 2024): a) viga; b) laje.	41
Figura 23 – Correção de armaduras em elementos estruturais: a) (Takeuti, 1999); b) (M2P, 2024).	42
Figura 24 – Implantação das Unidades Tipo A no plano geral (Fonseca, 2005).	48
Figura 25 – Residência <i>Villa Savoye</i> , projetada por Le Corbusier (Darling, 2000).	49
Figura 26 – Conjunto da Av. Infante Santo nos anos 50: a) (Fonseca et al., 2006); b) (Rocha, 2012).	50
Figura 27 – Fotografias do Lote 5: a) detalhe dos pilotis (Silva, 2015); b) pormenor da entrada numa das extremidades (Rocha, 2012); c) cobertura destinada a zona de estendais (Rocha, 2012).	51
Figura 28 – Fotografias do caso de estudo: a) Pormenor das fachadas (Rocha, 2012); b) Pormenor da galeria de serviço com grelhas verticais em betão (Silva, 2015).	51
Figura 29 – Planta do piso inferior das habitações duplex (Fonseca, 2005).	52
Figura 30 – Planta dos andares Lote 5 (Projeto 1952-1955) (Pessoa, 1940).....	52
Figura 31 – Dimensões em planta e localização das juntas de dilatação no projeto (Rodrigues, 2005).	53
Figura 32 – Corte longitudinal Lote 5 (Projeto 1952-1955) (Pessoa, 1940).	55
Figura 33 – Sistema de eixos locais de um elemento (Antoniou & Pinho, 2003).....	57
Figura 34 – Representação do modelo da dupla biela equivalente (Smyrou, 2006).	63
Figura 35 – Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos inferiores (Furtado, 2013).	64
Figura 36 – Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos superiores (Furtado, 2013).	64
Figura 37 – Curvas de capacidade: a) direção transversal; b) direção longitudinal.	67
Figura 38 – Perfil de deslocamentos: a) direção transversal; b) direção longitudinal....	67
Figura 39 – Perfil de <i>drifts</i> : a) direção transversal; b) direção longitudinal.	68

Figura 40 – Disposição em planta da localização dos contraventamentos metálicos. ...	70
Figura 41 – Disposição em alçado da localização dos contraventamentos metálicos....	70
Figura 42 – Composição dos BRB (EDL, 2024).....	71
Figura 43 – Disposição em planta da localização dos BRB.	71
Figura 44 – Disposição em alçado da localização dos BRB.	72
Figura 45 – Curvas de capacidade com e sem soluções de reforço: a) direção transversal; b) direção longitudinal.....	73
Figura 46 – Perfil de <i>drifts</i> com e sem soluções de reforço: a) direção transversal; b) direção longitudinal.	74
Figura 47 – Descritores de desempenho de cada um dos critérios.....	83
Figura 48 – Secção transversal da parede resistente adicionada na direção longitudinal (Furtado, 2013).	84
Figura 49 – Secção transversal da parede resistente adicionada na direção transversal (Furtado, 2013).	85
Figura 50 – Secção transversal da solução de encamisamento de pilares ao nível do r/c do edifício: a), b) e c) (Furtado, 2013).	85
Figura 51 – Exemplos de integração de ALS: a) Unidade de ALS retangular considerada; b) Conjunto de ALS por nível em perspetiva (Silva, 2011).	87
Figura 52 – Alçados do edifício com representação esquemática da colocação dos módulos de ALS ao nível do rés-do-chão (Silva, 2011).....	87
Figura 53 – Introdução dos custos no programa M-MACBETH.	89
Figura 54 – Matriz de julgamentos para as ponderações globais.	91
Figura 55 – Ponderações globais.	92
Figura 56 – Tabela de pontuações.	93
Figura 57 – Termómetro global de atratividade.	93
Figura 58 – Gráfico relação custo-benefício.	94
Figura 59 – Análise de sensibilidade para o critério Minimização do risco.....	96
Figura 60 – Análise de sensibilidade para o critério Curva de capacidade.	96
Figura 61 – Análise de sensibilidade para o critério Perfis de <i>drift</i>	97
Figura 62 – Análise de sensibilidade para o critério Complexidade de intervenção.....	98

Figura 63 – Análise de sensibilidade para o critério Grau de intrusão.....	98
--	----

1 Introdução

1.1 Enquadramento e motivação

A ação sísmica traduz-se num fenómeno natural capaz de gerar um vasto grau de destruição junto das populações e estruturas existentes nos grandes centros urbanos. Sendo este um fenómeno natural e, impossível de ser previsto, deverão ser adotadas medidas de mitigação das consequências destruidoras deste fenómeno. Sabendo da existência de grandes centros urbanos localizados em regiões de atividade sísmica muito intensa (Figura 1), esta intervenção reveste-se de particular importância e urgência.

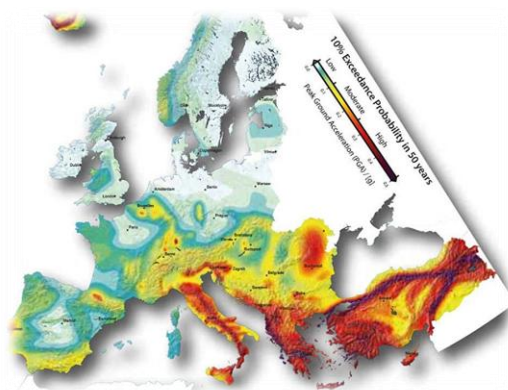


Figura 1 – Perigosidade sísmica da Europa para uma probabilidade de 10% em 50 anos (*Seismic Hazard Harmonization in Europe*, 2013).

A nível nacional, os registos históricos identificam como regiões de maior atividade sísmica a área metropolitana de Lisboa, a costa algarvia e o arquipélago dos Açores, registando a ocorrência de sismos de elevada intensidade, ainda que com períodos de retorno relativamente espaçados como, por exemplo, os sismos históricos ocorridos em 1531, 1755 e 1909 (Sousa & Carvalho, 2010).

O sismo ocorrido a 1 de novembro de 1755 foi o sismo mais marcante e bem documentado a nível nacional, e que tem vindo a ser objeto de estudo até aos dias de hoje. Analisando a carta de isossistas apresentada na Figura 2 (Gonçalves, 2013) é perceptível a violência do movimento sísmico. Em simultâneo, o longo período de duração desta ação, o tsunami e o incêndio que se verificaram de seguida, contribuíram para um largo número de feridos e mortos, bem como para a vasta destruição do edificado, essencialmente na região de Lisboa, Vale do Tejo e Litoral Algarvio.

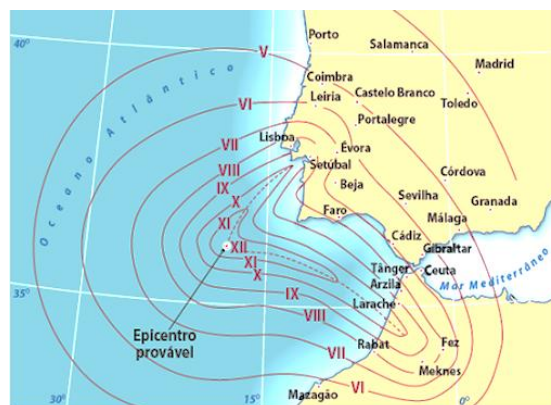


Figura 2 – Sismo de 1755: Carta de isossistas (Gonçalves, 2013).

Quer por se situar sobre a placa Euro-Asiática, quer pelo histórico de sismos ocorridos, Portugal apresenta-se como um país de intensidade sísmica moderada a forte. Após ter sido devastado pelos terremotos de 1755 e 1909, Portugal apresentou-se como pioneiro na criação de regulamentação na construção tendo em consideração a ação sísmica.

Em 1951, surge o Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU) com a primeira alusão à ação sísmica, ainda que demasiado genérico e sem referências a pormenorizações. Em 1958, surge o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS), mais completo que o regulamento anterior, tornando-se assim no primeiro regulamento antissísmico aplicável a nível mundial. Ao fim de três anos, já em 1961, surge a necessidade de se divulgarem novos parâmetros na segurança das estruturas e é divulgado o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP).

Os edifícios construídos previamente aos regulamentos estruturais (o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSA, e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado – REBAP), implementados em 1983, revestem-se de características particulares e pormenores construtivos que os tornam mais vulneráveis às ações sísmicas do que os construídos posteriormente à implementação destes regulamentos. Simultaneamente, tem-se verificado que estes edifícios têm vindo a ser intervencionados essencialmente a nível estético e não estrutural, acabando muitas vezes por vulnerabilizá-los ainda mais. Contudo, seria conveniente do ponto de vista humano e económico que todo o parque habitacional, localizado sobretudo nas regiões de maior atividade sísmica, fosse capaz de resistir aos efeitos sísmicos, com o mínimo de danos possível.

Pelos argumentos acima apresentados, constata-se que é fundamental proceder ao reforço estrutural dos edifícios anteriores aos regulamentos estruturais RSA e REBAP, priorizando a introdução de soluções de reforço que confirmem resistência às ações sísmicas. O

presente documento estuda algumas das possíveis soluções de reforço, fazendo uma análise da sua viabilidade em termos técnicos e económicos.

1.2 Objetivos e metodologia

A intervenção num edifício existente depende da elaboração de um estudo prévio que tenha em consideração a análise da sua tipologia estrutural, o fim a que se destina a sua exploração, o estado de conservação em que se encontra, o valor patrimonial e o período de vida útil. Com base nestas características e, obviamente, pesando o fator económico, define-se o tipo de intervenção a efetuar.

Tomando como exemplo um edifício habitacional, é indispensável calcular os custos inerentes à intervenção por forma a verificar se esta é compensatória do ponto de vista económico. Neste contexto, devem ser definidas diferentes soluções de intervenção e elaborar a respetiva análise custo/benefício, apoiando e fundamentando a solução a implementar, quer do ponto de vista técnico, como do ponto de vista económico.

Importa ter em consideração que, em caso de ocorrência de um sismo, os custos inerentes à reabilitação do edifício ultrapassam largamente os custos intrínsecos à implementação de uma solução de reforço, isto sem contabilizar as eventuais perdas irreparáveis, quer a níveis humanos como económicos.

O presente trabalho pretende estabelecer uma análise comparativa de diversas soluções de reforço adotadas, verificando em que medida contribuem para o reforço estrutural de um edifício quando solicitado por ações sísmicas. Para o efeito, para o caso de estudo apresentado, foram dimensionadas duas técnicas de reforço e analisados os melhoramentos conseguidos através da curva de capacidade de cada uma das soluções. A introdução destas técnicas teve em consideração as exigências especificadas nos regulamentos em vigor.

De forma a estabelecer uma análise custo-benefício das soluções aplicadas, foram estimados os custos de implementação das diversas técnicas de reforço. Para tornar o modelo ainda mais consistente, foram ainda consideradas outras soluções de reforço estudadas por outros autores: adição de paredes resistentes em betão armado (Furtado, 2013); reforço de pilares por encamisamento das secções com betão armado (Furtado, 2013); adição de amortecedores de líquido sintonizado (Silva, 2011).

Com a definição desta metodologia de análise custo-benefício pretende-se apoiar eventuais intervenientes no processo de identificação da solução de reforço a adotar, tanto a nível de resultados obtidos, como a nível económico. Em simultâneo, pretende-se também

alertar e consciencializar para a vulnerabilidade sísmica do parque habitacional em Portugal, nomeadamente para os edifícios construídos até aos anos 80.

1.3 Justificação do tema

A necessidade de reforçar um edifício de betão armado surge quando a sua estrutura é sujeita a um aumento de solicitações, quando existem erros de conceção, quando existe a necessidade de cumprir critérios de segurança mais exigentes ou devido ao mau comportamento em serviço.

Ao longo dos últimos anos tem-se recorrido a várias técnicas de reforço, sendo umas mais recorrentes do que outras, quer por motivos de desempenho, quer por motivos económicos ou de viabilidade.

Segundo Rocha (2011), a escolha da técnica de reforço mais adequada depende de diversos fatores, incluindo o tipo e extensão dos danos, as características da estrutura existente, as novas solicitações previstas e as considerações económicas. É fundamental realizar um diagnóstico completo da estrutura antes de proceder ao reforço, incluindo vistorias sensoriais e ensaios não destrutivos e destrutivos.

O processo de reforço estrutural deve seguir um conjunto de etapas criteriosas, incluindo o diagnóstico, o projeto de reforço, a análise estrutural, a execução do reforço e a inspeção pós-intervenção. Além disso, é essencial que todo o processo esteja em conformidade com as normas técnicas vigentes, que fornecem diretrizes específicas para o reforço de estruturas de betão armado (Rocha, 2011).

Sabido é também que o edificado português, nomeadamente o de Lisboa, apresenta condições de segurança muito precárias ao nível dos edifícios sem dimensionamento sísmo-resistente. Segundo estudos realizados, este tipo de edifícios apenas contabiliza uma resistência aos sismos da ordem de 30% a 50% da exigida pela regulamentação atual, o que em caso de sismo pode ditar o seu colapso (Costa, 2018).

Perante este cenário, surge a necessidade de atuar junto destas estruturas dotando-as de capacidade resistente e/ou dúctil, de modo que, em caso de sismo, estas não ponham em causa a segurança dos seus utilizadores, e se possível mantenham o seu funcionamento.

1.4 Organização do trabalho

A presente dissertação de mestrado encontra-se estruturada em seis capítulos que se enquadram da seguinte forma.

No presente capítulo (**Introdução**) é apresentada a temática a desenvolver fazendo o seu enquadramento geral, a justificação do tema, os objetivos pretendidos e a metodologia de estudo adotada.

No **Capítulo 2** é feita uma contextualização dos efeitos da ação sísmica nas construções, nomeadamente nos edifícios de betão armado dos anos 60 e 70, identificando as suas vulnerabilidades mais comuns e os danos que esta ação poderá causar.

No **Capítulo 3** é feita uma contextualização dos edifícios de betão armado sem dimensionamento sísmo-resistente abrangendo a caracterização construtiva e o seu comportamento quando solicitado por ações sísmicas. São ainda abordadas as técnicas de reabilitação e de reforço sísmico, fazendo distinção entre técnicas globais e técnicas em elementos estruturais. São ainda apresentados alguns exemplos de utilização de técnicas de reforço utilizadas em Portugal.

No **Capítulo 4** é apresentado o caso de estudo procedendo-se à descrição arquitetónica, à descrição estrutural e são dimensionadas duas técnicas de reforço adequadas face às vulnerabilidades detetadas. É ainda abordada a ferramenta de cálculo utilizada na sua modelação e respetivas propriedades, descrevendo-se a modelação numérica da estrutura. Por último, é feita a avaliação das soluções de reforço com base nas curvas de resposta.

No **Capítulo 5** é feito um pequeno enquadramento sobre as Análises Custo-Benefício (ACB), de um modo em geral, e é descrito o modelo de ACB utilizado. É aplicada a ACB às técnicas de reforço consideradas e dimensionadas para o edifício em estudo e extraíndo-se qual a solução mais atrativa de entre as opções.

No **Capítulo 6** resumem-se as principais conclusões do estudo desenvolvido e definem-se as perspetivas de trabalho de investigação futuros que se considerem relevantes para a melhor compreensão e aplicação das metodologias abordadas.

A dissertação apresenta ainda três Anexos. No **Anexo A** é apresentado o artigo intitulado “*Reabilitação sísmica aplicável a edifícios de betão armado apoiados em “pilotis”: Contribuição para análise custo-benefício*” (Silva, et al., 2015), apresentado na conferência CONPAT 2015 e cujo tema aborda a implementação de técnicas de reforço aplicados a um caso de estudo, e a consequente abordagem custo-benefício dos resultados obtidos. No **Anexo B** é

apresentado o artigo intitulado “*Seismic reinforcement of concrete buildings*” (Silva, et al., 2015), apresentado na conferência M2D’2015 e cujo tema aborda as vulnerabilidades dos edifícios de betão armado característicos dos anos 70 relativamente às ações sísmicas e a necessidade de estes serem reforçados. Por último, no **Anexo C** é apresentado o artigo intitulado “*Cost-benefit analysis approach for structural reinforcement of "pilotis" building structures*” (Silva et al., 2017), submetido para a conferência M2D’2017, onde é feita uma abordagem à análise custo-benefício aplicada no reforço estrutural de edifícios de betão armado.

2 Enquadramento conceptual

2.1 Considerações iniciais

Em Portugal, os edifícios construídos até aos anos 60 foram, na sua grande maioria, projetados para resistir meramente a ações verticais. A falta de conhecimento técnico e, consequentemente de regulamentação obrigatória, assim como os materiais genericamente utilizados e os sistemas construtivos adotados levaram ao insuficiente dimensionamento destes edifícios a ações horizontais (Lamego, 2014).

A partir dos anos 80, com o conhecimento alcançado, com o desenvolvimento de regulamentação e, entretanto, com o desenvolvimento de programas informáticos capazes de simular as ações sísmicas e a capacidade de reação dos edifícios, constatou-se que o parque habitacional possui uma elevada vulnerabilidade sísmica, suscetível de resultar em danos severos, conduzindo à sua inutilização ou até mesmo colapso. Consequentemente, estão associados um elevado número de desalojados, feridos e mortos.

Através da implementação de técnicas de reforço nos edifícios que apresentem elevada vulnerabilidade sísmica será possível mitigar o seu colapso e minimizar os danos causados. As técnicas de reforço visam aumentar a capacidade de resistência da estrutura do edifício às ações horizontais. De acordo com as Recomendações do Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitetónico (ICOMOS, 2004), devem ser respeitados três princípios básicos sempre que se intervém em edifícios existentes, nomeadamente:

- i) Compatibilidade entre as soluções de reforço a implementar, processos construtivos, materiais utilizados e o objeto a intervencionar, tendo a preocupação de serem pouco intrusivas;
- ii) Garantir que a solução de reforço adotada é reversível ou passível de ser removida e substituída por outra que se considere mais conveniente, como por exemplo substituída por uma solução mais eficaz ou substituição após o término da sua vida útil;
- iii) Assegurar que a solução de reforço implementada impõe no edifício a mínima intervenção e impacto possível, conservando assim o seu valor patrimonial.

De um modo geral, a escolha da técnica de reforço para um determinado edifício depende da sua tipologia construtiva e configuração estrutural. A tipologia de cada edifício

caracteriza-se pelos materiais aplicados e pela organização e composição dos respetivos elementos constituintes, condicionando a sua resposta à ação sísmica. Após análise da vulnerabilidade sísmica selecionam-se as técnicas de reforço que melhor se adaptam a cada tipologia.

No presente capítulo efetua-se uma breve caracterização da tipologia de edifícios analisada ao longo deste trabalho, abordando a sua vulnerabilidade e principais danos observados quando sujeitas a ações sísmicas.

2.2 Vulnerabilidade e risco sísmico

A vulnerabilidade sísmica em Portugal apresenta-se como um tema crucial para a análise e compreensão dos riscos associados a eventos sísmicos. Portugal, em particular a sua região costeira e as áreas urbanas, exibem um panorama de vulnerabilidade influenciado por fatores geológicos, socioeconómicos e de infraestrutura. O país situa-se numa zona geologicamente ativa, sob a interação das placas tectónicas Africana e Euro-Asiática, gera episódios frequentes de atividade sísmica. O terremoto de Lisboa em 1755 é um marco histórico que ilustra o potencial devastador dos sismos, resultando em significativas perdas de vidas e danos materiais (Carvalho, 2001).

A vulnerabilidade das construções em Portugal é um fator determinante, uma vez que muitas edificações, especialmente as mais antigas, não atendem às normas de segurança sísmica, apresentando fragilidades estruturais. A densidade populacional nas áreas urbanas, aliada à falta de planeamento urbano adequado e estratégias de mitigação, agrava ainda mais essa vulnerabilidade. Além disso, a escassez de programas de sensibilização e preparação da população para situações de emergência, contribui para o cenário de risco. Desta forma, reveste-se de particular importância que as autoridades implementem políticas de reforço e adaptação das infraestruturas, promovendo um aumento na resiliência das comunidades e um melhor entendimento das medidas de prevenção e resposta a desastres sísmicos. A elaboração de estudos e a integração de tecnologias modernas podem auxiliar na avaliação dos riscos e na implementação de medidas eficazes para mitigar os impactos de um possível evento sísmico (Fonseca et al., 2006).

Conforme definido na norma NP EN ISO 31000:2009, o risco sísmico é determinado pela combinação das consequências de um evento e da probabilidade da sua ocorrência. O risco sísmico (R) pode ser avaliado em função da perigosidade sísmica (H), da exposição (E) e da vulnerabilidade sísmica (V). A análise do risco sísmico (1) traduz-se na estimativa de perdas

humanas, feridos, danos materiais e interrupção de atividades socioeconómicas (NP ISO 31000:2012, 2012).

$$R=f(H,V,E) \quad (1)$$

A análise de risco sísmico define a probabilidade de se igualar ou exceder um determinado valor de perdas (humanas, feridos, impacto socioeconómico, etc.) em caso de ocorrência de cenário sísmico, para o qual é definido à partida a sua perigosidade sísmica. Dito de outro modo, para uma determinada perigosidade sísmica, em determinado local e período, é determinada a probabilidade de excedência da ocorrência de um determinado nível de ação sísmica (Sousa et al., 2006).

Existe também uma outra abordagem à análise de risco sísmico (2) que discrimina o valor dos elementos em risco, nomeadamente o custo específico ou o custo da reposição da estrutura ou normal funcionamento do edifício, através de uma parcela específica (C) (Calvi et al., 2005).

$$R=H \times V \times E \times C \quad (2)$$

Deste modo, constata-se que o incremento de uma das variáveis mencionadas, se traduz num aumento do risco sísmico. Por outro lado, pode-se alcançar a redução do risco sísmico recorrendo à redução de qualquer uma das variáveis apresentadas.

Quanto à perigosidade sísmica, uma vez que esta variável se encontra subjacente ao próprio fenómeno natural, o sismo, será praticamente impossível reduzir o seu valor. No entanto, uma forma de minimizar o valor deste fator é reduzir o número de edifícios a construir nas zonas sísmicas. Relativamente aos edifícios existentes, não sendo possível reduzir o seu valor de exposição, deverá proceder-se à redução da sua vulnerabilidade sísmica, recorrendo ao aumento da sua resistência às ações sísmicas.

2.3 Caracterização do parque edificado em betão armado

O parque edificado português caracteriza-se por diversas tipologias construtivas, no entanto estas dividem-se essencialmente em três grandes grupos: edifícios em alvenaria de pedra, edifícios de “placa” e edifícios reticulados em betão armado.

Os **edifícios com estrutura em alvenaria de pedra** representam, de acordo com os Censos 2011 (INE, 2012), cerca de 14% do parque habitacional português. Estes edifícios são formados por paredes resistentes em alvenaria de pedra assentes sobre fundações de alvenaria de pedra irregular, exceto os edifícios construídos em zonas de níveis freáticos elevados, como

por exemplo a baixa pombalina, em que a alvenaria se encontra assente sobre estacas de madeira (Pinho, 2000).

As pedras geralmente aplicadas nesta tipologia de edifícios eram o calcário, basalto, granito e xisto, fornecidas em dimensões mais ou menos regulares, e assentes com argamassa de cal e areia. Pelo interior é habitual encontrarem-se paredes de alvenaria de reduzida espessura ou paredes com estrutura em madeira, denominadas de tabiques. No que diz respeito ao pavimento, este geralmente é de madeira, formado por vigas e soalho de madeira (Lamego, 2014).

Os **edifícios de “placa”** começam a surgir em meados de 1930, com o início da utilização do betão armado como material de construção. Consistem em estruturas formadas por lajes de betão, apoiadas diretamente sobre paredes em alvenaria, representando cerca de 32% do edificado nacional, de acordo com os Censos 2011 (INE, 2012).

Numa fase inicial, a utilização do betão surge associada à aplicação em consolas e elementos estruturais salientes, assim como em pavimentos de zonas húmidas. Gradualmente os pavimentos em madeira foram sendo substituídos por lajes de betão em todo o pavimento das edificações (Pinho, 2000).

Relativamente às paredes, foi-se assistindo à alteração das paredes outrora em alvenaria de pedra, por paredes mistas, compostas por betão e alvenaria de tijolo cerâmico ou blocos de betão. Como estas alterações foram surgindo com a evolução do conhecimento ao longo do tempo, podem ser encontradas algumas tipologias de construção mistas, conciliando várias soluções e materiais (Pinho, 2000).

No que diz respeito aos materiais utilizados, os elementos estruturais eram constituídos por betão da classe B20 ou B25, e aço em varão liso da classe A235. As lajes em betão armado geralmente apresentavam uma espessura de 0,10 metros de espessura, considerando a colocação de uma armadura em rede, a meia altura da sua secção. A disposição das vigas e pilares era, de um modo geral, na periferia dos edifícios, sendo inexistente ou muito ligeira a ligação entre eles. O recobrimento destes elementos era cerca de 2 centímetros de espessura, e as suas secções eram muito esbeltas pois o seu dimensionamento apenas considerava os esforços verticais (Lamego et al., 2008).

Os pilares apresentavam secções diferentes por piso, assim como a disposição das suas armaduras que, de um modo geral se apresentava reduzida pelo facto de que apenas eram dimensionadas para resistir às ações verticais (Lamego et al., 2008).

Em suma, para esta tipologia em particular, pese embora o estado de conservação que apresentam devido às atividades de manutenção, em termos estruturais estas estruturas apresentam grandes fragilidades, revestindo-se de particular importância proceder ao seu reforço estrutural.

Os **edifícios reticulados em betão armado** surgem em meados de 1950-1960, e consistem em estruturas formadas por elementos estruturais em betão armado (pilares, vigas e lajes), que por sua vez, descarregam as cargas nas fundações (sapatas), compostas pelo mesmo material. Com a evolução do conhecimento são introduzidos outros elementos estruturais, como por exemplo paredes de betão armado, usualmente aplicadas nas caixas de escada e/ou elevador (Lamego et al., 2008).

De acordo com os Censos 2011, esta tipologia de edificações representa cerca de 49% do parque habitacional português, dos quais cerca de 19% foram edificados antes de 1980 (INE, 2012).

Durante este período o dimensionamento dos elementos de betão armado era determinado através da análise isolada de pórticos planos. O tipo de materiais utilizado e as dimensões dos elementos de betão armado assemelham-se aos edifícios denominados de “placa”, com exceção dos pilares que se verificam de secção superior para suportar o aumento do peso da estrutura de betão do edifício (Lamego, 2014).

No que diz respeito à distribuição e quantificação de armaduras, verifica-se que nesta tipologia ainda foram aplicados os mesmos conceitos dos edifícios de “placa”, destacando-se apenas a utilização de armaduras “BI” nas vigas. Este tipo de armaduras era composto por varões de aço e rede. Relativamente às lajes, a tendência registada é que se estava a abandonar a execução de lajes maciças de betão armado em detrimento de lajes aligeiradas com abobadilha cerâmica, essencialmente em edifícios de grande porte com o intuito de diminuir o peso próprio da estrutura. As lajes apresentavam uma espessura média entre 15 e 20 cm e descarregavam diretamente nas vigas de travamento ou vigas principais (Lamego, 2014).

2.4 Danos em edifícios de betão armado

Os danos sísmicos num edifício representam-se pela consequência física adversa proveniente de um levantamento exaustivo após ocorrência de atividade sísmica. Os danos estruturais nos edifícios de betão armado causados pela ação sísmica devem-se essencialmente à presença de irregularidades estruturais, mudanças significativas de rigidez e a resistência ou massa nas propriedades estruturais que comportamentos da estrutura diferentes dos expectáveis.

Em sismos recentemente ocorridos, verificou-se que o comportamento dos edifícios depende em grande parte da sua configuração estrutural (Brum, 2014).

Neste aspeto, o edificado português apresenta uma irregularidade bastante comum que são os edifícios com pisos vazados, ou seja, edifícios em que um dos pisos, geralmente o rés-do-chão, é um piso com escassas ou nenhuma paredes de enchimento, apresentando apenas elementos verticais. Estes pisos vazados são utilizados frequentemente como estacionamento, áreas de comércio ou exigências arquitetónicas. Alguns edifícios de serviços também apresentam frequentemente pisos vazados em altura, onde se encontram as instalações técnicas. Esta irregularidade estrutural traduz-se numa diferença significativa de rigidez e de resistência comparativamente aos pisos adjacentes, refletindo-se numa grande variação de deslocamento horizontal relativo entre pisos (Brum, 2014).

O colapso de edifícios por força da ação sísmica devido à existência de piso vazado deve-se à não consideração do efeito das alvenarias de enchimento no seu dimensionamento. A influência das alvenarias de enchimento confere uma maior rigidez aos pisos, diferenciando o comportamento entre pisos, que origina irregularidade em altura.

A metodologia FEMA & NIBS, abordada no documento HAZUS, classifica os níveis de danos associados às diversas tipologias de construção, distinguindo-os em função da sua utilização (FEMA, 2003). Esta metodologia abrange um total de 36 tipologias, que por sua vez se dividem em cinco grandes grupos: edifícios em madeira, edifícios metálicos, edifícios em betão, edifícios em alvenaria e edifício móveis. Cada grupo subdivide-se de acordo com o número de pisos, destacando-se os edifícios de pequeno porte entre 1 a 3 pisos, os edifícios de médio porte entre 4 a 7 pisos e os edifícios de grande porte com 8 ou mais pisos.

No que se refere aos danos, são diferenciados por danos estruturais e danos não estruturais, considerando-se para cada um deles os seguintes estados de dano: ausência de dano, dano ligeiro, dano moderado, dano extenso ou grave e dano completo ou colapso. No Quadro 1 patenteado são apresentados os estados de dano considerados pela metodologia FEMA & NIBS, correspondentes aos danos estruturais da tipologia construtiva de edifícios de betão armado.

Quadro 1 – Descrição dos estados de dano em edifícios de betão armado (FEMA, 2003).

Dano ligeiro	- Elementos estruturais apresentam fendilhação por flexão ou por corte.
Dano moderado	- Maioria dos elementos estruturais apresenta fissuras; - Plastificação dos elementos dúcteis apresentando fendas de flexão; - Abertura de fendas de grande dimensão e projeção de betão em elementos rígidos.
Dano extenso ou grave	- Elementos estruturais atingem capacidade última de resistência e apresentam grandes fendas de flexão e projeção de betão; - Elementos estruturais apresentam rotura por corte nas ligações a outros elementos, podendo ocorrer colapsos parciais.
Dano completo ou colapso	- Risco de colapso da estrutura; - Colapso devido à falta de resistência ou perda de estabilidade dos elementos estruturais; - Danos completos em cerca de 13% dos edifícios de pequeno porte, 10% dos edifícios de médio porte e 5% dos edifícios de grande porte.
Nota: O documento HAZUS denomina por fissura uma abertura até 3 mm e por fenda uma abertura superior a 3 mm.	

Os danos não estruturais considerados na metodologia apresentada abrangem uma série de elementos, desde os arquitetónicos aos elementos mecânicos e elétricos. Estes danos são analisados individualmente mediante a sua reação às ações sísmicas, distinguindo-se em dois grupos: elementos sensíveis ao deslocamento e elementos sensíveis à aceleração.

Os elementos sensíveis ao deslocamento são aqueles em que os danos resultam essencialmente do deslocamento entre piso, enquanto os elementos sensíveis às acelerações são aqueles em que os danos se demonstram mais suscetíveis de sofrer danos associados ao movimento global do edifício.

Os danos provocados nos elementos não estruturais dependem em grande parte do tipo de fixação ou ancoragem à estrutura do edifício, do tipo de edifício e sua estrutura, e dos danos causados à mesma. Neste contexto, importa compreender os mecanismos mais suscetíveis de causar danos graves ou levar ao colapso dos edifícios de betão armado quando sujeitos às ações sísmicas (Neves, 2016):

- i) Confinamento inadequado – o betão quando sujeito à compressão apresenta um módulo de rotura frágil, estando depende do confinamento conferido pela armadura. Ora esse confinamento pode-se revelar inadequado ou insuficiente mediante dimensionamento do diâmetro dos estribos, afastamento, quantidade de armadura longitudinal, tipo de aço, geometria das secções transversais e pormenorização dos próprios estribos.

- ii) Ductilidade inadequada – a maioria das estruturas desta época não se encontra providas de uma adequada ductilidade, exibindo um comportamento não-dúctil quando solicitadas pelas ações sísmicas, contribuindo assim para o aumento do risco sísmico.
- iii) Mecanismo de aderência aço-betão – nas estruturas de betão armado os mecanismos de transferência de tensões entre o aço e o betão ocorrem através do atrito da armadura com o betão. No entanto, as armaduras aplicadas nesta época eram formadas por varões lisos, não havendo esse atrito e, conseqüentemente, fragilizando este mecanismo.
- iv) Amarração incorreta e sobreposição da armadura principal – a incorreta pormenorização em projeto das zonas de amarração e sobreposição da armadura longitudinal, e conseqüentemente má execução em fase de execução, conduzem a um erro frequente neste tipo de estruturas.
- v) Insuficiente capacidade de resistência ao corte de vigas e pilares – as ações consideradas no dimensionamento de estruturas são inferiores às ações sísmicas a que as estruturas possam vir a estar sujeitas, levando a que a capacidade resistente ao corte seja muito reduzida.
- vi) Insuficiente capacidade resistente à flexão de vigas e pilares – o tipo de aço, o dimensionamento das armaduras e os pormenores de amarração constituem um fator determinante no desempenho estrutural dos edifícios. Tal como mencionado anteriormente, a fraca aderência entre aço e betão, a baixa resistência do betão à compressão e a inadequada pormenorização das armaduras, conduzem a uma reduzida capacidade resistente à flexão.
- vii) Insuficiente capacidade resistente dos nós viga-pilar – além de garantir que vigas e pilares têm adequada resistência, rigidez e ductilidade para o bom desempenho da estrutura, é necessário garantir que estes elementos se encontram devidamente ligados entre si. Para isso, é essencial eliminar mecanismos como a insuficiente adoção de armadura de confinamento e a insuficiente ancoragem da armadura longitudinal dos respetivos elementos.
- viii) Mecanismo tipo viga forte-pilar fraco – a regulamentação atual indica que para um edifício apresentar um comportamento sísmico dúctil, devem ser adotados pilares com maior resistência do que as vigas, e não inverso como é comum observar-se nas estruturas existentes desta época. Ou seja, as exigências de deformação em regime não-linear devem concentrar-se ao nível das vigas e não nos pilares.

- ix) Alteração do comportamento estrutural devido às paredes de alvenaria de enchimento – no que diz respeito a ações sísmicas, este elemento, embora relativamente frágil, pode modificar drasticamente a resposta estrutural, atraindo forças para partes da estrutura que não foram projetadas para resistir a estas solicitações. Pode inclusivamente aumentar substancialmente a rigidez global da estrutura, provocando mecanismos imprevistos. Em muitos casos as paredes de alvenaria desenvolvem-se até certa cota, deixando parte do pilar exposto, originando o mecanismo denominado por *short-column*.
- x) Irregularidades estruturais – a incorreta conceção de uma estrutura pode conduzir ao mau desempenho quando sujeita a qualquer tipo solicitação. As alterações bruscas de rigidez, resistência, massa da estrutura e propriedades dos elementos de um edifício, quer em planta, quer em altura, podem resultar em distribuições de forças horizontais e deformações muito diferentes daquelas que surgem em estruturas regulares. Um exemplo disso é a redução da secção dos pilares e paredes resistentes consoante a altura da estrutura, e até da alteração de dimensões de elementos não estruturais.
- xi) Influência dos modos superiores – grande parte das estruturas edificadas até aos anos 80 foram dimensionadas com recurso a procedimentos simplificados, e cuja resposta sísmica teve por base a consideração de um único modo equivalente. No entanto, para determinadas configurações estruturais este procedimento não reflete com exatidão o desempenho estrutural do edifício, verificando-se o seu colapso quando sujeita à ação sísmica.

2.5 Legislação aplicável

Em 1951, com a publicação do Regulamento Geral de Edificações Urbanas (RGEU), foram definidos parâmetros de construção para zonas sujeitas a atividade sísmica violenta, como por exemplo, limite de altura máxima, tipo de estrutura, constituição dos elementos estruturais, majoração de sobrecargas, adoção de coeficientes de segurança e implantação sobre solos de fundação homogéneos (INCM, 1951).

Em meados de 1958, com a publicação do Regulamento de Segurança das Construções Contra Sismos (RSCCS), o mapa nacional foi dividido em três zonas de perigosidade sísmica, definindo para cada uma delas um coeficiente sísmico. Este regulamento define que a força sísmica a que uma estrutura se encontra sujeita é igual à massa dessa estrutura a multiplicar pelo respetivo coeficiente sísmico, e será aplicada no seu centro de gravidade.

Cumulativamente, foram definidas disposições construtivas relativamente à interligação de elementos estruturais, de forma a funcionarem monoliticamente quando solicitadas por ações sísmicas (INCM, 1958).

Em 1961, surgiu a necessidade de atualizar e concatenar num único documento as disposições das ações a considerar no dimensionamento de estruturas, surgindo assim o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP). Este regulamento passou a considerar um novo zonamento do país, definindo assim 4 quatro zonas (A, B, C e D). Além da ação sísmica já considerada noutros regulamentos, este passou a considerar a ação do vento (INCM, 1961).

Em 1967, com a publicação do Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA), foi definido que os efeitos das ações sísmicas deverão ser determinados através da análise do comportamento dinâmico das estruturas ou, de forma simplificada, equiparando essas ações a forças estáticas equivalentes (INCM, 1967).

Em 1983, com a publicação do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) e do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) a edificação de novas estruturas passou a adotar regras construtivas que incrementam a sua ductilidade e reduzem significativamente a sua vulnerabilidade sísmica (INCM, 1983). O RSA classifica e quantifica os diferentes tipos de ações, combinando essas mesmas ações, admitindo diversas possibilidades de cálculo da ação sísmica (INCM, 1983).

Já em meados de 2000, surge o Eurocódigo 8 (EC8) que define para a mesma zona dois cenários de ocorrência sísmica em função do tipo de sismo, sismo afastado ou sismo próximo, conforme exemplificado na Figura 3 (CEN, 2004).

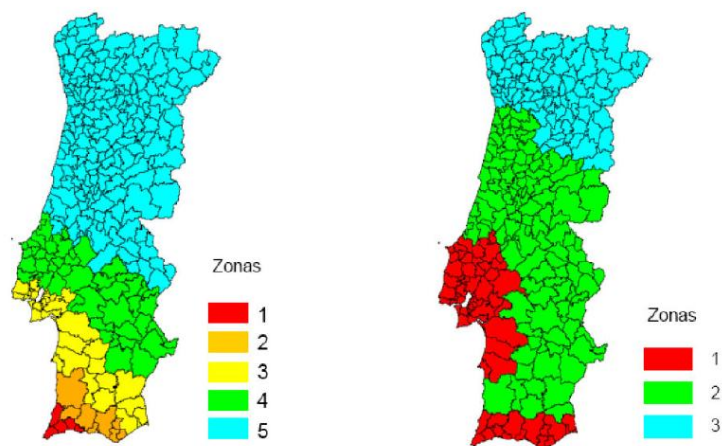


Figura 3 – Zonamento do território definido pelo EC8.

A definição da ação sísmica é feita por espectros de resposta e representada por duas componentes ortogonais e independentes.

Para a determinação dos efeitos das ações sísmicas o EC8 define métodos de análise linear e não-linear. Nas metodologias de análise linear encontra-se definido o método das forças laterais e a análise modal. O método das forças laterais aplica-se a estruturas cuja resposta não seja afetada pela contribuição dos modos de vibração, superiores ao modo de vibração fundamental. A análise modal aplica-se a estruturas não abrangidas pela aplicação do método das forças laterais.

Quanto às metodologias de análise não-linear, o EC8 prevê a análise estática não-linear (*pushover*) e a análise dinâmica não-linear. A análise estática não-linear prevê a aplicação de uma força lateral uniformemente distribuída, tendo por base a proporção da massa e altura. Já na análise dinâmica não-linear, o resultado é obtido através da integração numérica das equações diferenciais de movimento, usando acelerogramas artificiais ou registados (Costa, 2008).

Apesar da evolução em termos de conhecimento e de regulamentação, os edifícios construídos precedentes a estes regulamentos apresentam uma grande vulnerabilidade à ação sísmica, carecendo de um reforço estrutural. Neste contexto, deverão ser implementados reforços que confirmem à estrutura o aumento da capacidade resistente dos elementos estruturais e a melhoria do seu desempenho global, promovendo a formação de mecanismos de transmissão de esforços.

2.6 Considerações finais

Os edifícios de betão armado sem dimensionamento sismo-resistente carecem urgentemente de intervenção devido às suas fragilidades estruturais e ao tipo de materiais de construção aplicados que, quando combinados, reduzem significativamente a capacidade resistente das estruturas. Isto deve-se essencialmente ao facto de terem sido dimensionados numa altura em que o conhecimento do cálculo sísmica era mais limitado, concomitantemente com a falta de existência de legislação que regulamentasse a construção.

Neste capítulo foi abordada a vulnerabilidade sísmica dos edifícios construídos em Portugal, destacando a necessidade de reforço estrutural devido ao aumento das solicitações e à inadequação das construções mais antigas. Os principais temas nele desenvolvidos foram o histórico da construção, nomeadamente o facto de que a maioria dos edifícios construídos até

os anos 60 foi projetada para resistir apenas a ações verticais, o que resulta em fragilidades frente a ações horizontais, como as sísmicas.

O presente capítulo faz, de um modo geral, uma abordagem à vulnerabilidade sísmica das construções em Portugal, influenciada por fatores geológicos e socioeconómicos. O terremoto de Lisboa em 1755 é mencionado como um exemplo do potencial devastador dos sismos.

A tipologia dos edifícios em betão armado é caracterizada, dividindo-se em três grupos principais: alvenaria de pedra, edifícios de "placa" e edifícios reticulados. Cada grupo é analisado quanto às suas características construtivas e vulnerabilidades.

O capítulo descreve os tipos de danos que podem ocorrer em edifícios de betão armado durante eventos sísmicos, enfatizando a importância da configuração estrutural e irregularidades, como pisos vazados.

Também foi discutida a avaliação do risco sísmico em função da perigosidade, exposição e vulnerabilidade, utilizando fórmulas que quantificam o risco e suas variáveis.

Entre as recomendações para mitigação desses riscos, é enfatizada a necessidade de políticas públicas para impulsionem o reforço estrutural do parque edificado português, consciencializando e alertando a comunidade para o perigo existente.

3 Técnicas de reforço sísmico aplicadas a edifícios de betão armado

3.1 Considerações iniciais

Os últimos sismos ocorridos na Europa revelaram que muitas cidades ou regiões, em caso de sismos mais intensos, poderão sofrer perdas económicas significativas e um elevado número de vítimas, devido à vulnerabilidade estrutural dos edifícios de betão armado. A maioria destes edifícios, construídos até finais dos anos 70, refletem uma deficiente capacidade sísmica, que se deve ao facto da regulamentação estrutural não incluir qualquer critério específico para o dimensionamento sísmico. Só no início dos anos 80, em Portugal e na maioria dos restantes países, surge a primeira norma a contemplar o cálculo sísmico, bem como a conceção e pormenorização estrutural (Arruda, 2021).

Tendo conhecimento das vulnerabilidades nesta tipologia de edifícios, e dos riscos associados, torna-se imprescindível proceder à reabilitação e implementação de técnicas de reforço sísmico nestas estruturas. Dito isto, importa clarificar a diferença entre reabilitação e reforço sísmico de edifícios.

A reabilitação de edifícios visa por norma uma intervenção no sentido de conferir ao edifício melhores condições de habitabilidade ou conservação do património cultural, sendo caracterizada pelo grau de profundidade, que poderá ser ligeiro, superficial ou profundo (Varum, 2008).

O reforço de estruturas traduz-se na intervenção destinada a conferir adequadas características de desempenho e de segurança funcional, estrutural e construtiva ao edifício em análise. Consiste no reforço dos seus elementos estruturais, e pode ser feito a nível pontual, concedendo maior capacidade de rigidez e resistência a apenas alguns elementos estruturais, ou pode ser a nível global, adicionando elementos resistentes de contraventamento (Varum, 2008).

Apresentada a distinção entre conceitos, constata-se que as intervenções a que os edifícios são geralmente sujeitos não tem como principal objetivo o reforço estrutural dos edifícios, dando especial atenção às condições de salubridade e recuperação do património conservando as suas características. Perante este cenário, reveste-se de particular importância implementar junto da população e dos empreiteiros, a ideia de que a reabilitação de um edifício, independentemente da sua natureza, só fará sentido se houver reforço da sua estrutura.

O comportamento eficiente de um edifício relativamente à ação sísmica pode ser alcançado através de um sistema resistente, prevendo a distribuição adequada da rigidez e da massa, e tendo em consideração a adequada pormenorização e interligação dos seus elementos estruturais e não estruturais. No caso de estruturas existentes, em que a capacidade sísmica é reduzida, deverá melhorar-se o seu comportamento recorrendo à implementação de diversas soluções de reforço.

A seleção de uma determinada solução de reforço, deve ser acompanhada de um estudo que comtemple o comportamento sísmico da estrutura, nomeadamente a sua resistência e ductilidade, os custos diretos associados à intervenção e os custos funcionais que resultam do impedimento da utilização do edifício por este estar parcialmente ou totalmente ocupado durante a execução dos trabalhos de reforço (Furtado, 2013).

3.2 Técnicas de intervenção global

De um modo geral, o reforço estrutural de edifícios em Portugal surge associado a intervenções com carácter de reabilitação ou de insuficiência estrutural, verificando-se essencialmente intervenções cuja prioridade é a ampliação de divisões, alteração de funcionalidade dos edifícios, a substituição de elementos estruturais em madeira ou betão por elementos metálicos, descurando muitas vezes o comportamento estrutural do edifício (Afonso, 2009). Neste contexto, reveste-se de particular importância proceder a uma análise e inspeção geral do parque edificado português, por forma a compreender e determinar soluções de reforço que melhorem o comportamento e desempenho face à ação sísmica (Arruda, 2021).

O reforço estrutural de um edifício com vista ao acréscimo de capacidade resistente compreende dois tipos de intervenção: i) introdução de novos elementos resistentes; ii) reforço dos elementos estruturais existentes (Afonso, 2009). Em edifícios cuja distribuição dos elementos estruturais existentes não cumpra as regras da boa conceção sísmica, tais como, ausência de regularidade em planta e de simetria, ou quando exista insuficiência no número de elementos verticais resistentes, deve proceder-se ao reforço através da introdução de novos elementos (Afonso, 2009). Esta intervenção permite uma melhoria significativa do comportamento estrutural do edifício face às ações horizontais, reduzindo os esforços nos elementos existentes, uma vez que estes são transmitidos para os elementos estruturais adicionados (Rodrigues, 2005).

Ainda assim, o edifício deve ser alvo de estudo, quer em termos de massa quer em termos de rigidez, prevendo e minimizando os efeitos de torção. Quanto aos edifícios que

ostentem fragilidades em determinados elementos estruturais, mas a estrutura apresente um bom comportamento global, poderá apenas intervir-se junto desses mesmos elementos no sentido de conferir maior capacidade resistente (Lamego, 2014).

As técnicas de reforço por introdução de novos elementos resistentes, são geralmente menos dispendiosas e intrusivas do que o reforço pontual dos vários elementos estruturais, principalmente se esta segunda incluir a desocupação temporária do edifício, demolição ou construção de paredes de alvenaria de enchimento, tetos falsos e outros elementos não estruturais. As soluções de reforço global podem ser utilizadas isoladamente ou em conjunto, com reforço local ou generalizado, visando assim reduzir a vulnerabilidade sísmica dos edifícios (Paiva et al., 2006).

3.2.1 Adição de paredes em betão armado

Uma das técnicas de reforço mais simples de implementar em edifícios de betão armado do ponto de vista estrutural e funcional é a inclusão de paredes resistentes de betão armado. Já do ponto de vista arquitetónico e intrusivo esta solução apresenta-se bastante complexa (Varum, 2008).

Esta técnica de reforço tem-se revelado uma das soluções mais recorrentes para o reforço de edifícios que apresentam comportamento sísmico deficiente. As paredes resistentes introduzidas conferem uma maior rigidez aos elementos existentes, limitando assim a sua deformação lateral e aliviando os pórticos originais das forças sísmicas (Furtado, 2013).



Figura 4 – Paredes resistentes de betão armado: a) (Ehsani, 2007) e b) (Singh, 2024)

A aplicação desta solução de reforço (Figura 4) é ideal para edifícios que apresentem estruturas em pórtico, e consiste no preenchimento total ou parcial destes pórticos. A parede resistente em betão armado deverá preencher todo o quadro entre pilares e vigas, e as suas armaduras deverão ser devidamente ligadas a estes elementos (Fardis, 2009).

Caso as paredes resistentes confirmem rigidez e resistência suficiente para suportar a totalidade das cargas laterais, as fragilidades existentes na estrutura evitarão o mau comportamento e não conduzirão ao colapso. No entanto, a introdução desta solução acresce à estrutura o seu peso que irá diminuir o período natural da estrutura, e consequentemente poderá aumentar o nível de solicitação sísmica (Furtado, 2013).

Quando sujeitas às solicitações sísmicas, as paredes resistentes de betão armado desenvolvem na sua base elevados momentos, contrastando com as cargas gravíticas tipicamente baixas. Desta forma, a adoção desta técnica deverá ter em consideração o reforço das fundações devido ao seu peso próprio, o que se poderá verificar tecnicamente exigente e bastante dispendioso, impossibilitando esta intervenção em edifícios com fundações deficientes (Marques, 2012).

Em casos pontuais o preenchimento dos pórticos também poderá ser feito recorrendo à utilização de painéis pré-fabricados, no entanto, deverá ser assegurada uma correta ligação entre painéis e elementos do pórtico. A aplicação de elementos pré-fabricados traduz-se numa redução dos custos de intervenção (Fardis, 2009). Não obstante, quer do ponto de vista arquitetónico, quer em termos práticos, a aplicação de elementos pré-fabricados só será viável em edifícios que se encontrem abrangidos por intervenções profundas, devido à dificuldade de mobilização dos elementos pré-fabricados.

Sempre que possível, poderá proceder-se à implementação desta técnica pelo exterior dos edifícios, minimizando desta forma o seu custo face a outras soluções que visam o reforço generalizado de todos os elementos resistentes da estrutura, sobretudo se o nível de intervenção implicar a desocupação do edifício (Varum, 2008).

3.2.2 Contraventamento metálico

Quando o objetivo do reforço global é melhorar a rigidez da estrutura, pode-se recorrer à aplicação de elementos metálicos para contraventamento do sistema estrutural do próprio edifício.

Embora não tão eficaz quanto o reforço por adição de paredes em betão armado, por exigir a instalação de níveis de deformação lateral consideráveis, esta solução não necessita de intervenção de reforço ao nível das fundações e a sua instalação não se verifica tão intrusiva como a solução das paredes resistentes, conforme exemplificado na Figura 5 (Varum, 2008).

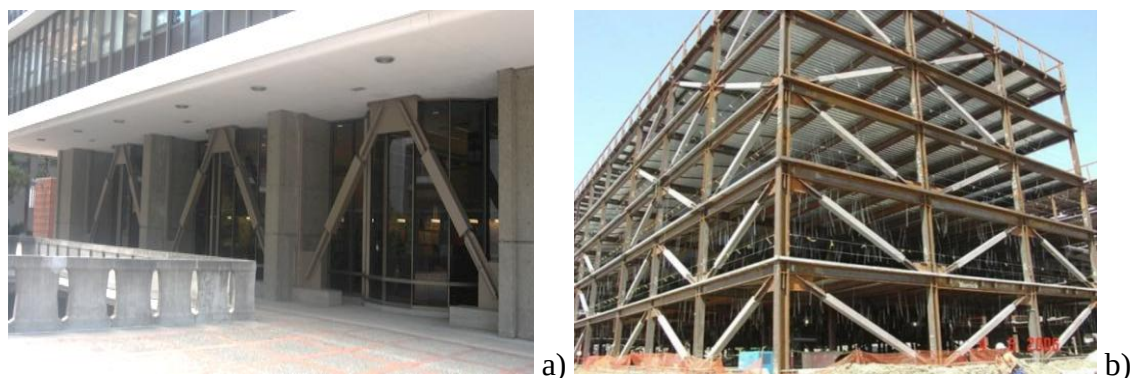


Figura 5 – Contraventamento metálico *k-bracing*: a) (Sloan, 2006) e b) (Constrofacilitator, 2024).

Sempre que for viável, os elementos metálicos poderão ser aplicados pelo exterior das fachadas, minimizando o incómodo do ponto de vista funcional do edifício. Do mesmo modo, os elementos de reforço podem ser aplicados em vãos criteriosamente escolhidos, de forma a dotar a estrutura de capacidade resistente adequada às solicitações sísmicas (Fardis, 2009).

No entanto, a ligação entre os vários perfis e os elementos estruturais poderá ser laboriosa e dispendiosa, exigindo mão-de-obra especializada. A sua posição e geometria, geralmente instalados em fachadas de forma a minimizar os trabalhos e distúrbios da sua instalação, são condicionados por restrições arquitetónicas, janelas e portas (Fardis, 2009).

Complementarmente, a esta solução poderão ainda ser acoplados dispositivos de dissipação de energia, que permitam aumentar de forma considerável a capacidade de dissipação de energia e a capacidade de amortecimento da estrutura (Martinez-Romero, 2004).

3.2.3 Isolamento de base

O conceito de isolamento de base consiste, como o próprio nome indica, na criação de uma superfície horizontal descontínua, implementada na base de um edifício, que limita a transmissão dos movimentos de translação entre a fundação e a sua estrutura (Guerreiro, 2004).

Ainda que este conceito seja de fácil compreensão e já tenha provas dadas, no panorama nacional a sua aplicabilidade suscita algumas reservas. A principal objeção à sua introdução está relacionada com a falta de regulamentação adequada que enquadre e defina a forma de aplicação desta tecnologia, associado ao elevado custo. É devido a este custo que esta solução se torna simplesmente exequível para edifícios que inevitavelmente têm de estar operacionais e habilitados para a sua ocupação imediata após um sismo, como é o caso de hospitais, quartéis de bombeiros e escolas, bem como outros edifícios cujo conteúdo patrimonial e cultural deve ser protegido, como por exemplo os museus. Demonstra-se uma

técnica adequada a edifícios baixos, muito rígidos, que não apresentem irregularidades estruturais quer em planta, quer em altura, e de massa considerável (Guerreiro, 2004).

O isolamento de base pode ser composto por dispositivos de um só tipo ou por uma combinação de dispositivos de diversos tipos e características que se completem. As principais características que estes sistemas devem apresentar são: i) capacidade de suporte para cargas verticais; ii) baixa rigidez horizontal; iii) capacidade de dissipação de energia na ordem dos 5% e iv) capacidade de restituição à posição inicial (Silva, 2007).

De entre as diversas propostas de soluções de isolamento de base, destacam-se os seguintes: i) blocos de borracha de alto amortecimento; ii) blocos de elastómero com núcleo de chumbo; iii) apoios pendulares com atrito, por serem aqueles com maior número de aplicações (Guerreiro, 2004).

Os blocos de borracha de alto amortecimento também designados por *High Damping Rubber Bearing* (HDRB), são aparelhos compostos por lâminas de borracha e aço alternadas (Figura 6), cujas propriedades de amortecimento da mistura de borracha são otimizadas que permitem amortecimentos variáveis entre 10% e 20% (Guerreiro, 2007).

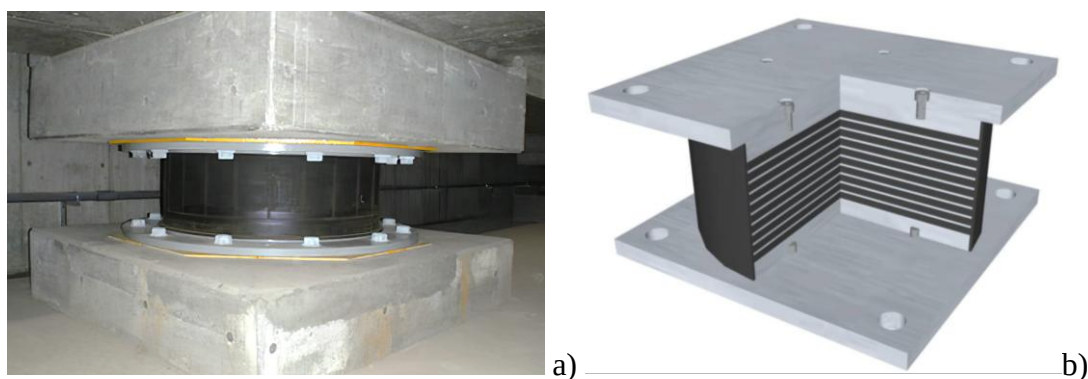


Figura 6 – Blocos de borracha de alto amortecimento: a) (Tekbem, 2024) e b) (Structurae, 2024).

Os blocos de elastómero com núcleo de chumbo conhecidos como *Lead Rubber Bearing* (LRB), consistem num bloco de apoio de borracha dotado de um núcleo de chumbo cilíndrico (Figura 7). Este dispositivo apresenta um comportamento bilinear, alcançando elevados valores de amortecimento através da plastificação do seu núcleo (Guerreiro, 2007).

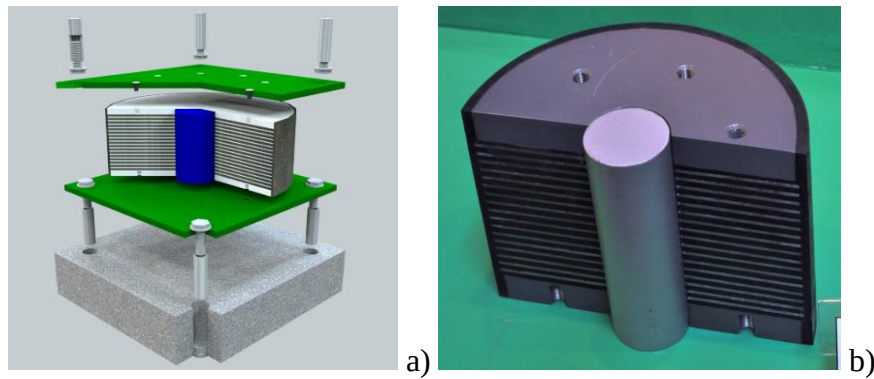


Figura 7 – Blocos de elastómero com núcleo de chumbo: a) e b) (Doshin Rubber Products, 2024).

Os apoios pendulares com atrito intitulados de *Friction Pendulum System* (FPS), são sistemas compostos por dois elementos de aço sobrepostos onde o elemento inferior apresenta no seu interior uma superfície côncava, semelhante a um prato, revestida por um material compósito de baixo atrito, e o elemento superior possui uma ponta de aço com a extremidade articulada (Figura 8). Nestes sistemas a dissipação de energia é feita por atrito entre ambas as partes. O movimento em pêndulo faz com que a estrutura volte à posição inicial naturalmente (Guerreiro, 2007).

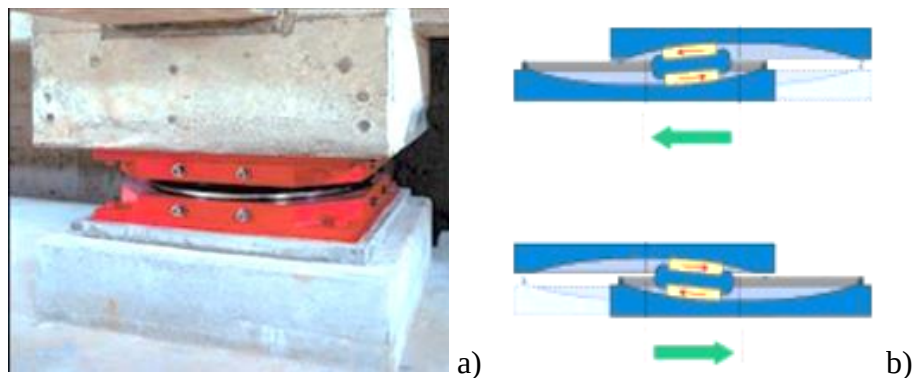


Figura 8 – Bloco pendular com atrito: a) e b) (Oiles Corporation, 2024).

3.2.4 Sistemas de dissipação de energia

Uma estrutura sujeita a vibrações sísmicas dissipará a energia de várias formas, seja por deformações plásticas, atrito, campos de tensão internos ou fendilhação. Dito isto, quanto maior for a capacidade de amortecimento dessa estrutura, maior será a energia dissipada e menores serão as acelerações impostas. Para aumentar a capacidade de amortecimento de uma estrutura sem que esta sofra deformações plásticas são aplicados dispositivos dissipadores de energia (Sousa et al., 2019).

Estes dispositivos são dimensionados e instalados na estrutura de um edifício com o objetivo de que a maioria das deformações impostas pela ação sísmica seja absorvida e dissipada por estes, e não pelos elementos estruturais. Por forma a maximizar o seu desempenho estes dispositivos devem ser dimensionados e colocados nas zonas de maior deformação para que os elementos estruturais apenas sofram deformações elásticas. Este sistema passivo de proteção sísmica é recorrentemente utilizado em obras de arte, como pontes e viadutos, e também em reforço de edifícios por não carecer de alteração do sistema estrutural existente (Cardoso, 2010).

Dos vários tipos de dissipadores de energia existentes e utilizados no reforço sísmico de estruturas, destacam-se os seguintes (Monteiro, 2011): i) **dissipadores histeréticos**, dissipam energia através das deformações plásticas que podem sofrer; ii) **dissipadores viscosos**, onde a energia dissipada depende da velocidade do movimento sísmico; iii) **dissipadores viscoelásticos**, constituídos por materiais polímeros que dissipam energia através de deformações por corte; iv) **dissipadores por atrito**, dissipam energia através das forças de atrito geradas entre a fricção de dois materiais.

Os **dissipadores histeréticos** beneficiam da capacidade de deformação plástica dos materiais metálicos, que geralmente ocorre por compressão ou tração (Guerreiro, 2007). O aço utilizado nestes dispositivos permite uma grande extensão durante a rotura e um endurecimento muito reduzido, por forma a garantir que as propriedades deste elemento se mantêm após vários ciclos de carga. Estes dispositivos são formados por elementos de aço em forma triangular ou de cruz, com o intuito da plasticidade ocorrer uniformemente em todo o material (Figura 9). Dado que a alternância de esforços conduz à fadiga do material e, por sua vez leva à rotura frágil, dever-se-á ter em consideração este fator no seu dimensionamento (Cardoso, 2010).

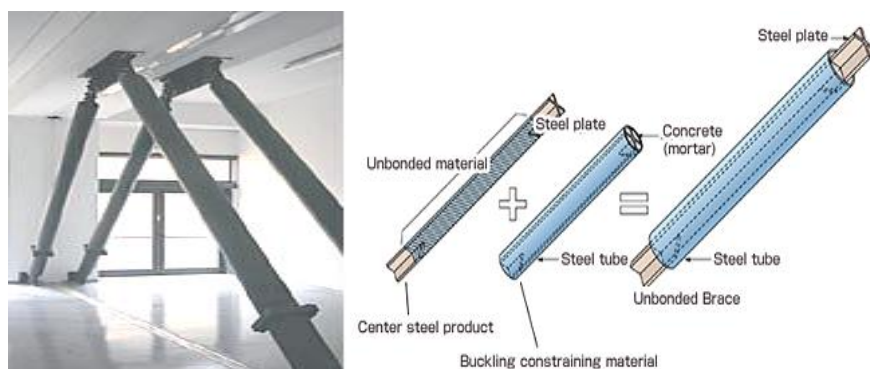


Figura 9 – Aplicação de dissipador histerético no reforço de edifício (*Harbour City Centre Seismic Upgrade*, 2014).

Trata-se de uma solução que aumenta a rigidez da estrutura reduzindo a deformação plástica dos elementos estruturais e os deslocamentos relativos entre pisos, diminuindo consequentemente os esforços e os danos ao nível dos pilares. De um modo geral estes dispositivos são bastante utilizados em pontes, viadutos, e reforço de estruturas, pois não carecem de manutenção nem são sensíveis a variações de temperatura (Loureiro, 2008).

As vantagens da utilização desta técnica estão associadas à redução dos deslocamentos relativos da estrutura, à não plastificação dos elementos estruturais envolventes e ao controlo do deslocamento máximo da estrutura. As principais desvantagens prendem-se com o impacto arquitetónico, associado à extensão de alguns dissipadores, e à necessidade de intervenção após ocorrência de um sismo, já que poderá haver necessidade de substituição de algum elemento por fadiga do material (Cardoso, 2010).

Os **dissipadores viscosos** são dispositivos equipados com um cilindro que contém um fluido de alta viscosidade e um pistão que corre livremente no seu interior, em ambos os sentidos, conforme representado na Figura 10 (Monteiro, 2011).

Quando solicitado pelas ações sísmicas, a dissipação de energia é a razão da velocidade com que o fluido comprimido atravessa os pequenos orifícios existentes no interior do dispositivo. Para diversos níveis de energia poderão ser utilizados fluidos mais ou menos viscosos. Este tipo de sistema de dissipação de energia visa reduzir as acelerações e deslocamentos impostos à estrutura para quase todas as frequências. Este tipo de sistema de atenuação sísmica permite um amortecimento estrutural até 30%, que se traduz particularmente elevado quando comparado com os 5% do coeficiente de amortecimento normal em estruturas de betão armado (Lee, 2001).



Figura 10 – Dispositivo de amortecimento viscoso (CECO, 2024).

Embora associados a períodos úteis de vida bastante alargados, em torno dos 30 anos, e careçam de pouca manutenção, quando sujeitos ciclicamente a oscilações da própria estrutura do edifício podem apresentar desgaste nas juntas de selagem do fluido, comprometendo o seu

funcionamento. De um modo geral este sistema é aplicado entre pórticos, por forma a minimizar os deslocamentos, e desta forma dissipar a maior quantidade de energia possível. Por vezes são também utilizados como complemento ao sistema de isolamento de base, com o objetivo de reduzir os deslocamentos associados à própria flexibilidade dos apoios (Monteiro, 2011).

Em suma, este sistema apresenta como vantagem a capacidade de amortecimento das ações cíclicas na ordem dos 30%, a redução dos esforços e deformações na estrutura, não necessita de manutenção periódica e, por último, o facto de não impedir os movimentos lentos da estrutura associados às cargas de serviço e às variações de temperatura. Como desvantagens apresenta a possibilidade de desgaste e quebra das juntas de selagem devido a pequenos movimentos da estrutura.

Os **dissipadores viscoelásticos** apresentam-se como um dispositivo em forma de sanduíche, em que a parte exterior é um material metálico e a parte interior é um polímero altamente deformável (Figura 11). O amortecimento é feito através de forças de corte, que se traduzem no deslocamento elástico sofrido pelo polímero e da velocidade de deformação. A sua utilização surge como complemento a outros sistemas de dissipação sísmica, como por exemplo os sistemas de dissipação por atrito ou dissipação histerética. A sua aplicação isolada surge apenas em estruturas metálicas pela sua vulnerabilidade característica a ações sísmicas e do vento (Guerreiro, 2007).

Sendo o material viscoelástico deformável constituído por polímeros e derivados de vidro, materiais suscetíveis a variações de temperatura, a capacidade de dissipação de energia deste sistema diminui significativamente a rigidez com o aumento da temperatura (Tsai, 1994)

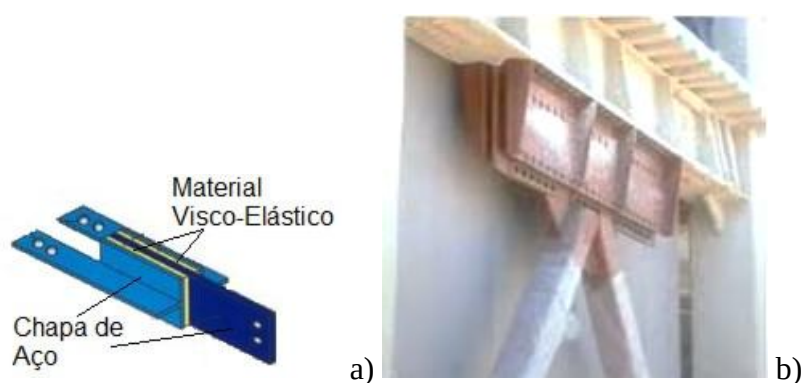


Figura 11 – Dispositivo viscoelástico: a) (Guerreiro, 2007) e b) (BC Housing, 2024)

O coeficiente de amortecimento e rigidez que este tipo de sistema é capaz de conferir à estrutura em que se encontre aplicada estará dependente da frequência da ação, assim como do deslocamento imposto e da temperatura a que o mecanismo se encontre sujeito. Para ações

com frequências muito baixas a rigidez efetiva do dissipador será nula, não existindo qualquer dissipação. Desta forma a dissipação de energia deste sistema dependerá de vários fatores e o nível de desempenho dependerá da ação a que se encontre sujeito, pelo que quanto maior for a ação sísmica, maior será a energia dissipada (Cardoso, 2010).

Este sistema apresenta como vantagens a combinação de propriedades viscosas e elásticas num mesmo dispositivo, aliada à redução de acelerações, reduzidas manutenções, longo período de vida útil e possibilidade de utilização combinada com outros sistemas de dissipação de energia. Como desvantagem apresenta o facto de as propriedades do seu material viscoelástico serem suscetíveis a variações de temperatura e frequência das ações, fazendo com que a energia dissipada dependa das forças impostas à estrutura.

Os **sistemas de dissipação por atrito** atuam através do atrito gerado pelo movimento de dois materiais. A capacidade de dissipação de energia deste sistema está associada ao coeficiente de atrito dos materiais deslizantes, que ao deslizarem dissipam a energia cinética sob a forma de calor (Figura 12). Este sistema apresenta como característica a vibração do dispositivo quando solicitado, carecendo de uma escolha adequada dos materiais constituintes do sistema (Guerreiro, 2007).

O principal problema deste tipo de sistema é a vibração do dispositivo quando solicitado. De modo a minimizar essa vibração e preservar o coeficiente de atrito, é necessária uma escolha adequada dos materiais constituintes do sistema. A configuração mais frequentemente utilizada no reforço de estruturas é o dispositivo *Pall*, conforme abaixo ilustrado. Este sistema caracteriza-se não pela velocidade da força imposta, mas pelos deslocamentos, ou seja, quanto maior o deslocamento imposto maior será a energia dissipada (Cardoso, 2010).

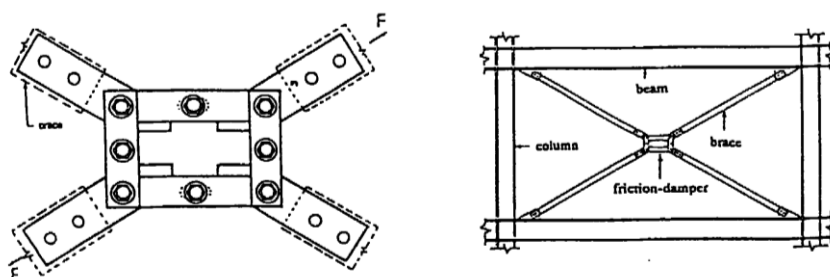


Figura 12 – Dispositivo por atrito (Guerreiro, 2007).

Os deslocamentos impostos dependem da capacidade resistente do dispositivo à força exercida, pelo que se poderá determinar o valor da força para a qual se pretende que o sistema atue. Desta forma, torna-se viável programar este dispositivo para responder apenas em

situações em que a força ou os deslocamentos impostos sejam equivalentes a um sismo de grande intensidade, menosprezando assim forças ou deslocamentos provocados por forças ligeiras, como o vento ou sismos de pequena intensidade. Sempre que se pretenda controlar a energia dissipada para outras ações mais ligeiras, como por exemplo sismos ligeiros ou ação do vento, pode-se combinar esta técnica com sistemas de amortecimento viscoelástico (Cardoso, 2010).

Em suma, este sistema apresenta como principal vantagem a possibilidade de se poder ajustar a rigidez do sistema ao tipo de força que se pretende dissipar, o que funciona como fator atenuador das acelerações e dos deslocamentos induzidos pelas ações sísmicas (Esteves, 2010).

Além disso, a capacidade de reduzir as acelerações e os esforços induzidos pela ação sísmica na estrutura e a concentração dos deslocamentos ao nível da camada de isolamento, ajuda a proteger a estrutura principal (Esteves, 2010).

Segundo Falacho (2022), outra das vantagens deste sistema é a redução significativa da resposta dinâmica da estrutura face a um sismo, quando comparada com estruturas de base fixa.

A versatilidade e facilidade de introdução no sistema estrutural, que permite grande liberdade ao projetista na definição das suas características é outra vantagem, assim como a capacidade de otimizar o desempenho sísmico da estrutura quando colocados de forma a maximizar a sua deformação e o facto de não necessitar de energia externa para funcionar, sendo classificados como sistemas passivos de proteção sísmica (Guerreiro, 2011).

Como desvantagens apresenta: i) a relação dos deslocamentos com a força aplicada à estrutura; ii) a relação inversamente proporcional da energia dissipada com os deslocamentos e a força imposta à estrutura; iii) o nível de intrusão; iv) o seu aspeto estético e v) a diminuição do coeficiente de atrito dos materiais com a idade (Guerreiro, 2011).

A aplicação de **amortecedores de massa sintonizada** (AMS) numa estrutura visa reduzir a energia imposta por uma ação sísmica, transferindo alguma da energia de vibração para o próprio dispositivo (Wagg, 2021).

Dito de outra forma, consiste num sistema composto por massa-mola-amortecedor, conectado à estrutura do edifício. Conforme representado na Figura 13, este sistema consiste num oscilador de um grau de liberdade, constituído por uma massa m_a , ligada a uma massa principal M , por meio de uma mola de rigidez k , e um mecanismo de amortecimento c (Wagg, 2021).

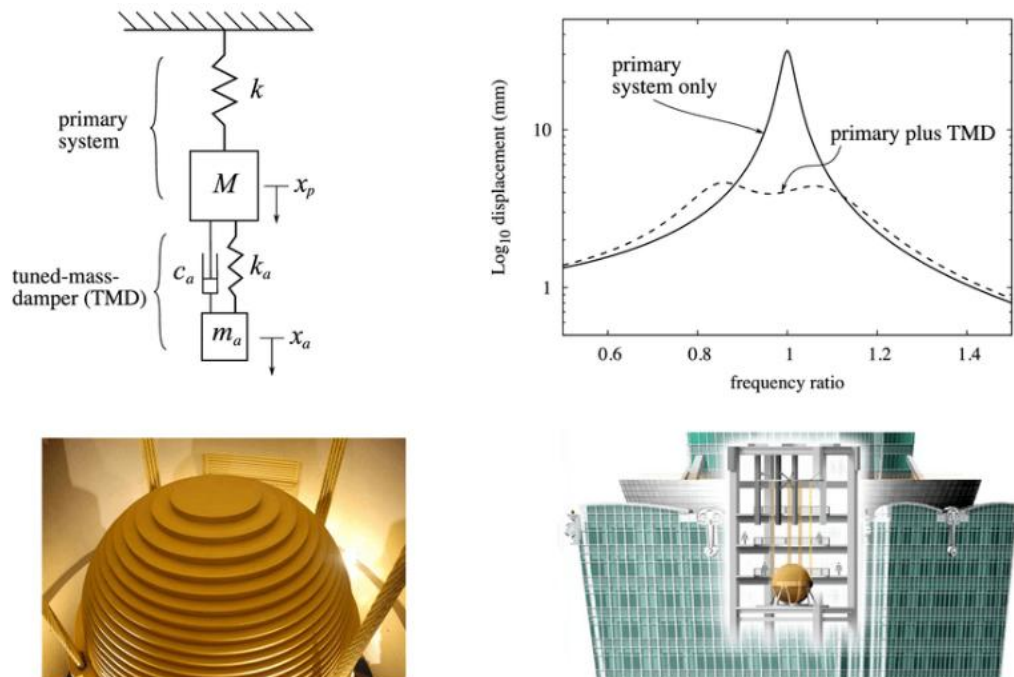


Figura 13 – Representação esquemática e caso prático de um amortecedor de massa sintonizada aplicado num edifício (Wagg, 2021).

A massa e a rigidez do sistema são parametrizadas de forma que o sistema fique ajustado a uma frequência ligeiramente inferior à frequência da estrutura em análise, mitigando desta forma o seu deslocamento. Sempre que a estrutura estiver sujeita a uma força dinâmica, o mecanismo de amortecimento e a mola reagem em conjunto sobre a estrutura, e a massa oscilará no sentido oposto ao movimento da estrutura, reduzindo deste modo as vibrações e deslocamentos (Silva, 2011).

Esta técnica de reforço introduz na estrutura forças de inércia que contrariam ou anulam o movimento suscitado pela ação dinâmica, seja proveniente de ações sísmicas ou do vento. A eficiência destes dispositivos depende da relação entre a massa do dispositivo e a massa móvel da própria estrutura, da relação da frequência da estrutura a controlar e do dispositivo de amortecimento, e do coeficiente de amortecimento do dispositivo que traduz o modo como o dispositivo dissipa a energia (Silva, 2011).

Os princípios básicos da aplicação dos **amortecedores de líquido sintonizados (ALS)** são em tudo idênticos aos amortecedores de massa sintonizada, diferindo neste caso que a massa do sistema se apresenta sob a forma de um líquido, e ajustada para permitir a absorção das vibrações dinâmicas. Nos dispositivos de amortecimento através de líquido sintonizado recorre-se, por norma, a um líquido com propriedades específicas, capaz de conferir determinadas características necessárias ao sistema (Paredes, 2008).

O amortecimento associado a este tipo de dispositivo resulta do fenómeno de *sloshing*, da quebra de onda, e do próprio impacto do líquido nas paredes do recipiente. A incorporação de uma pequena massa dinâmica ao sistema estrutural, resultante da massa de água existente no dispositivo, permite que estes sistemas reduzam a resposta em acelerações a 1/3 da resposta original da estrutura, em função da quantidade de massa de líquido (Figura 14). Os resultados alcançados e os custos diminutos com manutenções apresentam-se como as principais vantagens para a escolha deste sistema (Silva, 2011).

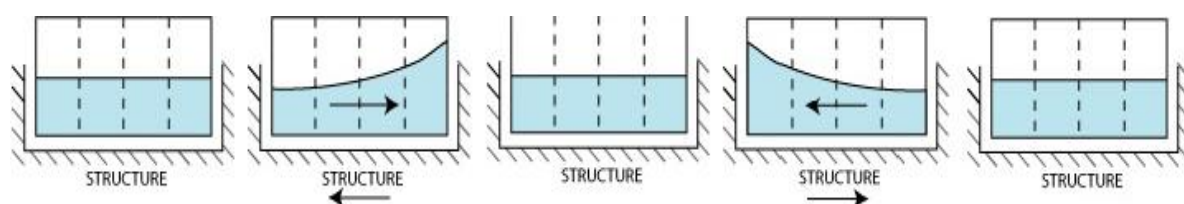


Figura 14 – Esquematização do funcionamento dos TLD (Silva, 2011).

Os ALS apresentam várias vantagens e desvantagens na sua aplicação para controle de vibrações em estruturas. Entre as vantagens encontra-se a eficácia na redução da resposta dinâmica de estruturas sujeitas a ações como vento e sismos; a simplicidade de instalação e baixos custos de manutenção em comparação com outros dispositivos de controle de vibrações e o facto de não necessitarem de fonte de energia externa para funcionar, sendo classificados como sistemas passivos de proteção sísmica (Silva, 2010).

Além disso, apresentam também um bom compromisso entre a mitigação efetiva de vibrações e o custo de implementação e podem ser aplicados tanto em estruturas novas quanto em estruturas pré-existentes (Silva, 2010). O facto de utilizarem o fenómeno de *sloshing* da massa líquida para criar forças de inércia que amortecem as vibrações, constitui igualmente uma vantagem (Folhento, 2017).

No entanto, também apresentam algumas desvantagens, nomeadamente o facto de requererem espaço adicional na estrutura para sua instalação e funcionamento, para além de serem, geralmente, projetados para controlar apenas um modo de vibração específico da estrutura. A sua eficácia pode ser afetada por mudanças nas características dinâmicas da estrutura, como alterações de rigidez ou massa (Folhento, 2017).

Em condições extremas, como durante um terremoto intenso, podem ter a sua eficácia reduzida devido a comportamentos não-lineares da estrutura (Paredes, 2008).

Os **amortecedores eletroindutivos**, sistema desenvolvido em Itália, consiste na dissipação da energia impostas às estruturas, por meio da eletricidade, convertendo a energia

em calor. As movimentações associadas às solicitações sísmicas são convertidas em energia elétrica e, posteriormente, dissipada sob a forma de calor, reduzindo desta forma o efeito das ações sísmicas (ALGA, 2009).

Existem à data dois tipos de dissipadores eletroindutivos, os lineares e os rotativos. O sistema electroindutivo linear é formado por duas chapas exteriores equipadas com magnetos permanentes, e uma chapa interna de material condutivo não magnético, permitindo assim o movimento entre as duas chapas exteriores. Conforme representado na Figura 15, o sistema electroindutivo rotativo é composto por um perfil tubular roscado, um disco rotativo em alumínio ou liga de cobre-níquel, localizado entre magnetos permanentes e placas de suporte fixas (Silva, 2011).



Figura 15 – Amortecedor eletroindutivo rotativo (Alga, 2009).

Este tipo de dissipadores pode ser aplicado, para além de proteção passiva, como elemento de sistemas de proteção semiativa ou ativa. Quando comparados com sistemas hidráulicos ou viscosos, com níveis de desempenho semelhantes, apresentam vantagens como por exemplo reduzida necessidade de manutenção, adaptabilidade a qualquer tipo de carregamento, resposta imediata mesmo para deslocamentos mínimos, insensibilidades a variações de temperatura e não apresentam limitações ao nível do número de ciclos de funcionamento. Entre as desvantagens destaca-se a complexidade tecnológica da sua fabricação e instalação que se pode traduzir num custo inicial mais elevado e a sensibilidade a interferências eletromagnéticas externas, que pode afetar o seu desempenho em determinados ambientes. Acresce que ao longo do tempo, os magnetos permanentes podem sofrer degradação e durante o funcionamento, estes dispositivos podem gerar calor devido às correntes induzidas, o que pode requerer considerações adicionais de projeto para dissipação térmica em aplicações de alta intensidade (Cardoso, 2010).

3.3 Técnicas de intervenção local

A grande diversidade de técnicas de reforço sísmico existentes, facilita o processo de seleção da solução de reforço a implementar, em função das condicionantes identificadas e dos resultados pretendidos, resultantes de uma prévia avaliação à estrutura. Tendo como principal objetivo assegurar que a capacidade resistente da estrutura modificada é superior às exigências sísmicas, deverá ser definida a extensão de danos admissível e o nível de intervenção, tendo em linha de conta os custos de intervenção associados (Silva, 2007).

A seleção da técnica de reforço, condicionalismos e nível de intrusão associados, e a sua premência na aplicação deverá advir da análise dos resultados de avaliação à estrutura, e deverá refletir a natureza das deficiências e a sua extensão.

O reforço de elementos existentes é uma abordagem que se adequa a estruturas de betão armado que apresentem boa conceção sísmica, mas, em que alguns dos elementos estruturais já não apresentem resistência, rigidez ou capacidade de deformação suficiente para satisfazer os objetivos de desempenho impostos à estrutura. Estas técnicas são particularmente utilizadas em edifícios que apresentem um número reduzido de elementos com deficiências estruturais ou fragilidades, atuando ao nível dos pilares com o objetivo de melhorar o seu comportamento sísmico e estrutural através do aumento de ductilidade e de capacidade resistente. Pode também ser aplicado em lajes e vigas para melhorar o comportamento à flexão e ao esforço transversal. Por serem técnicas de carácter pontual, esta metodologia tende a ser mais económica que o reforço global da estrutura (Varum, 2008). Nas secções que se seguem são apresentadas algumas das técnicas de reforço mais usuais no reforço de elementos estruturais em edifícios de betão armado.

3.3.1 Encamisamento de betão

O reforço por encamisamento com recurso ao betão armado apresenta-se como a técnica mais usual no melhoramento do desempenho de elementos de betão armado como pilares, vigas, paredes ou nós viga-pilar. Esta técnica de reforço é especificamente utilizada na correção de deficiências como resistência ao corte, flexão ou capacidade de deformação, e consiste em circundar a secção transversal dos elementos a reforçar com uma armadura de reforço e uma camada de betão (Silva, 2007).

Pode também ser aplicada na correção de elementos estruturais com comprimento de sobreposição da armadura longitudinal insuficiente ou zonas de emendas. Reveste-se de

particular importância garantir a ligação entre o elemento existente e a camada de reforço por forma a que os dois elementos se comportem monoliticamente (Julio, 2001).

O encamisamento com recurso ao betão armado tem sido bastante usual nas últimas décadas devido não só às suas vantagens económicas, mas também pelo *know-how* existente acerca deste material e pela sua versatilidade e capacidade de assumir as formas desejadas (Figura 16). Neste contexto, recorre-se ao encamisamento de betão armado em colunas e paredes de betão armado sempre que se pretende aumentar a capacidade resistente à flexão e ao corte; aumentar a capacidade de deformação; melhorar a resistência em zonas de amarração ou ligações deficientes ou converter um mecanismo pilar fraco-viga forte num pilar forte-viga fraca (Silva, 2007).

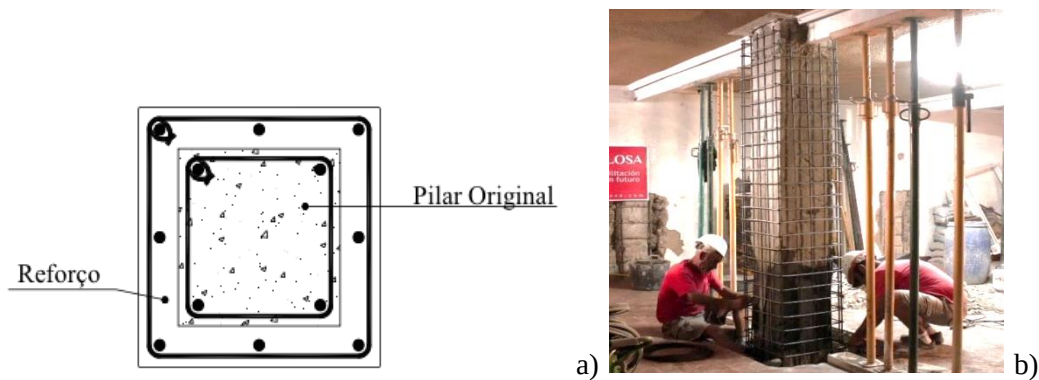


Figura 16 – Reforço de pilar por encamisamento de betão armado: a) Esquema de armaduras de reforço; b) Aplicação a caso concreto (Bousias et al., 2005).

Todavia apresenta alguns inconvenientes que devem ser ponderados aquando da seleção do tipo de reforço, nomeadamente um grande aumento da secção transversal dos elementos reforçados que nem sempre é admissível do ponto de vista arquitetónico e a possibilidade de rotura por corte na zona de ligação entre os betões (Brum, 2014).

Esta técnica de reforço não se apresenta como uma solução económica no reforço e aumento da rigidez global da estrutura devido à necessidade de intervenção nos elementos resistentes verticais do edifício, aumentando desta forma os custos diretos e os custos associados à desocupação temporária do edifício. Ainda assim, de entre os vários tipos de encamisamento, este é o mais utilizado na reparação e reforço de elementos de betão armado (Bousias et al., 2005).

3.3.2 Encamisamento metálico

O encamisamento com recurso a elementos metálicos apresenta-se, a par do encamisamento por betão armado, como uma das soluções mais tradicionais utilizadas no reforço de elementos estruturais (Figura 17).

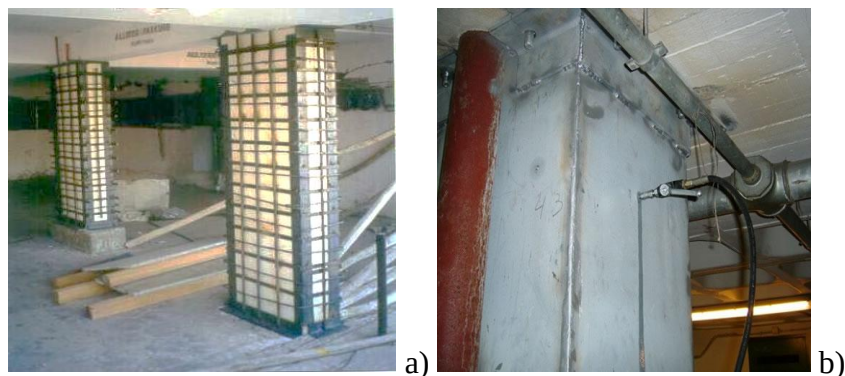


Figura 17 – Encamisamento metálico: a) (Bousias et al., 2005); b) e c) (HTecnic, 2024).

A finalidade desta técnica visa aumentar a resistência ao corte dos pilares e melhorar a resistência em zonas com amarração insuficiente. Complementarmente, esta técnica é ainda aplicada para aumento do confinamento dos elementos e, desta forma, contribuir para o aumento da sua ductilidade (Silva, 2007).

O encamisamento com elementos metálicos apresenta diversas vantagens como técnica de reforço estrutural, nomeadamente uma alteração mínima na geometria da peça, preservando a estética e funcionalidade do espaço; rápida execução, sendo ideal para situações de emergência que requerem intervenção imediata; aumento significativo da capacidade de carga do pilar reforçado; confinamento eficaz do núcleo de betão, melhorando o desempenho estrutural; versatilidade na aplicação, pois pode ser realizado com perfis metálicos ou chapas soldadas; possibilidade de pré-fabricação dos elementos metálicos, o que permite agilizar a instalação no local; menor impacto na utilização do edifício durante a execução, quando comparado com o encamisamento com betão armado e facilidade de remoção ou modificação futura, caso seja necessário (Oliveira et al. 2020).

Os elementos metálicos de reforço normalmente têm a forma de cintas ou de cantoneiras, e são aplicados com recurso a resinas epóxi, colando os elementos metálicos aos elementos estruturais existentes. Devido ao método de ligação obrigam a cuidados especiais contra o fogo. Outras desvantagens associadas a esta técnica são o facto de não se conhecer por completo o comportamento a longo prazo do material ligante, a probabilidade de com o passar

do tempo aparecerem pontos de corrosão na face de colagem e a dificuldade no manuseamento das chapas devido ao seu peso (Oliveira et al. 2020).

3.3.3 Encamisamento com FRP

Alternativamente aos reforços por encamisamento de betão armado e por encamisamento metálico, surge o reforço por encamisamento de polímeros reforçados com fibras, também conhecidos como FRP. Esta técnica é utilizada no reforço e confinamento de pilares nas suas zonas críticas, e ainda no reforço à flexão de vigas e lajes (Lei, 2016).

Trata-se de uma solução bastante eficiente devido ao peso reduzido e flexibilidade das mantas de fibras de carbono, proporcionando a sua fácil aplicação, tanto em pilares quadrados como circulares (Figura 18). Têm ainda a vantagem da sua aplicação não alterar praticamente a estética da estrutura devida à reduzida espessura, e das fibras de carbono possuírem elevada resistência eletroquímica, justificando a sua utilização em ambientes severamente agressivos. Porém, os raios ultravioletas constituem uma ameaça pois podem afetar gravemente alguns tipos de fibras de carbono (Bousias et al., 2005).

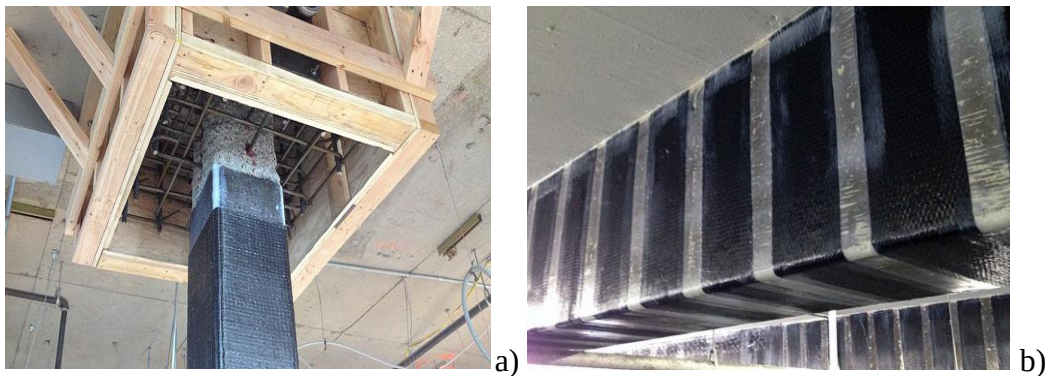


Figura 18 – Encamisamento com fibras de carbono: a) (Bousias et al., 2005); b) (ASOPE, 2024).

Entre as vantagens que esta técnica apresenta destaca-se ainda a rapidez de execução, dado que a aplicação de FRP é geralmente mais rápida que os métodos tradicionais, reduzindo o tempo de obra, assim como a resistência à corrosão (Silva, 2020).

No entanto, também apresenta desvantagens como um custo inicial elevado, dado que os materiais compósitos de FRP são mais caros que os materiais tradicionais. Além disso, os FRP não apresentam patamar de cedência, comportando-se elasticamente até à rutura, o que pode exigir cuidados especiais no projeto e são sensíveis a altas temperaturas, pelo que o seu desempenho pode ser afetado em situações de incêndio ou exposição a altas temperaturas (Ramos, 2023).

3.3.4 Adição de chapas de aço e perfis metálicos

O reforço de elementos de betão armado por adição de chapas ou perfis metálicos constitui uma técnica adequada para aplicação em vigas e lajes quando estas apresentem insuficiências ao nível das armaduras existentes ou sempre que se pretenda aumentar a sua capacidade resistente à flexão e esforço transverso. As chapas de reforço em aço poderão ser aplicadas nas faces laterais das vigas ou banzos, e em todo o seu desenvolvimento, limitando desta forma as deformações existentes e aumentando a sua capacidade resistente (Silva, 2007).

A adição de chapas metálicas é uma técnica recorrente em lajes fungiformes, aplicadas na face superior da laje, permitindo deste modo o aumento do braço, que se traduz no aumento da capacidade resistente da laje (Figura 19). Também nos pilares que registem um défice de armadura transversal se podem introduzir estas chapas, aumentando assim o confinamento e a cintagem dos elementos. Este reforço vai-se traduzir num aumento de ductilidade e numa melhoria do comportamento sísmico (Carreira, 2000).

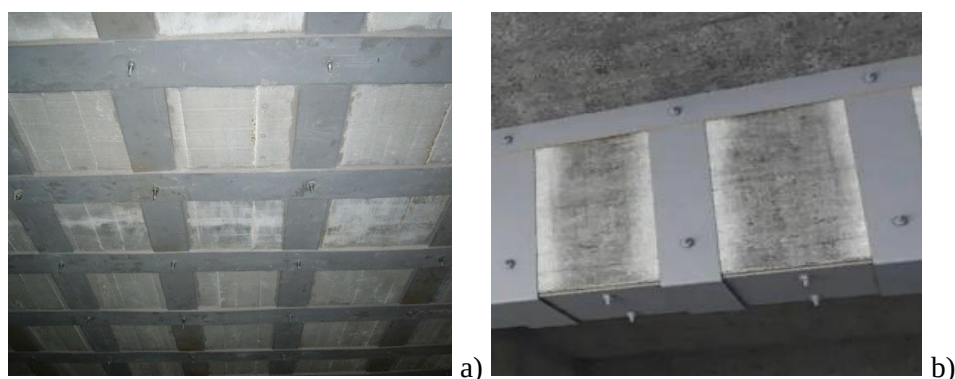


Figura 19 – Reforço de laje com chapas de aço: a) (HTecnic, 2024); b) (ALCEA, 2024).

O reforço estrutural com chapas metálicas apresenta diversas vantagens, nomeadamente o aumento significativo da capacidade de carga do elemento reforçado, a rápida execução, ideal para situações que requerem intervenção imediata, com uma alteração mínima na geometria da peça e preservando a estética e funcionalidade do espaço. Também beneficia de versatilidade na aplicação, pelo que pode ser utilizado em diversos tipos de estruturas, com uma interferência menor no quotidiano do edifício durante a execução (Henriques, 2018).

Outra vantagem consiste no aumento da ductilidade e melhoria do comportamento sísmico em pilares e na possibilidade de pré-fabricação dos elementos metálicos, agilizando a instalação (Henriques, 2018).

Entre as desvantagens, importa destacar o custo inicial potencialmente elevado devido ao uso de materiais especializados e da necessidade de mão de obra especializada para uma execução adequada (Melo et al., 2021).

Existe ainda a possibilidade de perda de área útil, dependendo da aplicação e de risco de corrosão se não houver proteção adequada., assim como a necessidade de proteção contra incêndio, dependendo da exposição. Acresce a complexidade na garantia de transferência efetiva de esforços entre o elemento original e o reforço (Melo et al., 2021).

3.3.5 Pré-esforço exterior

O reforço por introdução de pré-esforço exterior apresenta-se como uma técnica de reforço para situações em que se pretende incrementar a capacidade resistente de elementos de betão armado, nomeadamente pilares e vigas, sujeitos à flexão. A eficácia desta técnica depende essencialmente da eficiente ligação das armaduras de pré-esforço ao elemento resistente, devendo essa ligação ser garantida por meio de mecanismos eficazes de transferência de esforços (Appleton et al., 2002). Complementarmente, deverão ser tidos em consideração alguns cuidados como os cabos de pré-esforço, nomeadamente com medidas de proteção anticorrosiva.

Usualmente, também se recorre à utilização do pré-esforço em vigas quando se pretende aliviar as cargas impostas ou remover pilares, encaminhando as forças para as zonas de ancoragem. Nestes casos, as ancoragens devem ficar afastadas das regiões onde são expectáveis deformações e devem ser calculadas para a solicitação da ação sísmica (Oliveto & Marletta, 2005).

Esta técnica apresenta como vantagens, o carácter ativo do reforço, que atua tanto para cargas já instaladas como para novas cargas. Além disso permite executar o reforço sem necessidade de descarregar a estrutura durante os trabalhos e reduz esforços, tensões, abertura de fendas e deformações existentes na estrutura. É também uma solução de rápida execução, ideal para situações que requerem intervenção imediata e melhora o comportamento da estrutura em serviço (Neves, 2012).

Entre as desvantagens apresentadas, salienta-se um custo inicial potencialmente elevado devido ao uso de materiais e tecnologia especializados e a complexidade na garantia de transferência efetiva de esforços entre o elemento original e o reforço, assim como perdas de pré-esforço ao longo do tempo, que devem ser consideradas no projeto e possível

concentração de tensões nas zonas de ancoragem, o que requer atenção especial no dimensionamento (Neves, 2012).

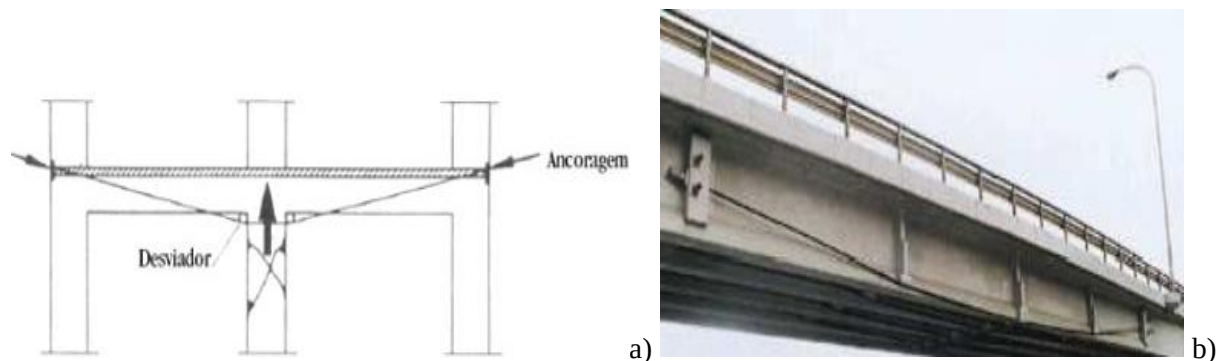


Figura 20 – Pré-esforço exterior: a) (Appleton et al., 2002); b) (Rodrigues, 2005).

3.3.6 Betão projetado

O reforço por betão projetado, geralmente combinado com o encamisamento de betão armado, consiste na projeção de betão com elevada percentagem de cimento e agregados finos, nos elementos a reforçar (Figura 21). Apresenta-se como uma solução aplicável em elementos onde a utilização de cofragens não é possível, como por exemplo nos nós viga-pilar, ou no reforço de paredes resistentes de betão armado, paredes de alvenaria tradicional ou paredes de tijolo (Fardis et al., 1998).

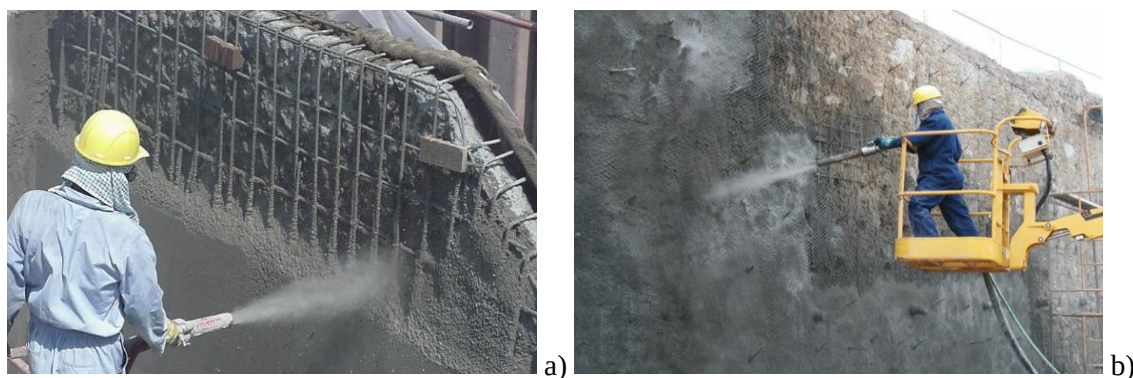


Figura 21 – Reforço de paredes por betão projetado: a) (ASOPE, 2024); b) (STAP, 2024).

O reforço por betão projetado apresenta várias vantagens, como, por exemplo, a rápida aplicação, que permite elevadas resistências iniciais de cura. Além disso, dispensa o uso de formas, aumentando a produtividade especialmente em geometrias complexas, e constitui uma excelente solução para superfícies irregulares, pois consegue cobrir toda a superfície a reforçar. Esta solução aumenta a segurança estrutural da obra, sendo ideal para túneis e construções em subsolos, dado que possibilita a sustentação de escavações subterrâneas. Quando bem planeada,

esta técnica pode reduzir custos a longo prazo com reabilitações e apresenta boa adesão ao substrato devido à alta energia de impacto. (Henriques, 2018).

No entanto, também tem desvantagens, não sendo indicado para locais com pouca circulação de ar devido à dispersão de partículas. Pode haver um desperdício de material de até 40% devido ao efeito de ricochete, pelo que a qualidade do trabalho depende muito da experiência do aplicador. Além disso, necessita de aditivos superplastificantes e aceleradores de colagem na aplicação por via húmida, o que aumenta os custos. Requer ainda estudos prévios de qualificação dos materiais para garantir uma boa utilização, o que o pode tornar mais complexo e caro que os métodos convencionais. Apesar das desvantagens, o betão projetado é uma solução eficaz para reforço estrutural, especialmente em situações onde a geometria é complexa ou o uso de formas é impraticável (Henriques, 2018).

3.3.7 Injeção de resinas epóxi

A injeção de resinas é a técnica destinada à reparação de elementos de betão armado com fissuras de baixa e média abertura. É uma técnica adequada para elementos danificados, sobretudo para elementos com armadura reduzida, devolvendo a resistência original através da injeção de resinas (Figura 22). Revela-se uma solução eficiente desde que o caminho para a injeção das resinas esteja limpo e desimpedido (Fardis et al., 1998).

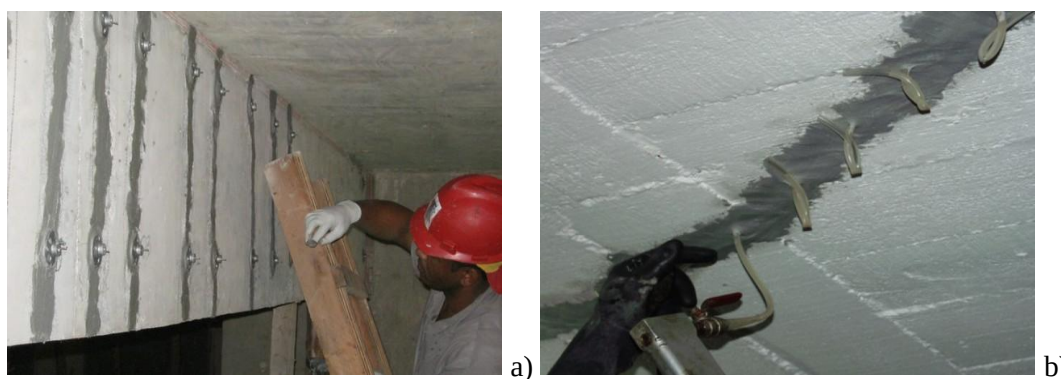


Figura 22 – Injeção de resinas epóxi em fendas de elementos estruturais (STAP, 2024): a) viga; b) laje.

A injeção de resinas para reparação de elementos de betão armado apresenta várias vantagens, como a rapidez da aplicação, que permite uma reparação eficiente e ágil, sendo eficaz na reparação de fissuras, restaurando a integridade estrutural. Esta técnica melhora a resistência e prolonga a vida útil de estruturas de betão. Possui a capacidade de selar fugas e impede a penetração de água em estruturas subterrâneas. Pode ser usada para reforço estrutural, especialmente em edifícios antigos e não altera significativamente a aparência ou geometria da estrutura (Araújo, 2016).

Também apresenta algumas desvantagens, pois não é adequada para fendas ativas devido à rigidez das resinas epoxídicas e não é eficaz em fendas com presença de humidade, pois as resinas epoxídicas não aderem bem a superfícies molhadas. A qualidade da reparação depende muito da experiência do aplicador. Acresce ainda, que pode ser uma solução mais cara em comparação com os métodos convencionais e requer estudos prévios e qualificação dos materiais para garantir a eficácia. Em alguns casos, pode ser necessário o uso de aditivos especiais, o que aumenta os custos (Araújo, 2016).

3.3.8 Correção de pormenorização da armadura

A correção da pormenorização da armadura é uma técnica que consiste na remoção do betão de recobrimento, e sucessiva alteração ou correção da pormenorização da armadura existente, e betonagem de uma nova camada de betão de recobrimento (Figura 23). Apresenta-se como uma técnica particularmente útil na retificação das emendas da armadura longitudinal nos pilares e vigas (Sousa, 2008).

A correção da pormenorização da armadura é uma técnica de reforço estrutural que apresenta vantagens e desvantagens específicas. Esta técnica permite corrigir erros de pormenorização, especialmente em zonas críticas como emendas de armadura longitudinal em pilares e vigas e melhora a capacidade de flexão e corte dos elementos estruturais. Aumenta a ductilidade dos elementos, especialmente nas zonas de formação de rótulas plásticas e possibilita a correção de comprimentos de emenda inadequados, melhorando a transferência de carga entre os varões. Também permite adaptar a estrutura a novas exigências sísmicas ou de serviço (Alves, 2016).

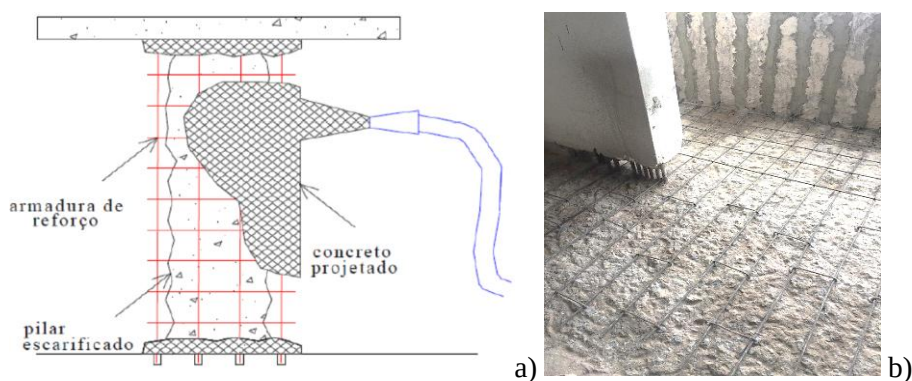


Figura 23 – Correção de armaduras em elementos estruturais: a) (Takeuti, 1999); b) (M2P, 2024).

Porém, apresenta algumas desvantagens, pois requer a remoção do betão de recobrimento, o que pode ser um processo invasivo e demorado e produz elevada poluição sonora e gera muito pó e resíduos durante o processo de remoção do betão. Além disso,

necessita de interrupção da utilização do espaço durante a intervenção e, em algumas situações, pode ser mais complexa e cara que outros métodos de reforço em algumas situações (Alves, 2016).

Adicionalmente, exige mão de obra especializada para garantir a correta execução da nova pormenorização e pode requerer a furação de lajes ou vigas para garantir a continuidade da armadura entre pisos, o que pode condicionar a posição dos novos varões (Alves, 2016).

Apesar das desvantagens, esta técnica é particularmente útil quando se identificam deficiências específicas na pormenorização original, permitindo corrigir problemas que poderiam comprometer seriamente o desempenho estrutural, especialmente em situações de ação sísmica (Alves, 2016).

3.3.9 Modificação do comportamento dos elementos estruturais por remoção total ou parcial de material

Esta técnica é geralmente utilizada na correção de deficiências de comportamento estrutural de pórticos preenchidos com painéis de alvenaria e consiste na remoção parcial ou total dos painéis de alvenaria, ou apenas na simples separação dos painéis de alvenaria dos pilares e vigas adjacentes. Esta metodologia evita que o painel contribua para a alteração do comportamento do pórtico em caso de sismo, precavendo o aparecimento de irregularidades estruturais, quer em planta, quer em altura (Varum, 2008).

3.4 Exemplos de aplicação de técnicas de reforço sísmico em Portugal

Em Portugal, a utilização de sistemas passivos de proteção sísmica não é recente, uma vez que há já largos anos estes sistemas têm vindo a ser implementados em obras de arte, quer na sua conceção, quer na fase de exploração, para reforço contra as ações sísmicas. Os apoios deslizantes foram dos primeiros dispositivos a serem implementados, seguindo-se os apoios elastoméricos simples e, posteriormente, os de elevado amortecimento (Silva, 2011).

Mais recentemente têm-se registado aplicações de dispositivos de fluido viscoso que, apesar de sujeitas a deformações a longo termo e variações de desempenho consoante a temperatura, conseguem garantir um nível de segurança face às solicitações sísmicas (Guerreiro, 2003).

Nos pilares da Ponte Salgueiro Maia, em Santarém, foram aplicados dispositivos elastoméricos de elevado amortecimento, repartidos pela direção longitudinal e transversal. Já

na Pontes Vasco da Gama, em Lisboa, foram aplicados amortecedores histeréticos entre o tabuleiro e os pilares, por forma a mitigar as ações sísmicas (Guerreiro, 2003).

No que diz respeito à aplicação destes dispositivos em estruturas de edifícios habitacionais, o nosso país ainda se encontra bastante atrasado comparativamente a outros países com a mesma exposição à perigosidade sísmica. Existem algumas soluções para a proteção dinâmica de estruturas, decorrentes dos objetivos específicos de dimensionamento e das opções dos projetistas. No entanto, a disponibilidade crescente deste tipo de dispositivos a nível de mercado, aliada a uma evolução favorável a nível de custos associados à sua implementação conduziu a que cada vez mais se optasse pela aplicação de soluções comerciais (Oliveira, 2003).

Em Portugal, o Hospital da Luz por necessitar de garantir a sua operacionalidade após ocorrência de um sismo de elevada intensidade, apresenta-se como o primeiro edifício a dispor deste tipo de dispositivo de isolamento sísmico. Adicionalmente, uma vez que este complexo de saúde composto por dois edifícios independentes se encontra situado bastante próximo a duas galerias do metropolitano e de um túnel rodoviário, surgiu a necessidade de anular as vibrações impostas por estes dois eixos viários (Silva, 2011).

3.5 Considerações finais

Ao longo do presente capítulo são apresentadas as técnicas de reforço sísmico aplicadas a edifícios de betão armado com o intuito de aumentar a sua capacidade resistente, fazendo a distinção entre técnicas de intervenção global e técnicas de intervenção pontual, ou seja, intervir ao nível dos elementos de betão armado.

Decorrente da análise à vulnerabilidade dos edifícios de betão armado abordada no capítulo anterior, surge a necessidade de se proceder à distinção entre os conceitos reabilitação (focada na habitabilidade e conservação) e reforço sísmico (destinado a melhorar o desempenho estrutural e funcional). A necessidade de reforço é enfatizada para garantir a segurança das estruturas. As intervenções podem ser pontuais (reforçando elementos específicos) ou globais (introduzindo novos elementos resistentes). A escolha da técnica deve considerar o comportamento sísmico da estrutura.

As soluções abordadas no presente capítulo podem ser utilizadas isoladamente ou em conjunto, no reforço localizado ou geral de um edifício, reduzindo a sua vulnerabilidade e conferindo um nível de segurança superior.

Embora pouco corrente no edificado português, conclui-se que o reforço dos edifícios existentes, nomeadamente os edifícios em betão armado, é viável recorrendo às soluções de reforço aqui apresentadas.

Após análise do edificado em estudo, verifica-se a necessidade de proceder ao seu reforço estrutural para garantir a segurança em caso de sismos, recorrendo a uma análise detalhada e individual para cada tipologia de edifício. Neste sentido, ao longo do presente documento serão identificadas e discriminadas algumas soluções de reforço estrutural, agrupadas em soluções de reforço pontual de elementos estruturais e reforço de ligações, e soluções de reforço global.

4 Caso de estudo

4.1 Considerações iniciais

No desenvolvimento da presente dissertação, surgiu a necessidade de aplicar o assunto em análise a uma situação real, e algo frequente no edificado português. Neste contexto, selecionou-se um edifício de betão armado localizado em Lisboa, projetado na década de 50, que demonstra uma notável adaptação dos princípios do modernismo à topografia única de Lisboa. Os arquitetos Alberto Pessoa, Hernâni Gandra e João Abel Manta conceberam uma solução inovadora que abraça as características acidentadas do terreno, criando uma composição que harmoniza a abstração do estilo internacional com a paisagem lisboeta (Pessoa, 1940).

É também representativo de uma das tipologias de edifícios mais vulneráveis em caso de sismo devido à sua vulnerabilidade estrutural (Furtado, 2013). O edifício selecionado é um lote de uma unidade habitacional alvo de estudos anteriores, de onde se retiram alguns dados provenientes da sua análise (Rodrigues, 2005).

Da vasta panóplia de edifícios de betão armado existentes em Lisboa, foi escolhido o conjunto da Av. Infante Santo por integrar o tipo de edifícios mais representativo do tema em estudo, quer pelo seu carácter inovador, estrutural e funcional naquela época, quer pelo facto de apresentar deficiências e fragilidades na sua construção. Outro fator ponderado e que levou a escolher esta unidade, foi o facto de já terem sido realizados estudos sobre estes edifícios e de já serem conhecidas as suas características e o seu comportamento perante ações sísmicas (Tostões, 2004).

4.2 Enquadramento histórico

A história do conjunto habitacional da Av. Infante Santo surge por iniciativa da Câmara Municipal de Lisboa com o objetivo de resolver as questões da habitação económica. Estipularam-se edifícios em bloco, em que todos os serviços estão centralizados, consistindo no aproveitamento coletivo dos serviços sanitários e higiénicos (Pessoa, 1940).

Em 1911, segundo o Plano Diretor Municipal de Lisboa (PDM), surgiu a necessidade de se ligar a Av. 24 de Julho, de cota baixa na frente do rio, à cota alta da Estrela. Aproveitando um espaço extenso e vazio, uma área sobrando entre as malhas da cidade, criou-se um eixo chamado Av. Infante Santo. Ao longo do tempo, esta avenida foi sendo limitada a Ponte por um conjunto de nove edifícios com sete pisos cada, destinados a habitação. A Norte, uma

pequena praça onde estava previsto um mercado que nunca foi construído. Do lado Nascente, foram implementados cinco blocos de habitação, dividindo-se em dois corpos, um bloco com oito pisos destinados à habitação, perpendicular à avenida e assente sobre pilotis, e outro corpo semienterrado com lojas abertas para a avenida, fazendo uso da sua fachada como muros de suporte dos terrenos marginais (Pessoa, 1940).

De entre os cinco lotes deste bloco habitacional (Figura 24), todos construídos segundo o mesmo projeto, são constatáveis pequenas variações entre si. Deste modo, com base nos estudos existentes, escolheu-se o lote 2 para implementação de três técnicas de reforço sísmico.

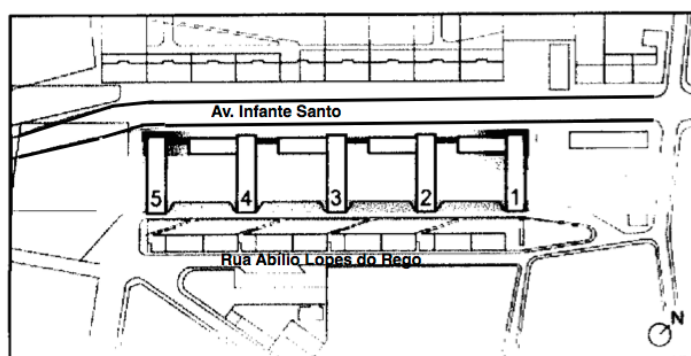


Figura 24 – Implantação das Unidades Tipo A no plano geral (Fonseca, 2005).

No limite Nascente é definida uma série de edifícios em banda, com quatro pisos associados dois a dois, que articulam com a cota da rua existente com a da nova rua projetada. Trata-se de uma rua nova, Rua Abílio Lopes do Rego, que envolve o espaço verde onde se implantam os blocos suspensos, contemplando fileiras de estacionamento ao longo da via, e entre os edifícios.

No século XX, com a ideia da simplicidade quer na implantação dos edifícios quer no seu interior, surgem novas formas de habitação coletiva. A edificação de quarteirões extensos introduzindo novas tipologias nas habitações e novos sistemas de circulação conjuga a habitação moderna com a estrutura de betão armado (Furtado, 2013).

Charles-Edouard Jeanneret-Gris, mais conhecido por Le Corbusier, foi um arquiteto, urbanista e pintor de origem suíça. Por muitos considerado um dos mais importantes arquitetos do século XX, tornou-se conhecido por ser o criador das *Unités d'Habitation*. O conceito de unidade de habitação consistia em grandes edifícios modulares, e foi adaptado pela corrente modernista, tornando-se popular em todo o mundo (Darling, 2000).

Le Corbusier achou que o planeamento urbano deveria apresentar blocos de habitação assentes em pilotis, sistema construtivo este que era baseado no suporte do edifício por uma

grelha de pilares deixando o terreno da construção desocupado. Outra modificação consistiu na cor dos edifícios, estes deveriam passar a ser brancos, seguindo uma linha simples e fria, e rejeitando a antiga ornamentação artificial. Assim, nasceram os cinco pontos da nova arquitetura constituídos por: i) planta livre da estrutura; ii) fachada livre; iii) *pilotis*; iv) terraço Jardim; v) janelas em fita (Furtado, 2013).

A definição dos espaços interiores já não resulta da conceção estrutural, permitindo a livre colocação das paredes uma vez que estas não desempenham função estrutural. A fachada livre resulta igualmente da independência da estrutura, de modo que a fachada possa ser projetada sem impedimentos. O sistema de pilares que elevam o edifício, deixando o solo livre é do tipo “*pilotis*”, devolvendo a possibilidade do piso vazado, ao nível do rés-de-chão, ser utilizado para pessoas, automóveis ou jardins. Este tipo de construção possibilita o aproveitamento da cobertura para um jardim elevado, recuperando o solo ocupado pelo edifício, em contraposição aos telhados inclinados tradicionais. As janelas em fita permitem, de uma ponta à outra da fachada, uma relação desimpedida com a paisagem e de acordo com a orientação solar, uma iluminação natural e uniforme.



Figura 25 – Residência *Villa Savoye*, projetada por Le Corbusier (Darling, 2000).

Um exemplo de aplicação dos cinco pontos da Arquitetura Nova é a residência projetada em 1928, em Poissy. A *Villa Savoye* (Figura 25), também conhecida por *machine à habité*, é um exemplo de todos os pontos proposto na obra de Le Corbusier (Darling, 2000).

Em Portugal, foi a partir de 1940 que a Arquitetura do Movimento Moderno se afirmou, e nos anos 50 representaram o ponto de maior expressão técnica e cultural. Logo, pode-se constatar que o edifício selecionado para o caso de estudo, corresponde rigorosamente às imposições da arquitetura moderna (Fonseca, 2005).

4.2 Descrição arquitetônica

As Unidades Tipo A da Av. Infante Santo, projetadas pelo arquiteto Alberto Pessoa entre 1949 e 1954, são compostas por cinco edifícios de habitação coletiva e constituem um exemplo da arquitetura do Movimento Moderno em Portugal. Cada bloco estende-se ao longo de 11,1 m de comprimento, 46,1 m de largura, e detém uma altura de 29,4 m (Pessoa, 1940).

De forma a resolver a relação com a topografia do terreno, cada unidade é formada por dois volumes distintos e autónomos, o corpo das lojas paralelo à via e semienterrado servindo como muro de suporte, e o bloco das habitações perpendicular à via e suspenso por pilares. São volumes levantados do solo, sem frente nem traseira declaradas, consistindo a sua orientação na materialidade e na relação com os blocos envolventes (Figura 26). Essa imagem é reforçada pelo facto de os acessos ao nível do piso vazado serem constituídos por entradas orientadas sem regra aparente (Fonseca et al., 2006).



Figura 26 – Conjunto da Av. Infante Santo nos anos 50: a) (Fonseca et al., 2006); b) (Rocha, 2012).

A extensa plataforma ajardinada sobrance entre os blocos suspensos e limitada pelos muros de suporte, torna o conjunto arejado, agradável, útil e higienista, conforme os princípios do movimento moderno. No piso do rés-do-chão existem três acessos verticais, dois ascensores localizados nas extremidades, e um núcleo central que compreende um monta-cargas e uma escada.



Figura 27 – Fotografias do Lote 5: a) detalhe dos pilotis (Silva, 2015); b) pormenor da entrada numa das extremidades (Rocha, 2012); c) cobertura destinada a zona de estendais (Rocha, 2012).

O terraço acessível, embora não seja ajardinado nem esteja destinado a lazer, prevê uma pequena habitação destinada ao porteiro e uma zona coberta de estendais. Os restantes 8 pisos são destinados à habitação, com 24 fogos tipo duplex, duas tipologias T3+1 e quatro T4 em cada dois pisos (Fonseca et al., 2006).

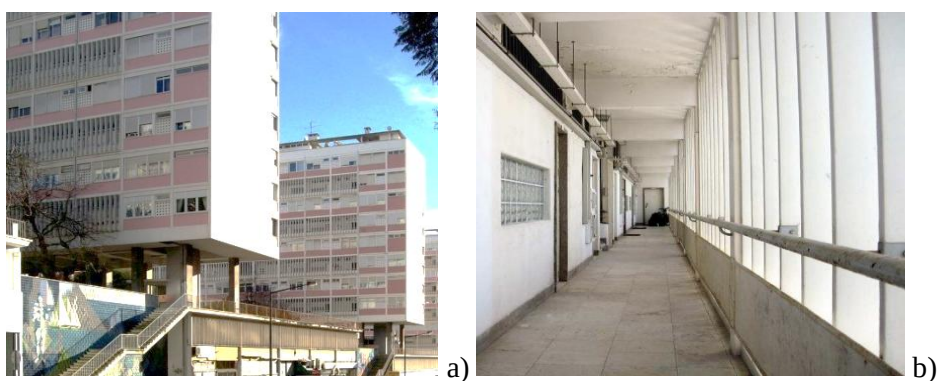


Figura 28 – Fotografias do caso de estudo: a) Pormenor das fachadas (Rocha, 2012); b) Pormenor da galeria de serviço com grelhas verticais em betão (Silva, 2015).

A disposição geográfica dos edifícios obedece a uma boa orientação solar, localizando-se os quartos principais e as galerias de acesso orientados para nascente, e as salas e restantes quartos orientados para poente, permitindo assim que todas as divisões interiores estejam em

contacto direto com a luz natural. O bloco de habitações é constituído por 10 pisos de altura, sendo um piso térreo e 9 andares, dos quais o último é um terraço recuado (Fonseca, 2005).

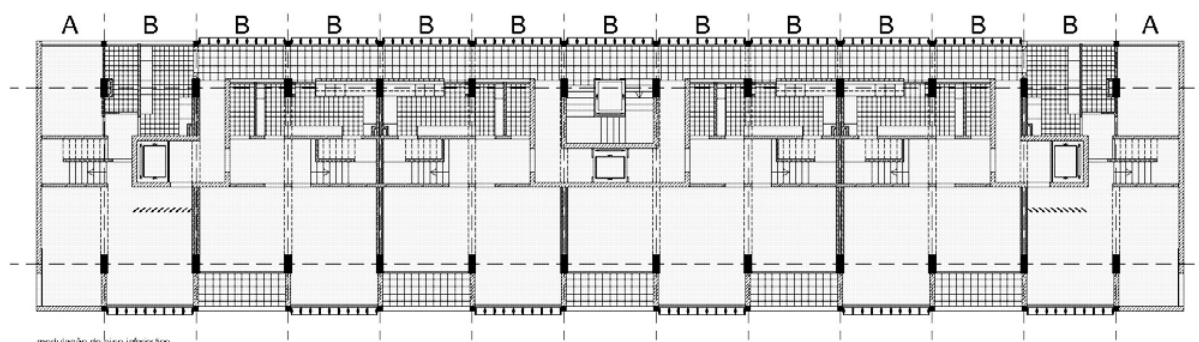


Figura 29 – Planta do piso inferior das habitações duplex (Fonseca, 2005).

Nos 8 pisos destinados à habitação, as plantas repetem-se a cada dois andares devido à tipologia duplex dos apartamentos, diferenciando-se apenas na abertura da laje para a escada interior que liga os pisos inferiores (1º, 3º, 5º, 7º) aos pisos superiores (2º, 4º, 6º, 8º). Assim, existem três tipos de plantas, a planta do piso do rés-do-chão, a planta do piso tipo inferior e a planta do piso tipo superior (Fonseca, 2005).

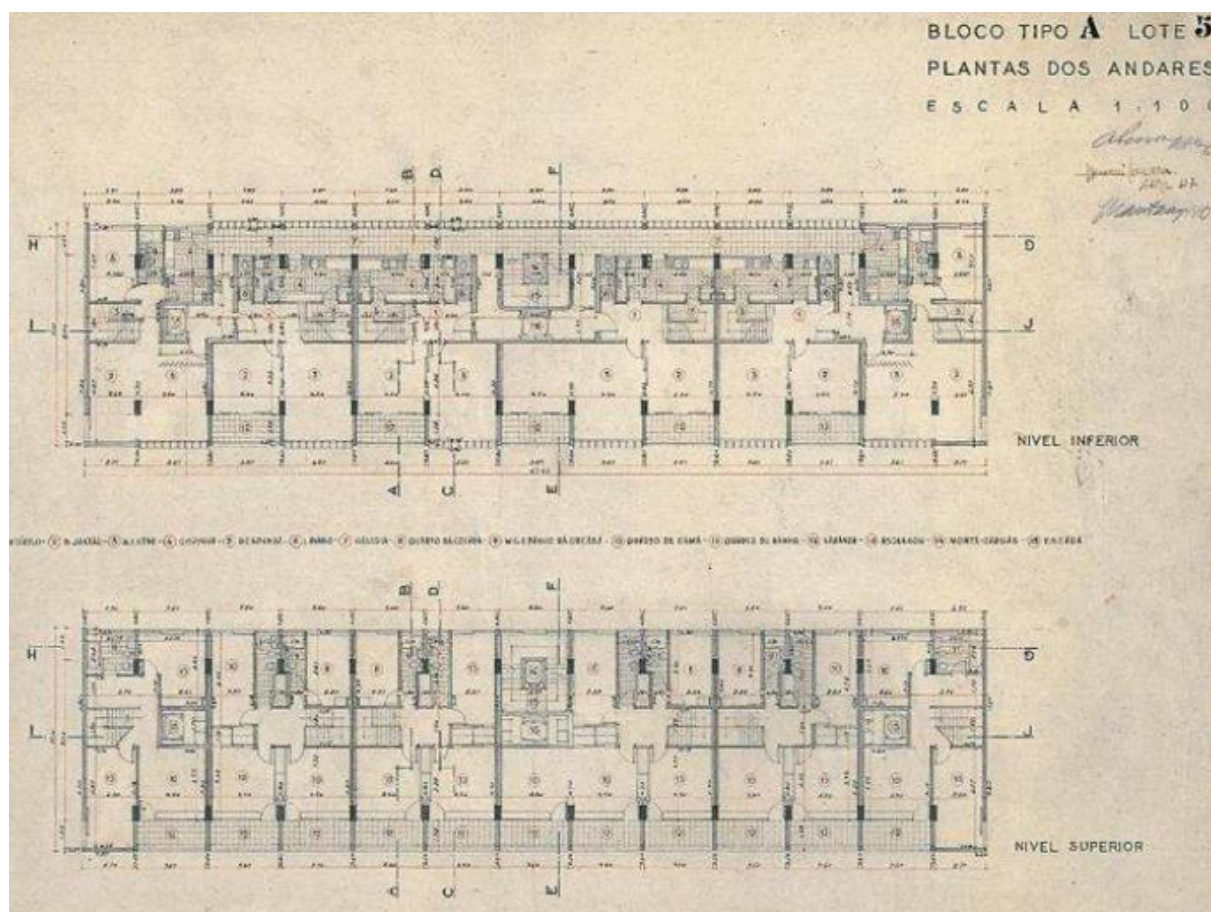


Figura 30 – Planta dos andares Lote 5 (Projeto 1952-1955) (Pessoa, 1940).

4.3 Descrição estrutural

Os pórticos da estrutura definem a organização em planta, e repetem-se com um espaçamento constante entre si de 3,80 m. Estes pórticos têm uma consola de 2,80 m em cada extremidade, formando assim treze módulos por piso. Estes alinhamentos estruturais formados pelos pórticos definem os limites entre os fogos, embora a noção de planta livre seja uma referência visível. O alinhamento longitudinal define o arranque das consolas e o limite das varandas e da galeria de serviço (Fonseca, 2005).

A estrutura dos edifícios é simétrica transversalmente, sendo formada por pórticos de betão armado (Figura 31). De acordo com o projeto, as lajes são aligeiradas com elementos de abobadilha cerâmica vazados, e as lajes em consola são em betão armado maciças. No projeto foram consideradas duas juntas de dilatação, atendendo ao comprimento do edifício, de forma a evitar distensões e contrações de materiais devido às oscilações de temperatura. Contudo, a existência destas juntas não foi confirmada em estudos anteriormente realizados (Rodrigues, 2005).

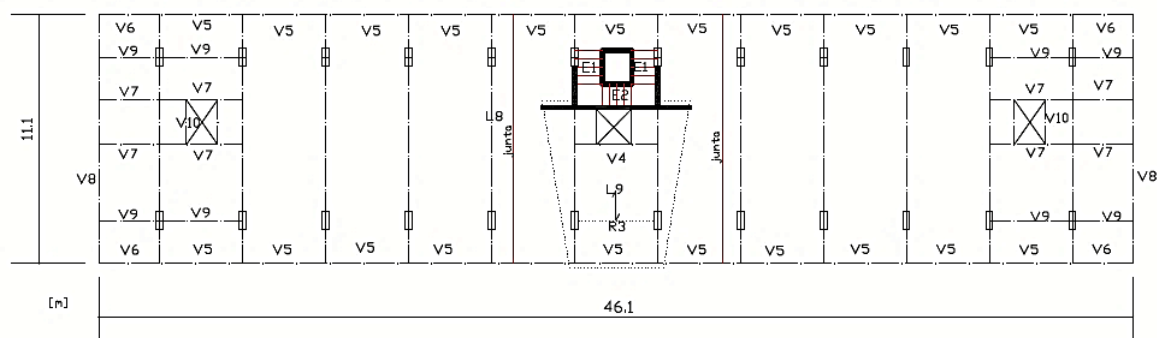


Figura 31 – Dimensões em planta e localização das juntas de dilatação no projeto (Rodrigues, 2005).

Também a estrutura do bloco comercial é composta por pórticos transversais, onde estes pórticos assumem função de suporte de cargas verticais, mas também de suporte para o impulso de terras, formando um muro de suporte com contrafortes (Figura 32). Desta forma, os esforços são transmitidos por intermédio de uma laje vertical contínua, em betão armado, encastrada na base (Fonseca et al., 2006).

O projeto foi alvo de vários aditamentos quanto ao cálculo estrutural. Inicialmente concebido sem ter em conta o momento nos pilares por estes serem considerados pilares interiores, foi corrigido considerando o efeito das ações horizontais, vento e sismo. Contudo, segundo a memória descritiva, o autor do projeto considerou que a ação do vento seria suficiente

para a verificação da estabilidade quanto às ações horizontais, desprezando assim a ação sísmica (Fonseca et al., 2006).

O argumento utilizado foi que devido à localização do edifício, era pouco provável que ocorressem vento e sismo na mesma direção em simultâneo. Um fator condicionante que estava sempre presente era a economia do projeto (Fonseca et al., 2006).

“Podemos considerar os edifícios como em condições de segurança bastante superiores à maioria das edificações de Lisboa.” (Pessoa, 1940). Pelo comentário tecido na Memória Descritiva e Justificativa do Projeto, à data da conceção do projeto do edifício, pode-se constatar a pouca importância dada aos efeitos das ações horizontais, e consequente vulnerabilidade dos edifícios em Portugal. A ausência de consideração dos efeitos das ações horizontais deve-se também à inexistência de regulamentação.

Posteriormente foi entregue um outro aditamento relativo à verificação da estabilidade face às ações sísmicas, onde era reconhecida alguma importância neste tipo de ações. Foram consideradas forças horizontais aplicadas nos nós dos pórticos, proporcionais à massa dos pisos. Contudo este aditamento foi menosprezado, uma vez que os esforços provenientes da consideração da ação sísmica não alteraram as secções geométricas nem a necessidade de armaduras quando comparadas com a ação do vento. Assim, foi dispensada a verificação da estabilidade sísmica. No dimensionamento destas unidades apenas foram consideradas as ações sísmicas no sentido transversal dos edifícios, ignorando possíveis deslocamentos ou rotações longitudinais (Fonseca et al., 2006).

Relativamente aos paramentos do edifício, existem três espessuras consoante o tipo de parede, estando definidos: i) 0,20m para as fachadas, ascensores e antecâmaras; ii) 0,10m e 0,15m em compartimentos interiores; iii) 0,10m nas paredes duplas com caixa-de-ar entre fogos (Fonseca, 2005).

As paredes interiores têm acabamento em reboco pintado, sendo as zonas húmidas revestidas a mosaico. Os pilares do piso térreo são também revestidos com mosaico de vidro italiano. As paredes exteriores são compostas por painéis de betão perfurado em forma de cilindro, preenchidos com vidro, nas instalações sanitárias e na cozinha (Fonseca et al., 2006).

Quanto aos revestimentos de piso, são ambientados por tacos de madeira nas salas e quartos, e mosaico cerâmico nas cozinhas, instalações sanitárias, varandas e galerias de serviço. A laje do terraço está protegida e isolada pela aplicação de um betuminoso. As caixilharias exteriores são em madeira com estores de proteção com réguas móveis pelo exterior, e as grelhas verticais fixas das galerias de serviço são em betão vibrado (Fonseca et al., 2006).

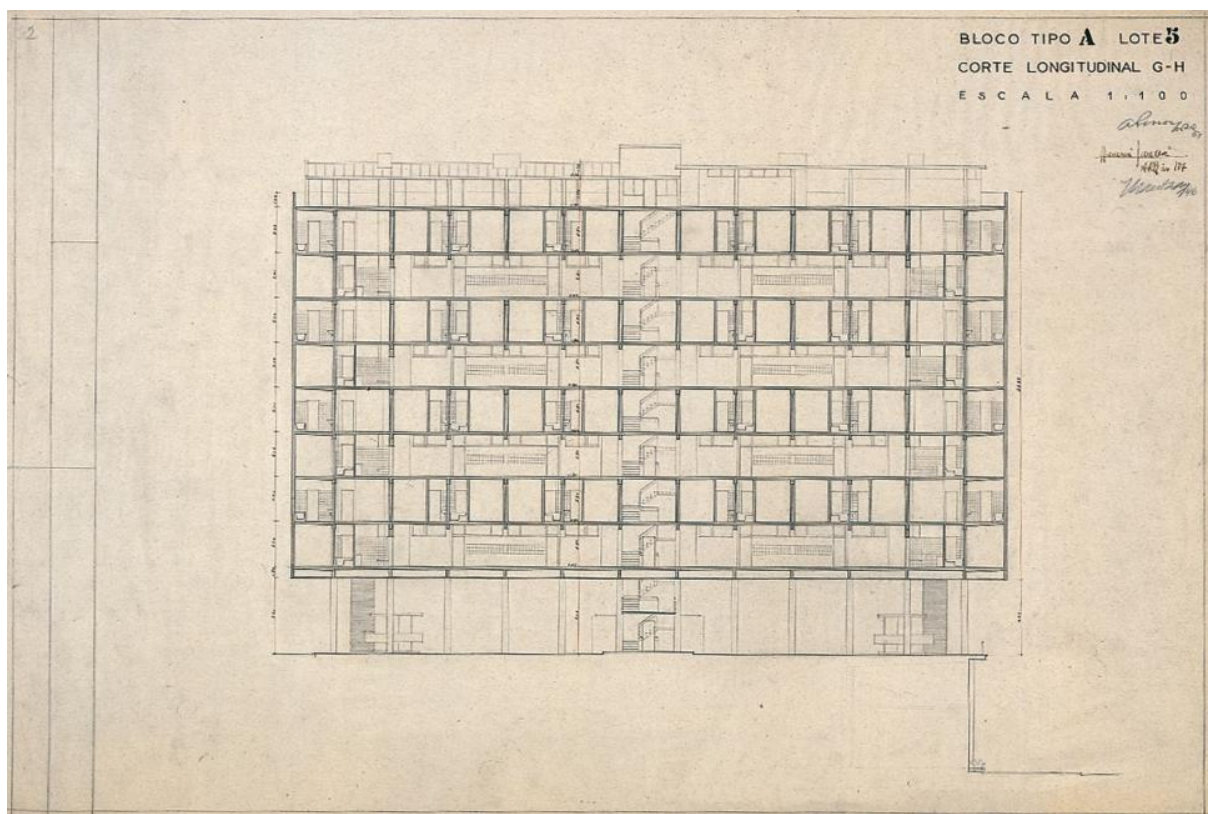


Figura 32 – Corte longitudinal Lote 5 (Projeto 1952-1955) (Pessoa, 1940).

Devido ao intervalo de execução, os seus proprietários e construtores diferentes, cada lote sofreu alterações no projeto de estabilidade conforme a conveniência. Os Lotes 1 ao 4 foram construídos entre 1954 e 1956 enquanto o Lote 5 apenas foi construído já nos anos 60.

O Lote 1 é marcado pela diminuição das armaduras abaixo do quinto piso sem diminuir secção de betão armado dos pilares. Neste lote foram ainda substituídas as lajes aligeiradas por lajes maciças de betão armado. Os Lotes 2 e 3, pertencentes ao mesmo proprietário e construídos pelo mesmo construtor, destacam-se do projeto original por terem lajes maciças de betão armado, vigas nos topos do piso térreo suportando as consolas e introdução de paredes de betão armado na caixa de escadas. No Lote 4, as lajes originalmente projetadas também foram substituídas por lajes maciças de betão armado, armadas nos dois sentidos na zona entre os pilares. Nas lajes em consola surgiram novas vigas no sentido longitudinal. Há relatos ainda de outras alterações no dimensionamento de certos elementos estruturais. O Lote 5 revela um dimensionamento estrutural mais cuidado, apresentando elementos estruturais verticais mais resistentes. Respeitou-se o sistema de pórticos transversais original, e ainda assim foi acrescentada uma viga longitudinal ao centro, embebida nas lajes, compatível com o projeto de

arquitetura. A caixa de escadas e as paredes dos núcleos dos ascensores já são em betão armado e os pilares do piso térreo apresentam secções consideravelmente maiores (Pessoa, 1940).

Além dessas pequenas diferenças, estes edifícios têm sido alvo de algumas transformações por parte dos seus proprietários, tanto no interior dos apartamentos como nas fachadas, caixilharias, toldos, aparelhos AVAC, revestimentos, entre outros (Neves, 2016).

Analisando assim a conceção estrutural dos cinco lotes, podemos concluir que embora sejam todos diferentes entre si, as unidades 1 a 4 possuem um comportamento idêntico, desprezando as ações horizontais no sentido longitudinal, enquanto o Lote 5 já revela alguns cuidados nesse sentido, apresentando elementos estruturais verticais mais resistentes.

4.4 Ferramenta de cálculo

O *software* utilizado para realizar as análises do modelo estrutural do caso de estudo em análise foi o *SeismoStruct*. Trata-se de um programa de cálculo automático, capaz de prever o comportamento de uma estrutura tridimensional sujeita a carregamentos estáticos ou dinâmicos, e que tem em consideração a não linearidade geométrica dos elementos da estrutura e o comportamento não linear dos materiais considerados (Latifi & Rouhi, 2020).

O *SeismoStruct* é uma ferramenta versátil e poderosa para análises sísmicas avançadas de estruturas, especialmente útil para avaliação de edifícios existentes e estudos de vulnerabilidade sísmica, sendo utilizada para caracterizar o comportamento sísmico de edifícios de betão armado. Esta ferramenta foi desenvolvida pela *SeismoSoft*, uma empresa de *software* de engenharia sísmica. O *SeismoStruct* possui a capacidade de realizar análises dinâmicas não lineares de estruturas e utiliza um modelo de fibras para considerar a propagação do comportamento fisicamente não linear da estrutura. Permite ainda a discretização longitudinal das barras e a discretização das secções transversais dos elementos estruturais e possibilita o cálculo de frequências naturais e modos de vibração de modelos estruturais. Tem ainda a capacidade de modelar estruturas com e sem paredes de alvenaria de enchimento e permite a realização de análises estáticas não lineares (*pushover*) de edifícios (Latifi & Rouhi, 2020).

O *SeismoStruct* tem a capacidade de fazer a distribuição da plasticidade do material considerado ao longo do comprimento e secção do elemento, conseguindo desta forma uma simulação bastante rigorosa e precisa dos níveis de deformação desse mesmo elemento e, consequentemente, do comportamento e danos da estrutura. Este programa permite também determinar a resposta não linear da estrutura e a carga de colapso de qualquer elemento estrutural.

Relativamente às ações, o *SeismoStruct* admite a introdução de ações estáticas ou dinâmicas, quer na forma de forças, deslocamentos ou forças variáveis no tempo (Mimoso, 2008). A resposta estrutural pode-se manifestar através do deslocamento dos elementos, das curvas de capacidade, *drifts* ou da força de corte basal. No presente trabalho esta ferramenta foi utilizada com o objetivo de gerar os modelos estruturais do edifício em estudo, e a respetiva análise estática não-linear.

4.4.1 Sistemas de eixos

Tendo em consideração que o *SeismoStruct* é um programa de modelação 3D, é possível definir um sistema de eixos global x, y e z , atribuindo dimensões exatas (comprimento, largura e altura) aos elementos estruturais (Figura 33). Além deste sistema global, o programa associa a todos os elementos estruturais um sistema de eixos local, de modo a definir a sua orientação no espaço. Por convenção, a direção (1) diz respeito ao eixo do elemento em questão, enquanto as direções (2) e (3) definem o plano da secção transversal do elemento e a sua orientação (Antoniou & Pinho, 2003).

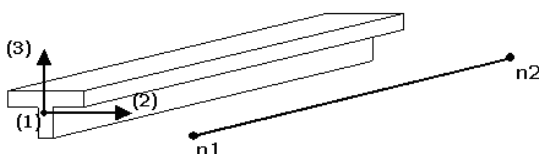


Figura 33 – Sistema de eixos locais de um elemento (Antoniou & Pinho, 2003).

4.4.2 Tipos de elementos

O *SeismoStruct* dispõe de vários elementos tipo, capazes de representar os elementos estruturais de um modelo. Recorrendo a estes elementos tipo, o utilizador pode criar um número ilimitado de classes capazes de representar com rigor, elementos estruturais intactos e reparados, assim como elementos não estruturais e elementos que permitem a definição de molas e isolamento sísmico, painéis de alvenaria, elementos de massa, entre outros. Os diferentes tipos de elementos são: i) Elementos de barras inelásticos – *infrm* e *refrm*; ii) Elementos de barra elásticos – *elfrm*; iii) Elementos de painéis de alvenaria inelásticos – *infill*; iv) Elementos de treliça inelásticos – *truss*; v) Elementos links – *link* e *relnk*; vi) Elementos de massa – *lmass* e *dmass*; vii) Elementos de amortecimento – *dashpt* (Antoniou & Pinho, 2003)

4.4.3 Não-linearidades dos materiais

Para determinar com precisão a distribuição de danos ao longo da estrutura, a propagação da plasticidade ao longo do comprimento e da área da secção dos elementos, o

SeismoStruct dispõe de um modelo de fibras, que recorre à formulação dos elementos de barra viga-coluna, com comportamento inelástico (*infrm*). O estado de tensão-deformação das secções dos elementos viga-coluna é obtido através da integração da resposta não linear uniaxial do material, em termos das tensões-deformações das fibras individuais, nas quais a secção foi subdividida (Antoniou & Pinho, 2003).

Deve ser definido um número suficiente de fibras para a distribuição da não linearidade física dos materiais ao longo da secção, bem como quantificado o número de subelementos, entre 5 a 6, de modo a que a distribuição da plasticidade ao longo do comprimento do elemento seja estimada com precisão (Antoniou & Pinho, 2003).

O *SeismoStruct* apresenta ainda a possibilidade de o utilizador definir modelos de plasticidade concentrada, através da associação entre elementos elásticos viga-coluna (*elfrm*), e elementos localizados nas suas extremidades, onde se concentra a inelasticidade do elemento (*links*) (Antoniou & Pinho, 2003).

4.4.4 Modelação dos materiais

O *SeismoStruct* contempla diversos tipos de materiais, através dos quais o utilizador pode criar um número ilimitado de materiais, para definir as secções transversais dos elementos estruturais. Estes materiais distinguem-se entre si essencialmente pela tipo e natureza, e também pelas suas propriedades mecânicas. Os modelos disponíveis para o aço são os seguintes: i) Modelo linear; ii) Modelo de Menegotto-Pinto; iii) Modelo de Monti-Nutti. (Antoniou & Pinho, 2003).

O **modelo linear** representa o comportamento elástico do aço, adequado para análises simples ou elementos que permanecem no regime elástico. O modelo de **Menegotto-Pinto** simula o comportamento não linear do aço, incluindo o efeito Bauschinger e o endurecimento isotrópico. O modelo de **Monti-Nutti** apresenta-se como um modelo mais avançado que considera efeitos adicionais como a encurvadura das armaduras (Antoniou & Pinho, 2003).

Para o betão estão disponíveis os seguintes modelos; i) Modelo trilinear; ii) Modelo não linear com confinamento constante; iii) Modelo não linear com confinamento variável; iv) Modelo não linear de alta resistência com confinamento constante; v) Modelo não linear para betão confinado com FRP; vi) Modelo para material elástico (Antoniou & Pinho, 2003).

O **modelo trilinear** simplifica o comportamento do betão em três fases lineares e é útil para análises preliminares. O **modelo não linear com confinamento constante** considera o efeito do confinamento no comportamento não linear do betão. Por sua vez, o **modelo não linear com**

confinamento variável e semelhante ao anterior, mas permite que o nível de confinamento varie durante a análise. O **modelo não linear de alta resistência com confinamento constante** é específico para betão de alta resistência, considerando o seu comportamento único. O **modelo não linear para betão confinado com FRP** é adequado para elementos reforçados com polímeros reforçados com fibras. O **modelo para material elástico** representa o comportamento elástico linear do betão, útil para análises simplificadas. (Antoniou & Pinho, 2003).

4.4.5 Tipos de análise

O EC8 propõe dois tipos de análises para o dimensionamento e avaliação sísmica de estruturas em edifícios de betão armado: análises lineares e análises não lineares. As análises lineares podem ser de dois tipos: estáticas, pelo método das forças laterais, ou dinâmicas, que consistem na análise modal por espectro de resposta. Já as análises não lineares podem também ser estáticas (*pushover*), ou dinâmicas (*non linear time history analysis*) (IPQ, 2009).

O tipo de análise linear a considerar está dependente das características estruturais do edifício. Na análise elástica linear, sempre que se verifiquem os critérios de regularidade em planta definidos no EC8, pode recorrer-se a modelos planos, sendo um em cada uma das direções principais. De acordo com o EC8, a análise não linear surge como método alternativo à análise linear. Na análise não linear o modelo matemático deverá ter em consideração a resistência dos elementos, assim como o seu comportamento pós-cedência (Bhatt, 2007).

A análise estática não linear convencional é habitualmente utilizada para determinar a capacidade horizontal de estruturas cuja resposta dinâmica não é significativamente afetada pelos níveis de deformação ocorridos (Mimoso, 2008). O método alternativo e que vem suprimir as limitações da análise estática *pushover* é o *pushover* adaptativo. Nesta análise o carregamento lateral é variável e continuamente atualizado durante todo o processo de análise, em conformidade com a deformada modal e com os fatores de participação modal. Desta forma, o *pushover* adaptativo prevê a degradação da resistência dos edifícios e as alterações das forças de inércia devido à amplificação espectral (Pinho, 2004). A análise não-linear dinâmica (*non-linear time history analysis*), é um método avançado de avaliação sísmica que simula o comportamento da estrutura ao longo do tempo durante um evento sísmico. Este tipo de análise utiliza acelerogramas naturais ou artificiais para representar a ação sísmica e requer um mínimo de 3 acelerogramas, conforme especificado no EC8. Considera o comportamento não-linear dos materiais e elementos estruturais desde o início da análise e resolve numericamente as equações

diferenciais de movimento da estrutura. Além disso, permite uma modelação mais precisa dos efeitos não lineares, exigindo modelos de elementos finitos sofisticados e proporciona uma representação mais realista da resposta estrutural, incluindo a evolução dos danos ao longo do tempo. No entanto, requer recursos computacionais mais potentes e tempos de cálculo superiores em comparação com outros métodos de análise. A resposta da estrutura pode ser considerada como a média dos valores máximos obtidos para os diversos acelerogramas, se forem utilizados 7 ou mais. Para menos de 7 acelerogramas, considera-se o valor mais desfavorável. Este método oferece uma compreensão mais detalhada do comportamento estrutural sob ação sísmica, mas a sua complexidade e exigência computacional tornam-no menos comum em projetos rotineiros, sendo mais utilizado em estruturas de importância especial ou em pesquisas avançadas (Lopes, 2008).

Neste contexto, optou-se pela análise não linear estática pois o objetivo principal é determinar a capacidade de resistência e deformação do edifício, por forma a poder-se comparar com os níveis de desempenho específicos. Refira-se ainda que esta metodologia tem em linha de conta a linearidade geométrica e material, assim como a redistribuição de forças internas, determinando a curva de capacidade estrutural que corresponde à evolução do deslocamento em função do corte basal. Desta forma é determinada a deformação dos elementos, as forças internas desenvolvidas e os *drifts* globais por piso (Bhatt, 2007).

O programa de cálculo apresenta sete tipos de análises diferentes (Antoniou & Pinho, 2003): i) *Eigenvalue analysis*; ii) *Static analysis (non-variable load)*; iii) *Static pushover analysis*; iv) *Static adaptive pushover analysis*; v) *Static time-history analysis*; vi) *Dynamic time-history analysis*; vii) *Incremental dynamic analysis*.

O ***eigenvalue analysis*** determina as propriedades dinâmicas inerentes da estrutura, como modos naturais de vibração, períodos naturais e fatores de participação modal. É útil para compreender o comportamento dinâmico básico da estrutura. O ***static analysis (non-variable load)*** analisa a resposta da estrutura sob cargas estáticas constantes. É adequada para avaliar o comportamento estrutural em condições de carga permanente. O ***static pushover analysis*** aplica cargas laterais incrementais à estrutura para avaliar sua capacidade e identificar mecanismos de falha. É útil para estimar a resistência e ductilidade da estrutura. O ***static adaptive pushover analysis*** é semelhante à análise *pushover* convencional, mas atualiza o padrão de cargas laterais com base nas propriedades modais da estrutura durante a análise. Por sua vez, o ***static time-history analysis*** avalia a resposta da estrutura a cargas que variam ao longo do tempo, mas sem considerar efeitos dinâmicos, enquanto o ***dynamic time-history analysis*** simula o

comportamento da estrutura sob cargas dinâmicas, como terremotos, considerando efeitos de inércia e amortecimento. Por último, o **incremental dynamic analysis** realiza múltiplas análises dinâmicas com intensidades crescentes de carga, útil para avaliar o desempenho estrutural em diferentes níveis de ação sísmica (Antoniou & Pinho, 2003).

De entre os vários tipos de análise existentes, são abordadas pormenorizadamente apenas aquelas que foram abordadas neste trabalho, a **análise modal** (*eigen analysis*) e a **análise estática pushover adaptativo** (*static adaptive pushover analysis*).

A **análise modal** apresenta-se como uma análise estrutural elástica, cujas propriedades dos materiais são consideradas constantes durante todo o procedimento de cálculo, ou seja, são considerados elementos de barra elásticos na construção do modelo estrutural. Uma vez que a análise modal é realizada considerando a estrutura no estado não fendilhado, podem ser obtidos os períodos de vibração da estrutura num estado fendilhado, se aplicado um coeficiente de minoração ao momento de inércia das secções das vigas e pilares. Neste tipo de análise apenas é necessária a definição da distribuição da massa e rigidez da estrutura (Mimoso, 2008).

Da análise modal do edifício sem a presença das técnicas de reforço determinaram-se as frequências fundamentais para cada direção, e compararam-se com as frequências medidas no local, e apresentadas no Quadro 6, de modo a comprovar e conferir alguma credibilidade quanto à modelação do edifício.

Para a **análise estática pushover adaptativo** das diversas técnicas de reforço, foram definidos parâmetros, tais como, o tipo de escala, os graus de liberdade e a amplificação espectral. Este último teve como base os pressupostos definidos no EC 8, quer para a ação tipo de pequena distância focal, quer para a ação tipo de grande distância focal, verificando-se a ação tipo de pequena distância ao epicentro como sendo a mais gravosa. Os gráficos apresentados na secção 4.8.3 revelam as características de cada técnica implementada.

De forma a avaliar a vulnerabilidade do edifício, recorreu-se à análise estática *pushover* adaptativo, visando avaliar os seguintes parâmetros:

- i. Curva de capacidade – relação entre a força de corte na base e o deslocamento de topo da estrutura. O declive inicial da curva representa a rigidez inicial da estrutura, enquanto o ponto de ordenada mais alto representa o valor de corte basal máximo;
- ii. Perfil de deslocamentos – deslocamento de cada piso ao longo da altura do edifício;

- iii. *Drift* ou deslocamento entre pisos – correspondente à diferença de deslocamento entre dois pisos adjacentes, dividida pela altura destes, apresentado sob forma de percentagem.

4.5 Propriedades do modelo

4.5.1 Características geométricas

De acordo com a memória descritiva, o edifício apresenta uma estrutura em betão armado, com as características dos materiais indicadas no Quadros 2 e 3 (Pessoa, 1940).

Quadro 2 – Características do betão C20/25 (idêntico ao B225 de projeto).

E_c (GPa)	f_{ck} (MPa)	f_{ctm} (MPa)
30	20	2,2

Quadro 3 – Características do aço A40N (idêntico ao A400).

E_s (GPa)	ϵ_{sy} (‰)	f_{sy} (MPa)	E_{sh} (GPa)	ϵ_{sm} (‰)
200	1,9	400	0,58	100

Sendo a memória descritiva omissa relativamente ao tipo de aço, foi adotado o aço A40 por ser o aço mais usual que constava do REBA naquele período.

De entre os vários modelos disponíveis, o modelo adotado para o aço foi o modelo uniaxial, baseado na tensão-deformação simples, proposto por Menegotto-Pinto. De acordo com Mimoso (2008), a utilização deste modelo deve ser restringida a casos em que se pretenda modelar estruturas de betão armado associadas a complexos históricos de carregamento, e onde possam ocorrer significativas alterações de carga.

Na modelação do comportamento do betão, o modelo analítico utilizado foi o modelo uniaxial não linear com confinamento constante, que tem por base a relação constitutiva proposta por (Mander et al., 1988). Os efeitos de confinamento associados às armaduras de esforço transversal estão incorporados neste modelo, onde a pressão associada ao confinamento constante é assumida em toda a gama de tensões-deformações nos elementos (Mimoso, 2008).

As características dos materiais acima indicadas visam simular as características dos materiais utilizados à data, e referidos nas memórias descritivas. No entanto, quer pelo facto da memória descritiva ser omissa a alguns dados, quer pela falta de ensaios e de controlo de qualidade à data, as características podem divergir ligeiramente.

A modelação tridimensional dos elementos estruturais do edifício em análise teve como base os seus projetos e memórias descritivas. Os pilares e vigas foram simulados a partir de elementos de barra inelásticos *infrm*, e as lajes através de elementos de massa *lmass*.

Os elementos de barra possuem um comprimento significativamente maior que a altura e largura e são adequados para representar elementos estruturais como vigas e pilares. No caso específico, foram utilizados elementos de barra inelásticos (*infrm*), que permitem considerar o comportamento não linear do material. Os elementos de massa (*lmass*) representam a massa distribuída da laje e permitem considerar os efeitos inerciais da estrutura em análises dinâmicas. Simplificam a modelação das lajes, que são elementos de superfície, concentrando sua massa em pontos específicos (Suruceanu, 2015).

É sabido que os painéis de alvenaria alteram significativamente o comportamento das estruturas afetando a rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia da estrutura (Milheiro, 2008). É crucial considerar a influência destes elementos tanto no dimensionamento de novas estruturas quanto na avaliação de estruturas existentes. Mesmo que os painéis de alvenaria tenham baixa resistência, eles redistribuem os esforços na estrutura, direcionando-os para elementos que não foram originalmente projetados para suportá-los. Esta redistribuição de esforços pode levar a comportamentos estruturais inesperados e potencialmente perigosos durante eventos sísmicos. Portanto, ignorar a presença e o efeito dos painéis de alvenaria no cálculo estrutural pode resultar em projetos inadequados e avaliações imprecisas da segurança estrutural.

Assim, optou-se por considerar a presença das paredes de alvenaria recorrendo ao modelo da dupla biela equivalente, modelo este formado por quatro bielas, duas em cada direção, e duas molas de comportamento não-linear que transmitem os esforços e deformações aos cantos diagonalmente opostos, conforme representando na Figura 34 (Neves, 2016).

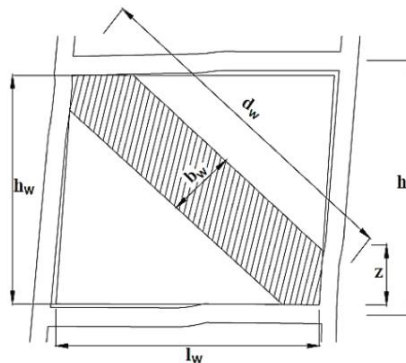


Figura 34 – Representação do modelo da dupla biela equivalente (Smyrou, 2006).

O modelo da dupla biela equivalente tem como objetivo representar as forças e momentos impostos nos pilares e/ou pórticos, resultante da compressão destes elementos sobre as paredes de enchimento. Neste contexto, os deslocamentos e as forças originadas nestes pontos são transformados em deslocamentos nos nós diagonalmente opostos (Milheiro, 2008).

Para contemplar o efeito das paredes de alvenaria e tornar o estudo mais realista, recorreu-se à modelação das paredes de alvenaria existentes através dos elementos de enchimento *infill* (Milheiro, 2008).

As paredes de alvenaria foram dispostas nos vãos indicados nas Figuras 35 e 36.

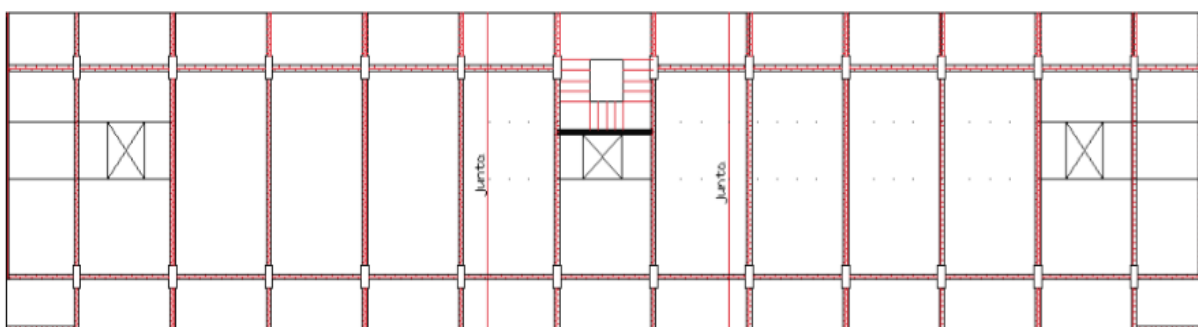


Figura 35 – Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos inferiores (Furtado, 2013).

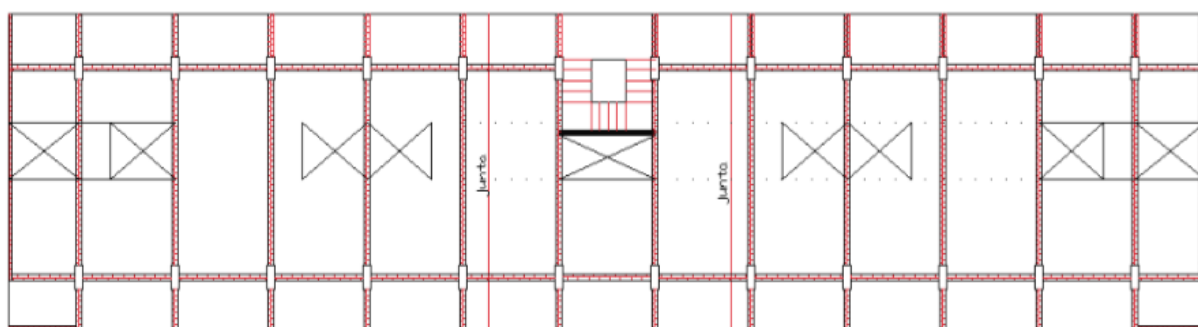


Figura 36 – Distribuição das paredes de alvenaria nos pisos superiores (Furtado, 2013).

No sentido longitudinal, assumiu-se na modelação que as paredes de alvenaria de enchimento de maiores dimensões possuem 2,60 x 3,50 m, enquanto as de menores dimensões possuem 2,60 x 2,50 m, respetivamente altura e comprimento. Já na direção transversal, as paredes de maiores dimensões são de 2,60 x 8,80 m, enquanto as de menores dimensões têm 2,60 x 1,55 m, respetivamente altura e comprimento. Na modelação destes elementos foi adotada a lei de comportamento não-linear da biela dupla.

Os valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria são descritos no Quadro 4.

Quadro 4 – Parâmetros mecânicos e geométricos das paredes de alvenaria.

	Parâmetros das alvenarias	Direção	
		Longitudinal	Transversal
Dimensões	h x c (m)	(2,6x2,5) x (2,6x3,5)	(2,6x1,55) x (2,6x8,8)
Parâmetros mecânicos	$f_{m\theta}$ (MPa)	3,3 - 4,2	2,0 - 7,0
	E_m (MPa)	3.300 - 4.200	2.200 - 7.000
	f_t (MPa)	0,575	0,575
	τ_0	0,3	0,3
	μ	0,7	0,7
	Tensão máxima da mola (MPa)	1	1
	ϵ_m	0,0012	0,0012
	ϵ_u	0,024	0,024
	ϵ_{cl}	0,003	0,003
Parâmetros geométricos	Y_{0i}	11,50%	11,50%
	X_{0i}	4% - 5,2%	2,4% - 7,2%
	h_z	16% - 21%	13% - 26%
	A_{bielas} (m ²)	0,161 - 0,213	0,121 - 0,293
	t_w (m)	0,15	0,15

4.5.2 Combinações de ações

Relativamente à massa do edifício, assumiu-se que esta se encontrava concentrada ao nível dos pisos, distribuída uniformemente pelas vigas. A massa de cada piso inclui o peso próprio da estrutura, as paredes de alvenaria, pavimentos, revestimentos e o valor quase-permanente da sobrecarga, totalizando um valor aproximado por piso de 4Mtons (Rodrigues, 2005).

Relativamente às ações, na modelação da estrutura do edifício foram consideradas cargas verticais uniformemente distribuídas nas vigas, provenientes do peso próprio dos elementos de betão armado, revestimentos, paredes divisórias de alvenaria, acabamentos e do valor quase-permanente da sobrecarga regulamentar.

Foi ainda considerado um valor de 5,5 kN/m² como cargas permanentes e um valor de 2 kN/m² para a sobrecarga regulamentar. A combinação de ações estimada teve como base a seguinte fórmula, perfazendo um total de 8 kN/m².

$$Psd = 1,35G + \psi_2 Q \quad [kN/m^2] \quad (3)$$

em que $\psi_2 = 0,2$.

4.5.3 Desempenho do edifício

Para calibração dos modelos executados, a presente modelação foi comparada com as medições das frequências experimentais do edifício obtidas em estudos anteriores (Rodrigues, 2005). As frequências obtidas são apresentadas no Quadro 5.

Quadro 5 – Frequências do modelo obtido.

Frequências (Hz)	Experimental	Modelo
Longitudinal	1,08	0,99
Transversal	1,75	1,65

Perante os valores apresentados, verifica-se que existe uma boa aproximação entre a frequência experimental e a frequência estimada pelo modelo numérico, resultando assim na validação da modelação realizada. Esta calibração é uma metodologia para confirmar se a relação entre a massa e a rigidez estipuladas no modelo se aproximam da relação real entre estas.

4.6 Avaliação do edifício sem reforço

A modelação numérica das estruturas constitui uma das fases mais importantes na realização da análise não linear. Decorrente da modelação do edifício com as características geométricas e propriedades dos materiais para cada elemento estrutural definidas nas secções anteriores, foram obtidos os resultados abaixo demonstrados, em forma de gráfico. Na análise estática *pushover* adaptativo foram simuladas duas cargas distintas, uniforme e triangular, de forma a verificar a reação da estrutura.

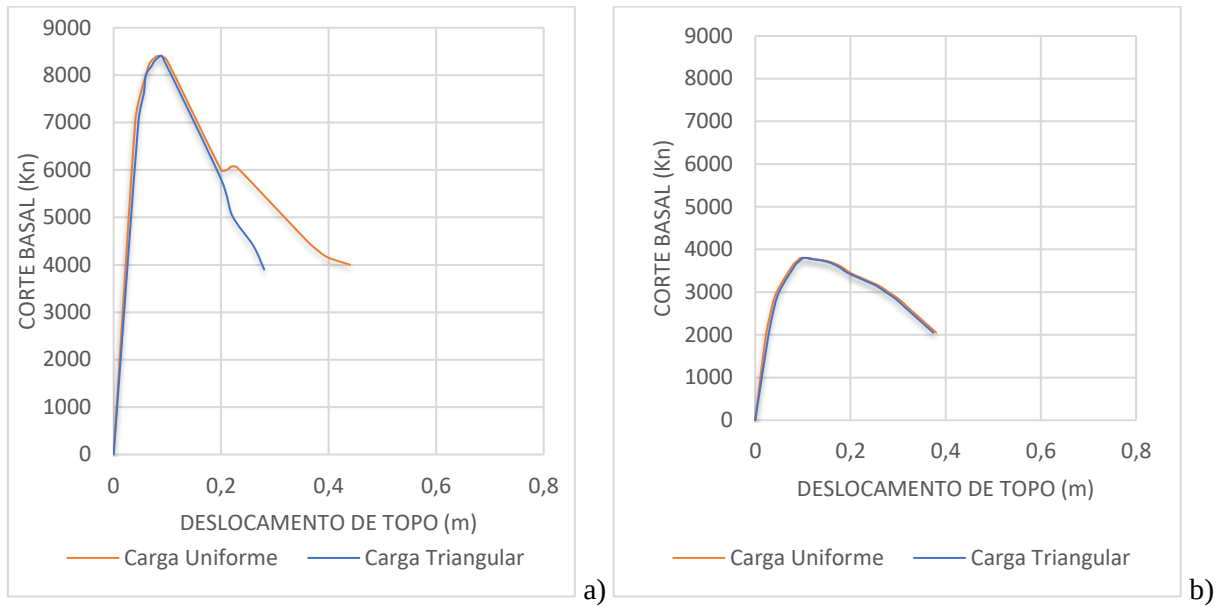


Figura 37 – Curvas de capacidade: a) direção transversal; b) direção longitudinal.

Da análise ao gráfico da curva de capacidade (Figura 37) conclui-se que a direção com maior capacidade resistente é a direção transversal. Para a direção longitudinal não houve variações significativas entre os tipos de cargas aplicadas, variando apenas para a direção transversal a partir de deslocamento de topo superiores a 0,20 m.

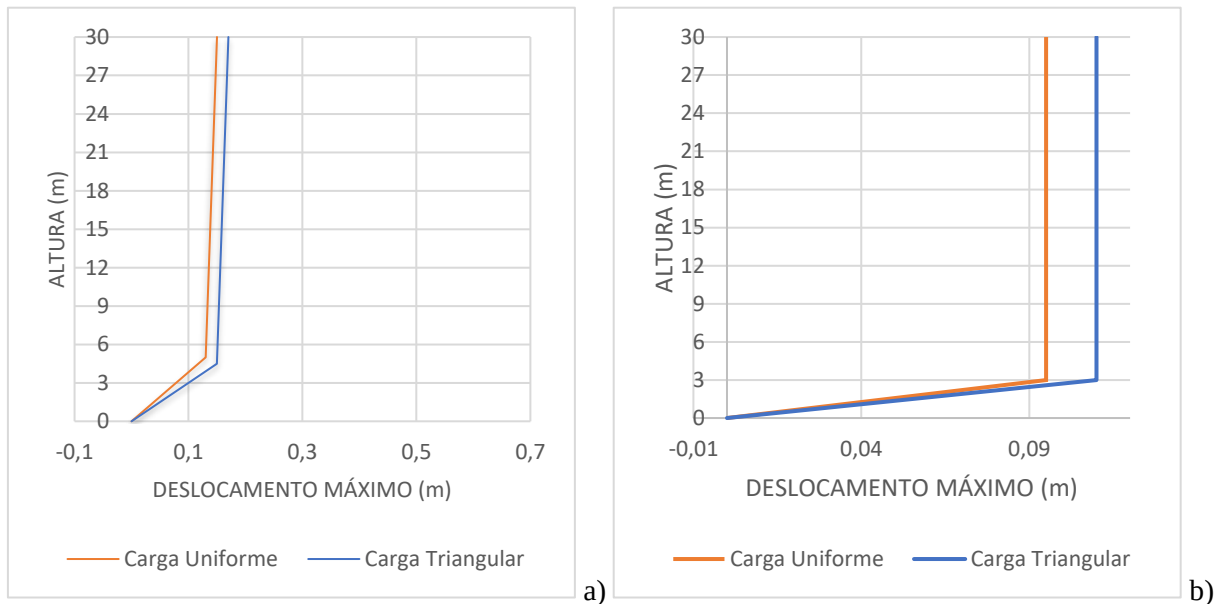


Figura 38 – Perfil de deslocamentos: a) direção transversal; b) direção longitudinal.

Da análise ao gráfico do perfil de deslocamentos (Figura 38) constata-se que o piso vazado é o ponto mais vulnerável do edifício, onde se dá o maior deslocamento em função da altura do edifício, e com maior evidência para a direção longitudinal.

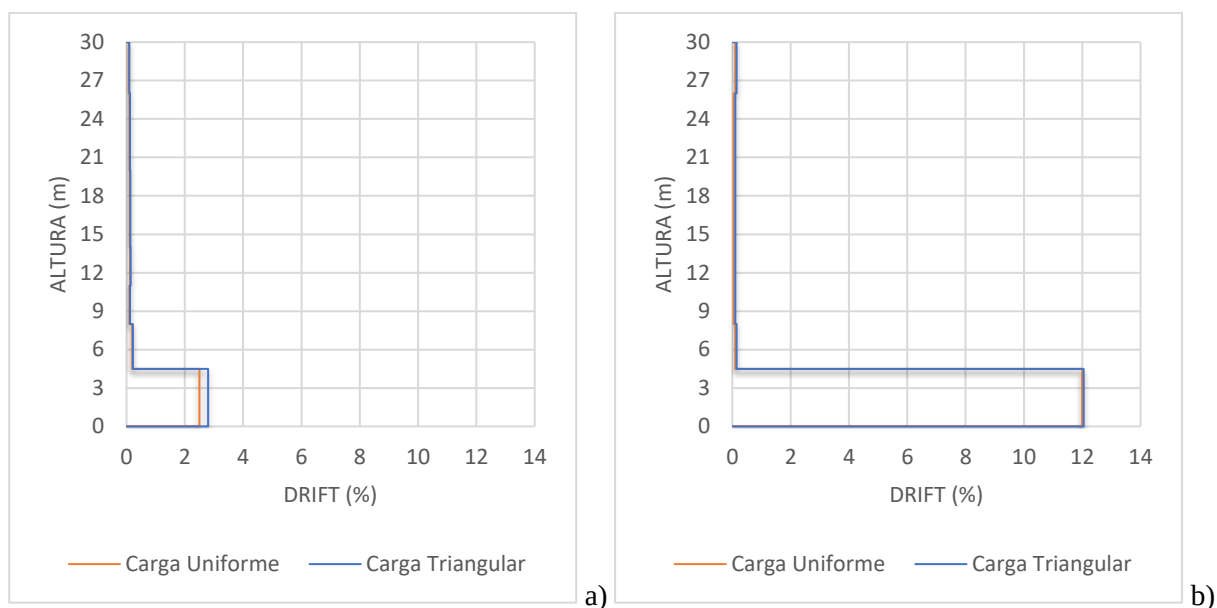


Figura 39 – Perfil de *drifts*: a) direção transversal; b) direção longitudinal.

Resultante da análise ao gráfico do perfil de *drifts* (Figura 39), à semelhança do gráfico do perfil de deslocamentos (Figura 38), verifica-se que o deslocamento entre pisos se concentra ao nível do piso vazado, tornando-o no ponto mais vulnerável do edifício, sobretudo para a direção longitudinal. O *drift* obtido para a direção longitudinal é meramente numérico, pois na realidade o pilar não aguentaria e haveria rotura por corte.

4.7 Avaliação do edifício com reforço

A definição da técnica de reforço sísmico a utilizar e o tipo de intervenção devem provir da análise de diversos fatores. Dando como exemplo edifícios com especial interesse nacional, cultural, histórico ou de segurança, a avaliação das soluções de reforço deve basear-se em questões socioeconómicas e no fator custo-benefício das soluções. Existem ainda outros fatores que devem ser tidos em consideração, tais como a duração da intervenção e a interrupção ou restrição à sua normal utilização, bem como a funcionalidade e compatibilidade estética e arquitetónica da solução de reforço com a estrutura do edifício (Furtado, 2013).

Não obstante os fatores acima mencionados, a definição da técnica de reforço a implementar depende do resultado da avaliação da estrutura. Para estruturas com elementos muitos frágeis e mau comportamento face às ações sísmicas, o reforço pontual não é a melhor solução, pois dificilmente esta estratégia será suficiente para se garantir uma resposta estrutural adequada. Em grande parte dos casos a melhor estratégia passa por combinar soluções de reforço pontual com soluções de reforço global.

Os resultados da análise não linear estática possibilitaram observar de uma forma concreta a vulnerabilidade sísmica apresentada pela estrutura em estudo e, consequentemente, demonstrar a premência na implementação de soluções de reforço estrutural nesta tipologia de edifícios, visando eliminar o mecanismo *soft-storey* identificado. Das variações bruscas de rigidez, resistência e massa da estrutura, quer em planta, quer em altura, podem resultar distribuições de forças e deformações que podem conduzir ao colapso da estrutura.

O reforço sísmico pode ser realizado através de três tipos de abordagens, nomeadamente através do aumento de rigidez, de resistência e de ductilidade. O reforço da rigidez apresenta como principal objetivo eliminar as irregularidades provenientes da análise do edifício, tanto nos elementos resistentes como nos elementos não resistentes. O reforço em resistência visa melhorar a capacidade de resposta dos elementos que não apresentem o comportamento mais desejado quando solicitados pela ação sísmica. O reforço em ductilidade aplica-se a edifício que constatem a falta desta propriedade, e aplica-se quer a nível global, quer a nível local.

Na estrutura analisada verificou-se que o reforço deverá incidir essencialmente ao nível do piso vazio, corrigindo a irregularidade verificada. Dito de outro modo, deverá prever-se uma solução de reforço que possa conferir a rigidez verificada, associada à ausência de paredes de alvenaria. Como tal, a abordagem de intervenção de reforço a realizar priorizará o acréscimo de rigidez. Neste contexto, foram consideradas as seguintes opções ao nível das técnicas de reforço: i) Contraventamento metálico; ii) Contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia.

4.7.1 Reforço com contraventamento metálico

O reforço com contraventamento metálico apresenta-se como uma solução que permite aumentar a rigidez e a capacidade de dissipação de energia de uma estrutura. É uma técnica que aumenta significativamente a resistência, a rigidez lateral e até a ductilidade da estrutura reforçada, e que pode ser combinada com outro tipo de técnicas, como por exemplo encamisamento de pilares, adição de paredes resistentes ou dissipadores de energia. Deve ser utilizada em vãos criteriosamente selecionados de forma a dotar o edifício de uma correta capacidade resistente face a ações sísmicas. Os perfis em cruz são normalmente ligados a peças verticais e horizontais, e estas, por sua vez, ligadas às vigas e pilares do edifício.

Para o presente caso de estudo foi dimensionada uma solução de contraventamento metálico, composta por 6 pares de perfis HEA 360 na direção longitudinal, e 2 pares de perfis HEM 400 na direção transversal, dispostos nos vãos indicados nas Figuras 40 e 41.

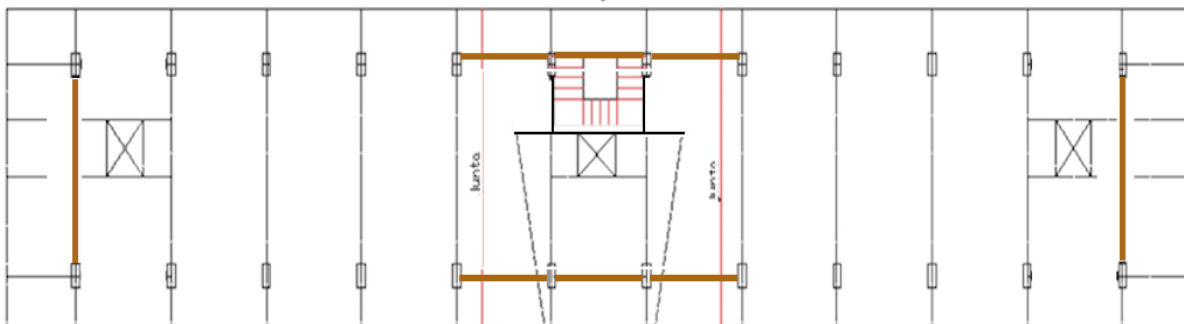


Figura 40 – Disposição em planta da localização dos contraventamentos metálicos.

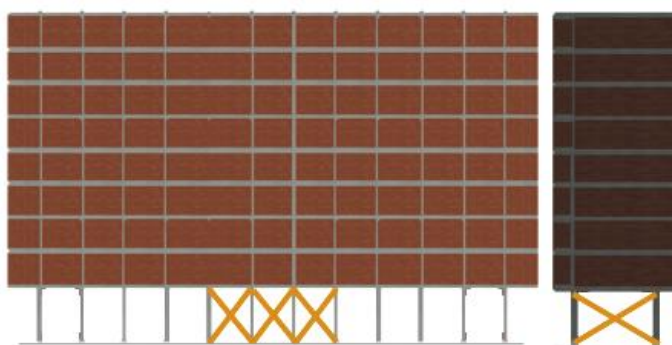


Figura 41 – Disposição em alçado da localização dos contraventamentos metálicos.

Relativamente à modelação da solução considerada, considerou-se que as propriedades do elemento de reforço introduzido correspondiam a um Aço S235. Relativamente à sua geometria, considerou-se que a secção dos perfis de reforço era HEA360 para a direção longitudinal, e HEM400 para a direção transversal. Os perfis metálicos de reforço foram modelados como sendo elementos de treliça inelásticos *truss*, e rotulados nas extremidades, com o propósito de não ser contemplada a sua encurvadura. Cada barra foi discretizada em 5 elementos.

4.7.2 Reforço com contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia

O contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia do tipo *Buckling Restrained Braces* (BRB), trata-se da conjugação de uma estrutura metálica com elementos dissipadores, podendo estes serem laminados ou tubulares. Estes dispositivos são compostos por uma barra metálica inserida dentro de um tubo de secção superior, em que o espaço

remanescente é preenchido com betão, por forma a evitar a encurvadura da barra metálica no seu núcleo quando comprimida (Figura 42) (Proença & Gago, 2011).

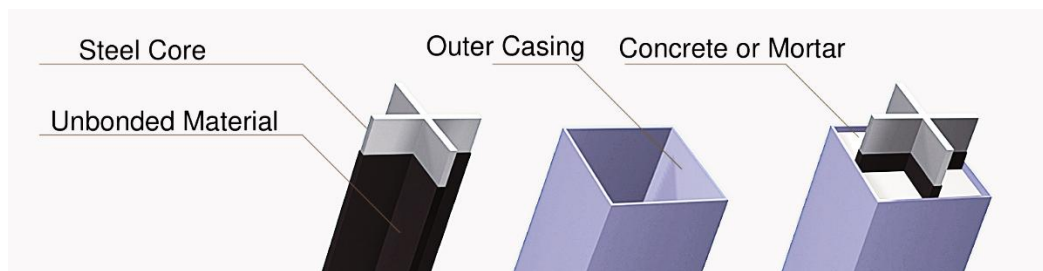


Figura 42 – Composição dos BRB (EDL, 2024).

Este tipo de dispositivos tem como objetivo melhorar o comportamento plástico do núcleo quando altamente solicitado, permitindo a dissipação da energia por histerese. Estudos realizados permitiram verificar que estruturas reforçadas com esta solução permanecem genericamente em regime elástico para uma ação sísmica aproximada do requisito de limite de danos, e enxergaram uma redução generalizada dos efeitos da ação sísmica para um sismo compatível com o requisito de não ocorrência de colapso (Proença & Gago, 2011).

Tal como o contraventamento metálico, a aplicação dos BRB implica uma seleção criteriosa dos vãos, por forma a dotar a estrutura de adequada capacidade resistente, nomeadamente à ação dos sismos. Devido à geometria dos pórticos, optou-se por implementar apenas uma barra na diagonal em cada pórtico, de um extremo ao outro oposto, e não fazer o “V” invertido como é usual. Esta decisão teve como fundamento o ângulo que estas barras iriam descrever entre si, pois teriam pouca participação na resposta a forças laterais. Neste contexto, a solução de reforço dimensionada foi 8 pares de BRB (“V” invertido) na direção longitudinal e 2 pares de BRB (em forma de cruz) na direção transversal, conforme representado nas Figuras 43 e 44.

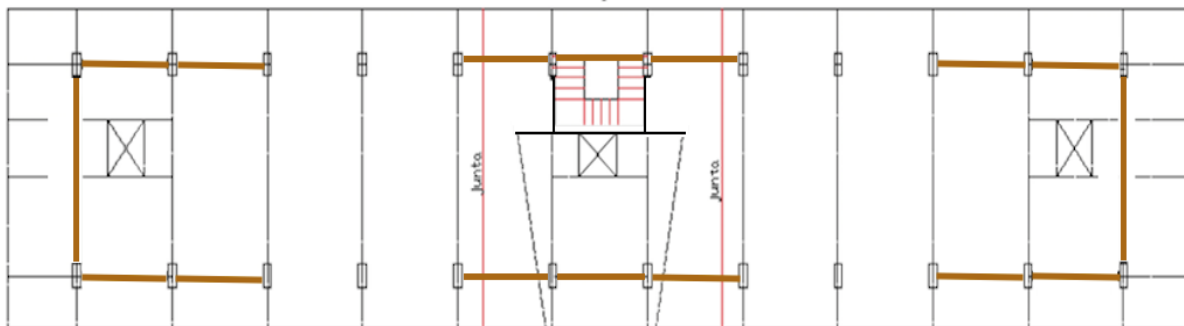


Figura 43 – Disposição em planta da localização dos BRB.

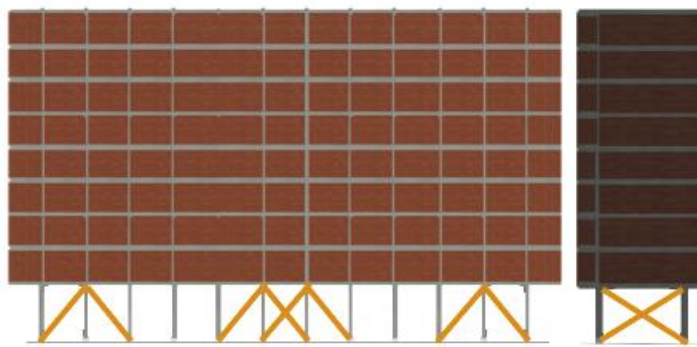


Figura 44 – Disposição em alçado da localização dos BRB.

Para a modelação dos elementos de reforço desta solução foram consideradas as características do Aço S235, por forma a verificar a resistência à encurvadura destes elementos, em conformidade com o Eurocódigo 3 (EC3).

Visto ser uma técnica que atua por histerese e não por flexão da lâmina de aço, simularam-se as barras em ambas as direções considerando as características geométricas de um perfil IPE200. Este raciocínio foi possível pois apenas é contabilizado o efeito da área do perfil e não a sua forma geométrica. Ao contrário da solução anterior, para esta técnica as barras foram encastradas na sua extremidade, obrigando assim os perfis a deformarem-se.

4.7.3 Análise de resultados

A estratégia de reforço adotada para este tipo de edifícios foi desenvolvida com base em resultados provenientes da avaliação da vulnerabilidade sísmica, elegendo o reforço global do sistema estrutural como o método a aplicar. A seleção das técnicas teve como principal objetivo dotar a estrutura com capacidade suficiente para resistir à ação sísmica, e de igual modo, ter um carácter inovador, uma vez que este edifício já fora alvo de diversos estudos anteriormente.

Os dados provenientes das análises *pushover* adaptativas permitiram traçar as curvas de capacidade, os perfis de deslocamentos e os *drifts*. Através do traçado das curvas de capacidade observou-se que a técnica que conferiu um maior aumento de rigidez face à rigidez inicial da estrutura foi o contraventamento metálico, sobretudo na direção longitudinal, com a rigidez a aumentar cerca de 6 vezes. Nos subcapítulos seguintes são apresentados pormenorizadamente os dados relativos a cada uma das soluções, resultantes das análises *pushover* adaptativas, e que nos permitiram concluir quais as mais eficazes.

Uma vez que não foi possível determinar a variação das **frequências fundamentais** do edifício com a técnica de reforço BRB por dificuldade de convergência do modelo, apenas

se determinou a frequência para o contraventamento metálico. No Quadro 7 são apresentados os valores das frequências fundamentais com e sem soluções de reforço.

Quadro 6 – Frequências fundamentais do edifício com e sem soluções de reforço.

Análise Modal Frequências (Hz)	Direção Longitudinal	Direção Transversal
Sem reforço	0,99	1,65
Contraventamento metálico	2,88	2,24
Contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia	-	-

A frequência obtida para a solução de reforço por contraventamento metálico registou-se 2,9 vezes superior à frequência do edifício na direção longitudinal, e cerca de 1,36 vezes superior na direção transversal. Desta forma, o maior aumento da frequência registou-se na direção longitudinal, identificando assim a direção que carece de maior reforço.

Recordando que a **curva de capacidade** é a relação entre a força de corte na base e o deslocamento de topo da estrutura, o declive inicial da curva representa a rigidez inicial da estrutura, enquanto o ponto de ordenada mais alto representa o valor de corte basal máximo. Este parâmetro relaciona as curvas de capacidade das várias soluções, permitindo assim concluir qual a mais eficaz.

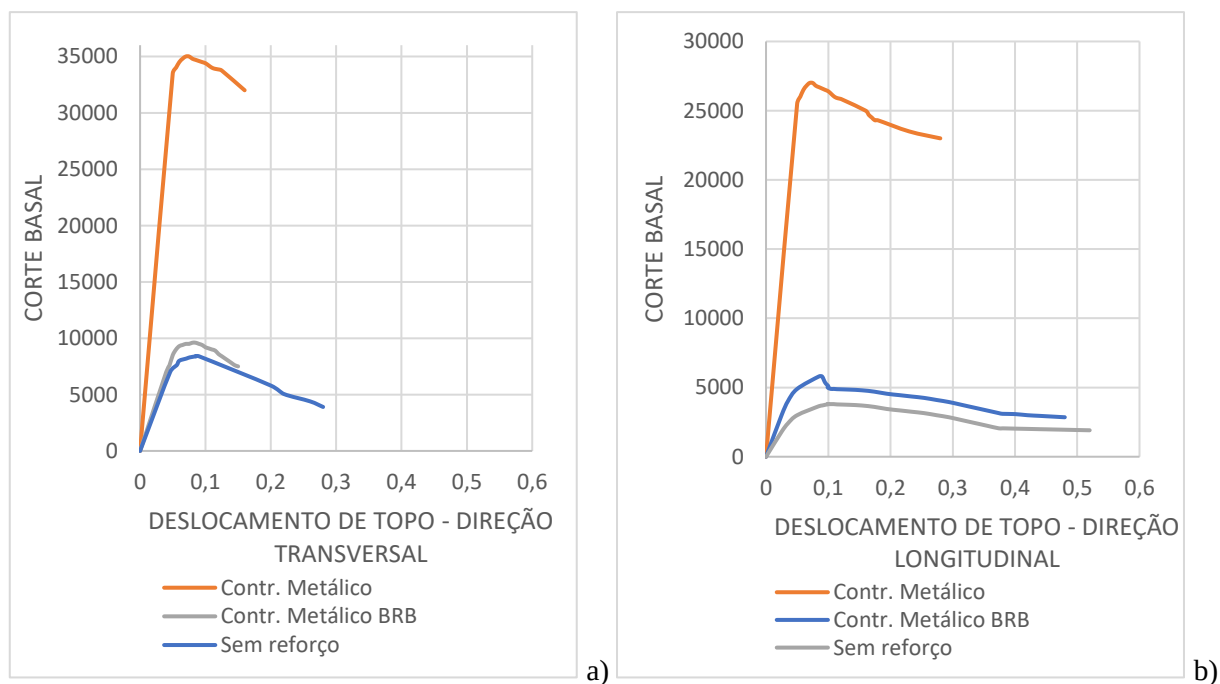


Figura 45 – Curvas de capacidade com e sem soluções de reforço: a) direção transversal; b) direção longitudinal.

As curvas de capacidade obtidas e representadas na Figura 45 permitem concluir que a técnica de contraventamento metálico apresenta-se como a solução de reforço que confere mais rigidez inicial, em particular na direção longitudinal, com a rigidez inicial cerca de 6 vezes superior à original, e a resistência cerca de 7 vezes superior. No que diz respeito à direção transversal, para o mesmo tipo de reforço, verificou-se que o aumento de rigidez inicial da estrutura foi menos acentuado, na ordem de 4 a 5 vezes superior à original. De ambas as técnicas de reforço, o contraventamento metálico com dissipador de energia foi a técnica que menos aumentou a resistência e rigidez inicial.

Relembrando o conceito de **perfil de deslocamentos** como o deslocamento de cada piso ao longo da altura do edifício, temos que este parâmetro indica os deslocamentos do edifício antes e após as introduções das soluções de reforço, demonstrando se as mesmas foram eficazes na neutralização do mecanismo tipo *soft-storey*.

Do mesmo modo, o *drift* ou deslocamento entre pisos, corresponde à diferença de deslocamento entre dois pisos adjacentes, dividida pela altura destes, e é apresentado sob a forma de percentagem. Este parâmetro demonstra a eficácia de cada solução, representando o deslocamento do edifício ao nível do rés-do-chão, onde foram introduzidas as técnicas.

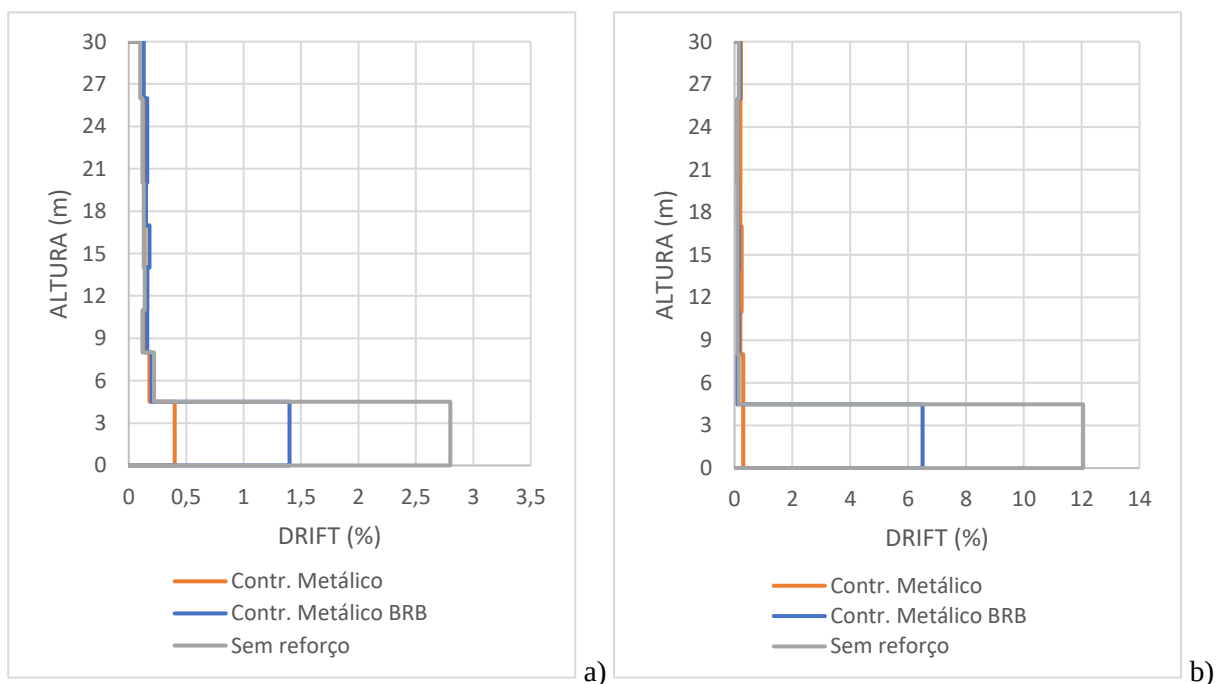


Figura 46 – Perfil de *drifts* com e sem soluções de reforço: a) direção transversal; b) direção longitudinal.

Os perfis de *drifts* obtidos e representados na Figura 46, referentes às técnicas de reforço implementadas, demonstram que apenas a solução de contraventamento metálico permitiu eliminar o mecanismo de *soft-storey*. A técnica de reforço do tipo BRB também minimizou o *drift*, no entanto, este continua a ser muito superior ao *drift* dos restantes pisos, verificando-se a existência do mecanismo *soft-storey*.

4.8 Considerações finais

O presente capítulo apresenta um estudo detalhado sobre o conjunto habitacional da Av. Infante Santo em Lisboa, um projeto da autoria de Alberto Pessoa, Hernâni Gandra e João Abel Manta. Este projeto, destinado a habitação económica, foi desenvolvido na década de 50, por iniciativa da Câmara Municipal de Lisboa, tendo sido inspirado pelos princípios da arquitetura modernista de Le Corbusier.

Ao longo do capítulo são apresentadas as características arquitetónicas do conjunto habitacional e é feita a sua descrição estrutural. É apresentada a ferramenta de cálculo utilizada para a modelação numérica do edifício, fazendo a distinção dos tipos de eixos, elementos, materiais, tipos de análises, características geométricas e tipos de ações consideradas na modelação.

Decorrente da modelação do edifício são apresentados os resultados da análise estática *pushover* adaptativo para dois tipos de carga distintos, e expressos os resultados em função de 3 parâmetros: curvas de capacidade, perfil de deslocamentos, perfil de *drifts*.

Comprovado que o reforço deverá incidir essencialmente ao nível do piso vazado, corrigindo a irregularidade verificada, foram dimensionadas e modeladas na ferramenta de cálculo duas soluções de reforço e analisados os seus resultados. De entre as técnicas dimensionadas, verificou-se através das curvas de capacidade de ambas as soluções que o contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia se apresenta como a técnica que menos aumentou a resistência e rigidez inicial. Resultante dos perfis de *drifts* verifica-se que apenas a solução de contraventamento metálico permitiu eliminar o mecanismo de *soft-storey*. Apesar da técnica BRB também minimizar o *drift* este continua a ser muito superior ao *drift* dos restantes pisos, verificando-se a existência do mecanismo *soft-storey*.

5 Análise Custo-Benefício de intervenções no edifício

5.1 Considerações iniciais

O setor da construção é reconhecido como o principal responsável por impactos ambientais negativos significativos no que respeita ao consumo de energia, da produção de resíduos e emissão de gases com efeito estufa.

Em resposta a esses desafios, a União Europeia tem implementado políticas ambientais rigorosas. O programa Horizonte 2020 reflete essas metas, estabelecendo limites e objetivos específicos para o uso de recursos e a preservação ambiental (Silva & Salvado, 2015).

Em Portugal, a reabilitação de edifícios apresenta pouca expressão quando comparado com a Europa, onde esta atividade representa cerca de 35% do investimento no setor da construção. Face ao panorama de degradação do edificado português, torna-se necessário e urgente intervir criando soluções sustentáveis de reabilitação (INE, 2015).

A nível nacional, à semelhança do que acontece noutros países da Europa, é urgente realizar pesquisas técnicas e científicas com foco económico, essenciais para avaliar a viabilidade de diversas abordagens de reabilitação de edifícios, considerando os diferentes tipos de construções presentes no país e analisando os riscos associados a cada estratégia de reabilitação (Silva & Salvado, 2015).

Para alcançar os objetivos estabelecidos, é essencial focar na reabilitação e manutenção dos edifícios existentes, visando estender a sua durabilidade. Esta abordagem de reabilitação, que inclui a melhoria da resistência sísmica das estruturas, emerge como uma prioridade crucial. Ela representa uma alternativa viável à demolição e construção de novos edifícios, e contribui significativamente para a redução do uso de novos materiais e da produção de resíduos (Barbisan et al., 2012).

A decisão de se intervir num edifício pode ser mais complexa do que aparenta uma vez que os custos associados devem ser sempre avaliados, dada a sua importância para o processo de decisão, e por nem sempre estes custos serem facilmente quantificáveis. Neste sentido, constata-se que a utilização de metodologias com base em Análises Custo-Benefício (ACB) pode contribuir, de forma muito positiva, em processos de tomada de decisão relativamente a projetos de investimento em reabilitação de edifícios (Serkan, 2005).

5.2 Metodologia Análise Custo-Benefício

Uma Análise Custo-Benefício (ACB) assenta na redução a valores monetários de todos os custos e benefícios associados, independentemente de estes serem fácil ou dificilmente quantificáveis, e posteriormente sujeitos a correções, distorções de preços, monetizações de impactos não monetários, inclusão de efeitos indiretos e utilização de uma taxa de atualização social diferente da financeira. Trata-se de um método capaz de avaliar o impacto económico de um projeto de investimento, passível de ser utilizada em diversas finalidades (Boardman, 2006).

O objetivo de uma ACB consiste em determinar se um projeto de reabilitação de estruturas de edifícios é viável do ponto de vista do bem-estar social através da soma algébrica dos seus custos e benefícios descontados ao longo do tempo (Silva et al., 2015).

Para tal, é fundamental prever os efeitos económicos desse projeto, quantificar, e transformar os seus proveitos em unidades monetárias, expressando a sua rentabilidade económica através de um indicador preciso que permita exprimir uma opinião concreta relativamente ao desempenho esperado desse projeto (Boardman, 2006).

A utilização de metodologias baseadas em modelos económicos de Custo-Benefício tem sido, por diversas vezes, proposta para o desenvolvimento de estudos de viabilidade económica na reabilitação de edifícios (QREN, 2013; Mishan, 1988). Nestes estudos, a principal preocupação tem recaído sobre a estratégia de reabilitação a considerar e o nível de desempenho pretendido para os edifícios a reabilitar. Outro fator relevante está relacionado com o benefício esperado, quer em termos de eficiência, como de novas técnicas de reabilitação comparadas com procedimentos tradicionais.

Quando aplicadas a projetos de reabilitação, as metodologias ACB contribuem para o processo de tomada de decisão sobre a reabilitação de um edifício, ou podem ajudar na comparação da eficiência entre duas estratégias díspares em termos de relação Custo-Benefício para o sistema em causa. Complementarmente, a ACB permite determinar para cada situação se os benefícios provenientes das estratégias de reabilitação consideradas são ou não suficientes, de modo a justificar os custos associados à intervenção (Silva et al., 2015).

Nos casos em que seja particularmente difícil quantificar em termos monetários os benefícios, pode-se recorrer a uma análise complementar, a análise custo-eficácia. Esta análise permite identificar e selecionar projetos alternativos com os mesmos objetivos, constituindo assim uma ferramenta de apoio na seleção de projetos para programas pré-definidos, não se verificando aplicável em projetos com múltiplos objetivos (QREN, 2013).

5.3 Metodologia MACBETH

O nome da metodologia MACBETH advém de “*Measuring Attractiveness by a Category Based Evaluation Technique*”, cuja tradução significa medir a atratividade por uma técnica baseada em categorias (Costa et al., 2017).

A metodologia MACBETH é uma abordagem de análise multicritério para apoio à tomada de decisão, desenvolvida no início da década de 1990 pelos Professores Carlos Bana e Costa e Jean-Claude Vansnick. O MACBETH destaca-se por utilizar julgamentos qualitativos sobre diferenças de atratividade entre opções e transformar avaliações qualitativas em escalas quantitativas. Também verifica a consistência dos julgamentos e permite gerar pontuações para as opções e ponderações para os critérios (Costa, 2008).

O procedimento MACBETH envolve várias etapas, nomeadamente, a estruturação do problema de decisão, a construção de escalas de valor para cada critério, a determinação de pesos para os critérios, a avaliação global das opções e a análise de sensibilidade e robustez. (Costa, 2008).

Segundo o Prof. Bana e Costa, o MACBETH apresenta-se como “*uma metodologia de análise de decisão que ajuda a avaliar opções comparando-as qualitativamente em termos das suas diferenças de atratividade em múltiplos critérios*” (Costa, 2006). Esta definição destaca a natureza qualitativa e multicritério da abordagem, bem como o seu foco na comparação de diferenças de atratividade entre opções.

A principal distinção entre o MACBETH e outros métodos de análise de decisão com múltiplos critérios reside no facto de este apenas requerer julgamentos qualitativos sobre as diferenças de atratividade entre elementos, de modo a gerar pontuações para as opções em cada critério e para ponderar os critérios. Neste contexto são definidas sete categorias de atratividade: nula, muito fraca, fraca, moderada, forte, muito forte e extrema (Costa, 2006).

À medida que os julgamentos qualitativos são definidos e introduzidos no programa pelo avaliador, o software efetua uma verificação automática da sua consistência, oferecendo sugestões para solucionar eventuais incoerências. De seguida, o programa de apoio à decisão desenvolve a construção de um modelo quantitativo de avaliação. Com base nos julgamentos do avaliador e utilizando as funcionalidades do programa, é indicada uma escala de pontuações em cada critério e são gradualmente sugeridos e discutidos pesos relativos para esses mesmos critérios. Por último, é calculada uma pontuação global que reflete a atratividade da respetiva opção no conjunto de todos os critérios definidos (Costa et al., 2017).

Deste modo, as diversas análises de sensibilidade e robustez do modelo composto permitirão compreender o problema, e ajustar o modelo e de formar convicções sobre as prioridades a estabelecer ou as opções a selecionar, quer seja em contextos de tomada de decisão individual, quer seja em decisão em grupo.

5.4 Ferramenta de cálculo M-MACBETH

O M-MACBETH consiste num software que estabelece uma metodologia de apoio à tomada de decisão, avaliando as diversas opções de um projeto, tendo em conta os múltiplos critérios (Costa et al., 2005).

Esta ferramenta de cálculo permite a estruturação de problemas de decisão complexos, organizando critérios e alternativas, utiliza julgamentos qualitativos sobre diferenças de atratividade entre opções para gerar pontuações quantitativas, verifica automaticamente a consistência dos julgamentos inseridos pelo utilizador e oferece sugestões para resolvê-los (Costa et al., 2017).

Também transforma avaliações qualitativas em escalas cardinais de valor para cada critério e calcula os pesos dos critérios com base nos julgamentos de atratividade fornecidos, gera uma pontuação global para cada alternativa, permitindo a ordenação final das opções e oferece recursos de análise de sensibilidade e robustez para avaliar o impacto de mudanças nos julgamentos (Costa et al., 2005).

Este programa permite ainda a visualização gráfica dos resultados e das funções de valor geradas, facilitando a identificação e resolução de inconsistências nos julgamentos através de sugestões interativas (Costa, 2008).

5.5 Estruturação do modelo de avaliação

5.5.1 Definição de objetivos

Para dar início ao processo de estruturação de um modelo de avaliação é necessário começar por compreender e definir cuidadosamente os objetivos do decisor, bem como as suas preocupações e pontos de vista fundamentais.

O objetivo geral do decisor é compreender de entre as diversas técnicas de reforço estrutural analisadas para o edifício em estudo, qual a técnica mais eficiente e com melhor relação custo-benefício. Neste contexto, entenderam-se as preocupações e perspetivas do decisor, tendo-se obtido os seguintes objetivos específicos:

- i) Objetivos relacionados com pontos de vista de caráter técnico:
 - Objetivo 1 (O1): Minimização do risco estrutural/sísmico;
 - Objetivo 2 (O2): Garantir a funcionalidade/operacionalidade do edifício;
 - Objetivo 3 (O3): Minimização da complexidade de intervenção.
- ii) Objetivos relacionados com pontos de vista de caráter económico:
 - Objetivo 4 (O4): Minimização do custo total de intervenção na reabilitação do edifício.

5.5.2 Definição de critérios

De forma a estruturar o modelo de avaliação o decisor deve concretizar numa árvore os objetivos gerais, bem como os critérios por ele definidos. Como tal, para cada objetivo específico indicado em 5.5.1, foram definidos os seguintes critérios de avaliação:

- i) Minimização do risco estrutural/sísmico (O1)
 - Critério 1 (C1): Para a minimização do risco estrutural/sísmico é necessário considerar o risco associado a cada técnica de reabilitação/reforço. Este critério visa avaliar o desempenho das técnicas de reabilitação/reforço e garantir que a estrutura não colapsa, em caso de ocorrência de um sismo;
- ii) Garantir a funcionalidade/operacionalidade do edifício (O2)
 - Critério 2 (C2): As curvas de capacidade de cada uma das técnicas de reabilitação/reforço obtidas da modelação do edifício no programa *SeismoStruct*, definem um critério de avaliação. Este critério permite avaliar o desempenho do edifício para cada uma das técnicas de reabilitação/reforço, através da convergência da curva de capacidade;
 - Critério 3 (C3): Os perfis de *drift* de cada uma das técnicas de reabilitação/reforço obtidos da modelação do edifício no programa *SeismoStruct*, definem um critério de avaliação. Este critério, à semelhança do critério anterior, corresponde ao desempenho do edifício para cada uma das técnicas de reabilitação/reforço, medido, em percentagem, pela diferença de deslocamento entre pisos;
- iii) Minimização da complexidade de intervenção (O3)
 - Critério 4 (C4): A complexidade da intervenção considerando cada uma das técnicas de reabilitação/reforço definem um critério de avaliação. Este critério

permite avaliar a complexidade de introdução das diversas técnicas de reforço na estrutura do edifício, tal como ela se apresenta;

- Critério 5 (C5): O grau de intrusão no edifício, do ponto de arquitetónico, considerando cada uma das técnicas de reabilitação/reforço definem um critério de avaliação. Este critério permite determinar o grau de intrusão que cada técnica de reforço provoca a nível arquitetónico, mais precisamente o impacto estético associado a cada técnica;

iv) Minimização do custo total da intervenção de reabilitação do edifício (O4)

- Este ponto de vista fundamental do decisor, relacionado com o custo total de intervenção, foi contabilizado de forma distinta dos restantes. Este critério surge associado ao princípio da maximização da relação custo-benefício.

5.5.3 Descritores de desempenho

De forma a avaliar as diferentes alternativas, de acordo com os objetivos específicos e critérios de avaliação definidos pelo decisor, apresentam-se em seguida os descritores de desempenho associados a cada um dos critérios:

i) Minimização do risco estrutural/sísmico (C1)

- Este indicador corresponde a uma escala qualitativa com cinco níveis de desempenho: "Muito elevado", "Elevado", "Moderado", "Reduzido" e "Nulo". O decisor considerou como sendo nível ótimo o nível "Muito elevado" e como nível nulo o nível "Nulo";

ii) Curvas de capacidade (C2)

- A este indicador corresponde uma escala qualitativa com cinco níveis de desempenho: "Muito elevado", "Elevado", "Moderado", "Reduzido" e "Muito reduzido". O decisor considerou como sendo nível ótimo o nível "Muito elevado" e como nível nulo o nível "Muito reduzido";

iii) Perfis de drift (C3)

- O decisor considerou que este critério deveria ser avaliado com base numa escala quantitativa, materializada em quatro níveis de desempenho, variando entre 0,2 e 2,5. O decisor definiu como sendo nível ótimo o valor "0,2" e como nível nulo o valor "2,5";

iv) Complexidade de intervenção (C4)

- A este critério corresponde uma escala qualitativa com cinco níveis de performance: “Muito complexo”, “Complexo”, “Moderado”, “Pouco complexo” e “Nulo”. O decisor considerou como sendo nível ótimo o nível “Nulo” e como sendo nulo o nível “Muito complexo”;

v) Grau de intrusão (C5)

- Para este critério o decisor definiu cinco níveis de performance: “Muito elevado”, “Elevado”, “Moderado”, “Reduzido” e “Muito reduzido”. Ao nível ótimo corresponde o nível “Muito reduzido” e ao nível nulo corresponde o nível “Muito elevado”.



Referências globais	Minimização do risco	Curva capacidade	Perfis de Drifts	Complexidade interv.	Grau de intrusão
[Complexidade interv.]	Muito elevado	Muito elevado	0.2	Nulo	Muito reduzido
[Grau de intrusão]	Elevado	Elevado	0.5	Pouco complexo	Reduzido
[Minimização do risco]	Moderado	Moderado	1.5	Moderado	Moderado
[Perfis de Drifts]	Reduzido	Reduzido	2.5	Complexo	Elevado
[Curva capacidade]	Nulo	Muito reduzido		Muito complexo	Muito elevado
[tudo inf.]					

Figura 47 – Descritores de desempenho de cada um dos critérios.

A Figura 47 apresenta as referências de ponderação dos vários critérios de desempenho e respetivos níveis de avaliação, conforme descritos acima.

5.5.4 Definição de opções

De forma a obter um resultado ainda mais credível e corroborado, optou-se por adicionar à presente ACB, soluções de reforço desenvolvidas por outros autores para o mesmo edifício, e cuja finalidade era igualmente o reforço estrutural sísmico ao nível do piso vazado. Neste contexto, para além das técnicas de reforço desenvolvidas pelo autor da presente dissertação (contraventamento metálico e contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia), incluíram-se na ACB outras técnicas igualmente estudadas para o mesmo caso de estudo, mas por outros autores, tais como: i) Adição de paredes resistentes em betão armado (Furtado, 2013); ii) Reforço de pilares por encamisamento das secções com betão armado (Furtado, 2013); iii) Integração de amortecedores de líquido sintonizado (ALS) (Silva, 2011).

A **adição de paredes resistentes em betão armado** consiste numa das técnicas mais utilizadas no reforço sísmico de edifícios de betão armado que apresentem deficiente comportamento às solicitações sísmicas. Esta solução de reforço confere um aumento significativo da rigidez lateral da estrutura e limita a deformação lateral dos pisos.

O dimensionamento realizado para as paredes resistentes do caso de estudo foi bastante simplificado e teve a intenção de corrigir as irregularidades de rigidez, tendo-se considerado que o comprimento da parede era igual ao comprimento do vão onde será colocada, e definida uma disposição simétrica, de modo a reduzir os problemas de torção (Furtado, 2013). A espessura das paredes resistentes foi determinada de acordo com as exigências do Eurocódigo 8 (IPQ, 2009).

Quadro 7 – Armadura longitudinal e transversal das paredes resistentes (Furtado, 2013).

	Dimensionamento das armaduras das paredes resistentes					
	Armadura Longitudinal				Armadura Transversal	
Direção	$A_{s,v,alma,adot.}$	$A_{s,v,pilar\ fictício,adot.}$	$A_{s,v,máx} (m^2)$	$A_{s,v,total} (m^2)$	Região crítica	Região não crítica
Longitudinal	8 ϕ 12	6 ϕ 12	0,034	0,00226	ϕ 8//10	ϕ 8//15
Transversal	16 ϕ 12	10 ϕ 12	0,066	0,004068	ϕ 8//10	ϕ 8//15

No cálculo da armadura longitudinal das paredes resistentes utilizou-se o procedimento uniaxial da direção relevante de análise através do método do pilar fictício. O dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais teve em consideração as exigências mínimas do Eurocódigo 2, resultando na distribuição apresentada no Quadro 8 representada nas Figuras 48 e 49 (Furtado, 2013).

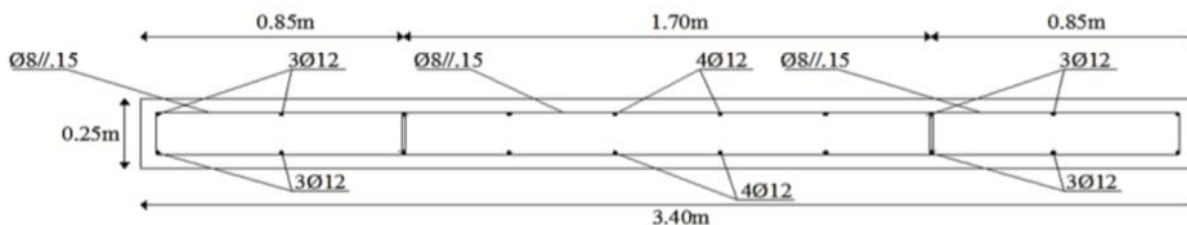


Figura 48 – Secção transversal da parede resistente adicionada na direção longitudinal (Furtado, 2013).

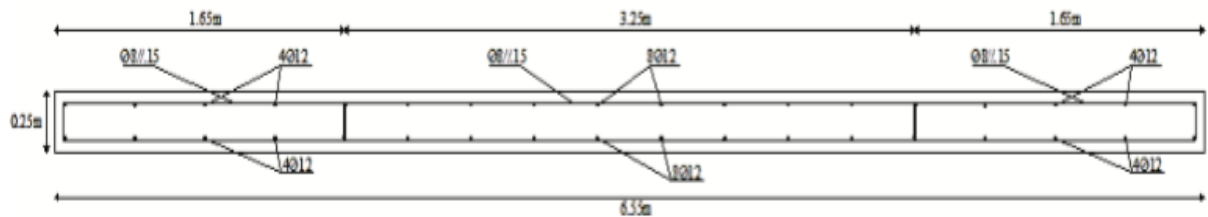


Figura 49 – Secção transversal da parede resistente adicionada na direção transversal (Furtado, 2013).

A solução de **encamisamento de elementos de betão armado** consiste no aumento da secção do elemento a reforçar através da adição de armaduras e de aplicação de nova camada de betão a envolverem a secção existente.

O encamisamento de pilares do edifício caso de estudo ao nível do piso térreo teve como objetivo conferir a rigidez necessária para compensar a ausência de paredes de alvenaria neste piso. Desta forma, a secção dos pilares do rés-do-chão foi determinada de modo que a sua nova rigidez fosse igual ou superior ao valor da diferença de rigidez existente entre o piso térreo e o 1º Piso.

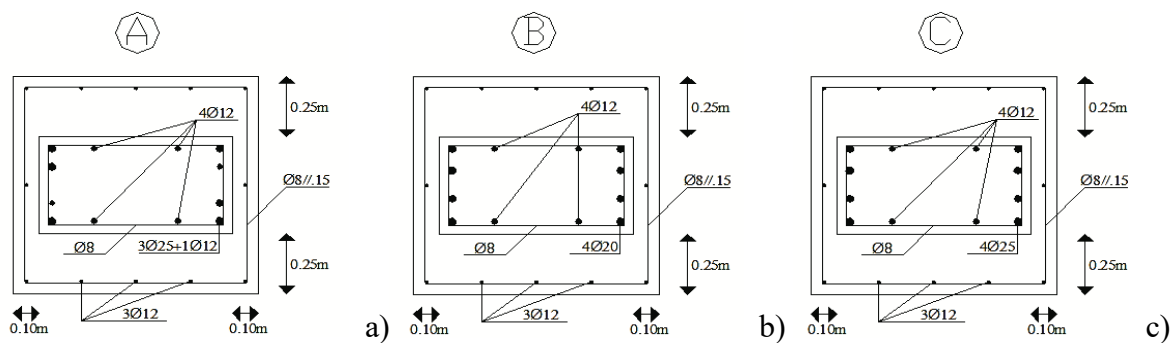


Figura 50 – Secção transversal da solução de encamisamento de pilares ao nível do r/c do edifício: a), b) e c) (Furtado, 2013).

Definida a secção transversal, dimensionou-se a armadura longitudinal e transversal de acordo com o Eurocódigo 2 (IPQ, 2004), considerando a armadura mínima exigida para um pilar de betão armado, uma vez que o que se pretendia era apenas um aumento de rigidez. Neste contexto, o edifício foi reforçado por encamisamento fechado, considerando um acréscimo de 50 cm na direção longitudinal e um acréscimo de 20 cm na direção transversal, conforme representado na Figura 50 (Furtado, 2013).

A **integração de um Amortecedor de Líquido Sintonizado (ALS)** numa estrutura consiste na introdução de uma massa secundária sob a forma de um líquido e ajustada de modo a permitir a absorção das vibrações dinâmicas. Por norma é utilizado um líquido com

determinadas propriedades, capaz de dotar as características necessárias ao sistema secundário (Silva, 2016).

Neste caso de estudo em particular, e atendendo ao tipo de frequências de vibração e ao tipo de deformadas dos modos fundamentais, considerou-se a implementação hipotética dos dispositivos referidos no topo do edifício ou ao nível do topo do rés-do-chão. No entanto, e tendo em conta questões de carácter económico relacionadas com a colocação e manutenção dos mesmos dispositivos *in situ*, considerou-se que uma implementação hipotética dos dispositivos referidos no topo do edifício ou ao nível do rés-do-chão vazado surge como muito mais apelativa e viável (Silva, 2016).

Admitiu-se que os ALS retangulares seleccionados para o efeito se colocavam com uma distribuição uniforme, de maneira que as cargas fossem transmitidas eficazmente e de uma forma mais equilibrada por toda a estrutura do edifício. Esta distribuição surge como a mais adequada, uma vez que permite que o desempenho do conjunto de dispositivos na mitigação de vibrações dinâmicas seja, sem dúvida, mais eficiente e seguro (Silva, et al, 2012).

É importante referir ainda que, nesta fase, não foi feita qualquer verificação de segurança das lajes, vigas ou pilares, para o incremento de carga associado à instalação dos dispositivos. No entanto, supõe-se que não deve haver grandes problemas em termos de segurança estrutural uma vez que a colocação dos dispositivos para a mitigação de vibrações está a ser proposta ao nível do rés-do-chão, zona em que as secções dos elementos estruturais apresentam dimensões mais generosas (Silva, 2016).

Cada ALS retangular foi definido em concordância com os protótipos ensaiados, apresentando na direcção longitudinal um comprimento de 0,446 m e, na direcção transversal, uma largura de 0,235 m, correspondendo a um valor livre de 0,422 m e 0,211 m, devido à espessura da parede do dispositivo ser de 0,012 m. Por questões de construção e implementação considerou-se a altura do dispositivo inferior à do protótipo ensaiado. No entanto, verificou-se por observação visual dos ensaios experimentais que a altura da onda não ultrapassava os 0,20 m de altura, razão pela qual se optou por considerar para a implementação hipotética no edifício protótipos com a referida altura (Silva, 2011).

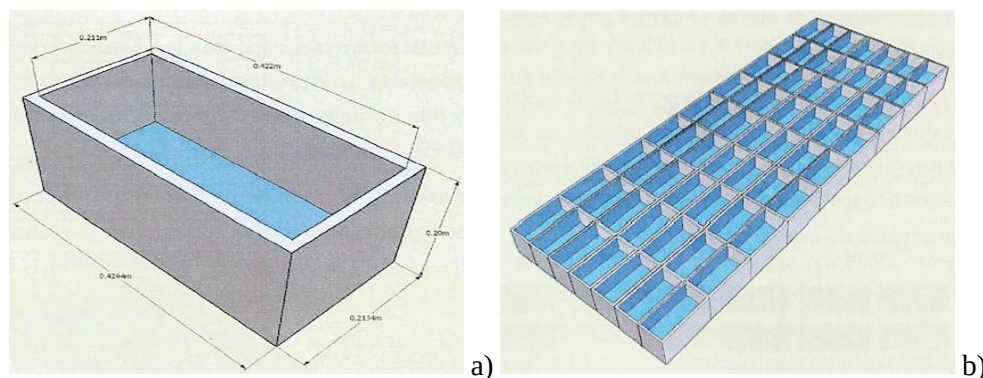


Figura 51 – Exemplos de integração de ALS: a) Unidade de ALS retangular considerada; b) Conjunto de ALS por nível em perspetiva (Silva, 2011).

Os ALS dimensionados e introduzidos no modelo matemático foram considerados agrupados em conjuntos de número variável de módulos e tanques, compatível com as dimensões em planta da estrutura, e dependente das relações de massa que se pretende verificar. Assim, admitindo os ALS retangulares, cada módulo foi definido por uma malha de 7 recipientes na direção transversal do edifício e 9 recipientes na direção longitudinal, ficando desta forma cada nível de um módulo com 63 ALS com dimensões totais de 4 m x 1,65 m (Figura 51). Para cada módulo de ALS foram sobrepostos verticalmente plataformas de reservatórios, em função da relação de massa desejada. A representação esquemática da localização dos módulos de ALS em alçado do edifício é apresentada na Figura 52 (Silva, 2011).

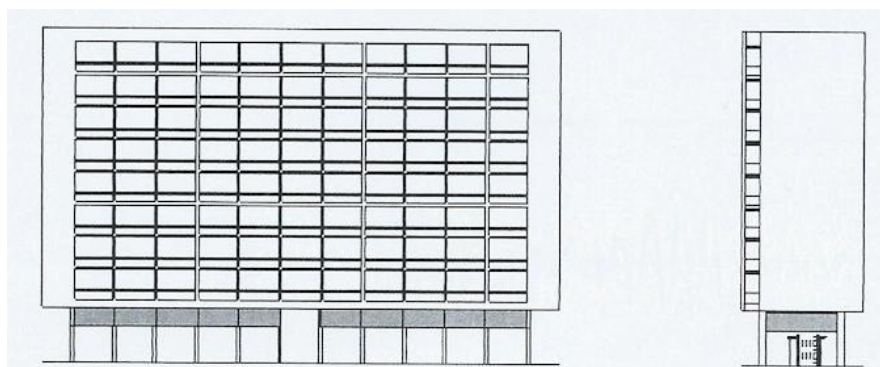


Figura 52 – Alçados do edifício com representação esquemática da colocação dos módulos de ALS ao nível do rés-do-chão (Silva, 2011).

5.5.5 Custos associados a cada intervenção

A eficiência das soluções de reforço propostas pode ser avaliada com base em dois critérios: i) melhoria do desempenho sísmico do edifício; ii) custos envolvidos (custo do

reforço, da reparação do dano sísmico do edifício, da reparação do dano no “recheio” e das perdas humanas). Contudo, no presente estudo, não foram considerados: i) os custos associados à reparação dos danos sísmicos no edifício; ii) custos de reparação do dano no “recheio”; iii) custos das perdas humanas.

Para o presente estudo foram determinados os custos inerentes às técnicas de reforço dimensionadas no ponto 4.8 do presente documento. Complementarmente, foram estimados os custos referentes à implementação de propostas de reforço dimensionadas por outros autores, apresentadas no ponto anterior (5.5.4).

As estimativas de valores para implementação das técnicas foram estruturadas em termos globais por capítulos: i) Organização e gestão do estaleiro; ii) Demolições; iii) Movimentos de terras; iv) Estruturas metálicas/betão armado; v) Revestimentos e acabamentos.

Para a solução de **contraventamento metálico** estimou-se que o capítulo referente à Organização e gestão do estaleiro tenha um peso de 9,40%, as Demolições um peso de 0,24%, as Estruturas metálicas um peso de 82,05% e os Revestimentos e acabamentos um peso de 8,31%, sendo que o valor estimado para a implementação desta solução no caso de estudo, conforme disposição indicada no ponto 4.8.1, é de **37.217,22 €**.

Para a solução de **contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia** estimou-se que o capítulo referente à Organização e gestão do estaleiro tenha um peso de 4,10%, as Demolições um peso de 0,40%, as Estruturas metálicas um peso de 88,10% e os Revestimentos e acabamentos um peso de 7,40%, sendo que o valor estimado para a implementação desta solução no caso de estudo, conforme disposição indicada no ponto 4.8.2, é de **43.762,78 €**.

Para a solução de **encamisamento de pilares**, dimensionada por Furtado (2013), estimou-se que o capítulo referente à Organização e gestão do estaleiro tenha um peso de 8,66%, as Demolições um peso de 0,66%, os Movimentos de terras um peso de 9,50%, as Estruturas de betão armado um peso de 61,13% e os Revestimentos e acabamentos um peso de 20,06%, sendo que o valor estimado para a implementação desta solução no caso de estudo é de **40.429,53 €**.

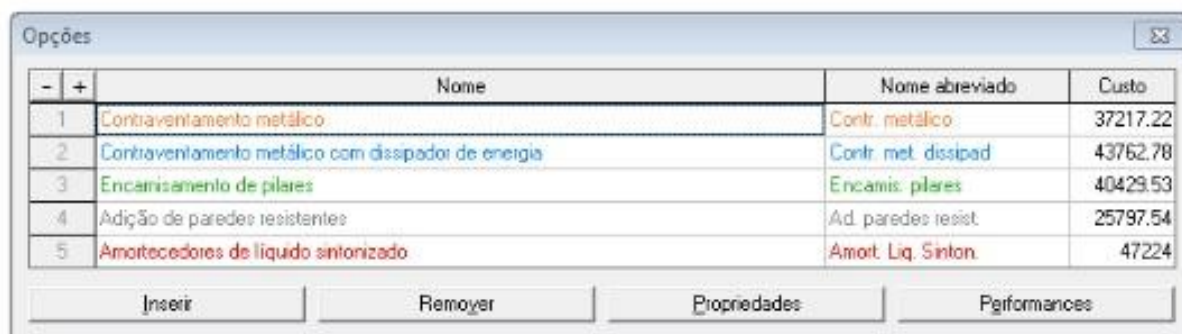
Para a solução de **adição de paredes resistentes**, dimensionada igualmente por Furtado (2013), estimou-se que o capítulo referente à Organização e gestão do estaleiro tenha um peso de 11,63%, as Demolições um peso de 6,63%, os Movimentos de terras um peso de 9,71%, as Estruturas de betão armado um peso de 58,63% e os Revestimentos e acabamentos

um peso de 13,40%, sendo que o valor estimado para a implementação desta solução no caso de estudo é de **25.797,54 €**.

Para a solução de **adição de amortecedores de líquido sintonizado**, dimensionada por Silva (2010), estimou-se que o capítulo referente à Organização e gestão do estaleiro tenha um peso de 8,79%, as Demolições um peso de 4,23%, as Estruturas de betão armado um peso de 67,38% e os Revestimentos e acabamentos um peso de 19,60%, sendo que o valor estimado para a implementação desta solução no caso de estudo é de **47.244,00 €**.

Os custos inerentes à aplicação das técnicas acima indicadas foram apurados com base em medições efetuadas no local e consultas a fornecedores de referência no mercado nacional, respeitando as regras de medição e as tabelas de informação sobre custos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC, 2013).

De entre as técnicas analisadas, o reforço por adição de amortecedores de líquido sintonizado apresenta-se como a solução mais onerosa. Por sua vez, a técnica de reforço cujos custos se verificaram consideravelmente mais reduzidos é a adição de paredes resistentes de betão armado. Os custos associados à implementação de cada uma das soluções foi introduzido no M-MACBETH, tendo-se obtido o *layout* apresentado na Figura 53.



-	+	Nome	Nome abreviado	Custo
1		Contraventamento metálico	Contr. metálico	37217.22
2		Contraventamento metálico com dissipador de energia	Contr. met. dissipad	43762.78
3		Encamisamento de pilares	Encamis. pilares	40429.53
4		Adição de paredes resistentes	Ad. paredes resist.	25797.54
5		Amortecedores de líquido sintonizado	Amort. Liq. Sinton.	47224

Inserir Remover Propriedades Pgrformances

Figura 53 – Introdução dos custos no programa M-MACBETH.

5.5.6 Construção do modelo aditivo simples

Em processos de análise de decisão nem sempre alguma das opções disponíveis consegue de forma absoluta superar todas as outras, pelo que se torna imprescindível considerar o desempenho das várias opções nos diferentes critérios, de modo a se alcançar uma solução final equilibrada.

Este processo implica aceitar o recurso a um processo de ponderação na avaliação das opções, ou seja, verificar se o ganho de valor num critério pode compensar a perda de valor

num outro critério. Os modelos que têm em consideração estes aspetos definem-se como modelos aditivos simples.

No desenvolvimento do caso de estudo utilizou-se a metodologia MACBETH, que é aplicável a modelos aditivos simples, permitindo a quantificação das funções de valor e dos coeficientes de ponderação através de um processo iterativo de avaliações qualitativas (Costa et al., 2017). Esta metodologia não é, por si só, um modelo aditivo simples, mas pode utilizar um modelo aditivo de agregação em determinadas circunstâncias.

O MACBETH é uma abordagem de análise multicritério que utiliza julgamentos qualitativos sobre diferenças de atratividade para gerar escalas quantitativas e embora possa utilizar um modelo aditivo de agregação simples para combinar as avaliações parciais dos critérios, isso ocorre apenas quando as condições de independência preferencial são satisfeitas. O método reconhece que nem sempre as dimensões de avaliação são preferencialmente independentes, especialmente em contextos como o da saúde. Em situações de dependência preferencial, o MACBETH pode ser combinado com outras técnicas, como o Integral de Choquet bi aditivo, para modelar adequadamente essas dependências. A flexibilidade do MACBETH permite que ele seja adaptado para lidar com diferentes tipos de problemas de decisão, não se limitando apenas ao modelo aditivo simples. Assim, enquanto o MACBETH pode utilizar um modelo aditivo simples em certos casos, a sua metodologia é mais abrangente e flexível, capaz de se adaptar a situações complexas onde a independência preferencial não é garantida (Costa et al., 2017).

As funções de valor foram definidas pelo decisor com base na informação recolhida para cada um dos critérios e respetivos descritores de desempenho, para cada uma das opções selecionadas, e inseridas no modelo MACBETH. Este processo foi repetido para cada critério, tendo o decisor começado por confirmar se os níveis de desempenho se encontravam ordenados por grau de atratividade, e solicitaram-se juízos de valor relativamente à diferença de atratividade entre os níveis de desempenho (Costa et al., 2017).

O M-MACBETH verificou a consistência dos juízos atribuídos, de forma automática, indicado as inconsistências detetadas e sugerindo alterações de forma a tornar todos os julgamentos consistentes. Definidas as matrizes de julgamento para cada um dos critérios, são criadas as diversas funções de valor e escalas de preferência pelo *software*.

5.5.7 Coeficientes de ponderação

O processo de atribuição de coeficientes de ponderação surge com o objetivo de converter as escalas de cada um dos critérios, qualitativos ou quantitativos, em pontuações globais, de forma a efetuar uma avaliação de acordo com os pressupostos dos modelos aditivos simples. Os coeficientes de ponderação visam refletir a importância relativa de cada critério no contexto da decisão global. Utiliza-se uma abordagem de comparação par a par, onde o decisor expressa julgamentos qualitativos sobre as diferenças de atratividade entre critérios.

Assim como aconteceu na definição de funções de valor, verificou-se de forma automática a consistência dos juízos efetuados, tendo o *software* sugerido correções sempre que necessário, conforme ilustrado na Figura 54.

	[Complexidade interv.]	[Grau de intrusão]	[Minimização do risco]	[Perfis de Drifts]	[Curva capacidade]	[tudo int.]	Escala actual
[Complexidade interv.]	nula	fraca	moderada	mod-fort	forte	positiva	31.82
[Grau de intrusão]		nula	frac-mod	moderada	mod-fort	positiva	27.27
[Minimização do risco]			nula	moderada	forte	positiva	22.78
[Perfis de Drifts]				nula	forte	positiva	15.91
[Curva capacidade]					nula	positiva	2.27
[tudo int.]						nula	0.00

Julgamentos consistentes

Figura 54 – Matriz de julgamentos para as ponderações globais.

O processo é interativo, permitindo que o decisor reveja e ajuste os seus julgamentos conforme necessário. O método permite, ainda, realizar análises de sensibilidade para avaliar o impacto de mudanças nos pesos dos critérios sobre a avaliação global.

Após a atribuição dos coeficientes, o decisor analisou e validou os ponderadores obtidos de forma a garantir que estes refletissem adequadamente a sua opinião (Figura 55).

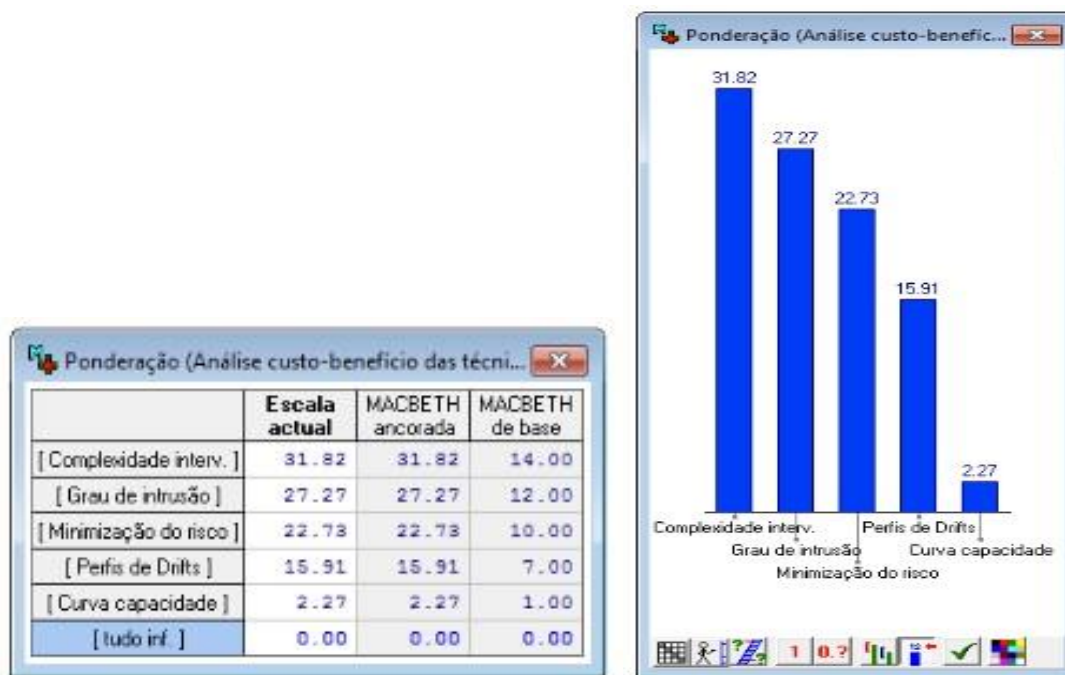


Figura 55 – Ponderações globais.

5.5.8 Atratividade global por opção

A aplicação do modelo aditivo simples requer a avaliação do desempenho das opções em cada um dos critérios considerados, assim como a definição dos ponderadores de cada um desses critérios, de forma a converter as avaliações parciais em avaliações globais utilizando a equação:

$$V(a) = \sum_{i=1}^n \lambda_i V_i(a) \quad (4)$$

onde,

$V(a)$ representa a avaliação global da opção a ;

λ_i representa o peso do critério i ;

$V_i(a)$ representa a avaliação parcial da opção a no critério i .

Recorrendo à Equação 4 é possível calcular a atratividade global de cada uma das opções de reforço consideradas no âmbito do caso de estudo em análise. A Figura 56 apresenta os resultados obtidos pelo programa M-MACBETH:

Opções	Global	Minimização do risco	Curva capacidade	Perfis de Drifts	Complexidade interv.	Grau de intrusão
[tudo sup.]	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Contr. metálico	85.33	93.33	100.00	96.30	85.71	70.59
Encamis. pilares	71.89	93.33	93.33	11.11	71.43	88.24
Amort. Liq. Sinton.	64.59	53.33	80.00	75.56	35.71	100.00
Contr. met. dissipad	34.19	93.33	80.00	-222.24	85.71	70.59
Ad. paredes resist.	27.75	93.33	93.33	27.78	0.00	0.00
[tudo inf.]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Fatores de escala:		0.2273	0.0227	0.1591	0.3182	0.2727

Figura 56 – Tabela de pontuações.

Com a aplicação do modelo desenvolvido, verificou-se que a opção de intervenção mais atraente seria o contraventamento metálico, com a pontuação de 85,33, seguindo-se a opção de encamisamento de pilares de betão armado com a pontuação de 71,89, conforme representado no termómetro global de atratividade representado na Figura 57.

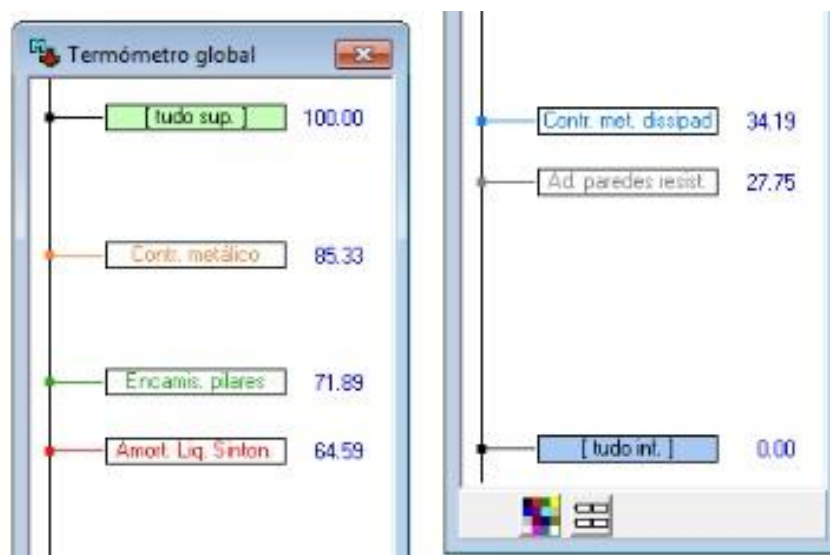


Figura 57 – Termómetro global de atratividade.

A análise do termómetro global no método MACBETH revela que todas as opções avaliadas se encontram entre dois extremos: a opção [tudo superior], onde todos os critérios atingem um nível de desempenho "bom", e a opção [tudo inferior], onde todos os critérios apresentam um nível "neutro". Esta disposição permite uma comparação clara e abrangente das alternativas em estudo. No caso específico da opção de contraventamento metálico, observa-se que os seus benefícios se aproximam consideravelmente do nível "bom", indicando um desempenho bastante favorável em relação aos critérios estabelecidos. Tal posicionamento no termómetro global sugere que esta intervenção oferece vantagens significativas e, portanto,

merece uma consideração séria para a sua implementação. A proximidade ao nível "bom" implica que o contraventamento metálico atende de forma satisfatória a múltiplos critérios avaliados, possivelmente incluindo aspetos como eficiência estrutural, custo-benefício e facilidade de implementação. Esta análise, fundamentada na metodologia MACBETH, proporciona uma base sólida para a tomada de decisão, permitindo aos gestores do projeto avaliar objetivamente os méritos relativos das diferentes opções e priorizar aquelas que oferecem o maior potencial de benefício global (Costa et al., 2017).

5.5.9 Relação Custo-Benefício

De forma a elaborar uma análise entre a pontuação global de cada opção (benefício) e o seu custo, o M-MACBETH constrói um gráfico custo-benefício, com o custo no eixo das abcissas e o benefício de cada opção no eixo das ordenadas, considerando todos os critérios em simultâneo (Figura 58).

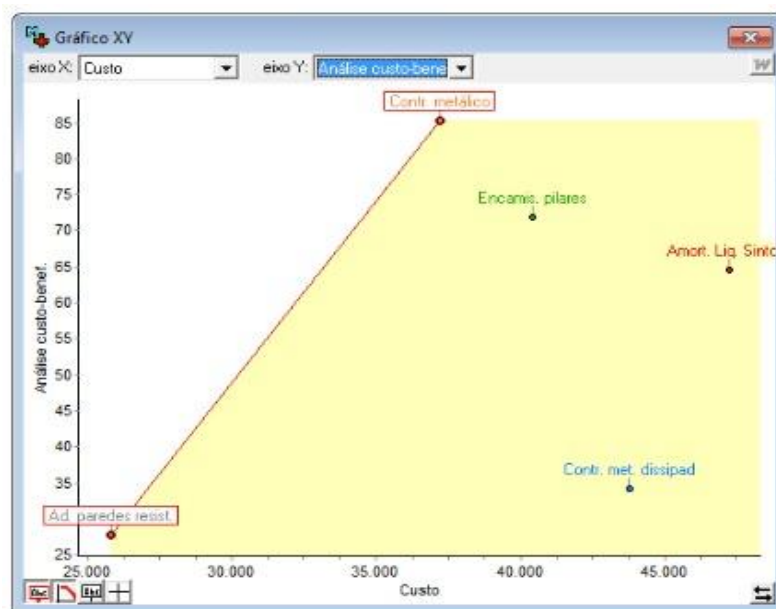


Figura 58 – Gráfico relação custo-benefício.

A análise comparativa das diferentes soluções de reforço estrutural revela uma clara distinção entre as opções mais eficientes e as menos atrativas do ponto de vista técnico-económico. As soluções de contraventamento metálico e adição de paredes resistentes de betão armado emergem como opções dominantes, destacando-se pela sua relação custo-benefício favorável. Estas alternativas oferecem benefícios significativos em termos de melhoria do desempenho estrutural, particularmente na resistência a forças laterais e na redução de deslocamentos, enquanto mantêm custos relativamente controlados. Esta eficiência económica torna-as particularmente atrativas para projetos de reabilitação e reforço estrutural.

Em contraste, as opções de encamisamento de pilares de betão armado, contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia e amortecedores de líquido sintonizado são classificadas como soluções dominadas. Isto significa que, em comparação com as opções dominantes, estas alternativas apresentam um custo mais elevado para benefícios iguais ou até inferiores.

O encamisamento de pilares, embora eficaz no aumento da capacidade de carga e rigidez local, pode ser mais dispendioso e disruptivo em termos de implementação. O contraventamento metálico com sistema de dissipação de energia, apesar de oferecer excelente desempenho sísmico, envolve custos adicionais significativos associados aos dispositivos de dissipação. Os amortecedores de líquido sintonizado, embora inovadores na redução de vibrações, podem ter uma relação custo-benefício menos favorável em comparação com soluções mais convencionais.

Esta análise ressalta a importância de considerar não apenas a eficácia técnica, mas também a viabilidade económica na seleção de estratégias de reforço estrutural, priorizando soluções que ofereçam o máximo benefício com o mínimo investimento.

5.5.10 Análise de Sensibilidade

A análise de sensibilidade tem como objetivo verificar a sustentabilidade do modelo a alterações de ponderadores dos diferentes critérios e as consequências dessas mesmas alterações. Dito de outra forma, permite analisar em que medida as recomendações do modelo se alteram ao variar a ponderação de um determinado critério, mantendo as relações de proporcionalidade entre os restantes ponderadores (Costa et al., 2017).

Apresenta-se a análise de sensibilidade efetuada aos diferentes critérios definidos no âmbito do caso de estudo.

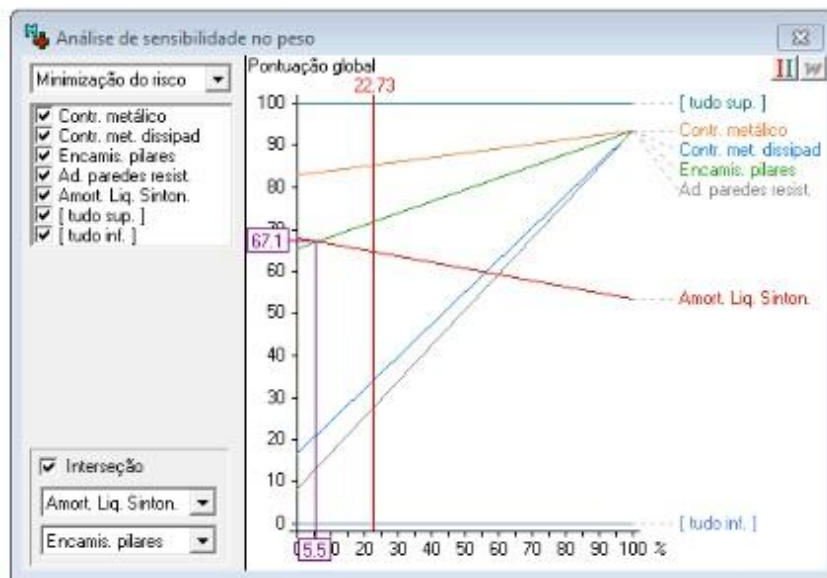


Figura 59 – Análise de sensibilidade para o critério Minimização do risco.

Considerando o Critério 1 (Minimização do risco estrutural/ sísmico) representado na Figura 59, verifica-se que a opção “contraventamento metálico” é sempre mais atrativa que as restantes opções, não sendo assim sensível a alterações de ponderação deste critério. Existe uma alteração da atratividade entre a opção “encamisamento de pilares” e a opção “amortecedores de líquido sintonizado” para valores de ponderador deste critério superiores a 5,5%. Como o valor do ponderador deste critério é 22,73%, constata-se que as atratividades das opções “encamisamento de pilares” e “amortecedores de líquido sintonizado” são sensíveis a alterações de ponderação do Critério 1.

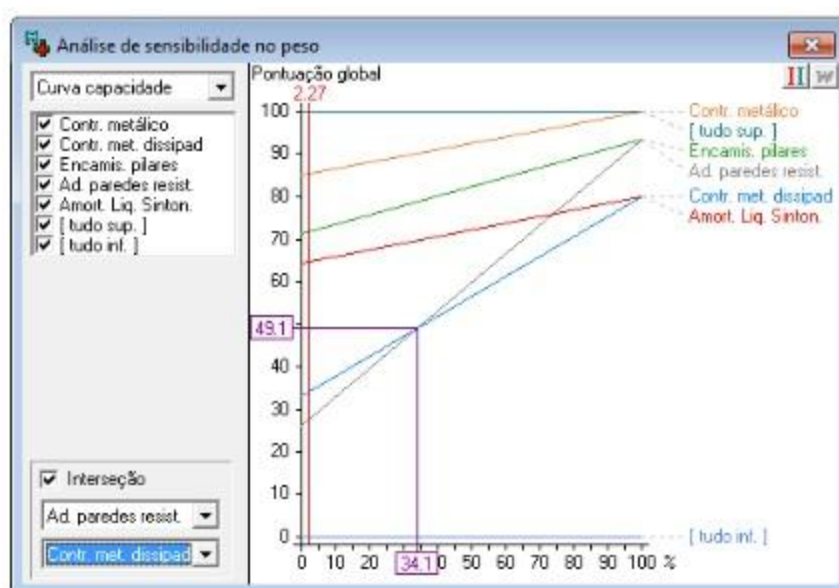


Figura 60 – Análise de sensibilidade para o critério Curva de capacidade.

Considerando o Critério 2 (Curvas de capacidade) representado na Figura 60, constata-se que a opção “contraventamento metálico” é sempre mais atrativa que as restantes opções, não sendo assim sensível a alterações de ponderação deste critério. No entanto, existe uma alteração da atratividade entre a opção “contraventamento metálico com dissipadores de energia” e a opção “adição de paredes resistentes” para valores de ponderador deste critério superiores a 34,1%. Como o valor do ponderador deste critério é 2,27%, nenhuma das opções de intervenção analisadas se mostrou sensível a alterações do ponderador de Critério 2.

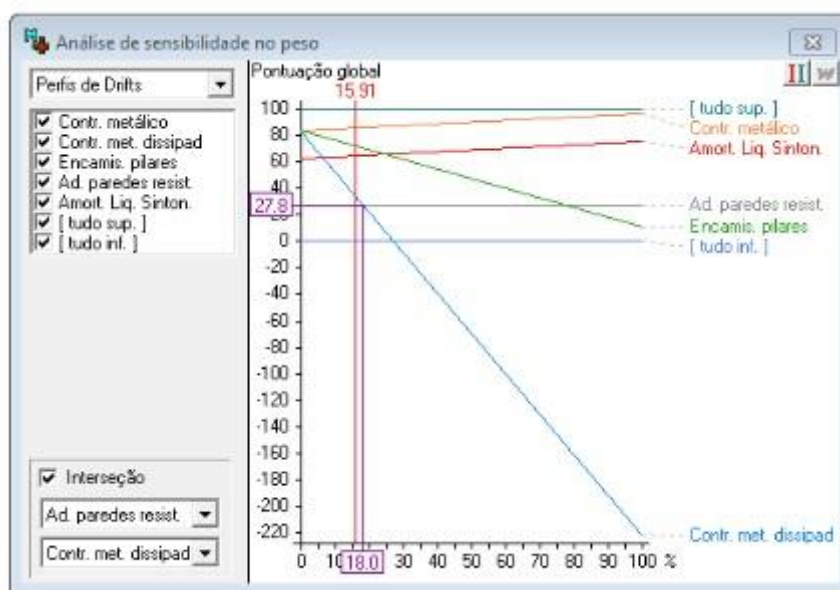


Figura 61 – Análise de sensibilidade para o critério Perfis de *drift*.

Considerando o Critério 3 (Perfis de *drift*) representado na Figura 61, constata-se que a opção “contraventamento metálico” é sempre mais atrativa que as restantes opções, não sendo assim sensível a alterações de ponderação deste critério. Contudo, existe uma alteração de atratividade entre a opção “contraventamento metálico com dissipadores de energia” e a opção “adição de paredes resistentes” para valores de ponderador deste critério superiores a 18,0%. Como o valor do ponderador deste critério é 15,91%, nenhuma das opções de intervenção analisadas se mostrou sensível a alterações do ponderador do Critério 3.

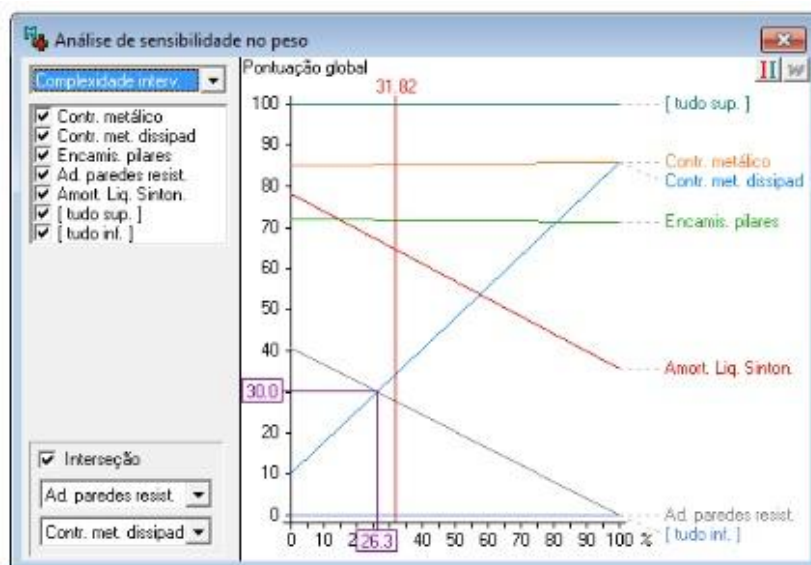


Figura 62 – Análise de sensibilidade para o critério Complexidade de intervenção.

Considerando o Critério 4 (Complexidade de intervenção associada a cada técnica) representado na Figura 62, constata-se que a opção “contraventamento metálico” é sempre mais atrativa que as restantes opções, não sendo assim sensível a alterações de ponderação deste critério. No entanto, verifica-se uma alteração de atratividade entre a opção “contraventamento metálico com dissipadores de energia” e a opção “adição de paredes resistentes” para valores de ponderador deste critério superiores a 26,3%. Como o valor do ponderador deste critério é 31,82%, constata-se que as atratividades das opções “contraventamento metálico com dissipadores de energia” e “adição de paredes resistentes” são ligeiramente sensíveis a alterações do ponderador do Critério 4.

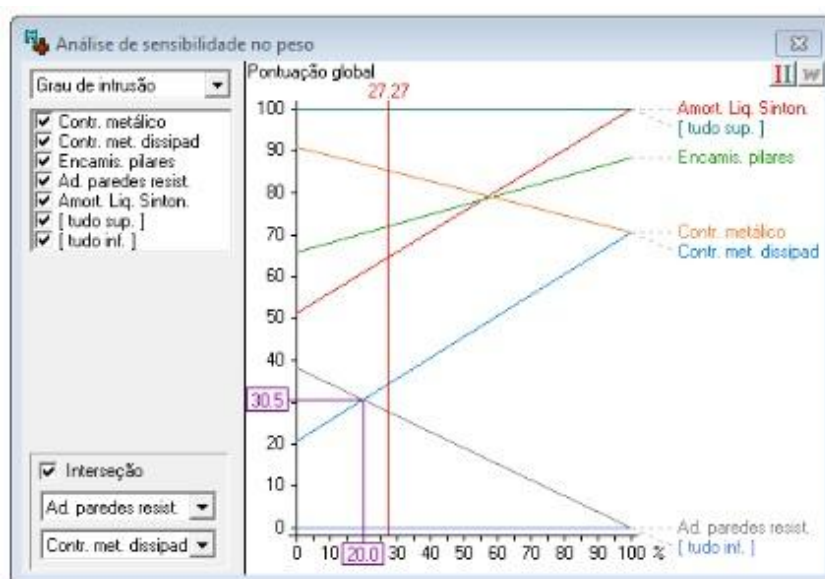


Figura 63 – Análise de sensibilidade para o critério Grau de intrusão.

Considerando o Critério 5 (Grau de intrusão associado a cada técnica) representado na Figura 63, concluiu-se que a opção “contraventamento metálico” é mais atrativa que as restantes opções. Porém, existe uma alteração de atratividade entre a opção “contraventamento metálico com dissipadores de energia” e a opção “adição de paredes resistentes” para valores de ponderador deste critério superiores a 20,0%. Como o valor do ponderador deste critério é 27,27%, constata-se que as atratividades das opções “contraventamento metálico com dissipadores de energia” e “adição de paredes resistentes” são sensíveis a alterações do ponderador do Critério 5.

Face ao apresentado, pode-se concluir que o modelo desenvolvido é consistente com a priorização da opção “contraventamento metálico” relativamente às restantes opções, não se tendo revelado sensível às ponderações definidas para os diversos critérios. No que diz respeito às restantes opções, o modelo mostrou-se, de uma forma geral, sensível a alterações de valores de ponderação, não possibilitando de forma inequívoca indicar qual das opções seria prioritária relativamente às demais. Assim, após efetuar a análise de sensibilidade o decisor não sentiu necessidade de proceder a alterações dos ponderadores dos diversos critérios, pois entendeu que o modelo apresentava resultados sólidos e coerentes.

5.6 Considerações finais

No presente capítulo fez-se uma abordagem à Análise Custo-Benefício (ACB) e como esta metodologia tem vindo a ser proposta para o desenvolvimento de estudos de viabilidade económica na reabilitação de edifícios. Verificou-se que as metodologias fundamentadas na ACB, aplicadas a projetos de reabilitação, constituem ferramentas poderosas e de grande funcionalidade, contribuindo para apoiar o processo de decisão sobre a reabilitação de um edifício e comparar a eficiência das diferentes soluções apresentadas.

No seguimento da ACB foi apresentada a metodologia MACBETH, uma abordagem de análise multicritério para apoio à tomada de decisão utilizada para o presente caso de estudo. Constatou-se que, com base nos critérios definidos pelo avaliador e nos julgamentos qualitativos e quantitativos, o MACBETH gera pontuações para os níveis definidos em cada critério, verifica a sua consistência e elabora um modelo quantitativo de avaliação.

Em seguida foi feita uma exposição sobre o programa M-MACBETH, que constitui a implementação prática desta metodologia em forma de *software*. É uma ferramenta interativa e *user-friendly* que facilita a aplicação dos princípios MACBETH. O *software* automatiza muitos aspetos do processo e oferece recursos gráficos que tornam mais fácil a produção de relatórios

e a justificação das recomendações. Enquanto a metodologia MACBETH fornece a base teórica e conceitual, o *software* M-MACBETH é a ferramenta prática que permite aos utilizadores aplicar eficientemente esses conceitos em problemas de decisão reais.

Apresentada a abordagem multicritério MACBETH e o seu complemento, o *software* M-MACBETH, teceu-se a estruturação do modelo de avaliação aplicado ao caso de estudo abordado na presente dissertação. Definiram-se os objetivos para essa mesma análise, enunciaram-se os respetivos critérios e quantificaram-se os níveis de desempenho para cada critério.

Adicionalmente às técnicas de reforço apresentadas e sugeridas para o caso de estudo abordado no presente trabalho, juntaram-se outras três técnicas de reforço estudadas para o mesmo edifício por outros autores, e estimou-se os custos de intervenção para a totalidade das técnicas de reforço.

Com os critérios definidos e caracterizados, os níveis de desempenho quantificados, e o coeficiente de ponderação definido, calculou-se a atratividade global para cada uma das opções extraíndo-se a opção de intervenção mais atraente.

Em seguida, com os custos estimados e atribuídos a cada técnica de reforço, efetuou-se a relação custo-benefício com base num gráfico em que as abcissas representavam o custo e as ordenadas o benefício, verificando-se que a solução de contraventamento metálico era a opção dominante, pois face ao seu custo associado era a mais atrativa em termos de benefícios esperados.

De forma a validar o resultado obtido, procedeu-se à análise de sensibilidade fazendo variar a ponderação de um determinado critério, mantendo as relações de proporcionalidade entre os restantes ponderadores. No entanto, na variação de todos os critérios a opção de contraventamento metálico verificou-se sempre mais atrativa que as restantes soluções. Neste contexto, pode-se constatar que o modelo apresentado é um modelo consistente e coerente, não variando o seu resultado em função da alteração dos ponderadores.

Para finalizar, convém referir que o reforço deste tipo de edifícios se enquadra num cenário de recursos financeiros limitados pelo que se revela essencial recorrer a um processo coerente de definição de prioridades que permitam atribuir os recursos existentes de uma forma eficiente, ou seja, melhorar o estado estrutural do edifício versus o custo necessário das intervenções.

6 Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1 Conclusões do trabalho desenvolvido

É sabida a vulnerabilidade sísmica dos edifícios construídos em Portugal e a sua necessidade de reforço estrutural. Assim, o presente trabalho teve como objetivo abordar e avaliar algumas soluções de reforço em edifícios representativos do edificado português quando sujeitos a ações sísmicas. Neste contexto, selecionou-se um edifício de betão armado, situado em Lisboa, projetado na década de 50 e que representa uma das tipologias de edifícios mais vulneráveis em caso de sismo devido à sua vulnerabilidade estrutural, o mecanismo de *soft-storey*.

Foram apresentadas várias técnicas de reforço sísmico aplicadas a edifícios de betão armado com o intuito de aumentarem a sua capacidade resistente, fazendo a distinção entre técnicas de intervenção global e técnicas de intervenção pontual, ou seja, intervir ao nível dos elementos de betão armado, tendo-se concluído que o reforço dos edifícios existentes, nomeadamente os edifícios em betão armado, é viável recorrendo às soluções de reforço aqui apresentadas.

Foi avaliada a vulnerabilidade de um caso de estudo recorrendo à análise não-linear estática e foram comparados diversos parâmetros de comportamento estrutural, entre eles frequências fundamentais, curvas de capacidade e perfis de *drift*.

A análise da vulnerabilidade sísmica do edifício através da análise não-linear estática permitiu verificar que das técnicas dimensionadas, contraventamento metálico e contraventamento metálico com sistema dissipador de energia, apenas a primeira se mostrou eficaz na eliminação o mecanismo de *soft-storey*.

No entanto, o presente trabalho tinha como objetivo primordial a elaboração de uma análise custo-benefício combinando os resultados experimentais obtidos das técnicas de reforço dimensionadas aplicadas ao caso de estudo com os custos associados às respetivas técnicas de reforço.

Visto que o contraventamento metálico com sistema dissipador de energia não se revelou uma técnica eficaz para a finalidade desejada, às técnicas de reforço aqui dimensionadas adicionaram-se outras três soluções estudadas para o mesmo edifício, por outros autores, e procedeu-se à metodologia de análise custo-benefício utilizando o *software* M-MACBETH.

Neste sentido, partindo do princípio que o decisor pretende selecionar de entre as várias técnicas, qual a técnica mais eficiente e com melhor relação custo-benefício, definiram-se os objetivos e os respetivos critérios. Deste modo, através do gráfico custo-benefício foi possível identificar qual a técnica de reforço mais atrativa face às restantes opções.

Sob pena de obter um resultado pouco credível e suscetível a alterações em função da variação de ponderadores dos diferentes critérios, efetuou-se a análise de sensibilidade que, por sua vez, confirmou que mesmo fazendo variar os critérios a opção de contraventamento metálico se mantém sempre como a opção mais atrativa.

Esta abordagem abrangente não só avaliou a eficácia técnica das soluções de reforço sísmico, mas também considerou sua viabilidade económica, fornecendo uma base sólida para tomadas de decisão em projetos de reabilitação estrutural em edifícios vulneráveis a sismos em Portugal.

Posto isto, estamos perante um modelo consistente e coerente.

6.2 Perspetivas de trabalho futuro

Por fim, tendo em vista o desenvolvimento do estudo apresentado, sugerem-se algumas propostas para desenvolvimentos futuros:

- i) Dimensionamento e quantificação de custos relativos à implementação de técnicas de reforço em edifícios de betão armado suscetíveis a outros tipos de mecanismos;
- ii) Análise custo-benefício de técnicas de reforço aplicadas a edifícios de betão armado suscetíveis a outros tipos de mecanismos;
- iii) Análise custo-benefício aplicada a outras técnicas de reforço consideradas neste caso de estudo;
- iv) Com base numa amostra representativa de uma tipologia de edifícios do parque habitacional português, analisar os respetivos projetos e, recorrendo a um conjunto de técnicas de inspeção *in situ*, verificar a conformidade entre o projeto e o existente;
- v) Pegando num caso de estudo concreto, analisar o desempenho sísmico do edifício e de algumas técnicas de reforços implementadas, recorrendo a dois *softwares* de modelação distintos, com vista à comparação dos respetivos resultados;

- vi) Dada a perigosidade sísmica do território português, apresenta-se a sugestão de alargar este estudo a mais edifícios representativos do parque habitacional, tendo por objetivo representar a vulnerabilidade existente. Complementarmente, poderia associar-se esta informação a um sistema de informação geográfica;
- vii) Análise de perdas indiretas ou colaterais vs. custo de implementação de técnica de reforço, aplicado a um caso concreto.

Bibliografia

ALGA. (2009). Available at: www.alga.it.

Alves, S.B.G. (2016). *Corrosão das Armaduras Não Estruturais em Elementos de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Funchal: Universidade da Madeira.

Antoniou, S., & Pinho, R. (2003). Technical manual and User manual. In *SeismoStruct: Seismic Analysis Program by Seismosof*.

Appleton, J., Silva, J., & Martins, C. (2002). A utilização de um novo sistema de dissipadores e cabos de pré-esforço para proteção sísmica de edifícios. *Estruturas 2002, Congresso Nacional de Engenharia de Estruturas “Os Novos Desafios na Qualidade das Obras”*. Lisboa: LNEC.

Araújo, D.A. (2016). *Reparação de Fendas em Elementos Construtivos de Betão Armado. Caso de Estudo: Reparação de Túnel em Betão Armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: Instituto Superior Técnico.

Arruda, M.A. R. (2021). *Reabilitação e reforço sísmico de edifícios existentes segundo o Eurocódigo 8*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Barbisan, A., Spadotto, A., Nora, D., Turella, E., & Wergenes, T. (2012). Impactos ambientais causados pela construção civil. *Unesco & Ciência - ACSA*, 2(2), 173–180.

BC Housing. (2024). *Moving towards improved earthquake performance and resilience for new buildings*. Available at: https://www.Youtube.Com/Watch?V=DZ4cv1_VtMs.

Bhatt, C. A.F. (2007). *Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Boardman, N. E. (2006). *Cost-benefit Analysis: Concepts and Practice* 3^a ed. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall

Bousias, S. N., Fardis, M. N., Spathis, A. L., & Biskinis, D. (2005). Shotcrete or FRP Jacketing of concrete columns for seismic retrofitting. Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings. *SfP PROJECT 977231: Seismic assessment and rehabilitation of existing buildings. International closing workshop*. Istanbul.

Brum, M. M. (2014). *Verificação da segurança à ação sísmica da estrutura de um colégio em Ponta Delgada utilizando o Eurocódigo 8 – Parte 3*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: ISEL.

Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., & Bommer, J. (2005). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*.

Cardoso, R. (2010). *Sistemas de dissipação de energia em estruturas de betão armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Lisboa.

Carreira, A. S.S. (2000). *Concepção do Reforço Sísmico em Edifícios com Estrutura de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Carvalho., E.C. (2001). Mitigação do risco sísmico em Portugal. O papel do LNEC. In. A. Ravara, C.S. Oliveira, E. C. Carvalho, M.S. Lopes, P.T. Costa, R. Delgado, R. Bairrão & V. C. e Silva (Org.) *Redução Da Vulnerabilidade Sísmica Do Edificado* (pp. 57–66.). Lisboa: GECORPA e SPES

CECO. (2024). Fluid Viscous Dampers. Available at: <https://Cecobearings.Com/Our-Services/Fluid-Viscous-Dampers/>.

CEN. (2004). *Eurocode 8 – Design of Structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels: European Committee for Standardization.

CEN. (2004a). *Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.

Constrofacilitator. (2024). The Significance of Bracing Systems; its types and applications. Available at <https://Constrofacilitator.Com/the-Significance-of-Bracing-Systems-Its-Types-and-Applications/>.

Costa, C. A. B. (2006). *Como utilizar a metodologia MACBETH para ajudar a avaliar opções e a alocar recursos: Conceitos e Casos*. Fortaleza: Companhia de Água e Esgoto do Ceará.

Costa, C.A.B. (2008). The M-MACBETH Decision Support System. IEMC – EUROPE 2008–INTERNATIONAL ENGINEERING MANAGEMENT CONFERENCE. Estoril.

Costa, C.A.B., Corte, J.M. & Vansnick, J.C. (2005). M-MACBETH Version 1.1. User’s Guide.

Costa, C.A.B., De Corte, J., & Vansnick, J. (2017). *M-MACBETH: Manual do Usuário*.

Costa, N.A.A. (2018). *Estratégias de mitigação do risco sísmico de quarteirões no bairro de Alvalade, em Lisboa*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: ISEL.

Costa, S. M.S. (2008). *Avaliação da vulnerabilidade sísmica do parque edificado da Av. Dr. Lourenço Peixinho, Aveiro*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Porto: Universidade do Porto.

Çetinceli, S. (2005). *Cost-benefit analysis for various rehabilitation strategies*, Master's thesis, Middle East Technical University.

Darling, E. (2000). *Le Corbusier*. [s.l.]: Könemann.

Doshin Rubber Products. (2024). Base Isolation LRB lead rubber bearings. Available at: <https://Doshinrubber.Com/Lead-Rubber-Bearing/>.

Fardis, M.N. (2009). *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8*. Dordrecht: Springer.

Fardis, M. N., Bisch, Ph., Labbé, P., & Pecker, A. (1998). Seismic assessment and a retrofit of RC structures. *11th ECEE*.

FEMA. (1992a). *FEMA 227 Seismic Rehabilitation of Federal Buildings: A Benefit/Cost Model: Vol. Vol. 1: User Manual*. Sacramento: VSP Associates, Inc.

FEMA. (1992b). *FEMA 228 Seismic Rehabilitation of Federal Buildings: A Benefit/Cost Model: Vol. Vol.2: Support. Doc.* Sacramento: VSP Associates, Inc.

FEMA. (2003). *Multi-hazard loss estimation methodology. Earthquake model. HAZUS MR4. Technical manual.* Available at: www.fema.gov/plan/prevent/hazus.

Folhento, P.L.P. (2017). *Estudo sobre a Influência do Comportamento de Paredes de Alvenaria no Desempenho de Amortecedores de Massa Sintonizada.* Dissertação de Mestrado em Engenharia da Construção. Bragança: Escola Superior de Tecnologia e de Gestão do Instituto Politécnico de Bragança.

Fonseca, J.P.E.C. (2005). *Forma e Estruturas do Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal.* Dissertação de Mestrado em Metodologias de Intervenção no Património Arquitetónico. Porto: Faculdade de Arquitetura da Universidade do Porto

Fonseca, J., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., & Tostões, A. (2006). *Tópico 4 - Património Histórico. Restauro ou conservação no reforço sísmico da Unidade Tipo A da Av. Infante Santo.* Aveiro: Universidade de Aveiro

Furtado, A F.C.A. (2013). *Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Aveiro: Universidade de Aveiro.

Gonçalves, M. (2013). *Desenvolvimento de uma plataforma SIG para apoio ao estudo da sismicidade em Portugal.* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: ISEL

Guerreiro, L.M.C. (2003). *Sistemas de Isolamento Sísmico. Ciclo de Palestras em Engenharia Civil – 2003.* Monte da Caparica: Universidade Nova de Lisboa.

Guerreiro, L.M.C. (2004). *Isolamento sísmico de estruturas. Análise do panorama atual. Livro de Atas do 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.* (pp.885-894). Guimarães: Universidade do Minho.

Guerreiro, L. (2007). *Sistemas de Proteção Sísmica de Estruturas. DFA em Engenharia de Estruturas.* Lisboa: ICIST.

Harbour City Centre Seismic Upgrade. (2014). Available at: www.scnz.org.

Henriques; A. F.S. (2018). *Reforço de pilares de betão armado por encamisamento de betão armado. Recomendações de apoio ao projeto*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. .

ICOMOS - Comité Científico Internacional para a Análise e Restauro de Estruturas do Património Arquitectónico. (2004). *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. Available at: <https://detrolhaaengenheiro.wordpress.com/wp-content/uploads/2007/09/icomos-vp.pdf>

INE. (2015). *O Parque habitacional e a sua reabilitação - análise e evolução*. Available at: <http://www.ine.pt/>.

INE. (2012). *Censos 2011*. Available at: https://censos.ine.pt/xportal/xmain?xpid=CENSOS&xpgid=ine_censos_publicacao_det&contexto=pu&PUBLICACOESpub_boui=73212469&PUBLICACOESmodo=2&selTab=tab1&pcensos=61969554

Lamego, P. R.P.C. (2014). *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Braga: Universidade do Minho.

Lamego, P., Couto, P., & Lourenço, P. (2008). Análise de custos em obras de reabilitação de edifícios. *1º Forum Internacional de Gestão Da Construção – GESCON 2008: Gestão Do Processo Do Empreendimento de Construção*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Lee, D.& Taylor P. (2001). Viscous damper development and future trends. *The Structural Design of Tall Buildings*. 10 (5), 311-320.

Lei, L. (2016). *Análise experimental de reforço de nós viga-pilar*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Aveiro: Universidade de Aveiro.

Loureiro, L.A.B.P.M. (2008). *Isolamento de Base em Pontes. Análise do Efeito da Rigidez Pós-Cedência dos Sistemas de Isolamento*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114.

Marques, D.F.F. (2012). *Comportamento sísmico de edifícios antigos de betão armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Melo, J., Arêde, A., Varum, H. & Rocha, P. (2021) Avaliação experimental da resposta cíclica uniaxial e biaxial de pilares de betão armado reforçados com CFRP. *CONREA '21. O Congresso da Reabilitação, Livro de Atas*, 165-172.

Milheiro, J. (2008). *Estudo numérico da influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Mimoso, M. (2008). *Comparação dos resultados analíticos e experimentais da Estrutura SPEAR*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Mishan, E. J. (1988). *Cost-Benefit Analysis, Forth Edition*. London: Unwin Hyman

Monteiro, M. F. S. (2011). *Dissipação de Energia em Edifícios, aplicação de Dissipadores Viscosos a um Edifício Alto*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Nasrin, S., Khusru, S. & Tafheem, Z. (2011) Fiber reinforced polymers for seismic retrofitting of structures. *4th Annual Paper Meet and 1st Civil Engineering Congress*, December 22-24, 2011, Dhaka, Bangladesh.

Neves, A.F.R. (2016). *Evolução da vulnerabilidade sísmica do Parque Habitacional de Portugal Continental*. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Lisboa: Universidade Lusófona.

Neves, S.P.M. (2012). *Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas e Geotecnia. Lisboa: faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Oiles Corporation. (2024). Friction Pendulum System, FPS. Available at: https://Www.Oiles.Co.Jp/En/Products/Damping_isolation/Building/Fps/.

Oliveira, C. (2003). *Sistemas Semi-Ativos de Proteção Sísmica de Pontes*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Oliveira, D J., Sotero, C.S, Lima, F.D.N. & Galindo, G.S. (2020). Estudo de restauração em pilares com patologias através do método de encamisamento em pilares de concreto armado. *Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento*, 12 (02), 12, 05-40.

Oliveto, G., & Marletta, M. (2005). Seismic retrofitting of reinforced concrete buildings using traditional and innovative techniques. *ISSET Journal of Earthquake Technology*, 42 (2).

Pessoa, A. (1954). Memória Descritiva e Justificativa do Projeto do Lote 2. *Memória descritiva do projecto de arquitectura*.

Pinho, F. (2000). *Paredes de edifícios antigos em Portugal*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Pinho, S. (2004). Development and verification of a Displacement-based Adaptive Pushover Procedures. *Journal of Earthquake Engineering* 8(5), 643-661.

Proença, J., & Gago, A. (2011). *Parque Escolar - Reforço Sísmico de Edifícios Escolares*. Lisboa: Editora Argumentum.

QREN. (2013). *EVALSED: A Avaliação do Desenvolvimento Socioeconómico – O GUIA*. In. *Manual Técnico II: Métodos e Técnicas* (plataforma de recursos). Comissão Europeia e Observatório.

Ramos, L.A. (2023). *Reforço estrutural com utilização FRP em estruturas existentes de concreto armado*. Dissertação de Mestrado em Reabilitação de Edifícios. Coimbra: Universidade de Coimbra.

Rodrigues, H. (2005). *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios*. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Seismic Hazard Harmonization in Europe. (2013). *European Seismic Hazard Maps*. Available at: <http://www.share-eu.org/>

Silva, H.M. (2020). Vantagens e desvantagens da utilização da fibra de carbono como reforço estrutural e recuperação de estruturas. *Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento*.

Silva, M. J. F. (2010). *Sistemas passivos de protecção sísmica. Uma abordagem baseada no desempenho de amortecedores de líquido sintonizado*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Silva, M.J.F. (2011). Sistemas passivos, ativos, híbridos e semiactivos para a protecção sísmica de estruturas: Estado dos conhecimentos. Relatório de Estágio – Parte I. *RELATÓRIO 371/2011 – NESDE*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Silva, M.J. F. (2016). Avaliação do desempenho de amortecedores de líquido sintonizado na mitigação de vibrações sísmicas em estruturas. *Rpee*, III(1), 31-42.

Silva, M.J. F., Costa, A.C. & Guerreiro, L (2012). Estado dos conhecimentos na área dos sistemas de protecção sísmica passiva. Amortecedores de líquido sintonizado (ALSs, *Revista Portuguesa da Engenharia de Estruturas*, II (12). Edições LNEC.

Silva, M. J., F. & Salvado, F. (2015). Análise Custo-Benefício - Metodologia para apoio à decisão em intervenções de Arquitetura, Engenharia e Construção. *RELATÓRIO 288/2015 – DED/NEG*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

Silva, M.J.F, Salvado, F., & Coelho, E. (2015). Análise Custo-Benefício: Contribuição para a aplicação a projetos de investimento em reabilitação urbana. *CONPAT 2015*.Lisboa

Silva, M. T, Silva, M.J.F. & Cabaço, A (2015). Reabilitação sísmica aplicável a edifícios de betão armado apoiados em “pilotis”: contribuição para análise custo-benefício. *CONPAT 2015*.

Silva, M.T., Silva, M. J. F., & Cabaço, A. (2017). Cost-benefit Analysis approach for structural reinforcement of “Pilotis” Building structures. *Proceedings of the 7th International Conference on Mechanics and Materials in Design*, Albufeira/Portugal 11-15 June 2017, 1287-1288.

Silva, P.M.N.A. (2007). *Reforço Sísmico de Edifícios de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Lisboa. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

Singh, K. (2024). *Seismic Retrofitting of Buildings*. Available at:
<https://www.Engineeringcivil.Com/Seismic-Retrofitting-of-Buildings>.

Sloan, D., Wells, D., Borchardt, G et al. (2006). The Hayward fault. In. C. S. Prentice; J. G. Scotchmoor; E. M. Moores & J. P. Kiland (Ed.) *GSA Field Guide 7: 1906 San Francisco Earthquake GSA Field Guides*. San Francisco: Geological Society of America.

Smyrou, C., Blandon-Urbe, C., Antoniou, S. et al. (2006). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear pseudo-dynamic analysis of infilled RC frames. *1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Pavia: Università degli Studi di Pavia.

Sousa, A.F.V. (2008). *Reparação, reabilitação e reforço de estruturas de betão armado*. Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil. Porto. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sousa, M. L., Carvalho, A., Bilé, J.P. & Martins, A. (2010). Simulation of Seismic Scenarios in Algarve region. Conference Paper. *14ECEE*.

Sousa, M. L., Sousa Oliveira, C., & Campos Costa, A. (2006). *Caracterização do parque habitacional de Portugal Continental para estudos de risco sísmico*.

Sousa, R. R., Costa, A.C. & Costa, A. (2019). Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, III(10), 115-128.

Structurae. (2024). LASTO®HDRB – *High Damping Rubber Bearings*. Available at:
<https://Structurae.Net/En/Products-Services/Lasto-Hdrb-High-Damping-Rubber-Bearings>.

Tekbem. (2024). *Structural Bearings - Building Applications*. Available at: <https://Www.Tekbem.Com/Eng/Products-and-Services/Build/Bearings-and-Expansion-Joints/Structural-Bearings/>.

Tsai, C. S. (1994). Temperature Effect of Viscoelastic Dampers During Earthquakes. *Journal of Structural Engineering*, 120 (2), 394-409.

Varum, H. (2008). *Reabilitação e reforço sísmico de estruturas de betão armado*.

Wagg, D. (2021). A review of the mechanical inerter: historical context, physical realisations and nonlinear applications. *Nonlinear Dyn*, 104, 13–34

Legislação consultada

Decreto-lei no 38382, de 7 de Agosto de 1951 - Regulamento Geral Das Edificações Urbanas - (RGEU).

Decreto-lei nº 41658, de 31 de Maio de 1958 - Regulamento de Segurança das construções contra os sismos. (RSCCS).

Decreto nº 44041, de 18 de Novembro de 1961 - Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP).

Decreto nº 47723, de 20 de Maio de 1967 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA).

Decreto-lei nº 235/83, de 31 de Maio de 1983 - Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

Decreto-lei nº 349-C/83, de 30 de Julho de 1983 - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

IPQ (2009). EC 8 NP EN 1998-1:2009.

IPQ (2012). NP EN ISO 31000:2012.

Anexos

Anexo A

Artigo intitulado “Reabilitação sísmica aplicável a edifícios de betão armado apoiados em “*pilotis*”: Contribuição para análise custo-benefício” (Silva, et al., 2015), apresentado na conferência CONPAT 2015

**REABILITAÇÃO SÍSMICA APLICÁVEL A EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO APOIADOS EM “PILOTIS”:
CONTRIBUIÇÃO PARA ANÁLISE CUSTO-BENEFÍCIO****M. TAVARES DA SILVA**

Eng.º Civil
ULHT
Lisboa; Portugal
matsilva@lnec.pt

**M. J. FALCÃO DA SILVA**

Eng.ª Civil
LNEC
Lisboa; Portugal
mjoaofalcao@lnec.pt

**ANTÓNIO CABAÇO**

Eng.º Civil
LNEC
Lisboa; Portugal
acabaco@lnec.pt

RESUMO

Na conjuntura que o país atravessa, as intervenções no edificado com técnicas de reabilitação económicas e eficientes devem assumir-se como prioritárias. A selecção das técnicas a implementar deve compreender uma estimativa de custos, englobando os respectivos trabalhos e interferências causadas, bem como uma estimativa dos benefícios inerentes à intervenção. Através de análises custo-benefício, o balanço entre custos e benefícios vai permitir que seja escolhida a técnica de reabilitação mais económica e eficiente para um determinado edifício.

No presente artigo, são apresentadas algumas técnicas de intervenção relativamente ao reforço sísmico de edifícios de betão armado apoiados em “*pilotis*”, e respectivas estimativas de custos. Será estudada a capacidade resistente do edifício antes e após a intervenção, para cada uma das técnicas seleccionadas. Através da estimativa de custos, pretende-se demonstrar que as técnicas de reforço de edifícios não se verificam tão dispendiosas e que, em caso de sismo, podem evitar o colapso das estruturas e salvaguardar vidas humanas e bens materiais.

1. INTRODUÇÃO

Os últimos sismos de elevada intensidade ocorridos na Europa revelaram que muitas cidades ou regiões poderão sofrer perdas económicas e humanas significativas, devido à vulnerabilidade dos edifícios de betão armado sem dimensionamento sismo-resistente. A maioria destes edifícios, construídos até finais da década de 70 do século XX, traduz uma capacidade sísmica deficiente. Este facto resulta da regulamentação estrutural vigente nessa época não incluir qualquer critério específico para o dimensionamento sísmico. Apenas para edifícios de grande envergadura, eram empregues metodologias e regras simplificadas para a consideração da acção sísmica. Em Portugal, só no início dos anos 80 surge a primeira norma a contemplar o cálculo sísmico, bem como a concepção e pormenorização estrutural. O presente artigo apresenta três soluções de reforço sísmico, aplicadas a um caso de estudo dos anos 50 do século XX, sendo analisado o custo de cada solução, numa perspectiva de contribuir para a aplicação de análises custo-benefício na escolha de soluções de reabilitação.

2. EVOLUÇÃO DAS TIPOLOGIAS CONSTRUTIVAS EM PORTUGAL

O património edificado é uma referência histórica, quer do ponto de vista social quer numa vertente mais técnica, exibindo elementos importantes para a compreensão do desenvolvimento evolutivo da capacidade humana de adaptação

ao meio circundante. As guerras e os desastres naturais foram no passado as causas que mais dizimaram o parque habitacional português, em particular o de Lisboa, tendo este sofrido grandes transformações desde os seus primórdios até à actualidade. Em termos construtivos, também o edificado português sofreu grandes modificações até à generalização do uso do betão armado, como solução corrente, a partir de meados de século XX [1].

Observando a evolução das práticas construtivas de edifícios através do tempo, é possível detectar variações não só em termos da arquitectura e tipologias construtivas mas também ao nível da concepção estrutural. Estas diferenças originam alterações significativas ao nível da resistência sísmica dos vários tipos de edifícios identificados.

2.1 Caracterização construtiva dos edifícios de betão armado

Em meados de 1950, com a generalização de soluções construtivas de betão armado – considerado o material estrutural de eleição – vai-se abandonando a madeira e substituindo os originais vigamentos assoalhados e leves por lajes de betão armado, consideravelmente mais pesadas. Posteriormente, substituem-se as tradicionais paredes resistentes de alvenaria de pedra e de tijolo por estruturas porticadas de betão armado, constituídas por pilares e vigas, formando reticulados mais ou menos regulares. Esta fase de transição dá-se durante aproximadamente 30 anos, traduzida pela experimentação e pelo abandono de diversas soluções, culminando no absoluto domínio do betão armado. Esta época é caracterizada por uma acentuada dispersão na variedade dos edifícios construídos, reflectindo-se na altura, no seu porte, implantação, soluções estruturais e acessos. São os edifícios que correspondem ao princípio da implementação dos regulamentos ao nível do betão armado e da construção [1].

Suscitado pela necessidade de construção em altura e pelas exigências de resistência face às acções sísmicas, surgiram os elementos verticais de elevada rigidez, sendo as caixas de escadas e de elevadores os mais vulgarizados, e ainda as paredes resistentes, aplicadas principalmente nas empenas.

Relativamente à arquitectura, são concebidas aberturas para as janelas bem maiores que as habituais nos períodos anteriores, e, em alguns casos, janelas em fita ao longo da parede. Os rés-do-chão são em muitos casos vazados, sem alvenaria, criando espaços amplos ajardinados. As paredes exteriores são de alvenaria de tijolo, geralmente duplas. A construção passa a apresentar aspectos bem distintos da sua linha arquitectónica, com edifícios altos e vários pisos abaixo do solo em zonas de renovação do parque ou em novas áreas urbanas [1].

2.2 Comportamento sísmico das estruturas de betão armado

A sismicidade de Portugal pode ser considerada globalmente moderada, embora várias regiões do país apresentem elevado risco sísmico. Estas regiões, nomeadamente o Algarve e Vale do Tejo, estão sujeitas a abalos de grande intensidade, ainda que distanciados por longos períodos de inactividade. Neste enquadramento, grande parte do edificado da cidade de Lisboa encontra-se em condições de segurança muito precárias, onde cerca de 50% dos edifícios necessitam de intervenções, e destes, 5% apresentam um estado de degradação muito avançado [2].

No que aos edifícios de betão armado diz respeito, verifica-se que apresentam deficiências estruturais, em particular os que ostentam estruturas sem ductilidade, concebidas à luz da regulamentação anterior a 1983. Nestas estruturas, a capacidade de dissipar a energia que lhe é transmitida pelo sismo é bastante reduzida, não havendo redistribuição dos esforços pelos diversos elementos estruturais. Segundo estudos realizados [3], em edifícios localizados em zonas de elevado risco sísmico, como Lisboa, apenas se verifica uma resistência aos sismos da ordem de 30% a 50% da exigida pela regulamentação actual, o que em caso de sismo pode ditar o seu colapso.

Nos edifícios com pisos vazados, influenciados pela arquitectura emergente dos anos 50 e 60, as principais anomalias revelam-se ao nível dos pilares daqueles pisos, concentrando-se aí esforços elevados, que podem levar a estrutura ao colapso. Outras deficiências típicas desta tipologia construtiva são o estrangulamento das secções dos pilares, pilares apoiados em vigas, vigas apoiadas em vigas, predominância de pórticos numa só direcção e vigas demasiado rígidas relativamente aos pilares. Em resumo, o deficiente comportamento dos edifícios de betão armado, com poucos colapsos mas com danos geralmente muito extensos, deve-se à deficiente disposição e pormenorização dos vários elementos estruturais e ao uso de betões de baixo desempenho mecânico [4].

3. REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Tendo a percepção das vulnerabilidades presentes neste tipo de estruturas e dos riscos associados, torna-se importante intervir e implementar técnicas de reforço sísmico que permitam melhorar o seu desempenho. Estas técnicas deverão ser adequadas às características de cada estrutura, caso a caso, proporcionando boas condições de contraventamento e rigidez, ou capacidade de absorção e dissipação dos esforços resultantes das acções dinâmicas. De um modo geral, as vulnerabilidades estruturais aparecem associadas aos processos construtivos, aos critérios de dimensionamento, e a patologias causadas pela idade e pela utilização do edifício [5].

As técnicas de reforço de edifícios utilizadas para aumentar a sua capacidade resistente à acção sísmica podem ser genericamente de três tipos: i) introdução de novos elementos resistentes, ii) reforço dos elementos estruturais existentes ou iii) combinação dos dois anteriores. A escolha de uma determinada solução de reforço, deve ser acompanhada de um estudo que contemple o comportamento sísmico da estrutura, nomeadamente a sua resistência e ductilidade, os custos directos associados à intervenção e os custos funcionais que resultam da interdição ou limitação da utilização do edifício por este estar parcialmente ou totalmente ocupado durante a execução dos trabalhos de reforço [5].

O reforço de um edifício, através da introdução de novos elementos resistentes, é particularmente adequado quando a distribuição dos elementos estruturais existentes não cumpre as regras da boa concepção sísmica, como por exemplo [5]: i) ausência de regularidade em planta, ii) ausência de simetria, ou iii) quando existe insuficiência no número de elementos resistentes verticais. A introdução dos novos elementos deve ser alvo de estudo, quer em termos de massa, quer em termos de rigidez, prevendo e minimizando os efeitos de torção. Esta técnica de reforço permite uma melhoria significativa do comportamento estrutural do edifício face às acções horizontais, reduzindo acentuadamente os esforços nos elementos existentes, uma vez que estes são transmitidos para os elementos estruturais adicionados. O reforço através da introdução de elementos resistentes pode ser, por sua vez, conseguido recorrendo a: i) paredes de betão armado, ii) a pórticos de betão armado ou ainda iii) através de elementos metálicos, sendo que cada uma das soluções apresenta as suas vantagens e desvantagens [5].

Quanto ao reforço de elementos existentes, é uma técnica adequada para estruturas que apresentem boa concepção sísmica, tanto em planta como em simetria, e em que a maioria dos elementos estruturais não estejam fragilizados [5]. As técnicas de reforço de elementos existentes mais utilizadas são: i) o reforço por encamisamento, ii) o reforço por adição de chapas ou perfis metálicos e iii) reforço por adição de fibras de carbono.

4. CASO DE ESTUDO

No desenvolvimento deste trabalho, surgiu a necessidade de se aplicar o tema tratado a uma situação real, bem patente no edificado português. Para tal, seleccionou-se um edifício de betão armado, localizado em Lisboa, e que representa uma das tipologias de edifícios mais vulneráveis em caso de sismo. O edifício seleccionado é um lote de uma unidade habitacional, representativo do tipo de edifício sem dimensionamento sismo-resistente, característico dos anos 60.

4.1 Descrição arquitectónica

As Unidades Tipo A da Av. Infante Santo, projectadas pelo arquitecto Alberto Pessoa entre 1949 e 1954, são compostas por cinco blocos de habitação colectiva e constituem um exemplo da arquitectura do Movimento Moderno em Portugal. Cada bloco estende-se ao longo de 11,1 m de comprimento, 46,1 m de largura, e detém uma altura de 29,4 m. De forma a resolver a relação com a topografia do terreno, cada unidade é formada por dois volumes distintos e autónomos, o corpo das lojas paralelo à via e semienterrado servindo como muro de suporte, e o bloco das habitações perpendicular à via e suspenso por pilares. São volumes levantados do solo, sem frente nem traseira declaradas, consistindo a sua orientação na materialidade e na relação com os blocos envolventes [6].

4.2 Descrição estrutural

O bloco de habitações é constituído por 10 pisos de altura, sendo um piso térreo e 9 elevados, dos quais o último é um terraço recuado. Os pórticos da estrutura definem a organização em planta e repetem-se com um espaçamento constante entre si de 3,80 m. Estes pórticos têm uma consola de 2,80 m em cada extremidade, formando assim treze módulos por piso. Os alinhamentos estruturais formados pelos pórticos definem os limites entre os fogos, embora a noção de planta

livre seja uma referência visível. O alinhamento longitudinal marca a linha de arranque das consolas e define o limite das varandas e da galeria de serviço. Nos 8 pisos destinados à habitação, as plantas repetem-se a cada dois andares devido à tipologia *duplex* dos apartamentos, diferenciando-se apenas na abertura da laje para a escada interior que liga os pisos inferiores (1º, 3º, 5º, 7º) aos pisos superiores (2º, 4º, 6º, 8º).

A estrutura principal é constituída por pórticos de betão armado transversais, formados por pilares e vigas com um tramo central e dois em consola em cada extremo. Segundo consta no projecto, as lajes são de betão armado, aligeiradas com elementos vazados de abobadilha cerâmica, e as duas lajes em consola são maciças de betão armado. A estrutura do bloco comercial é também ela constituída por pórticos transversais. Estes pórticos além da função de suporte de cargas verticais, servem ainda como suporte para o impulso de terras, formando um muro de suporte com contrafortes. Segundo a memória descritiva, o autor do projecto considerou que a acção do vento seria suficiente para a verificação da estabilidade quanto às acções horizontais, desprezando assim a acção sísmica. A justificação foi baseada na localização do edifício, e no facto de ser pouco provável a ocorrência de vento e sismo na mesma direcção em simultâneo [6].



Figura 1: Perspectiva do conjunto da Av. Infante Santo nos anos 50

4.3 Técnicas de reforço consideradas

A definição da técnica de reforço sísmico a utilizar e o tipo de intervenção são processos complexos que têm que atender a inúmeros factores condicionantes. Questões de natureza socioeconómica, de segurança e a relação custo-benefício devem ser sempre equacionadas, nomeadamente se se tratarem de edifícios de interesse nacional, cultural ou histórico. A duração do trabalho e a interrupção ou condicionamento da utilização constituem aspectos que devem ser tidos em conta, assim como a funcionalidade e compatibilidade estética e arquitectónica da intervenção com o projecto inicial.

A estratégia de reabilitação sísmica a adoptar depende do resultado da análise realizada à estrutura, sendo que a opção pelo reforço local poderá ser adequada nos casos em que a maioria dos elementos não forem muito frágeis e tiverem um bom comportamento face a solicitações sísmicas na estrutura reabilitada. No caso de estruturas em que muitos dos seus elementos possuam deficiente comportamento sísmico, dificilmente a opção pelo reforço local será suficiente para garantir uma boa resposta estrutural. Na maioria dos casos a melhor solução de melhoramento do comportamento sísmico das estruturas passa pela combinação de soluções pertencentes a estas duas famílias de estratégias.

No caso do edifício estudado, concluiu-se que o reforço deveria ser realizado ao nível do piso vazado de modo a poder ser corrigida a irregularidade arquitectónica-estrutural verificada, adicionando rigidez local em falta devido à ausência de paredes de alvenaria. A abordagem de intervenção proposta teve assim como propósito, o acréscimo de rigidez, optando-se pela análise de três soluções técnicas diferentes, de forma a identificar qual a mais adequada face às exigências da regulamentação. As soluções técnicas escolhidas são detalhadas nos parágrafos seguintes, sendo as seguintes: i) contraventamento metálico, ii) adição de paredes resistentes de betão armado e iii) encamisamento de pilares com betão armado.

O presente estudo contemplou as referidas soluções de reforço global por estas terem sido alvo de estudos anteriores, do qual se pretende dar um seguimento na quantificação de custos.

4.3.1 Contraventamentos metálicos

Os contraventamentos metálicos constituem uma opção técnica quando o objectivo do reforço global é melhorar a rigidez de uma estrutura. Embora não sejam tão eficientes como o reforço com recurso a paredes de betão armado – pois exige a instalação de níveis de deformação lateral consideráveis – esta solução não necessita porém de intervenções de reforço ao nível das fundações e a sua montagem não é tão intrusiva como a da adição de paredes resistentes. O reforço com contraventamentos metálicos é realizado em vãos criteriosamente escolhidos, de forma a dotar a estrutura de adequada capacidade resistente aos sismos, no entanto, a ligação entre os vários perfis e os elementos estruturais poderá ser laboriosa e dispendiosa. A sua posição e geometria, geralmente instalados em fachadas de forma a minimizar os trabalhos e distúrbios da sua instalação, são condicionados por restrições arquitectónicas, janelas e portas [7].

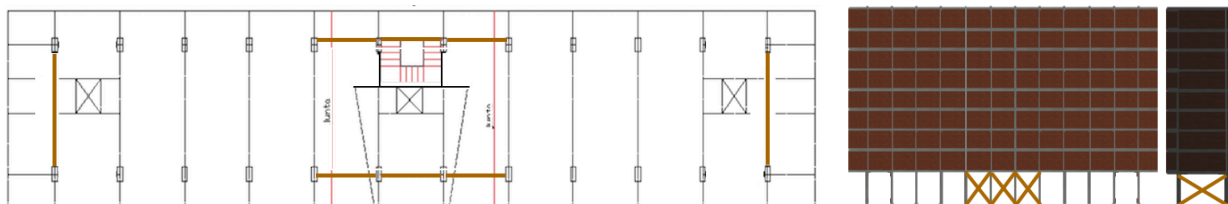


Figura 2: Localização dos contraventamentos metálicos

4.3.2 Adição de paredes resistentes de betão armado

Uma das técnicas mais usadas no reforço de edifícios com comportamento sísmico deficiente é a introdução de paredes resistentes de betão armado nomeadamente para o mecanismo de *soft-storey*. Esta solução baseia-se na aplicação de novas paredes de betão armado, adequadamente distribuídas pela estrutura, de forma a evitar irregularidades de rigidez que possam induzir a torção do edifício. Devido à rigidez que dispõem, estas paredes protegem os elementos existentes controlando a deformação lateral dos pisos. A adopção desta técnica em edifícios com fundações deficientes poderá implicar o reforço das fundações de modo a resistir a acções sísmicas de maior intensidade. Como tal, revela-se uma solução muito dispendiosa e tecnicamente exigente, tornando-se assim impraticável ou de difícil execução [7].

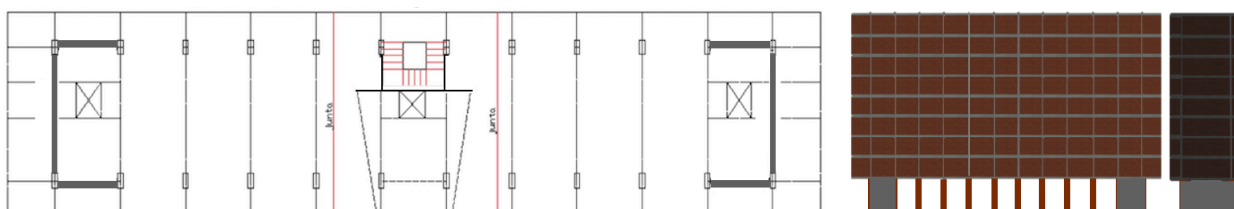


Figura 3: Localização das paredes de betão armado

4.3.3 Encamisamento dos pilares com betão armado

O encamisamento em betão armado é a técnica de reforço mais comum para melhorar o desempenho dos elementos estruturais. É uma técnica particularmente eficiente na correcção de deficiências de resistência ao corte e à flexão e/ou capacidade de deformação, na correcção de zonas com insuficiente comprimento de sobreposição das armaduras nas zonas das emendas. Embora seja de fácil execução, não se trata de uma estratégia económica para o reforço e aumento da rigidez generalizada, pois implica intervenções em praticamente todos os elementos verticais da estrutura, aumentando os custos directos, mas também os custos associados à desocupação temporária do edifício [7].

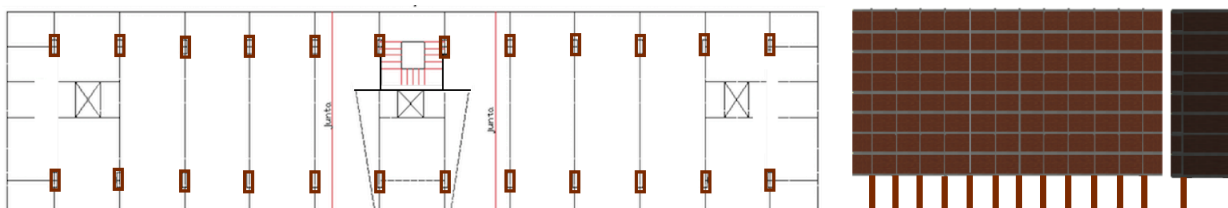


Figura 4: Encamisamento de pilares com betão armado

4.4 Estimativa de custos das diferentes soluções de reabilitação propostas

O edifício em estudo apresenta características construtivas que permitem a introdução de diversas soluções de reforço. A eficiência dos reforços propostos poderá ser avaliada tendo em conta dois parâmetros principais: a melhoria ou aumento do desempenho sísmico do edifício e os custos envolvidos (custo do reforço, da reparação do dano sísmico do edifício, da reparação do dano no “recheio” e das perdas humanas). No que se refere à melhoria do desempenho sísmico encontra-se em fase de conclusão um conjunto de análises estáticas não-lineares com vista à obtenção das novas curvas de capacidade características dos edifícios reforçados para comparação com as curvas de capacidade já determinadas para o edifício não reforçado. As parcelas da reparação do dano sísmico do edifício, da reparação do dano no “recheio” e das perdas humanas encontram-se fora do âmbito do trabalho em desenvolvimento. Assim, e com base nas técnicas de reforço sumariamente apresentadas em 4.3, procedeu-se à estimativa da parcela de custos do reforço de cada uma das soluções, tendo-se obtido os valores indicados nas Tabelas 1 a 3, apresentados em termos globais por capítulos.

Tabela 1 – Estimativa de custos da solução com contraventamentos metálicos

Contraventamentos metálicos		
Cap.	Descrição	Custo (€)
1.	Organização e gestão do estaleiro	3 500,00
2.	Demolições	88,40
3.	Estruturas metálicas	30 536,07
4.	Pintura	3 092,75
Total		37 217,22

Tabela 2 – Estimativa de custos da solução com adição de paredes resistentes de betão armado

Adição de paredes de betão armado		
Cap.	Descrição	Custo (€)
1.	Organização e gestão do estaleiro	3 000,00
2.	Demolições	1 710,00
3.	Movimentos de terras	2 503,74
4.	Estruturas de betão armado	15 125,80
5.	Revestimentos e acabamentos	3 458,00
Total		25 797,54

Tabela 3 – Estimativa de custos da solução com encamisamento de pilares com betão armado

Encamisamento de pilares com betão armado		
Cap.	Descrição	Custo (€)
1.	Organização e gestão do estaleiro	3 500,00
2.	Demolições	265,28
3.	Movimentos de terras	3 839,63
4.	Estruturas de betão armado	24 712,62
5.	Revestimentos e acabamentos	8 112,00
Total		40 429,53

Das soluções analisadas, observou-se que a adição de paredes de betão armado é a que implica custos mais reduzidos. As outras duas soluções traduzem valores de custos muito próximos, sendo as parcelas responsáveis pela diferença com a solução anterior as estruturas metálicas, no caso do contraventamento com elementos metálicos, e as estruturas de betão armado e revestimentos e acabamentos, no caso de encamisamento de pilares com betão armado. Estas parcelas correspondem a cerca de 80-90% dos custos finais da intervenção, enquanto que na adição de paredes de betão armado estas parcelas correspondem a valores significativamente mais baixos.

5. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objectivo a avaliação de soluções de reforço em edifícios de betão armado com rés-do-chão vazado, quando sujeitos a acções sísmicas. Este tipo de edifícios tem um comportamento típico de *soft-storey*, sendo o 1º piso o mais vulnerável.

Analisando o caso de estudo, apenas a técnica de contraventamentos metálicos conseguiu eliminar o mecanismo de *soft-storey*. Embora as restantes técnicas tenham registado um acréscimo de rigidez superior à necessária para eliminar esta irregularidade, nenhuma conseguiu eliminar este mecanismo. A solução de reforço com contraventamentos metálicos foi a solução de reforço com melhor eficiência na redução do *drift* máximo, embora por conseguinte, tenha sido a que mais agravou os *drifts* nos restantes pisos com paredes de alvenaria. Os danos provocados nas paredes de alvenaria foram reduzidos, verificando-se apenas fissuração diagonal.

A tomada de decisão sobre projectos de investimento deverá ser suportada por uma análise custo-benefício assente em modelos económicos de custo-benefício, que contemple as áreas técnicas, financeiras, ambientais, de desenvolvimento económico e social, entre outros. Sintetizando, o objectivo de uma análise custo-benefício consiste em determinar se um projecto de reabilitação ou reforço da estrutura de um edifício é ou não viável, do ponto de vista do bem-estar social, através da soma algébrica dos seus custos e benefícios associados. Como tal, é necessário prever os efeitos económicos do projecto, quantificar esses efeitos, e calcular a sua rentabilidade económica por via de um indicador preciso que permita formular uma opinião concreta em relação ao desempenho esperado do referido projecto [8].

A utilização desta metodologia assente em modelos económicos de custo-benefício tem sido já diversas vezes proposta para o desenvolvimento de estudos de viabilidade económica da reabilitação de edifícios. Neste tipo de estudos, a decisão sobre a estratégia a adoptar reveste-se de grande importância, tendo em consideração o número de alternativas possíveis e o nível de desempenho que se pretende atingir. Esta metodologia, quando aplicada a projectos de reabilitação e/ou reforço de estruturas, pode constituir uma ferramenta poderosa e de grande funcionalidade, contribuindo assim para o processo de tomada de decisão, comparando a eficiência das diferentes estratégias em termos de relação custo-benefício. As análises custo-benefício podem ainda determinar se os benefícios futuros das estratégias a adoptar justificam os custos actuais do projecto de reabilitação da estrutura [9].

Uma estratégia de reforço estrutural que vise obter o aumento da rigidez de uma estrutura face ao custo associado permite aos intervenientes planear de forma mais eficiente, todos os encargos inerentes à implementação da referida estratégia, e, consequentemente, obter a curva de custo-benefício com o respectivo nível optimizado, transformando a redução nos custos em benefícios o que conduz a uma maior margem de rentabilidade do investimento.

A abordagem custo-benefício das soluções de reforço apresentadas neste artigo constitui um dos objectos de estudo de uma dissertação de mestrado em desenvolvimento ao abrigo do protocolo LNEC/ULHT. Os resultados obtidos serão objecto de futuras publicações.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Córias, V. *et. al.* “Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”. SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2001.
- [2] Sousa, M. L. *et. al.* “Levantamento do Parque Habitacional de Portugal Continental para o Estudo da sua Vulnerabilidade Sísmica com Base nos Censos 2001”. Relatório 205/03, DE/NESDE. LNEC, Lisboa, 2003.
- [3] Appleton, J. “Reforço sísmico de estruturas de betão armado”. Encontro Nacional de Betão Estrutural, Guimarães, 2008.
- [4] Carvalho, E. *et. al.* “Classificação tipológica do Parque Habitacional de Portugal Continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica”. 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2011.
- [5] Varum, H. *et. al.* “Reforço Sísmico do Património edificado em betão armado”. 2º Seminário – A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, Porto, 2005.
- [6] Alberto Pessoa. Memória Descritiva e Justificativa do Lote 2 da Unidade Habitacional Tipo A da Avenida Infante Santo, Lisboa, 1954.
- [7] Varum, H. “Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado”. Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil.
- [8] Guia para a Avaliação do Desenvolvimento Socioeconómico – EVALSED, Manual Técnico II: Métodos e Técnicas (plataforma de recursos). Comissão Europeia, 2004 e Observatório QREN, 2013.
- [9] Falcão Silva, M. J. *et. al.* “Proposta de Metodologia para uma Análise Custo-Benefício de Projectos de Reabilitação de Estruturas de Edifícios”. 5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 2014.

Anexo B

Artigo intitulado “*Seismic reinforcement of concrete buildings*” (Silva, et al., 2015),
apresentado na conferência M2D’2015

PAPER REF: 5677

SEISMIC REINFORCEMENT OF CONCRETE BUILDINGS

Manuel Tavares da Silva^(*), Maria João Falcão Silva

Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias, Lisboa, Portugal

^(*)Email: matsilva@lnec.pt

ABSTRACT

This study intends to identify structural vulnerabilities, and therefore recognize the necessity of seismic reinforcement at concrete buildings without earthquake-resistant design. Based on a case of study, it is intend to demonstrate that it is possible to provide this type of constructions with resistant capacity, using appropriate reinforcement techniques. Some final remarks are presented and discussed.

Keywords: Seismic reinforcement, concrete buildings, reinforcement techniques, capacity curves.

INTRODUCTION

The last earthquakes occurred in Europe revealed that in case of severe earthquakes, many cities or regions may suffer economic and human significant losses, because of the vulnerability of concrete buildings without earthquake-resistant design. Most of these buildings, built in the end of the 70's of 20th century, reflect poor seismic capacity. This fact results from the current structural regulations of that time that didn't include any specific criteria for seismic design. Only for large-scale buildings, were employed simple methodologies and rules for consideration of the seismic action. In Portugal, only in the early 80's appears the first rule to contemplate the seismic analysis, as well as the design and structural detail.

VULNERABILITIES OF CONCRETE BUILDINGS

Knowing the vulnerabilities of this type of buildings and the associated risks, it is important to intervene and implement seismic reinforcement techniques to improve their performance. These techniques should be appropriate to the characteristics of each structure, case by case, providing good conditions for bracing and stiffness, or absorption capacity and dissipation of the resulting efforts of dynamic actions.

In general, the structural weakness appears associated with the construction processes used during the construction, the design criteria, and pathology caused by age and the use of the building.

Relatively to intervention, it is important to understand that the reinforcing solution of a concrete structure is based on a study in which are equated the characteristics of the building, the reinforcement technique to implement and which are the objects to achieve.

The reinforcement techniques used to increase the resistant capacity seismic consist in two situations, through the introduction of new resistant elements, or reinforcement of structural existent elements. The selection of a reinforcement solution is accompanied by an analysis that contemplates the seismic behaviour of the structure, the direct costs associated to the intervention and the functional costs of hindering the use of the building because this is partially or fully occupied during its execution.

RESULTS

Taking as an example, it was analysed a case of study that reflects the situation of the portuguese built. This is a block located in Lisbon, representative of the type of buildings without earthquake-resistant design, characteristic of the 60's. The building rises above 8 floors, supported by pillars, ground floor leaked, and two trading floors perpendicular to the residence block. This residence unit was the subject of previous studies.

The numerical modelling of the building was made using the *SeismoStruct* program, and the intended of this program was to reproduce the expected behaviour of the structure when subjected to seismic actions, in order to give a greater degree of veracity and support to the conclusions drawn from this study.

Initially, were tested three reinforcement solutions (metal cross-bracing, *Buckling Restrained Braces* and base isolation) in order to eliminate the fragility checked at the ground floor level. However, the base isolation technique was excluded due to the irregularity of the height of the building, and at this case that was not a good solution.

Through their capacity curves was obtained a increase of structure stiffness, a decrease of maximum drift, a decreased of basal shear force and a increased of energy dissipation. This study is still in the development stage, promising future developments.

FINAL REMARKS

The global safety of buildings with a potential mechanism of soft-storey has been studied, as well as the influence of the presence of masonry walls at the structural response. The results of pushover analysis allowed to verify that between the two reinforcement solutions tested, the most effective to reduce the drift at the first floor was the metal cross-bracing, eliminating the soft-storey mechanism. It was also concluded that the solution of the *Buckling Restrained Braces* was the solution that less increased the value of the maximum base shear in the structure.

ACKNOWLEDGMENTS

The author gratefully thanks by the help and support shown by Eng.º António Correia (LNEC - Departamento de Estruturas, NESDE) in building modeling.

REFERENCES

- [1]-Rodrigues, H. Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005.
- [2]-Varum, H.; Costa, A.; Pinto, A. Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado, 2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação.
- [3]-Appleton, J. "Reforço sísmico de estruturas de betão armado", Encontro Nacional de Betão Estrutural, 2008.
- [4]-Degée H., Haremza C., Plumier A. - Innovation in Earthquake Resistant Design (INERD), an antiseismic concept [Versão electrónica].
- [5]-Martinez-Romero, E. - Experiences on the use of supplementary energy dissipaters on building structures - Earthquake Spectra, Vol. 9, 1993.

Anexo C

Artigo intitulado “*Cost-benefit analysis approach for structural reinforcement of "pilotis" building structures*” (Silva et al., 2017), apresentado para a conferência M2D’2017

PAPER REF: 6805

COST-BENEFIT ANALYSIS APPROACH FOR STRUCTURAL REINFORCEMENT OF “PILOTIS” BUILDING STRUCTURES

Manuel Tavares da Silva, Maria João Falcão Silva^(*), António Cabaço

Buildings Department, LNEC, Lisbon, Portugal

^(*)*Email:* mjoaofalcao@lnec.pt

ABSTRACT

In the present paper, some strategies for the rehabilitation of reinforced concrete buildings supported on "pilotis" are presented and it is proposed the development of a CBA for the same structure with and without the different selected interventions. Through the estimation of the costs associated with interventions for each solution used, and the assessment of the benefits that each solution added to the structure, it is intended that the application of a cost-benefit analysis model (CBAM) would support the stakeholders decision of the in a rehabilitation process for certain buildings.

Keywords: reinforced concrete structures, pilotis, structural rehabilitation, cost-benefit analysis, decision support.

INTRODUCTION

The last high intensity earthquakes occurred in Europe revealed that many cities or regions may suffer significant human and economic losses, because of the vulnerability of some reinforced concrete buildings without earthquake-resistant design. Most of these buildings, built until the end of the 1970s, have poor seismic resisting capacity. This fact results from the structural regulation at the time did not include any specific criteria for seismic design (Falcão Silva et. al.; 2014).

In the actual situation the country experiences, economic and efficient rehabilitation interventions in existing buildings should be assumed as priorities. The selection of techniques to be implemented should include a cost estimate, encompassing the respective work and disturbances, as well as an estimate of the benefits of the intervention (Mishan; 1998) (EVALSED; 2013).

The present paper presents three seismic strengthening solutions applied to a reinforced concrete building built during the 1950s, being analyzed the cost of each solution, in order to contribute to the implementation of cost-benefit analysis for the rehabilitation solutions choosing.

RESULTS AND CONCLUSIONS

For a case-study it was selected a reinforced concrete building located in Lisbon, representing one of the most vulnerable typologies in case of an occurrence of a seismic event. The selected building belongs to a set of housing units, representative of the reinforced concrete building without earthquake-resistant design, characteristic of the 1960s. The buildings units under study correspond to an example of the Modern Architecture in Portugal (Tavares da Silva et. al; 2016a).

The case-study building has constructive characteristics that allow the introduction of several reinforcement solutions, such as: i) metallic bracing; ii) reinforced concrete bearing walls; iii) reinforced concrete jacketing of columns. The efficiency of the proposed solutions may be assessed taking into account: i) the improvement of the seismic performance of the building; ii) the costs of each strengthening strategy; iii) the relationship between costs and benefits which may include, in addition to the direct reinforcement cost, the interventions costs in building repair for any damage resulting from seismic actions, the damage repair costs in the "filling" and, even, the "costs" of human losses (Tavares da Silva et. al; 2016b).

Non-linear static analysis, i.e. adaptive pushovers, was performed for that building. Data from adaptive pushover analysis allowed tracing the capacity curves, displacement profiles and drifts. The resulting capacity curves indicate that the metal bracing was the technique which provided a higher increase for the initial stiffness.

The use of methodologies based on cost-benefit analysis (CBA) may contribute in a very positive way to the decision process concerning building rehabilitation investment projects (Falcão Silva et. al.; 2014). The software M-MACBETH (M-MACBETH; 2016), used in the scope of the work developed, provides a methodology to support decision process by evaluating the different options of a project, taking into account a multiple criteria analysis, which is one of the parts of CBA methodology.

Based on the assumptions considered, the M-MACBETH software calculated the overall weighting of each of the solutions considered, and it was observed that the intervention option with the highest benefit corresponds to the metal bracing, with a score of 89.25. It appears that the option corresponding to the lowest value of the ratio cost / benefit (C / B) represents the most favorable option because it represents a major benefit for the same cost. The most attractive technique corresponds to the use of metallic bracing with a C / B of 687.65 against C / B 895.69 and 1278.12 for structural rehabilitation using reinforced concrete jacketing and reinforced concrete bearing walls addition, respectively (Tavares da Silva et. al; 2016b).

REFERENCES

- [1]-Falcão Silva MJ, Salvado F, Coelho E, Proposta de Metodologia para uma Análise Custo-Benefício de Projectos de Reabilitação de Estruturas de Edifícios. 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 2014.
- [2]-Mishan E, Cost-Benefit Analysis. Forth Edition. New York, 1998.
- [3]-EVALSED, Guia para a Avaliação do Desenvolvimento Socioeconómico - EVALSED", Manual Técnico II: Métodos e Técnicas (plataforma de recursos). Comissão Europeia e Observatório QREN, 2013.
- [4]-M-MACBETH, www.m.macbeth.com/ (accessed 30 May 2016).
- [5]-Bana e Costa C, Corte J, Vansnick J, MACBETH. International Journal of Information Technology & Decision Making, 2012, 11(2), 359-387.
- [6]-Tavares da Silva M, Falcão Silva MJ, Cabaço A, A cost-benefit approach for the rehabilitation of reinforced concrete structures supported by "pilotis", CINPAR2016, Casa das Artes, Porto, 2016a.
- [7]-Tavares da Silva M, Falcão Silva MJ, Cabaço A, Aplicação de uma análise custo-benefício na reabilitação de estruturas de betão armado apoiadas em "pilotis", BE2016, FCTUC, Coimbra, 2016b.