



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Ana Mafalda de Carvalho Henriques

ISOLAMENTO DE BASE PARA REABILITAÇÃO SÍSMICA
DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas, orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Novembro de 2020

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Ana Mafalda de Carvalho Henriques

ISOLAMENTO DE BASE PARA REABILITAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

BASE ISOLATION FOR SEISMIC RETROFITTING OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade.

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC
declina qualquer responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões que possa conter.

Coimbra, Novembro de 2020

1 2  9 0

UNIVERSIDADE D
COIMBRA

AGRADECIMENTOS

A finalização desta etapa da minha vida não seria possível sem o apoio de todas as pessoas que me acompanharam ao longo deste percurso.

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer aos meus orientadores. Ao Professor Doutor Paulo Providência, pelo apoio, paciência, disponibilidade e conhecimentos transmitidos ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Ao Professor Doutor Anísio Andrade por toda ajuda, dedicação e ensinamentos transmitidos ao longo destes anos de percurso académico, mas sobretudo por toda amizade.

A todos os meus colegas e amigos, com quem partilhei estes seis anos de curso. À Catarina, por ser uma alegria constante, ao Felipe, por todos os momentos partilhados (alguns um tanto insólitos), à Diana e à Rititi, as minhas queridas companheiras de culinária, ao Nuninho, à Raquel, à Viviane, ao Zezinho, ao Moisés, ao Heitor e à Aninha. A todos um grande obrigado! Um especial agradecimento ao meu amigo Vinhas, que, provavelmente sem o saber, ajudou-me em inúmeros momentos com todos os seus conselhos sinceros e palavras amigas, e por nunca ter duvidado das minhas capacidades. Obrigada “Bigodes”!

À minha melhor amiga, a Maria Pitucha, que mesmo não estando sempre por perto esteve sempre presente.

Ao Guia, o meu namorado e melhor amigo, por todo o amor, dedicação e paciência, e por ser, sem sombra de dúvidas, o melhor que o curso me deu.

E finalmente, aqueles a quem mais agradeço e a quem dedico este trabalho, a minha família: à minha Mãe e ao meu Pai, aos meus irmãos, Sara e Manel, e à minha Avó. Aos meus pais agradeço do fundo do coração tudo o que fizeram por mim, por nunca terem deixado de acreditar em mim e por estarem sempre ao meu lado, a apoiar-me e a incentivar-me mesmo quando não entendiam algumas das minhas decisões. Sem eles nada disto seria possível e espero um dia lhes poder retribuir. A eles, lhes dedico este trabalho.

RESUMO

A ação sísmica pode ter efeitos muito significativos em grande parte do território nacional, tendo de ser considerada na avaliação da segurança, condições de serviço e outros parâmetros associados ao desempenho estrutural. Porém, uma grande parte do edificado em território nacional foi erigida antes de meados da década de 1980, altura a partir da qual a legislação passou a contemplar de forma adequada a ação sísmica. Ou seja, são muitas as construções cuja segurança relativa à ação sísmica deveria ser avaliada e que, eventualmente, deveriam ser sujeitas a uma intervenção de reabilitação sísmica.

O isolamento sísmico ou isolamento de base é uma técnica cuja aplicação ao setor da construção, e dos edifícios em particular, é relativamente recente. Popularizou-se primeiro no Japão, mas rapidamente se expandiu, atingindo muitas outras regiões como os EUA, que abordaram a técnica seriamente com generosas campanhas de investigação que culminaram num corpo regulamentar robusto, e também a Europa, particularmente a Itália, cujo edificado apresenta bastantes semelhanças com o nosso.

O motivo do relativo sucesso desta técnica, particularmente na área da reabilitação (embora seja igualmente interessante para novas edificações), deve-se (i) à intervenção no edifício ser relativamente localizada, (ii) a existirem diversas soluções disponíveis no mercado, não apenas de produtos, mas de empresas de construção aptas, e (iii) à análise e dimensionamento (pelo menos a fase de pré-dimensionamento geral, como se concluiu neste trabalho) se basearem num modelo simples e em cálculos também acessíveis. Esta combinação de fatores resulta numa opção de reabilitação sísmica fortemente competitiva, quando não vedada pelas condições do terreno.

Neste trabalho apresenta-se uma visão genérica do isolamento sísmico de base como técnica de reabilitação estrutural sísmica, e, a título de exemplo, aplica-se o isolamento de base à estrutura de um edifício dimensionado numa disciplina do curso, efetuando-se a análise e pré-dimensionamento da solução com base no método simplificado do Eurocódigo 8 - Parte 1. Este exemplo é acompanhado da análise e discussão de alguns aspetos importantes relativos a esta técnica e, nomeadamente, ao próprio método simplificado.

Palavras-chave: Reabilitação Sísmica, Edifícios de Betão Armado, Isolamento de Base, Apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo, Análise Linear Simplificada.

ABSTRACT

Seismic actions can have very significant effects in much of the national territory, and they must be considered for the purpose of assessing safety, service conditions and other parameters associated with structural performance. However, a large part of the building stock in Portugal was erected before the mid-1980s, hence before the legislation started to satisfactorily consider seismic actions. In other words, there are many constructions whose safety with respect to seismic actions should be assessed and possibly subject to retrofitting.

Base isolation is a technique whose application in the construction industry is relatively recent, in particular to buildings. It first became popular in Japan, but quickly disseminated to other regions of the globe, such as the USA, which took the technique seriously with generous research campaigns that culminated in a robust regulatory framework, and Europe, particularly Italy, which shares many similarities with our country with regard to building stock.

The relative success of this technique, particularly in the area of structural retrofitting (although it is also interesting for new buildings), is due to (i) the intervention in the building being relatively localized, (ii) the availability of solutions on the market, both in terms of systems and qualified contractors, and (iii) the simplicity of the model and calculations on which the general pre-design phase, at least, can be based (as concluded in this work). This combination of factors results in a highly competitive seismic retrofitting solution, when not limited by ground conditions.

This work presents an overview of base isolation as a seismic retrofitting technique. As a case study, base isolation is applied to a reinforced concrete building structure designed, without base isolation, in a previous curricular unit of the master's degree syllabus. The simplified method of Eurocode 8 – Part 1 is used to model and design the base isolation system. This case study motivates the discussion of certain aspects related to the technique itself and to the simplified method in particular.

Keywords: Seismic Retrofitting, Reinforced Concrete Buildings, Base Isolation, Lead Rubber Bearings, Simplified Linear Analysis

ÍNDICE

1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento geral do trabalho e objetivos	1
1.2. Estrutura da Dissertação	2
2. Reabilitação sísmica de edifícios de betão armado	4
2.1. Regulamentação sísmica no Mundo e em Portugal.....	4
2.1.1. Evolução da Regulamentação sísmica em Portugal	4
2.1.2. Sismicidade e vulnerabilidade sísmica em Portugal.....	6
2.2. Vulnerabilidade e reabilitação sísmica de edifícios de betão armado	9
2.2.1. Reparação de elementos	9
2.2.2. Reforço local e global da estrutura por aumento da resistência e/ou rigidez	10
2.2.3. Reforço estrutural por redução da resposta sísmica da estrutura.....	13
3. Isolamento sísmico de base	16
3.1. Conceito.....	16
3.2. Aspectos Gerais.....	19
3.3. Tipos de sistemas de isolamento sísmico de base	22
3.3.1. Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (<i>HDRB</i>).....	22
3.3.2. Apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo (<i>LRB</i>)	24
3.3.3. Sistemas Pendulares com Atrito (<i>FPS</i>)	25
3.4. Métodos de Análise	27
3.4.1. Análise linear simplificada	29
3.5. Reabilitação sísmica com isolamento sísmico de base.....	32
3.5.1. Vantagens e desvantagens do reforço por isolamento sísmico em relação ao reforço por aumento da resistência	32
3.5.2. Procedimento de intervenção	33
4. Caso de Estudo	35
4.1. Enquadramento.....	35

4.2. Características gerais do edifício	35
4.3. Caracterização das ações	36
4.3.1. Cargas de projeto	36
4.3.2. Ação sísmica.....	37
4.4. Estrutura com base fixa	39
4.5. Estrutura com base isolada	41
4.5.1. Período fundamental da estrutura de base fixa e CR dos isoladores	41
4.5.2. Sistema de isolamento com apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB) ...	43
5. Conclusões e Propostas para Trabalhos Futuros	52
6. Referências Bibliográficas.....	56
Anexos	1
Anexo A - Resultados da análise de vibrações do modelo da estrutura com base fixa	A-1
Anexo B – Excerto dos catálogos dos aparelhos LRB-S da empresa FIP Industriale.....	A-2
Anexo C – Excerto dos catálogos dos aparelhos de borracha livres Vasoflon da empresa FIP Industriale	A-3

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Mapa da sismicidade em Portugal Continental e região Atlântica entre os anos de 1300 e 2014 (retirado de Ferrão et al., 2015).	7
Figura 2.2- Estratégias para aumentar a capacidade sísmica (ou de reforço sísmico) de estruturas (Costa e Providência, 2019).....	11
Figura 2.3- Exemplos de reforço local de pilares de betão armado: (a) encamisamento com betão armado; (b) encamisamento metálico; (c) encamisamento com FRP (LNEC).....	12
Figura 2.4- Exemplos de reforço global de uma estrutura: (a) adição de contraventamento metálico; (b) adição de parede resistente de betão armado.	13
Figura 2.5- Esquema da resposta de um oscilador linear de 1 GDL à ação sísmica, em função do tipo de intervenção de reabilitação: A – contraventamento, B – isolamento de base, C – dissipação de energia, D – B+C, (Costa e Providência, 2019).....	14
Figura 2.6- Blocos de apoio de borracha em associação com dissipadores (Guerreiro, 2009).15	
Figura 2.7- Contraventamento metálico com dissipadores axiais de energia (Costa et al., 2013).	15
Figura 3.1- Ilustração esquemática do comportamento, face a uma ação sísmica, de uma estrutura de base (a) fixa (b) isolada (adaptado de Figueiredo, 2007).	17
Figura 3.2- Representação do espetro de resposta de (a) acelerações e (b) deslocamentos, relativo a uma dada ação sísmica, para diferentes valores de coeficiente de amortecimento relativo (adaptado de Grant, 2017).	18
Figura 3.3- Diferentes localizações do sistema de isolamento (Figueiredo, 2007).....	20
Figura 3.4- Ligação flexível ao exterior de (a) conduta de gás e (b) cabos elétricos. (c) Conduta para atravessamento do isolamento. (d) Base do núcleo de elevadores (Figueiredo, 2007). ...	21
Figura 3.5- (a) Corte representando a estrutura interna de um apoio HDRB (FIP Industriale, 2016b) e sua (b) aplicação em obra (Figueiredo, 2007).	23
Figura 3.6- Representação da relação tensão-extensão de um apoio HDRB, para extensões de 50, 100 e 150%, sob ensaio cíclico de corte (adaptado de Grant, 2017).	24
Figura 3.7- Representação da estrutura interna de um apoio LDR, (FIP Industriale, 2016c). .	24
Figura 3.8- (a) Comportamento mecânico do chumbo, borracha natural e do apoio LRB para ações de corte. (b) Relação força-deslocamento de um apoio LRB sob ensaio cíclico de corte, (adaptado de Figueiredo, 2007).	25
Figura 3.9- Aparelho de apoio FPS: (a) instalação na ponte Kealakaha, Havai, (b) representação esquemática das principais componentes e (c) movimentação (Figueiredo, 2007).	26

Figura 3.10- Comportamento histerético bilinear e respetiva aproximação linear equivalente (Grant, (2017)).	28
Figura 3.11- Algoritmo desenvolvido para a análise linear simplificada.	31
Figura 4.1- (a) Modelo estrutural (<i>Robot Structural Analysis 2019</i>). (b) Planta estrutural da cave (<i>AutoCAD 2018</i>).	36
Figura 4.2- Forma do espetro de resposta elástica de acelerações (Figueiredo, 2007)	37
Figura 4.3- Zonamento sísmico nacional (adaptado de EC8-1, 2010)	38
Figura 4.4- Numeração dos pilares da cave.	40
Figura 4.5- Distribuição dos dispositivos de apoio em planta.	42
Figura 4.6- Aproximação bilinear do comportamento histerético de um apoio LRB (adaptado de FIP Industriale, 2016)	46
Figura 4.7- Evolução da aceleração espectral da estrutura de base fixa ($\xi=5\%$) para a de base isolada, para a (a) ação sísmica do tipo 1 e a (b) ação sísmica do tipo 2	48
Figura 4.8- Nova configuração da distribuição dos dispositivos de apoio em planta.	49
Figura 4.9- Variação da aceleração espectral da estrutura de base fixa ($\xi=5\%$) para base isolada, para a ação sísmica do (a) tipo 1 e do (b) tipo 2.	51

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1- Evolução temporal dos regulamentos para o projeto de estruturas para resistência ao sismo (adaptado de Proença e Gago, 2011).....	5
Tabela 2.2- Percentagem de edifícios em Portugal, Lisboa e Algarve, de acordo com a data de construção (Censos, 2011).....	8
Tabela 2.3- Percentagem de edifícios com estrutura de betão armado em Portugal, Lisboa e Algarve, de acordo com a data de construção (Censos, 2011).....	8
Tabela 4.1- Valores recomendados pelo EC8 para os parâmetros que definem os espectros de resposta elástica	38
Tabela 4.2- Resultados da análise de vibrações do modelo com base fixa (três primeiros modos de vibração)	41
Tabela 4.3- Coordenadas do centro de massa da superestrutura e do centro de rigidez inicial do sistema de isolamento.....	42
Tabela 4.4- Deslocamento de cálculo total no apoio P7.....	44
Tabela 4.5- Valores de K_{eff} do sistema de isolamento.....	46
Tabela 4.6- Valores de d_{dc} , K_{eff} , ξ_{eff} para a primeira configuração analisada.	46
Tabela 4.7- Valores de d_{dc} , K_{eff} , ξ_{eff} para a segunda configuração analisada.	49
Tabela 4.8- Valores do deslocamento de cálculo total, d_{db} , (apoio P7).....	50

SIMBOLOGIA

F_{zd}	Força vertical máxima para os estados limites último, situação de projeto não sísmica
K_{eff}	Rigidez efetiva do sistema de isolamento
K_v	Rigidez vertical do sistema de isolamento
K_{xi}	Rigidez efetiva de um isolador i na direção x
K_{yi}	Rigidez efetiva de um isolador i na direção y
M	Massa da superestrutura
M_s	Magnitude das ondas da superfície
S	Coefficiente de solo
$S_{e(T)}$	Espectro de resposta elástica horizontal da aceleração à superfície do terreno
$S_{De(T)}$	Espectro de resposta elástica do deslocamento
T	Período próprio de vibração
T_{eff}	Período efetivo
T_f	Período fundamental da estrutura de base fixa
T_v	Período fundamental na direção vertical
T_1	Período de vibração fundamental de um edifício de base fixa
V	Carregamento máximo vertical resultante para os estados limites último, situação de projeto sísmica
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
d_{dc}	Valor de cálculo do deslocamento do centro de rigidez efetivo na direção considerada
d_{db}	Valor de cálculo do deslocamento total de um isolador
d_1	Valor de cálculo do deslocamento total máximo de um isolador LRB
d_2	Valor de cálculo do deslocamento de plastificação do núcleo de chumbo de um isolador LRB
e_{ai}	Excentricidade accidental na direção i
$e_{tot,i}$	Excentricidade total na direção i
f_j	Forças horizontais a cada nível j da superestrutura
g	Aceleração da gravidade
q	Coefficiente de comportamento
r_c	Raio de curvatura da superfície esférica
r_i	Raio de torção do sistema de isolamento na direção i
(x_i, y_i)	Coordenadas do isolador i em relação ao centro de rigidez efetivo

δ_i	Coefficiente de amplificação
ξ	Coefficiente de amortecimento relativo
ξ_{eff}	Coefficiente de amortecimento efetivo do sistema de isolamento

ABREVIATURAS

CM	Centro de massa da superestrutura
CR	Centro de rigidez do sistema de isolamento de base
EC1-1	Eurocódigo 1 – Parte 1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios
EC8-1	Eurocódigo 8 - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios
EC8-3	Eurocódigo 8 – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios.
FPS	Apoios pendulares com atrito (<i>Friction Isolation Pendula</i>)
FRP	<i>Fibre Reinforced Polymers</i>
GDL	Grau de liberdade
HDRB	Apoios de borracha com alto amortecimento (<i>High Damping Rubber Bearings</i>)
LDRB	Apoios de borracha com baixo amortecimento (<i>Low Damping Rubber Bearings</i>)
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LRB	Apoios de borracha com núcleo de chumbo (<i>Lead Rubber Bearings</i>)
NEHRP	<i>National Earthquake Hazards Reduction Program</i>
PTFE	Politetrafluoretileno
RBA	Regulamento de Betão Armado
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforço
RPEBA	Regulamento para o Emprêgo do Beton Armado
RSAEEP	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos
RSEP	Regulamento de Edifícios e Pontes
SPES	Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica
TMD	Amortecedores de massas sintonizadas (<i>Tuned Mass Damper</i>)

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento geral do trabalho e objetivos

A ocorrência de sismos com efeitos devastadores, nomeadamente em zonas urbanas densamente povoadas (exposição acrescida), tem levantado questões importantes relativamente à reabilitação sísmica estrutural. Na realidade, nos últimos 40 anos, países como o Japão, Estados Unidos da América e Itália, têm investido muito na investigação e desenvolvimento de técnicas de reabilitação *pré* e *pós*-sismo, e na própria regulamentação, a fim de conservar e melhorar o desempenho do edificado existente.

O aumento da exigência relativa à segurança dos edifícios e a necessidade de reduzir a extensão e gravidade dos danos causados nas estruturas pelas ações sísmicas, deram origem a técnicas alternativas para reforço sísmico de estruturas, nomeadamente, sistemas de proteção sísmica. Estas técnicas baseiam-se na utilização de determinados sistemas que melhoram o comportamento sísmico das estruturas (redução da resposta estrutural – acelerações e deslocamentos), alterando as suas características dinâmicas e/ou aumentando a sua capacidade de dissipação de energia (Falcão Silva et al., 2007; Guerreiro, 2004). Os sistemas de proteção sísmica podem ser divididos em diferentes categorias: sistemas passivos, ativos e semi-ativos.

Os sistemas passivos não necessitam de fornecimento de energia para ativar os seus dispositivos. Nesta categoria destacam-se as estratégias de isolamento sísmico de base (focados neste trabalho) e de dissipação de energia. Os sistemas semi-ativos necessitam de energia para modificar as características dos dispositivos. São exemplo os amortecedores da massa ressonantes (Tuned Mass Damper – TMD) semi-ativos. Finalmente, os sistemas ativos necessitam de fornecimento de energia para controlar o movimento da estrutura. Estes sistemas têm a capacidade de contrariar o movimento imposto pela ação sísmica através do desenvolvimento de forças. Servem de exemplo os TMD ativos (Guerreiro, 2009).

Os sistemas de isolamento de base têm como principal objetivo limitar a transmissão de movimentos de translação da fundação à superestrutura a proteger, através da criação de uma estreita camada horizontal muito deformável. Apesar da grande amplitude do movimento do solo, em sismos de maior intensidade, esta camada permite que a superestrutura permaneça num estado quase estacionário relativamente ao movimento do solo, ou pelo menos com deslocamentos e acelerações de amplitude muito reduzida. A designação de “isolamento de

base” deve-se ao facto de a superfície de descontinuidade, que garante o isolamento, se encontrar na base da estrutura a isolar (Guerreiro, 2004). A consequência imediata da instalação de um sistema de isolamento de base é o aumento do período fundamental da estrutura (em cada uma das duas direções horizontais principais), resultando na redução das acelerações e, conseqüentemente, numa redução proporcional das forças de inércia. Desta forma, é possível evitar o colapso da estrutura e reduzir, significativamente, os danos nos elementos estruturais, elementos não estruturais e no recheio do edifício.

Como estratégia de reforço estrutural, o isolamento de base apresenta como principal vantagem face às tradicionais o facto de melhorar a resposta sísmica da estrutura sem aumentar a sua rigidez. Por essa razão, e porque a intervenção é muito localizada, o isolamento de base é uma técnica de reabilitação estrutural menos intrusiva que as demais.

Ainda que o comportamento de edifícios isolados, quando sujeitos a eventos sísmicos, tenha vindo a confirmar a eficácia e os benefícios da aplicação do isolamento de base, Portugal (país caracterizado por algumas regiões de sismicidade elevada) ainda não adotou esta técnica como prática comum de proteção sísmica, tanto na construção de novos edifícios como na reabilitação de existentes. Na realidade, em Portugal esta solução só foi implementada em dois edifícios: o Hospital da Luz, em Lisboa, de 2006 (Ferreira, 2006), e um edifício do Laboratório Regional de Veterinária dos Açores, na Ilha Terceira. Embora se possa justificar a reduzida utilização desta técnica pelo seu custo elevado, é importante salientar que com a aplicação do sistema de isolamento de base é possível atingir níveis de segurança elevados que permitem, como se referiu, que a estrutura, após um sismo de grande intensidade, tenha poucos danos, evitando assim obras de restauro posteriores. A proteção do recheio de um edifício pode também ser um fator decisivo, tendo sido, seguramente, o argumento do projetista no caso do Hospital da Luz.

O objetivo principal deste trabalho é a aplicação de sistemas de isolamento de base em edifícios existentes de betão armado, utilizando apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB).

1.2. Estrutura da Dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos, sendo que neste capítulo introdutório se apresenta a descrição dos objetivos do trabalho bem como a estrutura do mesmo.

No segundo capítulo é apresentada, numa primeira parte, a evolução da regulamentação sísmica em Portugal e é feita uma referência à vulnerabilidade do edificado existente no país e à importância da sua reabilitação. Numa segunda parte, apresentam-se as diferentes metodologias de intervenção estrutural de reabilitação sísmica.

No Capítulo 3, o mais extenso desta dissertação, é introduzido o conceito de isolamento de base, são apresentadas as principais soluções de sistemas de isolamento de base disponíveis e os métodos de análise indicados no EC8-1 (NP EN 1998-1, 2010), nomeadamente, o modelo de análise linear simplificada. Em seguida, faz-se uma abordagem do sistema de isolamento de base como técnica de reforço sísmico, apresentando-se as suas vantagens e desvantagens face às restantes estratégias de reforço, finalizando com uma breve descrição do procedimento construtivo de inserção e ativação de um sistema de isolamento de base numa estrutura existente.

O quarto capítulo trata o caso de estudo, onde se aplica um sistema de isolamento de base numa estrutura existente. Numa primeira parte é feita uma descrição geral da estrutura de base fixa, chamando a atenção para os aspetos mais críticos em termos de aplicação do método simplificado, e na segunda parte descreve-se o processo de dimensionamento do sistema de isolamento.

Finalmente, o quinto capítulo resume as principais conclusões obtidas ao longo da realização deste trabalho.

2. REABILITAÇÃO SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

2.1. Regulamentação sísmica no Mundo e em Portugal

A importância da consideração da resistência sísmica na execução de um projeto de estruturas é relativamente recente, sendo que a resistência às ações horizontais se limitava, normalmente, à consideração da ação do vento. Só em meados da década de 1970 e da seguinte, respetivamente nos Estados Unidos da América e em alguns países europeus, é que se começaram a desenvolver regulamentos que contemplassem procedimentos para o dimensionamento sísmico de estruturas, o que leva a concluir a existência de inúmeros edifícios com um comportamento sísmico deficiente localizados em países com elevado risco sísmico.

2.1.1. Evolução da Regulamentação sísmica em Portugal

À semelhança de outros países, a preocupação com a atividade sísmica, e com as suas potenciais consequências, ganhou importância em Portugal após a ocorrência de sismos violentos que resultaram na perda elevada de vidas humanas e materiais, como é o caso dos sismos de 1755 e de 1909, (Jarimba, 2016). Na realidade, até ao ano de 1918 a construção de edifícios de betão não se encontrava regulamentada em termos de requisitos de segurança estrutural, prevalecendo na construção as “regras de bom senso”. Entre 1918 e 1958, a regulamentação relativa à ação sísmica era omissa, sendo a resistência sísmica da maior parte dos edifícios assegurada por um sistema estrutural de madeira preenchido com alvenaria e protegido por reboco, designado de “gaiola pombalina”, que surgiu na sequência do terramoto de 1 de novembro de 1755 (Proença e Gago, 2011).

Como se pode verificar pelo resumo da Tabela 2.1, a ação sísmica começou a ser contemplada pela primeira vez nos regulamentos nacionais de 1958 (RSCCS) e de 1961 (RSEP), por intermédio de forças de inércia equivalentes ao efeito do sismo. No entanto, estes regulamentos conduziam a métodos de dimensionamento sísmico um tanto simplificados e até inseguros. Só a partir de 1983, com a implementação do RSA e do REBAP, é que o dimensionamento e a pormenorização sísmica das estruturas de betão armado começaram a seguir a linha das normas de projeto atuais.

É também ao longo deste período de transição de regulamentos (entre 1958 e 1983), que se torna evidente que, para além da resistência, é importante considerar no comportamento sísmico

de uma estrutura a sua capacidade de deformação (ductilidade) e de dissipação de energia em regime não linear, e que os modos de rotura frágeis, isto é, com baixa ductilidade, devem ser evitados (Costa e Providência, 2019).

Tabela 2.1- Evolução temporal dos regulamentos para o projeto de estruturas para resistência ao sismo (adaptado de Proença e Gago, 2011).

Ano	Regulamento	Descrição
1755-1918	Inexistente	Prática construtiva. Construção da gaiola pombalina, posterior ao terramoto de Lisboa, 1755.
1918	RPEBA	Regulamento para o Emprêgo do Beton Armado (Decreto nº 4036, de 28 de março). Omisso.
1935	RBA	Regulamento de Betão Armado (Decreto nº 25948, de 16 de outubro). Omisso.
1958	RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (Decreto nº 41658, de 31 de maio) Zonamento inicial do território e utilização do método do coeficiente sísmico (análise estática equivalente).
1961	RSEP	Regulamento de Edifícios e Pontes (Decreto nº 4401, de 18 de novembro). Revisão do RSCCS, mantendo no essencial a mesma abordagem. Inclusão da ação sísmica no contexto das restantes solicitações. Agravamento dos coeficientes sísmicos em terrenos de fundação desfavoráveis ou construção sem elementos não estruturais de travamento.
1967	REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado (Decreto nº 47723, de 20 de maio).
1983	RSAEEP e REBAP	Regulamento de Segurança e Análise dinâmica ou estática e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (Decreto- do conceito de ductilidade. Cuidado e

		Lei nº235/83, de 31 de maio) e Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforço (Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de julho).	diferenciação na pormenorização de estruturas de betão armado.
2010	EC8-1	Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010), Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.	Multiplicação dos métodos de análise, aprofundamento dos estudos de sismicidade, maior diferenciação do risco sísmico tendo em conta a importância das construções. Introdução da exigência de limitação de danos.
2017	EC8-3	Eurocódigo 8 (NP EN 1998-3:2017) Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e Reabilitação de edifícios.	
2019	PRR	Vulnerabilidade sísmica (Portaria nº 302/2019, de 12 de setembro).	Obras de ampliação, alteração ou reconstrução sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, e situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço.

2.1.2. Sismicidade e vulnerabilidade sísmica em Portugal

O território português situa-se na placa Euro-Asiática, relativamente próximo da falha que separa esta placa da Africana (LNEC, 2005a). Devido à sua localização, o território português pode ser caracterizado por eventos sísmicos moderados a fortes, que, como se pode observar no mapa de sismicidade apresentado na Figura 2.1, são bastante heterogéneos, tanto a nível de distribuição espacial como de frequência e magnitude de ocorrências. Este mapa permite também concluir que a atividade sísmica em Portugal aumenta, tanto em termos de magnitude como de frequência, de Norte para Sul do país, concentrando-se nas regiões de Lisboa e do Vale Inferior do Tejo, e ao longo da costa Algarvia (Ferrão et al., 2015).

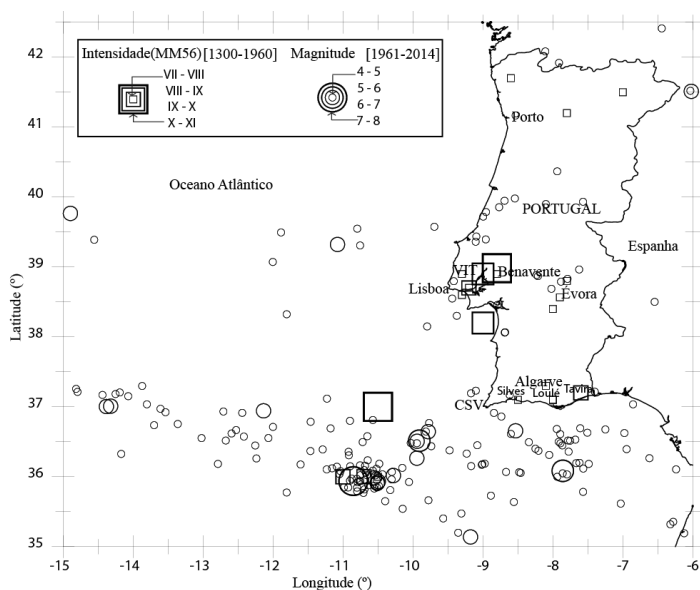


Figura 2.1- Mapa da sismicidade em Portugal Continental e região Atlântica entre os anos de 1300 e 2014 (retirado de Ferrão et al., 2015).

Analisando o parque de edifícios construídos em Portugal, pode-se verificar pelas Tabela 2.2 e Tabela 2.3, que a percentagem de edifícios construídos antes da publicação do RSA e do REBAP (1983) é de cerca de 70%, tendo 60% desses edifícios estrutura de betão armado. Focando nas zonas sísmicas críticas do território continental enunciadas anteriormente, conclui-se que a percentagem de edifícios que, provavelmente, apresentam um fraco desempenho sísmico é de, aproximadamente, 72% - sendo 65% desses edifícios em betão armado - na zona de Lisboa, e 64% - correspondendo 53% a edifícios de betão armado - no Algarve, isto assumindo a existência de um intervalo de tempo entre a publicação dos regulamentos, em 1983, e a sua efetiva implementação.

Estes valores levantam questões importantes relativamente ao comportamento sísmico destas estruturas. Na realidade, de acordo com Appleton (2008), a resistência sísmica dos edifícios com estrutura de betão armado, projetados antes de 1983, nas zonas de maior sismicidade do país, é de apenas 30% a 50% da exigida atualmente. Atendendo à severidade das consequências dos eventos sísmicos mais recentes em todo o globo, é de concluir que, devido ao inadequado comportamento sísmico destas estruturas, a ocorrência de um sismo violento em Portugal, semelhante aos de 1755 e 1909, resultaria, para além da morte de milhares de pessoas, em prejuízos materiais elevadíssimos. Mas estas consequências podem ser consideravelmente reduzidas com o dimensionamento sísmico das novas estruturas e com a correta reabilitação sísmica das estruturas já existentes, nomeadamente, as anteriores a 1983.

Tabela 2.2- Percentagem de edifícios em Portugal, Lisboa e Algarve, de acordo com a data de construção (INE, 2012).

Ano	Portugal	Lisboa	Algarve
-1919	5.8%	5.0%	5.6%
1919-1945	8.6%	6.4%	8.3%
1946-1960	10.9%	12.0%	8.7%
1961-1970	11.5%	13.4%	8.8%
1971-1980	16.6%	18.7%	15.1%
1981-1990	16.3%	16.0%	17.2%
1991-1995	7.6%	7.1%	8.6%
1996-2000	8.2%	7.9%	9.3%
2001-2005	8.5%	7.9%	10.7%
2006-2011	5.9%	5.6%	7.7%

Tabela 2.3- Percentagem de edifícios com estrutura de betão armado em Portugal, Lisboa e Algarve, de acordo com a data de construção (INE, 2012).

Ano	Portugal	Lisboa	Algarve
-1919	0.0%	0.0%	0.0%
1919-1945	3.0%	2.6%	2.3%
1946-1960	6.9%	9.0%	4.7%
1961-1970	10.5%	13.6%	7.3%
1971-1980	18.5%	20.8%	16.6%
1981-1990	20.5%	19.0%	21.7%
1991-1995	9.8%	8.5%	11.0%
1996-2000	10.9%	9.7%	11.8%
2001-2005	11.6%	9.9%	14.3%
2006-2011	8.1%	6.9%	10.2%

Na verdade, desde 2003, com a descida acentuada da construção de novos edifícios, que a reabilitação tem vindo a ganhar um papel de destaque no sector da construção, (Mendonça, 2015). No entanto muitos desses processos de reabilitação, nomeadamente em Lisboa, têm-se focado apenas na questão ‘estética’, desprezando e, até mesmo, afetando o quesito estrutural do edifício. Assim, ainda que a reabilitação esteja bastante presente no país há já quase duas décadas, muitos trabalhos mais recentes de reabilitação anárquica apenas serviram para debilitar ainda mais os edifícios.

As questões relativas à incorreta reabilitação urbana e suas consequências, têm sido apresentadas às autoridades responsáveis desde o início dos anos 2000 pela Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES, 2012), porém, sem qualquer avanço no desenvolvimento ou implementação política de propostas para a problemática da proteção sísmica. Alguns documentos técnicos relativos à avaliação e reabilitação sísmicas de edifícios existentes foram sendo publicados ao longo dos anos, como é o caso do documento publicado pelo SPES, em 2012 (SPES, 2012), e a norma portuguesa NP EN 1998-3:2017 (Tabela 2.1). Só a 12 de setembro de 2019, com a publicação da Portaria 302/2019, no âmbito do Decreto-Lei nº 95/2019, de 18 de julho, é que foi estabelecida na legislação portuguesa a obrigatoriedade de avaliar a vulnerabilidade sísmica e de elaborar projetos de reforço sísmico em edifícios que sofram obras de reabilitação.

2.2. Vulnerabilidade e reabilitação sísmica de edifícios de betão armado

Quando sujeito a uma ação sísmica mais severa, um edifício apresenta um comportamento eficaz se ele tiver um sistema resistente adequado a este tipo de ação, com distribuição apropriada de rigidez, resistência, ductilidade e massa, o que implica a pormenorização adequada dos seus componentes estruturais e não estruturais (Varum et al., 2002). No entanto, muitos são os casos de estruturas que apresentam um comportamento sísmico deficiente, ora por terem sido dimensionados antes da existência de normas que tivessem em consideração a ação sísmica de forma correta, ou, pura e simplesmente, por terem sido mal projetadas ou construídas.

As principais causas para os danos e, por vezes, colapso de uma estrutura causados por um sismo são essencialmente as seguintes: (i) deficiência na conceção da estrutura, dimensionamento e/ou pormenorização; (ii) mudança brusca das características estruturais e/ou dos elementos devido a irregularidades em planta e/ou em altura; (iii) resistência e rigidez dos pilares insuficiente por comparação com a das vigas, o que pode conduzir a mecanismos do tipo viga-forte pilar-fraco; (iv) interação da estrutura com paredes de alvenaria não-estruturais o que pode provocar concentrações de tensões e esforços de torção não previstos; (v) baixa ductilidade dos elementos de betão armado devido aos varões da armadura longitudinal estarem insuficientemente cintados, especialmente nos nós viga-pilar ou junto aos mesmos (LNEC, 2005b).

No caso do edificado já existente, a reabilitação sísmica torna-se fundamental para a diminuição da vulnerabilidade das estruturas. De acordo com Fukuyama e Sugano (2000), a reabilitação sísmica tem por principais objetivos (1) repor e/ou (2) melhorar o comportamento inicial da estrutura; (3) reduzir a resposta sísmica da estrutura (em termos de deslocamentos e/ou acelerações) e assim diminuir a sua vulnerabilidade. Assim, é da máxima importância proceder, numa fase inicial, a uma avaliação estrutural tendo em consideração a natureza dos problemas, restrições arquitetónicas e requisitos funcionais da estrutura, para que se possa efetuar uma escolha inteligente e económica do tipo de intervenção a empregar.

2.2.1. Reparação de elementos

Em determinadas situações, após um sismo, pode concluir-se que não é necessário melhorar as características mecânicas originais de determinados elementos de betão armado, bastando apenas repor as características mecânicas iniciais com a reparação desses elementos. No entanto, este tipo de intervenção pode não preparar a estrutura para um sismo de maior intensidade, o que torna este tipo de reparação aceitável para sismos de baixa intensidade,

quando os danos são limitados, e a estrutura apresentou um comportamento espectral (Costa e Providência, 2019).

Exemplos de técnicas usadas na reabilitação estrutural para repor as características iniciais de um elemento estrutural danificado são: (1) injeção de resinas epóxi em fendas; (2) restauro do betão, com a substituição ou reposição do betão danificado; (3) reparação e/ou substituição de varões corroídos, fraturados ou encurvados (Costa e Providência, 2019).

2.2.2. Reforço local e global da estrutura por aumento da resistência e/ou rigidez

Após um sismo de intensidade elevada, os danos infligidos à estrutura são, geralmente, mais severos, inviabilizando as técnicas anteriormente enunciadas, numa ação de reabilitação *pré* ou *pós* sismo. A alternativa é, então, introduzir novos elementos e/ou reforçar as características mecânicas dos elementos preexistentes, isto é, de aumentar a resistência e rigidez laterais e/ou a ductilidade da estrutura. As técnicas de reforço dividem-se em técnicas de reforço a nível *local* dos elementos estruturais – como é o caso do encamisamento de betão, metálico ou com produtos FRP (polímero reforçado com fibras) – e técnicas de reforço *global* do sistema estrutural – como a adição de paredes resistentes ou outros sistemas de contraventamento.

Muitos dos edifícios com um *layout* estrutural sísmicamente deficiente apresentam uma baixa resistência lateral e, conseqüentemente, desenvolvem ações inelásticas significativas, mesmo perante sismos moderados. Na verdade, de acordo com Varum et. al (2002), a resposta inadequada dos edifícios à ação sísmica deve-se, muitas vezes, à presença de irregularidades em planta e/ou em altura, relativas à massa, rigidez e/ou resistência da estrutura, o que se pode traduzir numa torção global excessiva da estrutura, ou outros efeitos nocivos associados, por exemplo, a modos locais de rotura. Como se pode verificar na Figura 2.2, o comportamento desejável de uma estrutura perante uma ação sísmica depende da relação entre a sua resistência e ductilidade. No entanto, é importante notar que o aumento significativo da rigidez se traduz, geralmente, num aumento da aceleração espectral, como se pode concluir pela Figura 2.5, ou seja, num aumento dos esforços nos elementos.

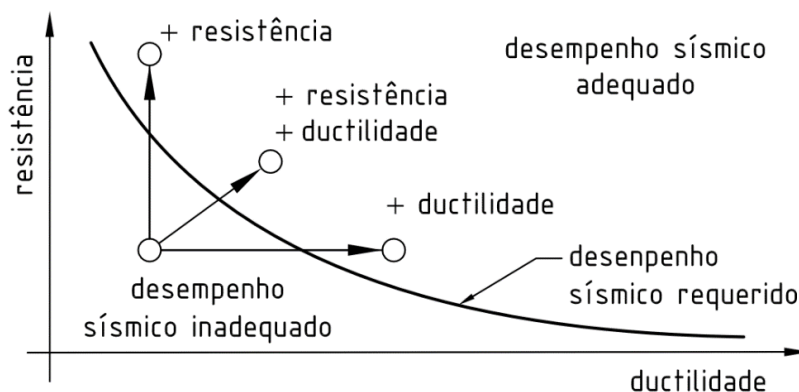


Figura 2.2- Estratégias para aumentar a capacidade sísmica (ou de reforço sísmico) de estruturas (Costa e Providência, 2019).

As técnicas de reabilitação a nível local dos elementos estruturais são competitivas quando, num edifício, apenas um número reduzido de elementos necessita de intervenção por apresentarem deficiências estruturais em termos de rigidez, resistência e/ou ductilidade, ou por terem sofrido danos em sismos anteriores. Geralmente, este tipo de intervenções é feita em pilares, paredes resistentes e nós viga-pilar. A exclusão dos elementos viga deve-se ao facto de apresentarem um acesso mais difícil por causa das lajes e também porque os danos provocados nas vigas não afetam tanto a estabilidade global da estrutura como, por exemplo, os danos nos pilares ou nós (Costa e Providência, 2019). De facto, o aumento da resistência das vigas pode até ser contraproducente uma vez que poderia potenciar o modo viga forte-pilar fraco.

Numa intervenção de reabilitação por reforço de um número elevado de elementos estruturais o processo é dispendioso e moroso, podendo deixar o edifício fora de serviço durante um período significativo, o que desagradará sempre ao dono de obra. Além disso, estes métodos não garantem a não ocorrência de danos significativos num sismo posterior (Lourenço Duarte, 2017), o que obrigará a proceder a um novo processo de reabilitação. Outra desvantagem destas técnicas de reabilitação é o facto de, por vezes, serem bastante intrusivas, o que, em estruturas com determinado peso cultural, pode afetar o seu valor arquitetónico e artístico.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.3- Exemplos de reforço local de pilares de betão armado: (a) encamisamento com betão armado; (b) encamisamento metálico; (c) encamisamento com FRP (LNEC).

Como se referiu anteriormente, de modo a aumentar a rigidez lateral global e diminuir as irregularidades estruturais em planta e em altura da estrutura, pode-se adicionar à estrutura sistemas resistentes (pórticos) de contraventamento – que podem ser de betão armado ou metálicos – ou introduzir paredes resistentes de betão armado. Este tipo de sistemas, é normalmente aplicado de alto a baixo, na periferia do edifício, de modo a facilitar a execução da sua fundação, minimizando o período que o edifício necessita de ficar fora de serviço, e, simultaneamente, melhorar o seu comportamento à torção.



Figura 2.4- Exemplos de reforço global de uma estrutura: (a) adição de contraventamento metálico; (b) adição de parede resistente de betão armado.

A adição de paredes estruturais de betão armado, adequadamente fundadas e ligadas aos elementos estruturais, é, atualmente, a técnica mais comum de reabilitação sísmica de edifícios, dada a familiaridade da maioria dos projetistas e empresas de construção com o dimensionamento, pormenorização e execução de elementos em betão armado.

2.2.3. Reforço estrutural por redução da resposta sísmica da estrutura

As estratégias anteriormente apresentadas são mais tradicionais e, portanto, mais comuns, visando aumentar a capacidade resistente e/ou diminuir a exigência em termos de deformações da estrutura. No entanto, nos últimos anos têm surgido novas técnicas de reabilitação de edifícios, cuja finalidade é atenuar a resposta sísmica da estrutura preexistente sem ser necessário recorrer à sua capacidade de deformação. Estas técnicas inserem-se numa estratégia que consiste na introdução de um sistema de proteção sísmica, que pode ser passivo, ativo ou semi-ativo. O presente trabalho foca-se nos sistemas de proteção passiva, que, ao contrário dos sistemas ativos, dispensam qualquer interação ou fornecimento de energia externa para entrar em funcionamento (Guerreiro et al., 2007). Os sistemas de proteção passiva são (1) os sistemas de isolamento de base e (2) os sistemas de dissipação (adicional) de energia.

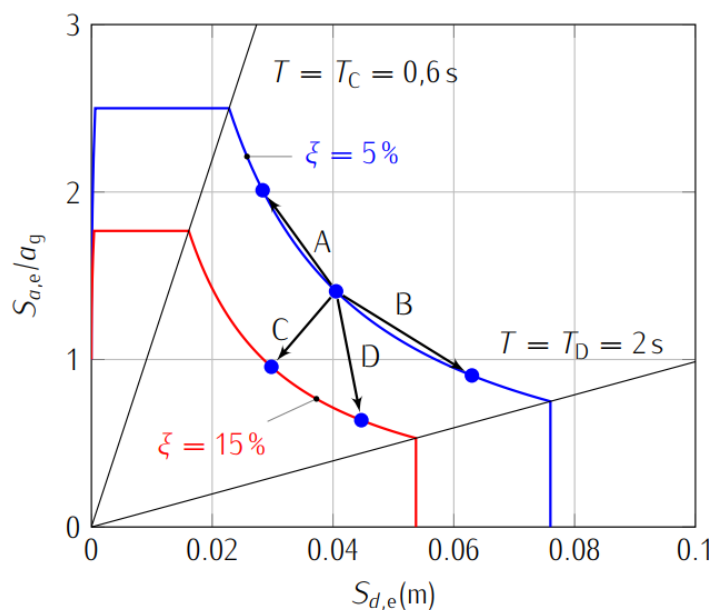


Figura 2.5- Esquema da resposta de um oscilador linear de 1 GDL à ação sísmica, em função do tipo de intervenção de reabilitação: A – contraventamento, B – isolamento de base, C – dissipação de energia, D – B+C, (Costa e Providência, 2019).

De um modo geral, o isolamento sísmico de base (B na Figura 2.5) tem por objetivo separar o movimento horizontal da estrutura do movimento horizontal do solo (Guerreiro et al., 2007), sendo esta descontinuidade conseguida através da criação de uma camada horizontal altamente deformável, (isto é, com baixa rigidez), localizada entre a base da superestrutura e a fundação.

Este tipo de sistemas de proteção sísmica faz aumentar o período fundamental da estrutura, reduzindo as suas acelerações máximas e, conseqüentemente, a sua resposta sísmica, isto é, as forças transmitidas à estrutura e a deformação dos pisos diminuem. No entanto, como mostra a Figura 2.5, o aumento do período fundamental da estrutura provoca o aumento dos deslocamentos ao nível do isolamento – resultado das grandes deformações dos dispositivos. Para os atenuar, pode-se adicionar um sistema de dissipação de energia (B+C), ainda que uma das características dos dispositivos de isolamento de base seja a capacidade de dissipação de energia (pelo menos $\xi = 5\%$, podendo atingir valores da ordem dos 30%), muito devido à capacidade de amortecimento viscoso e, sobretudo, histerético dos seus constituintes.

A reabilitação sísmica com isolamento de base é uma técnica eficaz para edifícios muito rígidos, relativamente baixos e com massa considerável (Varum et al., 2002). No entanto, sendo uma solução algo dispendiosa - em comparação com as técnicas convencionais de reforço - torna-se, geralmente, uma solução exclusiva para situações em que a construção a proteger ou o seu recheio têm especial importância.



Figura 2.6- Blocos de apoio de borracha em associação com dissipadores (Guerreiro, 2009).



Figura 2.7- Contraventamento metálico com dissipadores axiais de energia (Costa et al., 2013).

A introdução de sistemas de dissipação de energia (C, na Figura 2.5), como o nome indica, é uma técnica cujo objetivo é aumentar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, permitindo que a energia fornecida pelo sismo seja maioritariamente dissipada nestes dispositivos e não pela própria estrutura, reduzindo assim a sua resposta sísmica e a deformação entre pisos, sem ser necessário aumentar a rigidez global da estrutura. Esta solução é bastante eficaz em estruturas relativamente flexíveis (Varum et al., 2002) , como é o caso das pontes, uma vez que a ação dos dissipadores resulta da sua própria deformação através de deslocamentos diferenciais. No entanto, quando aplicada em edifícios, - preferencialmente, altos - a localização e orientação dos dissipadores devem ser definidos de modo a maximizar a sua deformação aquando de uma ação sísmica (Costa e Providência, 2019), aplicando-se, normalmente, em elementos inseridos num sistema de contraventamento metálico ou misto aço-betão, aproveitando os pórticos de betão preexistentes, ou, também, na base da estrutura combinados com um sistema de isolamento de base (B+C).

3. ISOLAMENTO SÍSMICO DE BASE

3.1. Conceito

O objetivo dos sistemas sísmicos de isolamento de base consiste na separação da componente horizontal do movimento da superestrutura dos movimentos do solo, quando este é submetido a vibrações com frequências elevadas. Essa separação é conseguida através da criação de uma superfície de descontinuidade horizontal, através da instalação de um conjunto de aparelhos de apoio com baixa rigidez relativa horizontal, designados por isoladores sísmicos ou isoladores de base. Geralmente, estes dispositivos encontram-se sob a massa principal da estrutura, isto é, nas fundações ou na base do elemento estrutural a isolar, devendo assegurar a transmissão da totalidade das ações gravíticas às fundações. Por este motivo, os dispositivos são denominados por isoladores de base.

Como referido anteriormente, a instalação dos isoladores de base gera uma superfície de descontinuidade que separa a estrutura em duas partes: a parte da estrutura que se localiza abaixo da interface de isolamento, designada por subestrutura; e a superestrutura, que corresponde à parte da estrutura a isolar e que se encontra acima da interface de isolamento.

Dada a baixa rigidez horizontal relativa destes dispositivos, a instalação de um sistema de isolamento de base introduz na estrutura uma camada deformável na direção horizontal que se traduz na redução das frequências próprias de vibração da estrutura (associadas aos movimentos horizontais). Para além da reduzida rigidez elástica dos dispositivos, que permite reduzir a energia transmitida à estrutura, é conveniente que estes tenham a capacidade de dissipar parte da energia que ainda assim é transmitida, de modo a que esta não tenha de ser dissipada pelos elementos estruturais da superestrutura. Na prática, esta capacidade de dissipação permite reduzir os deslocamentos.

Na Figura 3.1 apresenta-se, esquematicamente, uma comparação entre o padrão de deformação de um edifício de base fixa (a) com a de um edifício isolado (b), durante a ocorrência de uma ação sísmica. A Figura 3.1 (a) mostra que uma estrutura de base fixa tem deformações com grandeza bastante mais pronunciada que provocam maior fendilhação dos elementos estruturais (Figueiredo, 2007) e, eventualmente, a cedência de alguma secções. De facto, nas estruturas porticadas convencionais a dissipação de energia é feita, principalmente, e preferencialmente, nas rótulas plásticas que se formam nas extremidades dos pilares.

Por outro lado, numa estrutura isolada, os elementos estruturais são pouco afetados uma vez que o deslocamento relativo entre os pavimentos da superestrutura é praticamente nulo, já que os deslocamentos se concentram ao nível do piso que contém os isoladores, com a deformação destes. Num sistema de isolamento de base a energia sísmica é, maioritariamente, dissipada pelos próprios isoladores, devido à sua capacidade viscosa ou histerética. No entanto, se esta for insuficiente, pode, como se explicou no capítulo anterior, recorrer-se a dissipadores suplementares.

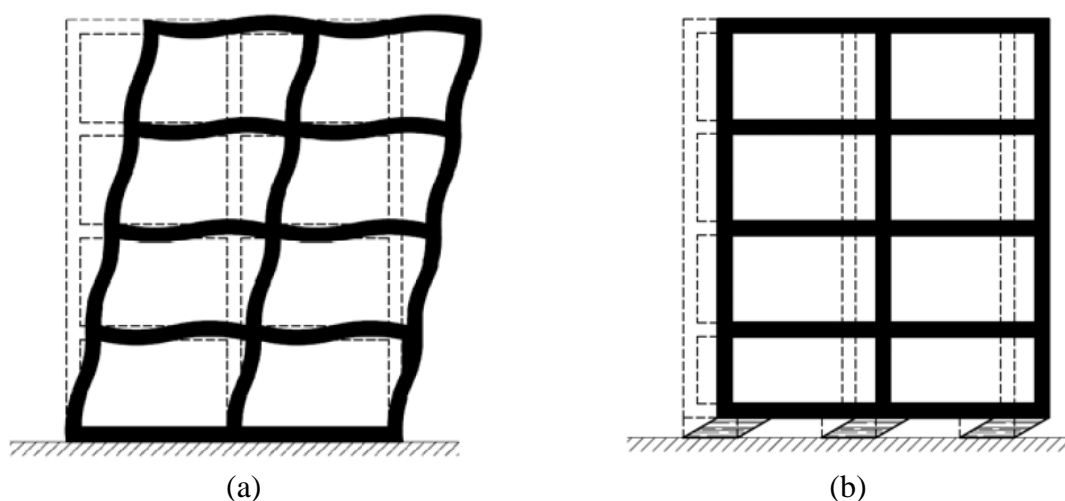


Figura 3.1- Ilustração esquemática do comportamento, face a uma ação sísmica, de uma estrutura de base (a) fixa (b) isolada (adaptado de Figueiredo, 2007).

Em termos dinâmicos, pode-se dizer, de uma forma aproximada, que a introdução de um sistema de isolamento sísmico transforma o edifício num sistema de um grau de liberdade (ou três se se considerar as duas direções horizontais e a rotação em torno do eixo vertical), onde a massa a considerar é a da superestrutura e a rigidez horizontal é dada pelo somatório da rigidez dos isoladores nessa direção horizontal. Como se referiu anteriormente, dadas as características dos dispositivos, a rigidez horizontal é muito reduzida, de modo que a amplitude da vibração do solo (e da subestrutura) surge fortemente atenuada na massa da superestrutura, que, por sua vez, irá apresentar deslocamentos (relativos) e acelerações com grandezas muito inferiores aos da base (subestrutura). Desta forma, é possível reduzir os danos provocados na estrutura, sem ser necessário aumentar a rigidez e a ductilidade dos elementos estruturais da superestrutura.

Para melhor se perceber o comportamento conferido à estrutura pela instalação de um sistema de isolamento de base, apresenta-se na Figura 3.2 o espectro de resposta de uma estrutura para diferentes valores de coeficiente de amortecimento relativo, ξ . Como se pode verificar na Figura 3.2 (a), os sismos têm, habitualmente, valores críticos de aceleração para uma gama do período

de 0.2 a 0.6 s. Por esse motivo, as estruturas cujo período fundamental de vibração é baixo (entre 0.1 s e 1 s) são mais vulneráveis à ação sísmica, uma vez que a probabilidade de ocorrência de fenómenos de ressonância é maior (Skinner et al., 1993), isto é, de os valores da frequência da ação sísmica com maior amplitude serem próximos aos da frequência própria da estrutura. Deste modo, conclui-se que o aumento do período fundamental da estrutura, ou seja, a diminuição da frequência fundamental da estrutura, conseguido com a introdução de um sistema de isolamento de base, irá provocar a redução da amplitude de aceleração horizontal na estrutura.

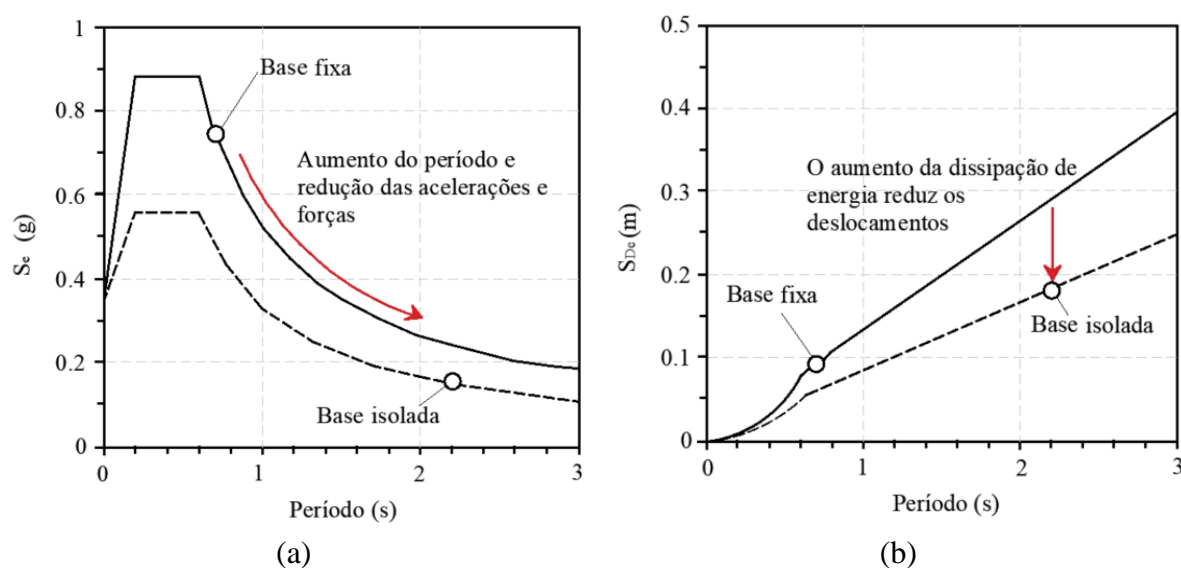


Figura 3.2- Representação do espectro de resposta de (a) acelerações e (b) deslocamentos, relativo a uma dada ação sísmica, para diferentes valores de coeficiente de amortecimento relativo (adaptado de Grant, 2017).

Por outro lado, como se pode observar na Figura 3.2 (b), o aumento do período fundamental da estrutura aumenta a amplitude dos deslocamentos entre a superestrutura e o solo (subestrutura) (Costa e Providência, 2019), tornando necessário garantir um espaço livre que lhe possibilite esse movimento sem ocorrer o risco de chocar com a envolvente exterior. No entanto, a elevada redução da aceleração na superestrutura corresponde também a uma redução das forças de inércia ($F = ma$) ao longo desta. Assim, a deformação dos pisos (*interstorey drift*) na superestrutura, que é igualmente proporcional às forças de inércia, reduz-se muito, apresentando a superestrutura um comportamento que pode ser considerado quase rígido (movimento de corpo rígido). Esta característica é bastante importante, uma vez que a maior parte dos danos registados nos elementos estruturais e não estruturais dos edifícios, após um sismo, se devem à ocorrência de deslocamentos relativos consideráveis entre pisos.

Pela análise da Figura 3.2 (b) é também possível concluir a importância da capacidade de amortecimento dos dispositivos de isolamento na redução dos deslocamentos. De acordo com Skinner, Robinson e Mc Verry (1993), perante um sismo violento, o deslocamento ao nível da interface de isolamento, no caso de estruturas com baixo amortecimento, pode chegar a valores da ordem de 1 m; no entanto, com o aumento da capacidade de amortecimento, esses deslocamentos podem diminuir para valores entre os 5 e os 40 cm. Para além da diminuição dos deslocamentos, o aumento da capacidade de dissipação de energia na camada flexível interposta entre a superestrutura e a subestrutura facilita o retorno da superestrutura à sua posição inicial, após o sismo.

3.2. Aspetos Gerais

Ainda que os sistemas de isolamento sísmico de base apresentem uma melhoria do comportamento sísmico do edifício face a uma ação sísmica, esta técnica não é adequada para todos os edifícios, dependendo muito do tipo de terreno de fundação. Em geral, a utilização de sistemas de isolamento de base só é justificável em estruturas com fundação em solos rijos, uma vez que solos excessivamente deformáveis, quando sujeitos a uma ação sísmica, podem originar vibrações com frequências baixas. As estruturas isoladas (estruturas bastante flexíveis) quando impostas a estas frequências mais baixas, podem manifestar-se em respostas superiores às que resultariam de uma estrutura não isolada (Figueiredo, 2007), podendo até mesmo provocar efeitos de ressonância, (Costa e Providência, 2019). Ou seja, neste caso, a ação sísmica pode ser mais severa para valores de período mais alto, sendo, portanto, contraproducente aumentar o período fundamental da estrutura.

Esta técnica só é eficaz em edifícios de baixa e média altura, com 10 pisos no máximo. Para edifícios mais flexíveis, isto é, edifícios muito altos e geralmente com um período fundamental superior a 1 s, a introdução de um sistema de isolamento de base apenas serviria para agravar a resposta sísmica da estrutura face a um sismo. Na realidade, no anexo B do EC8-3 (NP EN 1998-3, 2010) recomenda-se a não adoção deste tipo de sistemas de proteção sísmica para edifícios com $T_1 > 1$ s.

O isolamento sísmico deve-se localizar na proximidade das fundações do edifício, normalmente, na base ou no topo de todos os elementos verticais ao nível do primeiro piso e acima do solo, para garantir uma maior proteção da estrutura. Como se pode verificar pela Figura 3.3, há uma grande variedade de opções de intervenção na estrutura dos edifícios, sendo que a sua localização pode depender do tipo de terreno de implantação; se se está perante uma construção nova ou uma intervenção de reabilitação; facilidade de inspeção, manutenção e substituição dos dispositivos de apoio ao longo do tempo de vida da estrutura, etc. Em certas

situações, de modo a assegurar um comportamento uniforme de todos os isoladores, pode ser necessário criar um diafragma rígido por cima e por baixo do sistema de isolamento, constituído por uma laje de betão armado ou por uma malha de vigas de travamento na base dos pilares. De acordo com o EC8-1 (NP EN 1998-1, 2010), se os dispositivos de isolamento estiverem ligados a estes diagramas por meio de elementos verticais, o máximo deslocamento horizontal relativo na situação de projeto sísmica é de 5% do deslocamento relativo do sistema de isolamento (parágrafo 10.5.3(2) do EC8-1). Desta forma, em estratégias de reabilitação com sistemas de isolamento sísmico de base torna-se muitas vezes necessário alterar a estrutura, dependendo se o sistema de isolamento se encontra na base dos pilares (o que requer a construção de um diagrama adicional sobre o sistema) ou no topo dos pilares (o que requer o reforço dos elementos verticais do piso) (Costa e Providência, 2019).

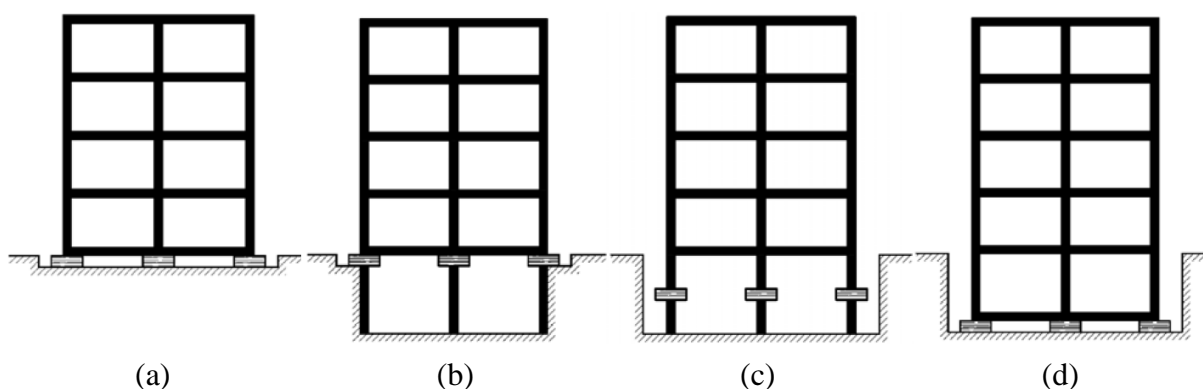


Figura 3.3- Diferentes localizações do sistema de isolamento (Figueiredo, 2007).

Outra questão importante relativa à localização dos aparelhos é a sua distribuição em planta. De forma a evitar movimentos de torção indesejáveis, é importante garantir que o centro de rigidez do sistema de isolamento está o mais próximo possível do centro de massa da superestrutura. Na realidade, uma das condições do EC8 para a admissibilidade do método de análise linear simplificada é que a excentricidade, incluindo uma parcela accidental, não ultrapasse 7.5% da dimensão em planta, na direção em análise.

Como se referiu, outro requisito importante a ter em consideração é a necessidade de garantir o espaçamento no contorno exterior do edifício, suficiente para acomodar os deslocamentos elevados que são esperados durante um sismo severo, e que permita a livre vibração do edifício sem que haja o risco de entrechoque com a envolvente exterior. Esta condicionante pode ser insuperável na reabilitação de edifícios em banda, impossibilitando assim o uso de um sistema de isolamento de base.

Por fim, num edifício novo de base isolada ou reabilitado com um sistema de isolamento de base, é importante garantir ligações adequadas do edifício ao solo, quer estas sejam acessos

verticais, como é o caso de núcleos de elevadores e caixas de escadas (devendo os primeiros ficar desligados do solo), quer redes de instalações técnicas, nomeadamente, de abastecimento de água e gás, esgotos, elétricas, ou condutas de ventilação. Estas ligações devem ter grande capacidade de deformação junto à interface de isolamento e nas zonas de ligação ao exterior, para acomodarem os deslocamentos máximos espectáveis. Facilmente se compreende que a correta execução destas ligações é fulcral para o sucesso do isolamento sísmico, principalmente no caso das condutas de gás, cuja rotura colocaria em risco não só a segurança estrutural bem como a vida dos seus ocupantes, (Figueiredo, 2007). Na Figura 3.4 apresentam-se algumas das soluções construtivas mais utilizadas.

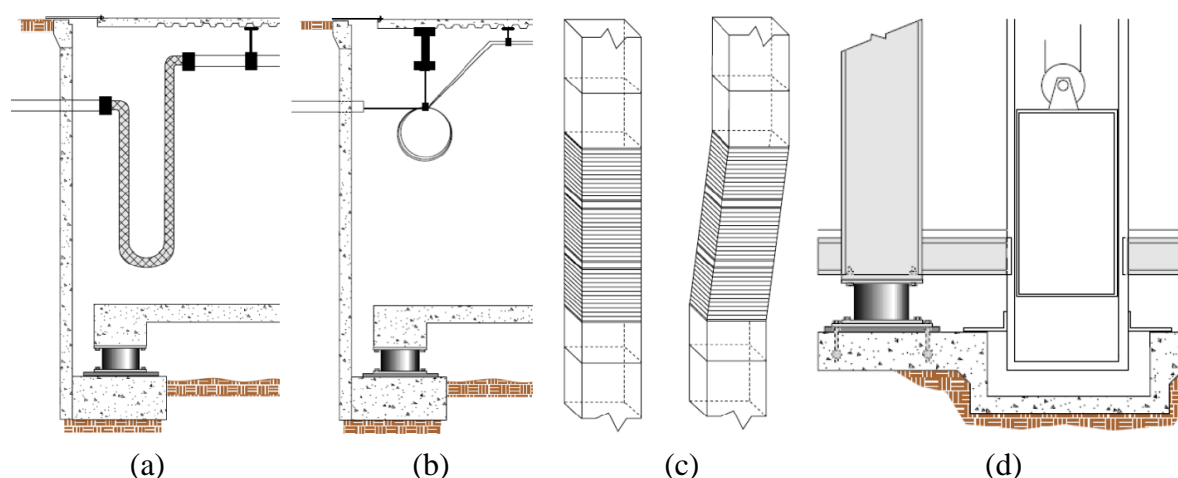


Figura 3.4- Ligação flexível ao exterior de (a) conduta de gás e (b) cabos elétricos. (c) Conduta para atravessamento do isolamento. (d) Base do núcleo de elevadores (Figueiredo, 2007).

Relativamente aos elementos estruturais dos acessos verticais, é de salientar que estes não podem atravessar a fronteira do isolamento, o que, no caso da estrutura do poço dos elevadores, obriga normalmente a sua anexação à superestrutura, permitindo assim que haja espaço suficiente para este oscilar na zona da base, como se ilustra na Figura 3.4 (d). Já as caixas de escada podem ser interrompidas na zona da junta de separação entre a parte isolada e a parte fixa, através da criação de juntas sísmicas verticais e da colocação de apoios a nível interior (Garcia, 2019).

3.3. Tipos de sistemas de isolamento sísmico de base

De acordo com Guerreiro (2009), um sistema de isolamento sísmico de base deve apresentar as seguintes principais características:

- Elevada rigidez na direção vertical;
- Rigidez na direção horizontal reduzida;
- Capacidade de dissipação de energia, histerética ou viscosa, com $\xi > 5\%$;
- Capacidade de restituição à posição inicial após um sismo;
- Capacidade de restrição lateral para ações laterais não sísmicas.

Estas características são garantidas pelos dispositivos de isolamento adotados, o que torna o processo de escolha dos tipos de isoladores a empregar num edifício bastante importante, já que grande parte do sucesso do funcionamento de um sistema de isolamento sísmico de base depende deles (Figueiredo, 2007).

Um sistema de isolamento de base pode ser constituído por dispositivos de um só tipo ou por dispositivos de diferentes tipos. Atualmente, no mercado, existem diversos tipos de isolamentos de base, sendo de destacar os apoios elastoméricos e os apoios isoladores deslizantes. Entre os apoios elastoméricos destacam-se os apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB – *High Damping Rubber Bearings*) e os apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB – *Lead Rubber Bearings*). Na gama dos dispositivos deslizantes destacam-se os apoios pendulares com atrito (FPS – *Friction Pendulum System*). É ainda de referir a solução de sistema com blocos de apoio de borracha em associação com dissipadores de energia, onde os blocos de borracha de baixo amortecimento (LDRB – *Low Damping Rubber Bearing*) utilizados têm baixa rigidez horizontal mas também baixa capacidade de dissipação de energia, tendo de ser complementados com sistemas de dissipação de energia (Costa e Providência, 2019).

3.3.1. Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB)

Os apoios HDRB são aparelhos de apoio constituídos por camadas finas de borracha (elastómeros) interpostas por chapas de aço, dispostas horizontalmente. Estas camadas de borracha são ligadas às placas de aço por vulcanização, (Figueiredo, 2007). As chapas de aço reduzem a expansão lateral das camadas de borracha, aumentando a sua rigidez vertical, sem aumentar significativamente a rigidez ao corte e, portanto, sem afetar a flexibilidade horizontal dos dispositivos (Grant, 2017).

Este tipo de blocos é caracterizado por uma baixa rigidez horizontal, por uma elevada rigidez vertical e por uma boa capacidade de dissipação de energia. Estas características, permitem, respetivamente, o aumento do período fundamental de vibração da estrutura, uma boa capacidade de suporte estrutural e limitar os deslocamentos horizontais da estrutura, ao nível da interface de isolamento, (FIP Industriale, 2016b). Estas características devem-se, em grande medida, aos materiais utilizados durante o processo de vulcanização da borracha.

De acordo com o catálogo da FIP Industriale (2016b), os compostos de borracha utilizados na produção dos elastómeros são caracterizados por um módulo de distorção, G , entre 0.4 MPa e 1.4 MPa, e por um coeficiente de amortecimento relativo entre 10% a 15%, o que permite dissipar mais energia do que as borrachas normais.

Normalmente, este tipo de apoios tem uma secção transversal circular, mas também podem ser fabricados com secção quadrangular ou retangular. Na Figura 3.5, apresenta-se a geometria interna típica de um apoio HDRB, bem como a sua aplicação num edifício.



Figura 3.5- (a) Corte representando a estrutura interna de um apoio HDRB (FIP Industriale, 2016b) e sua (b) aplicação em obra (Figueiredo, 2007).

Os apoios HDRB apresentam um comportamento não linear, tendendo a sua rigidez tangente a aumentar quando sujeitos a grandes deformações, como se pode concluir pela Figura 3.6. Como Grant (2017) refere, este tipo de comportamento é frequentemente visto como uma vantagem, uma vez que o aumento da rigidez limita as deformações dos dispositivos. No entanto, esta característica também se pode tornar numa desvantagem, já que a eficácia de um sistema de isolamento depende da deformabilidade dos apoios.

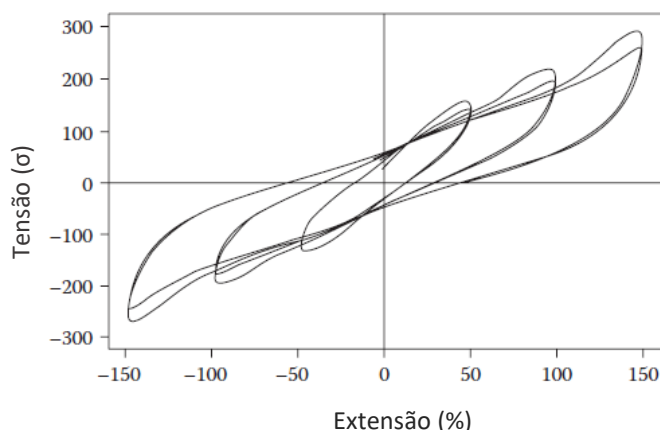


Figura 3.6- Representação da relação tensão-extensão de um apoio HDRB, para extensões de 50, 100 e 150%, sob ensaio cíclico de corte (adaptado de Grant, 2017).

3.3.2. Apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo (LRB)

Os apoios LRB diferem dos apoios de borracha tradicionais na medida em que apresentam um núcleo cilíndrico de chumbo no centro do bloco de borracha, (Figura 3.7).

Este tipo de apoios apresenta um comportamento bilinear, resultante da combinação das propriedades do elastómetro de borracha natural e das propriedades do chumbo. Na realidade, devido às características do chumbo, a inserção de um núcleo deste material num bloco de borracha resulta num aumento de 30% do coeficiente de amortecimento, relativamente aos dispositivos de apoio HDRB (FIP), uma vez que a dissipação de energia é conseguida pela plastificação do núcleo de chumbo.



Figura 3.7- Representação da estrutura interna de um apoio LDR, (FIP Industriale, 2016c).

O comportamento mecânico dos apoios elastoméricos com núcleo de chumbo pode ser explicado pela Figura 3.8 (a). Nesta figura é possível observar a existência de dois patamares de rigidez horizontal distintos. Simplificadamente, pode-se afirmar que, numa fase inicial, este

tipo de aparelhos apresenta uma rigidez bastante elevada, para pequenas deformações, que se deve, maioritariamente, ao comportamento elástico do núcleo de chumbo. Quando o núcleo de chumbo plastifica, deixando de conferir rigidez ao sistema, o apoio passa a apresentar uma rigidez muito inferior, representada pelo segundo patamar, sendo essa rigidez devida meramente à rigidez lateral da borracha (Figueiredo, 2007).

Devido à elevada rigidez elástica (pré-plastificação) dos dispositivos, os sistemas de isolamento com apoios LRB conseguem limitar os deslocamentos excessivos face às ações laterais de serviço, mas também conseguem fornecer flexibilidade horizontal suficiente para isolar a estrutura quando esta é sujeita a ações de grande intensidade como é caso dos sismos.

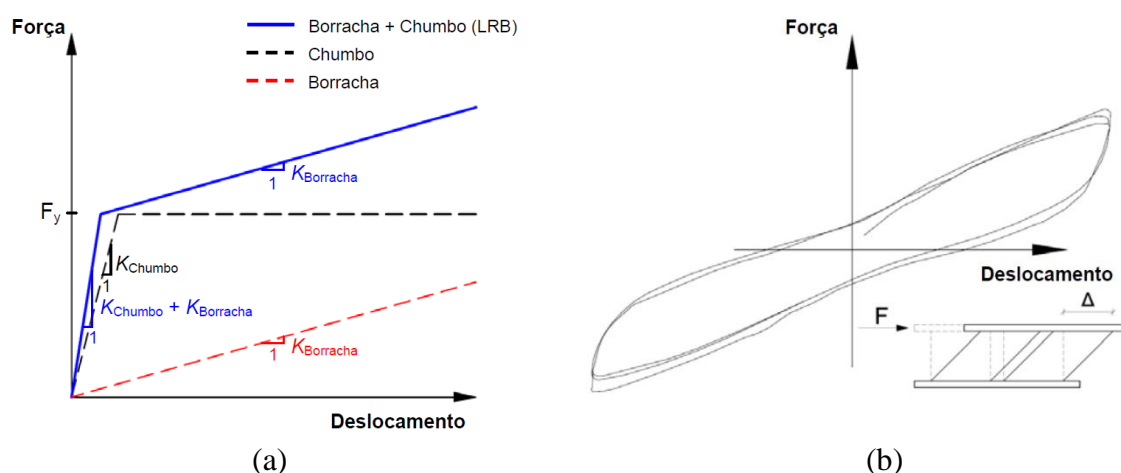


Figura 3.8- (a) Comportamento mecânico do chumbo, borracha natural e do apoio LRB para ações de corte. (b) Relação força-deslocamento de um apoio LRB sob ensaio cíclico de corte, (adaptado de Figueiredo, 2007).

Como se pode concluir pela Figura 3.8 (b), os apoios LRB exibem um comportamento estável perante carregamentos cíclicos, isto é, apresentam uma boa capacidade de recuperação das propriedades originais após uma ação cíclica. Para além do mais, são aparelhos isoladores com uma excelente durabilidade (Falcão Silva, 2011). Por estes motivos, os apoios de borracha com núcleo de chumbo são os dispositivos de isolamento de base mais utilizados, atualmente, a nível mundial.

3.3.3. Sistemas Pendulares com Atrito (FPS)

Como mostra o esquema da Figura 3.9 (b), os apoios FPS são constituídos por dois elementos de aço inoxidável sobrepostos, sendo que um deles é constituído por uma superfície que contém uma ponta de aço articulada, revestida por um material composto com coeficiente de atrito muito baixo, que desliza sobre a superfície polida côncava do segundo elemento.

Quando a estrutura é sujeita a uma ação sísmica, a peça articulada desliza sobre a superfície côncava do aparelho de apoio, fazendo-o descrever movimentos pendulares de pequena amplitude, como se encontra representado na Figura 3.9 (c) (Figueiredo, 2007). Estes movimentos dão origem a uma força de restituição, induzida pelo peso próprio da estrutura, o que promove um movimento de reposição à posição inicial (Lourenço Duarte, 2017). Na realidade, o apoio pendular com atrito apresenta como principal vantagem, face aos restantes apoios deslizantes, o facto de conseguir restituir à posição original isoladamente, isto é, sem necessitar do auxílio de apoios elastoméricos ou de amortecedores de aço.

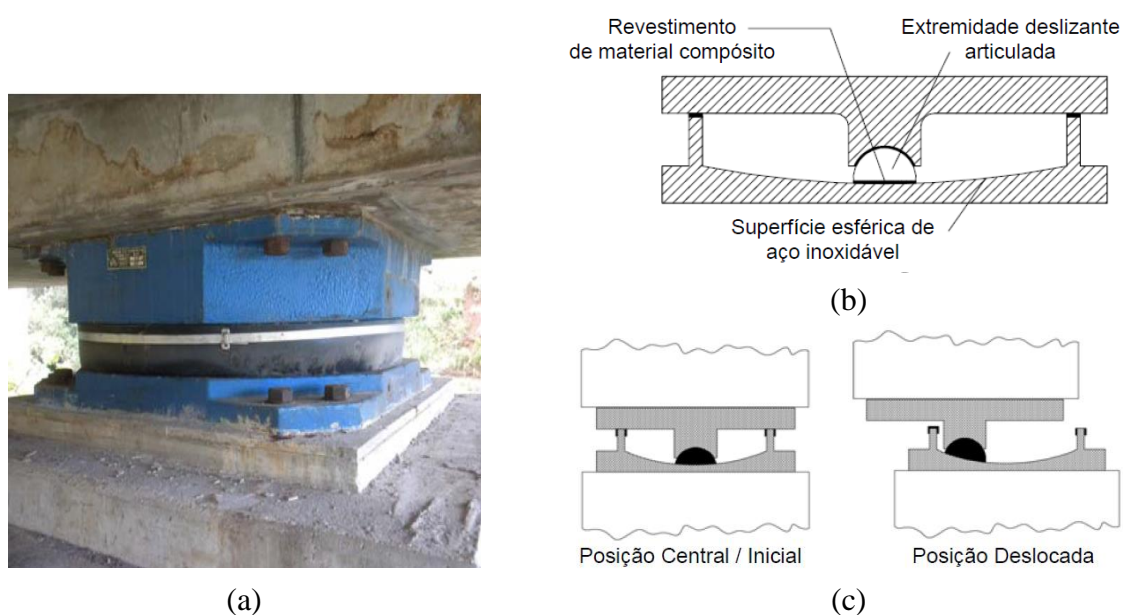


Figura 3.9- Aparelho de apoio FPS: (a) instalação na ponte Kealakaha, Havai, (b) representação esquemática das principais componentes e (c) movimentação (Figueiredo, 2007).

Neste tipo de sistemas de isolamento de base, o período de oscilação é praticamente independente da massa da estrutura, sendo, maioritariamente, dependente do raio de curvatura r_c da superfície côncava:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{r_c}{g}} \quad (1)$$

Dada a geometria dos aparelhos de apoio FPS, o amortecimento desejado é conseguido à custa da dissipação de energia, sendo esta obtida através da força de atrito cinético, resultante do movimento ao longo da superfície de deslizamento (FIP Industriale, 2016a). Na realidade, de acordo com Trummer e Sommer (1993), os apoios pendulares com atrito permitem obter níveis

de amortecimento na ordem dos 15% a 30%, reduzindo significativamente as forças laterais e os movimentos de vibração transmitidos à estrutura.

Uma vantagem relativa aos aparelhos FPS é o facto de a força horizontal de restituição à posição original, gerada pelo movimento de deslizamento, aquando de uma ação sísmica, ser proporcional ao peso total da estrutura, o que permite que o centro de rigidez do sistema de isolamento seja praticamente coincidente com a projeção vertical do centro de massa do edifício, minimizando os efeitos adversos do movimento de torção em edifícios com distribuição de massa assimétrica (Falcão Silva, 2011).

Outra vantagem apontada por Falcão Silva (2011) deste tipo de dispositivos em relação aos apoios elastoméricos, é o facto de as suas propriedades não serem afetadas pelo envelhecimento nem com a variação da temperatura.

Ao contrário dos apoios elastoméricos, os apoios pendulares com atrito têm uma geometria mais compacta, Figura 3.9 (a), com alturas entre os 15 e 30 cm, (Figueiredo, 2007), o que os torna uma solução bastante vantajosa para estratégias de reabilitação, já que a sua instalação é menos intrusiva na arquitetura pré-existente.

3.4. Métodos de Análise

De acordo com Guerreiro (2004), numa fase inicial, é fundamental caracterizar o tipo de comportamento do sistema de isolamento, para se poder identificar quais os tipos de modelos e métodos de análise mais indicados para a avaliação do comportamento do sistema de isolamento. Nos sistemas de isolamento cujo comportamento possa ser representado através de um modelo linear equivalente, pode-se utilizar uma análise modal, ou até mesmo um modelo estático equivalente, dependendo da complexidade da estrutura e da sua localização.

Segundo a cláusula 10.9.2 do EC8-1 (NP EN 1998-1, 2010), um sistema de isolamento só pode ser modelado com um comportamento viscoelástico linear equivalente se for constituído por apoios de elastómero laminado, como é o caso dos HDRB. Nos restantes casos, ou seja, quando o sistema de isolamento consiste em dispositivos do tipo elasto-plástico, terá de se modelar o seu comportamento histerético bilinear. Conclui-se que os sistemas de isolamento com apoios LRB e/ou FPS não podem ser modelados desta forma, o que deixaria de fora a análise linear equivalente, devendo ser modelados, portanto, segundo uma análise no domínio do tempo. No entanto, Grant (2017) admite a possibilidade de se efetuar uma análise linear equivalente nestes tipos de sistemas como uma estratégia de pré-dimensionamento. Desta forma, pode-se afirmar

que este tipo de análise permite obter uma primeira aproximação do comportamento não linear dos isoladores.

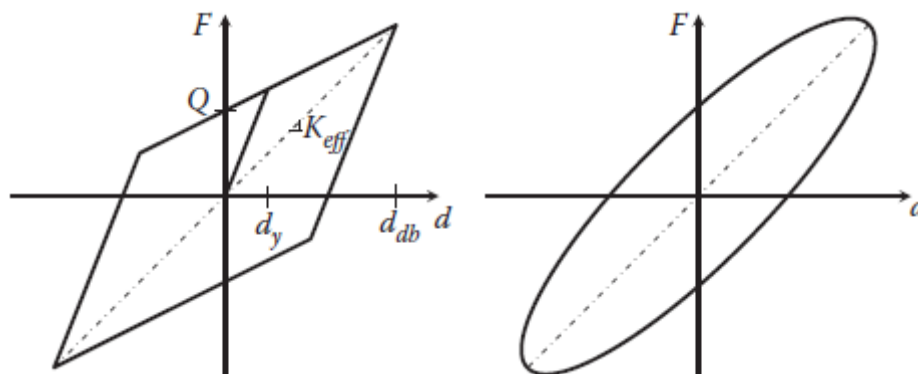


Figura 3.10- Comportamento histerético bilinear e respetiva aproximação linear equivalente (Grant, (2017)).

Geralmente, na aplicação de um modelo linear equivalente é necessário especificar duas propriedades importantes dos dispositivos: a rigidez efetiva, K_{eff} , e um coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, designado no EC8-1 de amortecimento efetivo, ξ_{eff} . A rigidez efetiva corresponde ao valor secante da rigidez relativa ao deslocamento máximo do dispositivo de isolamento, d_{db} . Por outro lado, a dissipação de energia deve ser expressa em termos de um valor de amortecimento viscoso equivalente, sendo que essa dissipação de energia deve ser expressa a partir da energia dissipada ciclicamente com uma frequência no intervalo das frequências próprias dos modos considerados. Ou seja, a quantidade de energia dissipada histereticamente é definida pela área interior dos ciclos característicos da relação força-deslocamento, E_D . Ainda que na norma não seja dada nenhuma indicação de como deva ser calculado, Grant (2017), sugere que ξ_{eff} seja obtido pela seguinte expressão:

$$\xi_{eff} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2)$$

em que E_D é a energia dissipada num ciclo histerético e E_{S0} é a energia de deformação correspondente ao deslocamento máximo, d_{db} , e à rigidez efetiva:

$$E_{S0} = \frac{K_{eff} d_{db}^2}{2} \quad (3)$$

Se a rigidez efetiva e/ou o amortecimento efetivo dos isoladores depender do deslocamento de cálculo total, d_{dc} , deve-se efetuar um processo iterativo até que a diferença entre o valor admitido e o calculado não exceda 5% do valor admitido.

Para que o comportamento do sistema de isolamento seja considerado equivalente a linear, o EC8-1 impõe que sejam satisfeitas as seguintes condições:

- a) a rigidez efetiva do sistema de isolamento, K_{eff} não pode ser inferior a 50% da rigidez efetiva para um deslocamento de 20% do deslocamento máximo de cálculo;
- b) o coeficiente de amortecimento efetivo do sistema de isolamento, ξ_{eff} , não pode ser superior a 30%;
- c) a relação força-deslocamento do sistema de isolamento não pode variar mais de 10% por efeito da velocidade do carregamento ou do valor das cargas verticais;
- d) o aumento da força de restituição no sistema de isolamento para deslocamentos no sistema de isolamento entre 50% do deslocamento máximo e o deslocamento máximo, não pode ser inferior a 2.5% da força gravítica total do sistema de isolamento.

Garantindo que o sistema de isolamento cumpre as condições acima enumeradas, o sistema pode ser modelado segundo um comportamento linear equivalente, sendo exequível uma análise estática (análise linear simplificada) ou uma análise dinâmica (análise modal linear simplificada). No entanto, no presente documento, focar-me-ei apenas na primeira.

3.4.1. Análise linear simplificada

Este método de análise estrutural linear considera duas translações horizontais, às quais são sobrepostos os efeitos estáticos da torção, assumindo que a superestrutura se comporta como um corpo rígido em translação acima do sistema de isolamento. Pode ser aplicado em sistemas de isolamento com comportamento linear amortecido equivalente, se estes verificarem as seguintes condições:

- a) a distância entre o local do edifício e a falha sísmica potencialmente ativa, com magnitude $M_s \geq 6.5$, for superior a 15 km;
- b) a maior dimensão em planta da superestrutura não é superior a 50 m;
- c) a subestrutura tem rigidez suficiente para minimizar os efeitos dos deslocamentos diferenciais do terreno;
- d) todos os dispositivos estão localizados acima de elementos da subestrutura que suportam as cargas verticais;
- e) o período efetivo, T_{eff} , satisfaz a seguinte condição:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s \quad (4)$$

sendo T_f o período fundamental da estrutura de base fixa e T_{eff} obtido através da seguinte expressão:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (5)$$

em que M corresponde à massa da superestrutura e K_{eff} à rigidez horizontal do sistema de isolamento;

- f) o sistema de contraventamento da superestrutura é regular e disposto simetricamente segundos os dois eixos principais da estrutura em planta;
- g) a rotação de corpo rígido na base da subestrutura é desprezável;
- h) a relação entre a rigidez vertical e a rigidez horizontal do sistema de isolamento satisfaz a seguinte relação:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (6)$$

- i) o período fundamental na direção vertical não é superior a 0.1 s, sendo calculado a partir da seguinte expressão:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (7)$$

Se todas as condições anteriores forem verificadas, o deslocamento do centro de rigidez devido à ação sísmica em cada direção horizontal, pode ser calculado aplicando a seguinte expressão:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff,min}} \quad (8)$$

onde $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ é a aceleração espectral, tendo em consideração o amortecimento efetivo, ξ_{eff} , e, de acordo com a cláusula 10.8(4), se podem usar valores médios no caso de edifícios de classe de importância II.

Uma vez que se admite que a superestrutura apresenta comportamento de corpo rígido, as forças de inércia horizontais encontram-se distribuídas uniformemente ao longo da sua altura (ou seja, proporcionalmente apenas às massas), ao invés da distribuição triangular que habitualmente se assume numa estrutura de base fixa. As forças horizontais, aplicadas a cada nível da superestrutura, são calculadas através da seguinte expressão:

$$f_j = \frac{m_j}{M} F_b = \frac{m_j}{M} M S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (9)$$

onde m_j é a massa ao nível j da superestrutura e F_b é a força de corte total da base.

As equações (8) e (9) são relativas ao deslocamento e forças de cálculo ao nível do sistema de isolamento. Para o caso de um isolador, é necessário multiplicar os esforços das equações (8) e (9) pelo fator de majoração, γ_x , que assume o valor de 1.2 (EC8-1, secção 10.3), e por um fator de amplificação, δ_{xi} , que tem em consideração os efeitos de “torção” da superestrutura, para cada uma das direções principais. Por exemplo, para a direção x tem-se:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad (10)$$

onde r_y é o raio de torção do sistema de isolamento na direção y :

$$r_y = \frac{\sum x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}}{\sum K_{xi}} \quad (11)$$

e x_i e y_i são as coordenadas do isolador i em relação ao centro de rigidez efetivo, $e_{tot,y}$ é a excentricidade total na direção y (incluindo a excentricidade acidental, e_{ai}), e K_{xi} e K_{yi} são as rigidezes efetivas do isolador i , respetivamente nas direções x e y .

Na Figura 3.11 apresenta-se um esquema do processo de cálculo iterativo para análise linear simplificada. Resumidamente, o valor de cálculo do deslocamento de cada dispositivo, d_{db} , depende do deslocamento de cálculo total do sistema de isolamento, d_{dc} , sendo que este, por sua vez, depende do valor do período efetivo, T_{eff} , e do coeficiente de amortecimento efetivo do sistema de isolamento, ξ_{eff} . Através de d_{db} é possível determinar a rigidez e o amortecimento equivalente de cada apoio e, posteriormente, obter o valor destas propriedades para o sistema de isolamento.

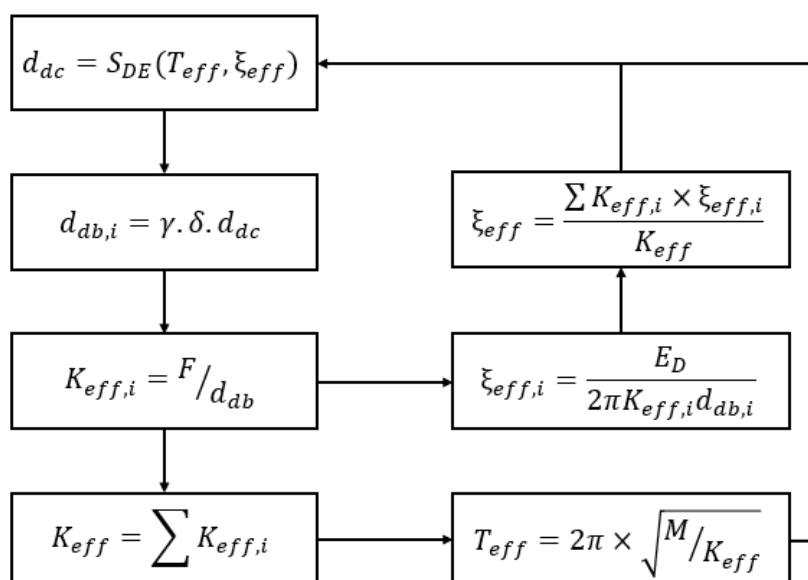


Figura 3.11- Algoritmo desenvolvido para a análise linear simplificada.

As recomendações propostas pelo EC8 são bastante semelhantes às apresentadas pela documentação americana NEHRP (*National Earthquake Hazards Reduction Program*). No entanto, este documento limita ainda a aplicação do método estático equivalente a estruturas compactas (com altura inferior a 20m, medidos acima da superfície de isolamento) regulares e cujo comportamento dinâmico não seja afetado pelos movimentos verticais (Guerreiro, 2004).

3.5. Reabilitação sísmica com isolamento sísmico de base

Como se referiu na secção 2.2.3 do presente documento, a utilização de sistemas de isolamento de base surge como uma alternativa às técnicas de reforço sísmico mais tradicionais. Enquanto estas se baseiam no aumento da rigidez, o isolamento de base permite melhorar a capacidade resistente do edifício ao sismo, limitando ao máximo o efeito da ação sísmica nos elementos estruturais sem necessitar de aumentar a rigidez da estrutura.

Por este motivo, o dimensionamento de um sistema de isolamento de base numa estrutura já existente é substancialmente diferente do de um edifício novo. Num edifício novo os principais parâmetros de dimensionamento, o período fundamental e o amortecimento, são predefinidos, e a superestrutura é dimensionada de modo a que a capacidade resistente seja superior às forças atuantes (Mezzi et al., 2012).

Como em qualquer processo de reabilitação, numa primeira fase, é importante perceber se a aplicação de sistema de isolamento de base é uma boa solução para o “reforço” do edifício em causa – avaliar a capacidade resistente da superestrutura às ações sísmicas reduzidas; analisar a existência de espaço suficiente na envolvente exterior do edifício que permita a sua livre movimentação, etc. – e só depois proceder à determinação das características do sistema de isolamento.

3.5.1. Vantagens e desvantagens do reforço por isolamento sísmico em relação ao reforço por aumento da resistência

A adição de um sistema de isolamento de base numa estrutura apresenta como principal vantagem, em relação às estratégias de reforço por aumento da resistência, o aumento do período fundamental da estrutura e a conseqüente diminuição da sollicitação sísmica aplicada à superestrutura, sem ser necessário aumentar a sua rigidez horizontal global. Para além disso, os sistemas de isolamento de base são mais fáceis de instalar e o processo de instalação é menos moroso e intrusivo, o que em edifícios com valor arquitetónico e/ou cultural é bastante importante, já que as suas características arquitetónicas originais, tanto interiores como exteriores, são preservadas. Geralmente, este tipo de solução permite ainda que o edifício continue a funcionar normalmente sem que as suas atividades sejam interrompidas ou até mesmo que o edifício tenha de ser desocupado, o que em edifícios como hospitais, quartéis de bombeiros, etc., é bastante vantajoso dado a sua importância em situações pós-catástrofe, como as existentes após um sismo de grande intensidade.

Os dispositivos de isolamento permitem garantir a integridade dos elementos estruturais, após uma ação sísmica, podendo ser facilmente substituídos ou sujeitos a trabalhos de manutenção, enquanto que as vigas e os pilares da superestrutura não.

Porém, as intervenções com isolamento sísmico de base, ainda que bastante eficazes, são mais complexas e as normas existentes ainda não incluem métodos simplificados de análise e dimensionamento para estas soluções. Além disso, são soluções com um custo mais elevado face às técnicas de reabilitação tradicionais e até mesmo à sua aplicação em estruturas novas – ainda que, nestes casos, o custo da construção total seja, geralmente, superior ao da solução sem sistema de proteção passiva. No entanto, numa análise global, completa e correta dos custos – isto é, considerando os custos de instalação do sistema, os de reparação do edifício e da estrutura após o sismo, os custos associados à interrupção e impedimento do normal funcionamento do edifício, e até mesmo, os custos relacionados com o conteúdo do edifício –, que em alguns casos este tipo de sistemas é economicamente mais vantajoso a longo prazo (Costa & Providência, 2019)

Por estes motivos, o isolamento sísmico de base é, normalmente, empregue na reabilitação de instalações onde é importante garantir um nível de desempenho superior, por serem edifícios cuja operacionalidade é essencial após a ocorrência de um sismo, como é o caso dos hospitais, quartéis dos bombeiros e polícia, etc., e edifícios cujo conteúdo e ocupação o justifique, como os museus, centrais energéticas e nucleares, escolas, etc. (Fukuyama e Sugano, 2000).

3.5.2. Procedimento de intervenção

A instalação de um sistema de isolamento de base numa estrutura de betão armado já existente é um processo complexo, que requer o desvio temporário da trajetória de cargas sem danificar os elementos estruturais e não-estruturais do edifício (Costa e Providência, 2019). São vários os procedimentos existentes para proceder à instalação de um sistema de isolamento, dependendo, sobretudo, do local onde se pretende inserir os dispositivos, no entanto todos estes processos seguem o mesmo esquema de etapas:

- 1) Primeiramente, é importante expor o elemento vertical onde será inserido o isolador, removendo o seu revestimento e elementos não-estruturais adjacentes;
- 2) monta-se uma estrutura auxiliar para o suporte temporário da carga do elemento vertical;
- 3) transfere-se a carga suportada pelo elemento vertical para a estrutura auxiliar;
- 4) procede-se ao corte do elemento vertical, de modo a deixar um intervalo suficiente para se instalar o isolador;
- 5) instalam-se os isoladores: nesta fase ainda não estão em carga;

- 6) transfere-se a carga da estrutura auxiliar para o elemento vertical;
- 7) finalmente, remove-se a estrutura auxiliar e procede-se aos acabamentos.

4. CASO DE ESTUDO

4.1. Enquadramento

No presente capítulo apresenta-se uma proposta de reabilitação sísmica com isolamento sísmico de base de um edifício de betão armado “isolado” (isto é, sem edifícios e obstáculos na sua envolvente exterior), destinado à habitação. Esta proposta consiste no dimensionamento de um sistema de isolamento sísmico constituído por aparelhos isoladores de borracha com núcleo de chumbo (LRB) e por apoios elastoméricos. Estes últimos apresentam baixa rigidez horizontal e capacidade de amortecimento, e têm como único objetivo aumentar a eficácia dos primeiros em termos de capacidade de dissipação de energia.

O edifício em causa localiza-se em Lisboa, uma zona do país de risco sísmico elevado. A análise e o dimensionamento da estrutura com base fixa foram efetuados num trabalho âmbito da disciplina de Conceção e Dimensionamento de Estruturas, tendo-se considerado nesse trabalho que a estrutura estava localizada em Coimbra. Embora a excessiva irregularidade da estrutura não permita a aplicação do método simplificado da EC8-1 (a menos que, obviamente, se sujeite a estrutura a uma intervenção de regularização), o facto de ser um edifício já estudado constituiu um incentivo para que se avaliasse a possibilidade de utilizar isolamento de base. Para que esta se tornasse necessária foi necessário agravar a ação sísmica, bastando deslocar a sua implantação para a zona de Lisboa.

4.2. Características gerais do edifício

Com se referiu anteriormente, o edifício de betão armado em causa é destinado à habitação e localiza-se em Lisboa. É constituído por 4 pisos com igual desenvolvimento em planta e com a distribuição de elementos estruturais representada na Figura 4.1. O piso 1 destina-se ao estacionamento automóvel, encontrando-se parcialmente enterrado. Os pisos 2, 3 e 4 destinam-se à habitação, sendo a cobertura não acessível.

A estrutura é basicamente em laje fungiforme, mas porticada ao longo do contorno exterior do edifício dos pisos 2, 3 e 4. O piso destinado ao estacionamento é constituído por paredes de betão armado ao longo do contorno soterrado, que apresentam uma espessura de 0.25 m. A estrutura apresenta ainda um núcleo de elevador e um núcleo de escadas. No modelo elaborado no *Robot Structural Analysis 2019* consideraram-se três tipos de lajes para os pisos elevados:

laje aligeirada na zona de habitação com uma espessura de 0.30m; laje maciça com 0.20m de espessura para as varandas; e zonas maciças em torno dos pilares com espessura de 0.30m. Os pilares apresentam uma secção constante em altura de 0.25m x 0.50m, à exceção de um pilar interior na cave que possui uma secção de 0.40m x 0.60m.

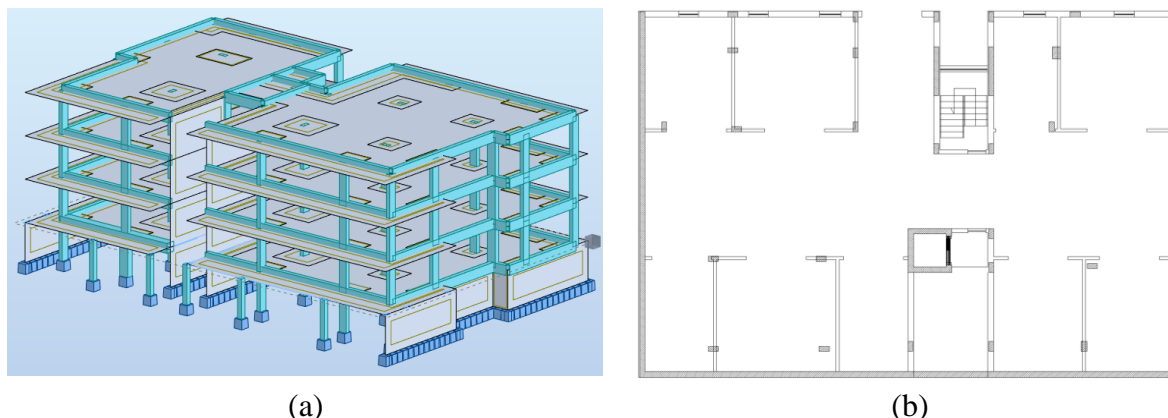


Figura 4.1- (a) Modelo estrutural (*Robot Structural Analysis 2019*). (b) Planta estrutural da cave (*AutoCAD 2018*).

Pretende-se instalar o sistema de isolamento de base imediatamente abaixo da laje superior da cave, no topo dos pilares, o que requer o reforço destes pilares com o aumento da sua secção, particularmente dos que vão receber os apoios dissipadores (mas não só). Uma vez que este piso se encontra parcialmente enterrado, não teria sido possível introduzir o isolamento na sua base, já que seria necessário garantir a existência de espaço suficiente entre a estrutura e a envolvente exterior para receber os movimentos de origem sísmica – o que obrigaria à criação de uma espécie de fosso ao longo das paredes de betão armado exteriores.

4.3. Caracterização das ações

4.3.1. Cargas de projeto

As cargas de projeto são referentes às ações permanentes e às ações variáveis das sobrecargas de utilização. No presente trabalho consideram-se dois tipos de cargas permanentes: o peso próprio e restantes cargas permanentes. O peso próprio da estrutura foi calculado automaticamente através do software *Robot Structural Analysis 2019*, tendo por base o peso volumico dos materiais e a sua volumetria. As restantes cargas permanentes são relativas aos elementos não estruturais, tendo-se considerado a distribuição das paredes divisórias em alvenaria e o revestimento dos pavimentos. Assim, os valores assumidos para as restantes cargas permanentes foram 1.0 kN.m^{-2} e 3.5 kN.m^{-2} para a zona de varandas e de habitação, respetivamente.

Para a determinação dos valores relativos às ações variáveis foi necessário classificar o edifício quanto ao tipo de utilização. De acordo com o Quadro NA-6.2 do EC1-1 (NP EN 1991-1, 2009), sendo o edifício destinado à habitação, as lajes superiores dos pisos 2, 3 e 4 são categoria A, logo, o valor da sobrecarga considerado nestes pisos foi de 2.0 kN.m^{-2} . Relativamente à laje da cobertura, uma vez que esta é não acessível, classificou-se como categoria de utilização H, correspondendo ao valor de sobrecarga de 0.4 kN.m^{-2} , de acordo com a Quadro NA-6.10 do EC1-1 (NP EN 1991-1, 2009).

4.3.2. Ação sísmica

A ação sísmica é representada com base num espectro de resposta elástico de acelerações que, por sua vez, é definido de acordo com as especificações apresentadas no EC8-1. Como se pode verificar pelas equações (12) a (15), relativas à representação do espectro de resposta elástica horizontal, a ação sísmica depende, principalmente, de coeficientes relativos à zona sísmica em que a estrutura se encontra: valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno rochoso (terreno tipo A), a_g , valor do limite inferior do período no troço de aceleração constante, T_B , valor do limite superior do período no troço de aceleração constante, T_C , valor que define o início do troço de deslocamentos constantes, T_D , e coeficiente que depende das condições geotécnicas locais, S .

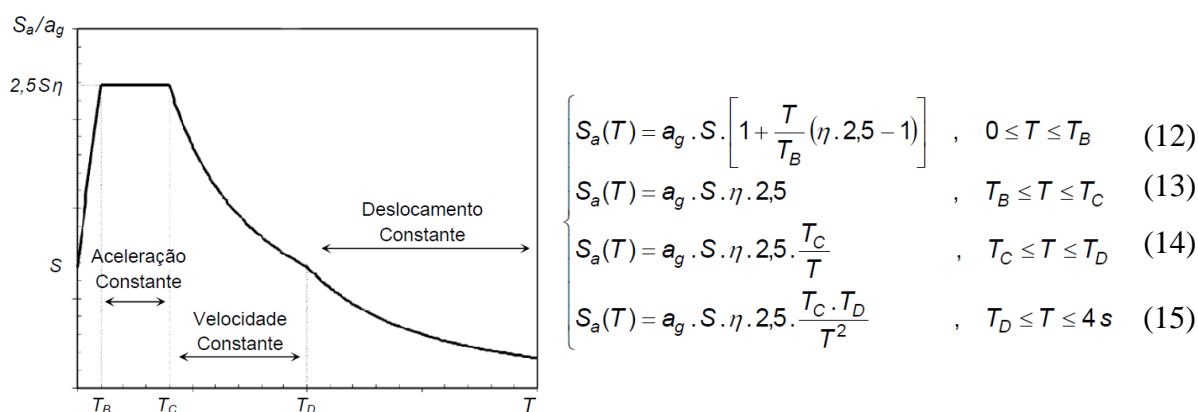


Figura 4.2- Forma do espectro de resposta elástica de acelerações (Figueiredo, 2007)

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro S deve ser determinado tendo em consideração o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g

$$S = S_{max}, a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad (16)$$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1), 1m/s^2 \leq a_g \leq 4 m/s^2 \quad (17)$$

$$S = 1.0, a_g \geq 4 m/s^2 \quad (18)$$

De acordo com o EC8-1, devem ser considerados dois tipos de ação sísmica no dimensionamento de estruturas em Portugal: ação sísmica do tipo 1 (sismo afastado de magnitude mais elevada) e ação sísmica do tipo 2 (sismo próximo de menor magnitude). A estes dois tipos de ações sísmicas correspondem zonamentos distintos, de acordo com o nível de perigosidade sísmica no território nacional, ver Figura 4.3. A aceleração sísmica à superfície diminui, para a ação do tipo 1, da zona 1.1 para a zona 1.6, enquanto que para a ação do tipo 2 da zona 2.1 para a zona 2.5.

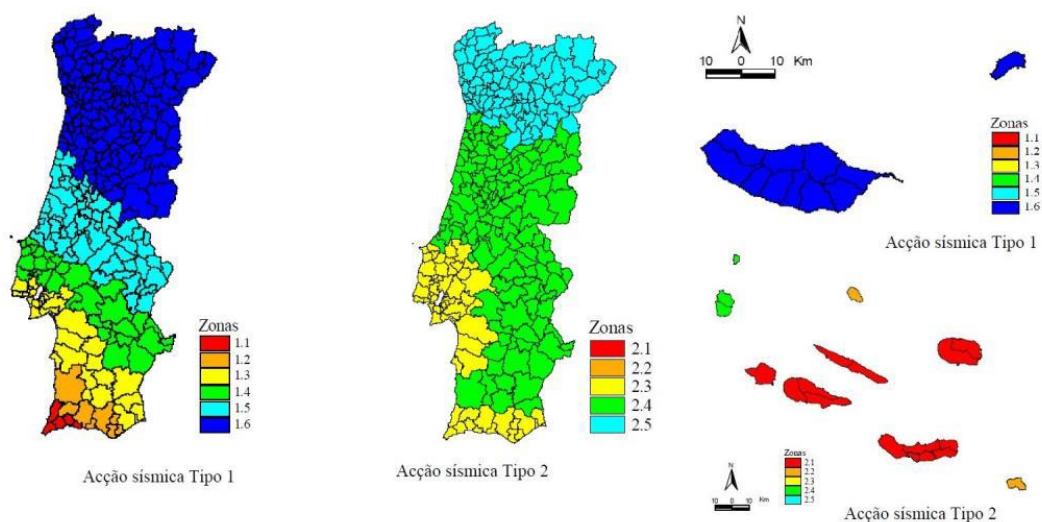


Figura 4.3- Zonamento sísmico nacional (adaptado de EC8-1, 2010)

Uma vez que o edifício em estudo se localiza em Lisboa, conclui-se que os espetros de resposta devem ser definidos com base nos valores referentes às zonas 1.3 e 2.3, respetivamente, para as ações sísmicas do tipo 1 e 2. Admitiu-se ainda que o edifício se encontra implantado num terreno do tipo C, de acordo com a classificação apresentada na Tabela 4.1 do EC8-1.

Tabela 4.1- Valores recomendados pelo EC8 para os parâmetros que definem os espetros de resposta elástica

Tipo de ação sísmica	a_g [m.s ⁻²]	S_{max}	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
1	1.50	1.60	1.50	0.10	0.60	2.0
2	1.70	1.60	1.46	0.10	0.25	2.0

O espetro de resposta elástica depende também de um coeficiente de correção de amortecimento, η , que pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (19)$$

onde ξ é o amortecimento viscoso relativo do sistema de isolamento, em percentagem.

As componentes horizontais da ação sísmica, U_x e U_y , atuam em simultâneo. Os esforços totais devidos às mesmas foram obtidos pelo máximo das duas combinações seguintes:

$$E_{sd,x} + 0.3E_{sd,y} \quad (20)$$

$$0.3E_{sd,x} + E_{sd,y} \quad (21)$$

Ao utilizar-se o programa de cálculo *Robot Structural Analysis 2019* o resultado das combinações (20) e (21) foi obtido diretamente pelo programa para os dois tipos (1 e 2) de ação sísmica. Como o edifício não apresenta elementos suscetíveis de excitação relevante por vibrações verticais, a componente vertical da ação sísmica foi ignorada.

4.4. Estrutura com base fixa

Numa fase inicial, começou por se analisar a estrutura com base fixa. Como se referiu, o modelo e a análise da estrutura de base fixa foram efetuados anteriormente para um trabalho no âmbito da disciplina de Conceção e Dimensionamento de Estruturas, recorrendo ao software *Robot Structural Analysis 2019*.

No modelo consideram-se encastramentos perfeitos em todos os apoios e, para facilitar a análise e dimensionamento, assume-se a existência de pilares ao longo da parede de betão armado da cave, em continuidade dos pilares dos pisos superiores, bem como na zona das paredes da caixa de escadas e do núcleo do elevador. A Figura 4.4 apresenta um esquema da numeração dos apoios do edifício em estudo.

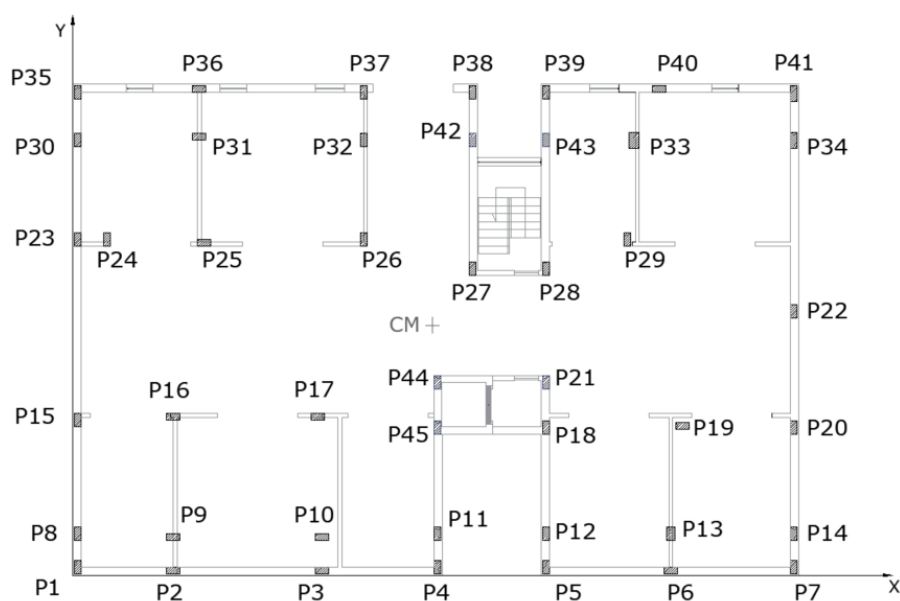


Figura 4.4- Numeração dos pilares da cave.

No dimensionamento de um sistema de isolamento de base é conveniente efetuar primeiro uma análise modal da estrutura de base fixa, de modo a obter os modos de frequência, respetivos valores do período e frequência de vibração, bem como as percentagens de participação de massa modal. Na realização desta análise conclui-se que os primeiros 25 modos de vibração contribuem significativamente para a resposta global da estrutura, já que nestes a soma das massas modais efetivas representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura. Este número significativo de modos de vibração pode ser justificado pela irregularidade em planta da estrutura.

Apresentam-se na Tabela 4.2, os valores referentes aos três primeiros modos de vibração, resultantes da análise de vibrações da estrutura de base fixa. Pode-se concluir que os dois primeiros modos correspondem, principalmente, a deformações segundo a direção X e que o terceiro modo corresponde a deformações relativas à translação segundo a direção Y, sendo, portanto o valor do período de vibração fundamental segundo X de 0.30 s e, segundo, Y de 0.17 s. Conclui-se ainda que os efeitos relativos à torção global do edifício são pouco significativos, (Anexo A). A massa total da superestrutura é de 1 825.23t.

Tabela 4.2- Resultados da análise de vibrações do modelo com base fixa (três primeiros modos de vibração)

Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	Fatores de participação de massa modais			
			U_x [%]	U_y [%]	$\sum U_x$ [%]	$\sum U_y$ [%]
1	3.33	0.30	25.27	1.81	25.27	1.81
2	3.39	0.25	37.58	2.11	62.85	3.92
3	5.44	0.17	0.12	54.64	62.97	58.56

Para o dimensionamento de um sistema de isolamento de base é também necessário determinar a reação vertical máxima nos apoios para as combinações de estados limites últimos, F_{zd} , e o valor da reação vertical relativa à combinação sísmica mais desfavorável, $V_{i,}$, já que estes dois valores e a deformação máxima determinam os requisitos mínimos a cumprir pelo dispositivo de apoio. Através da análise efetuada à estrutura com base fixa no *Robot* obteve-se um valor de reação máxima vertical F_{zd} de 1384.26 kN no pilar P17 e para as combinações sísmicas mais desfavoráveis obteve-se $V_{T1} = 894.04$ kN para ação sísmica do tipo 1 e $V_{T2} = 933.80$ kN para a ação sísmica do tipo 2.

4.5. Estrutura com base isolada

4.5.1. Período fundamental da estrutura de base fixa e CR dos isoladores

De acordo com a cláusula B4.1(6) do EC8-3, o isolamento de base só deve ser empregue na reabilitação de estruturas cujos períodos fundamentais são inferiores a 1.0 s. Como se referiu anteriormente, a análise de vibrações efetuada determinou o valor do máximo do período fundamental da estrutura de base fixa $T_1 = 0.30$ s (segundo a direção X). Assim, de acordo com a norma, se forem cumpridos os demais requisitos, é possível adotar um sistema de isolamento de base na reabilitação desta estrutura.

Outro ponto importante a garantir é que o centro de rigidez efetivo esteja o mais próximo possível da projeção do centro de massa na interface de isolamento, para se evitar efeitos de torção indesejáveis em torno do eixo vertical. De acordo com a cláusula 10.9.3(2) do EC8-1, para se poder aplicar o método simplificado de análise linear no dimensionamento de um sistema de isolamento de base, é necessário garantir que a excentricidade total, e_{tot} , (incluindo a excentricidade acidental, e_{ai}) entre o centro de rigidez do sistema de isolamento e a projeção vertical do centro de massa da superestrutura é inferior a 7.5% do comprimento da superestrutura na direção transversal à considerada.

Assim, numa fase inicial, assumiu-se que todos os aparelhos têm igual rigidez horizontal em ambas as direções, e que apresentam uma distribuição aproximadamente uniforme (ou pelo menos, o mais simétrica possível) no topo de todos os pilares e paredes cortadas, totalizando 45 isoladores. Desta forma garante-se que os movimentos de torção em torno do eixo vertical sejam praticamente nulos.

Na Tabela 4.3 apresenta-se os valores das coordenadas do centro de massa da superestrutura, CM, e do centro de rigidez do sistema de isolamento considerado, CR, em relação aos eixos representados na Figura 4.4. Na Figura 4.5 apresenta-se uma representação da distribuição dos dispositivos de apoio em planta com um sistema de eixos cuja origem coincide com o CR deste sistema de isolamento inicial.

Tabela 4.3- Coordenadas do centro de massa da superestrutura e do centro de rigidez inicial do sistema de isolamento

Coordenadas	CM	CR
X [m]	13.43	13.42
Y [m]	9.34	8.94

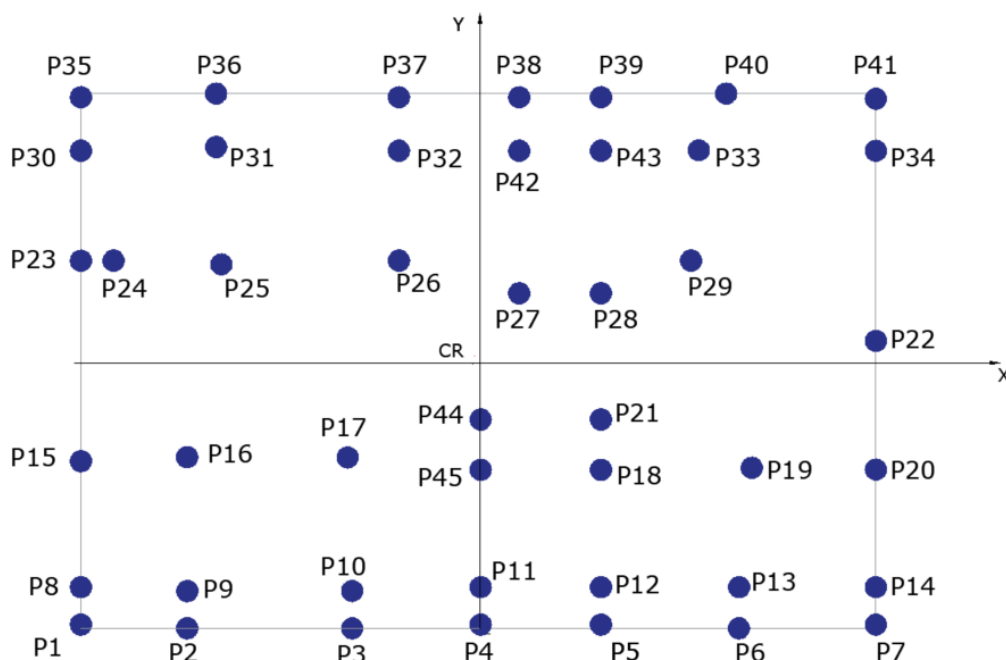


Figura 4.5- Distribuição dos dispositivos de apoio em planta

4.5.2. Sistema de isolamento com apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB)

Como se referiu anteriormente, o sistema de isolamento de base é constituído por apoios LRB, localizados todos ao mesmo nível, abaixo do pavimento superior da cave, acima do nível do solo na envolvente do edifício. Para o dimensionamento, admite-se que o sistema de isolamento de base apresenta um comportamento amortecido equivalente (linear).

Numa primeira fase do dimensionamento de um sistema de isolamento de base, é necessário calcular o deslocamento máximo do centro de rigidez, d_{dc} , em cada direção. Para tal, é preciso definir um valor máximo de período fundamental efetivo para a estrutura isolada. Como se referiu na secção 3.4.1 do presente documento, para se poder aplicar o método linear simplificado descrito no EC8-1 é preciso garantir que o valor do período fundamental efetivo, T_{eff} , cumpre a seguinte condição:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s \Leftrightarrow 0.90s \leq T_{eff} \leq 3s \quad (22)$$

Quanto mais elevado o período efetivo menor será a aceleração espectral, e, conseqüentemente, menor serão as forças de inércia, devendo, pois, procurar-se um valor elevado para o mesmo. Assim, apontando inicialmente para $T_{eff} = 3s$ e admitindo que os dispositivos de apoio têm um amortecimento relativo de 30%, o deslocamento máximo do centro de rigidez d_{dc} é calculado através do espetro de resposta elástica de deslocamento, S_{De} , que se relaciona com o espetro de resposta elástica de aceleração, S_e , através da seguinte relação (que só é efetivamente exata para vibrações harmónicas):

$$d_{dc} = S_{De}(T_{eff}, \xi_{eff}) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (23)$$

Atendendo às equações (12) a (15), conclui-se que para um período efetivo de 3 s se está no intervalo de deslocamentos constantes do espetro de resposta elástica, correspondente à equação (15), tanto para a ação sísmica do tipo 1 como para a do tipo 2. Assim, para as ações sísmicas do tipo 1 e 2 tem-se, respetivamente, os seguintes valores de deslocamento de cálculo do centro de rigidez:

$$d_{dc,T1} = 0.35m \cdot s^{-2} \times 1.6 \times \sqrt{\frac{10}{5+27}} \times 2.5 \left[\frac{0.6 \times 2.0}{3^2} \right] \times \left[\frac{3}{2\pi} \right]^2 = 94 \text{ mm} \quad (24)$$

$$d_{dc,T2} = 1.1m \cdot s^{-2} \times 1.6 \times \sqrt{\frac{10}{5+27}} \times 2.5 \left[\frac{0.25 \times 2.0}{3^2} \right] \times \left[\frac{3}{2\pi} \right]^2 = 43 \text{ mm} \quad (25)$$

Como se referiu na secção 3.4.1, para se obter o deslocamento de cálculo total de cada isolador, que inclui para além da translação do centro de rigidez a rotação da estrutura, multiplica-se d_{dc} por um coeficiente de ampliação, δ_i . Assumindo, inicialmente, que $K_{xi} = K_{yi}$ para todos os apoios, a expressão para o raio de torção do sistema de isolamento em qualquer direção, reduz-se a:

$$r_x^2 = r_y^2 = \frac{\sum(x_i^2 + y_i^2)}{n} \quad (26)$$

sendo n o número de isoladores que constituem o sistema de isolamento. Assim, obtem-se $r_y = r_x = 11.0$ m, para as direções x e y . A excentricidade total para cada direção é:

$$e_{tot,y} = e_y + e_{a,y} = (Y_{CR} - Y_{CM}) + 0.05 \times L_y = 1.29 \text{ m} \quad (27)$$

$$e_{tot,x} = e_x + e_{a,x} = (X_{CR} - X_{CM}) + 0.05 \times L_x = 1.34 \text{ m} \quad (28)$$

Os valores do coeficiente de amplificação, δ_i , para o isolador P7, que é o apoio mais afastado do centro de rigidez, e que, por isso, apresenta maiores deslocamentos, são:

$$\delta_{x,P7} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_{P7} = 1 + \frac{0.97}{11.8} \times 9.01 = 1.09 \quad (29)$$

$$\delta_{y,P7} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} x_{P7} = 1 + \frac{1.38}{11.8} \times 13.6 = 1.15 \quad (30)$$

Finalmente, o deslocamento de cálculo total em cada apoio é dado por

$$d_{db,i} = \gamma_x \cdot \delta_i \cdot d_{dc} \quad (31)$$

apresentando-se na Tabela 4.4 os valores obtidos para cada direção e tipo de ação sísmica para o apoio no pilar P7.

Tabela 4.4- Deslocamento de cálculo total no apoio P7.

Ação sísmica	$d_{db,x}$ [mm]	$d_{db,y}$ [mm]
Tipo 1	124	130
Tipo 2	57	60

Sabendo o deslocamento de cálculo de cada apoio, e as cargas verticais máximas geral e sísmica, procede-se à escolha inicial dos aparelhos. Para tal, recorreu-se ao catálogo de apoios de borracha com núcleo de chumbo da empresa FIP Industriale (FIP Industriale, 2016c). O catálogo agrupa os dispositivos por diferentes valores de deslocamento de cálculo total. Uma vez que no EC8-1 não é explícito se para o deslocamento de cálculo total se deve considerar a combinação dos deslocamentos em ambas as direções (obtido pela raiz quadrada da soma dos

quadrados), considera-se que os deslocamentos máximos para ambas as direções não ocorrem em simultâneo. Assim, para a verificação dos apoios o valor máximo do deslocamento admitido é de 130 mm, sendo, portanto, é viável adotar-se, numa fase inicial, dispositivos com deslocamentos máximos de 150 mm. No Anexo B apresenta-se um excerto do catálogo da FIP Industriale.

A FIP apresenta dois tipos de apoios de borracha com núcleo de chumbo que diferem entre si pelo composto utilizado no processo de vulcanização da borracha. No presente trabalho optou-se pelos apoios LRB-S ($G = 0.4$ MPa). De entre as configurações do apoio LRB-S disponibilizadas no catálogo capazes de suportar o deslocamento de cálculo total definido acima, deve-se adotar aquela com capacidade de carga vertical superior aos valores definidos pelos estados limites últimos relativos (i) à situação de projeto sísmica, V , e (ii) às restantes situações de projeto, F_{zd} . Assim, a solução inicialmente adotada para todos os apoios consiste em aparelhos LRB-S 500/100-110, com diâmetro exterior de 500 mm, para deslocamentos máximos de 150 mm.

Como se referiu anteriormente, por simplificação, admite-se que os apoios apresentam um comportamento bilinear. No catálogo da FIP, ver Figura 4.6, este comportamento é definido pelas coordenadas dos pontos que definem a cedência do núcleo de chumbo (d_1, F_1) e o deslocamento último (d_2, F_2). Para o LRB-S 500/100-110 tem-se (8 mm, 106 kN) e (125 mm, 193 kN), respetivamente, (Anexo B). Estes dois pontos determinam o patamar pós-cedência, com base no qual para o valor do deslocamento de cálculo total do apoio d_{db} se determina a correspondente força lateral proporcionada por ele F_{max} . A relação entre estes dois valores determina a rigidez efetiva secante, K_{eff} , para o deslocamento máximo de cada apoio, d_{db} . A rigidez efetiva do sistema de isolamento é o somatório das rigidezes efetivas de todos os apoios. A Tabela 4.5 apresenta os valores da rigidez efetiva do sistema de isolamento nesta fase inicial. É de notar que, embora a relação constitutiva dos apoios seja igual em todas as direções, a rigidez efetiva é distinta nas direções x e y porque, para cada apoio, o deslocamento de cálculo total é diferente nestas direções.

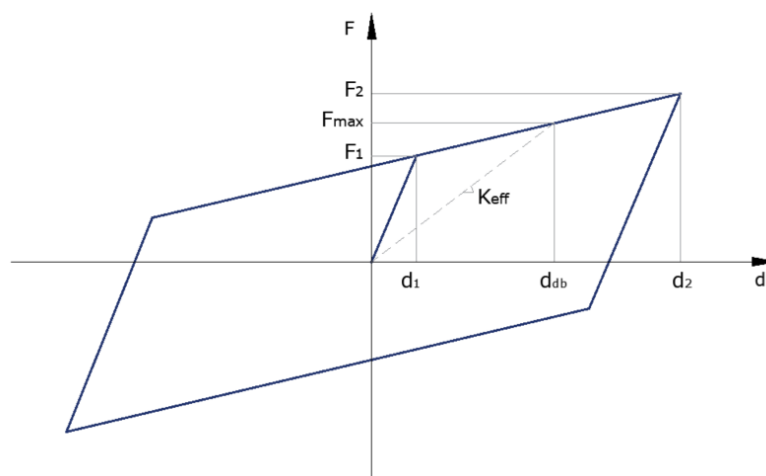


Figura 4.6- Aproximação bilinear do comportamento histerético de um apoio LRB (adaptado de FIP Industriale, 2016)

Tabela 4.5- Valores de K_{eff} do sistema de isolamento.

Ação Sísmica	$K_{eff,x}$ [kN/mm]	$K_{eff,y}$ [kN/mm]
Tipo 1	78.40	77.80
Tipo 2	131.26	129.94

Com estes valores da rigidez efetiva do sistema de isolamento determina-se um novo valor para o período efetivo empregando a expressão (3) (baseada em considerar a estrutura isolada como um sistema de um único grau de liberdade) e um novo valor de amortecimento efetivo com a expressão (2). Como estes dois novos valores são, em geral, inferiores aos inicialmente considerados, entra-se num processo iterativo, que se programou no Excel, até que se verifiquem os critérios de convergência previamente estabelecidos. No final, tem-se o deslocamento máximo, d_{dc} , a rigidez efetiva, K_{eff} , o período efetivo, T_{eff} , e o amortecimento efetivo, ξ_{eff} , para a configuração inicial do sistema de isolamento, com 45 isoladores, cujos valores se apresentam na Tabela 4.6.

Tabela 4.6- Valores de d_{dc} , K_{eff} , ξ_{eff} para a primeira configuração analisada.

Ação Sísmica	$d_{dc,x}$ [mm]	$K_{eff,x}$ [kN/mm]	$\xi_{eff,x}$ [%]	$T_{eff,x}$ [s]	$d_{dc,y}$ [mm]	$K_{eff,y}$ [kN/mm]	$\xi_{eff,y}$ [%]	$T_{eff,y}$ [s]
Tipo 1	31	171.25	30	0.65	33	159.49	30	0.67
Tipo 2	10	452.16	19	0.40	11	446.09	20	0.40

Comparando os valores da rigidez efetiva inicialmente assumidos, apresentados na Tabela 4.5, com os valores finais apresentados na Tabela 4.6, observa-se um aumento significativo da rigidez efetiva do sistema de isolamento, nomeadamente para a ação sísmica do tipo 2. Este aumento deve-se a valores de deformação nos isoladores inferiores aos inicialmente assumidos; ora, quanto menores forem estes deslocamentos maior será a rigidez efetiva, atingindo esta o seu máximo quando estes deslocamentos atingirem o valor d_1 (ou menor) do aparelho de apoio. Este limite, ou seja, deslocamento igual ou inferior a d_1 , corresponde a não tirar partido da cedência do núcleo de chumbo (não apenas em termos da rigidez secante mas também do amortecimento relativo), ou seja, uma utilização errada deste tipo de aparelho: na prática devem-se utilizar aparelhos que nas situações extremas apresentem deslocamentos o tanto maiores que d_1 que possível (desde que não ultrapassem d_2).

Ora um aumento da rigidez efetiva resulta, logicamente, numa redução do período efetivo, o que leva à redução da eficácia do sistema de isolamento. No caso de estudo a redução foi tal (ver Tabela 4.6) que levou a que a condição (22) deixasse de ser verificada.

Assim, esta proposta inicial não é válida, já que resulta num sistema de isolamento bastante rígido o que anula o objetivo da introdução de um sistema de isolamento de base numa estrutura, que, como se referiu anteriormente, consiste na redução da resposta sísmica da estrutura com a interposição de uma camada deformável na base do edifício. De facto, como se pode observar pelos valores do espectro de resposta elástica de aceleração, S_e , apresentados na Figura 4.7, como o valor do período efetivo isolado é pouco maior que o período fundamental para base fixa, a redução da resposta sísmica da estrutura de base isolada, em comparação com a estrutura de base fixa, não é significativa. Note-se que, na prática, o objetivo do isolamento será o de conseguir uma redução dos esforços com uma ordem de grandeza similar à do coeficiente de comportamento, q , que se utilizaria numa abordagem por forças ao dimensionamento: uma redução desta grandeza permite que a superestrutura funcione na fase elástica (ou seja, sem cedência), reduzindo a zero a exigência em termos da componente plástica da rotação relativa à corda.

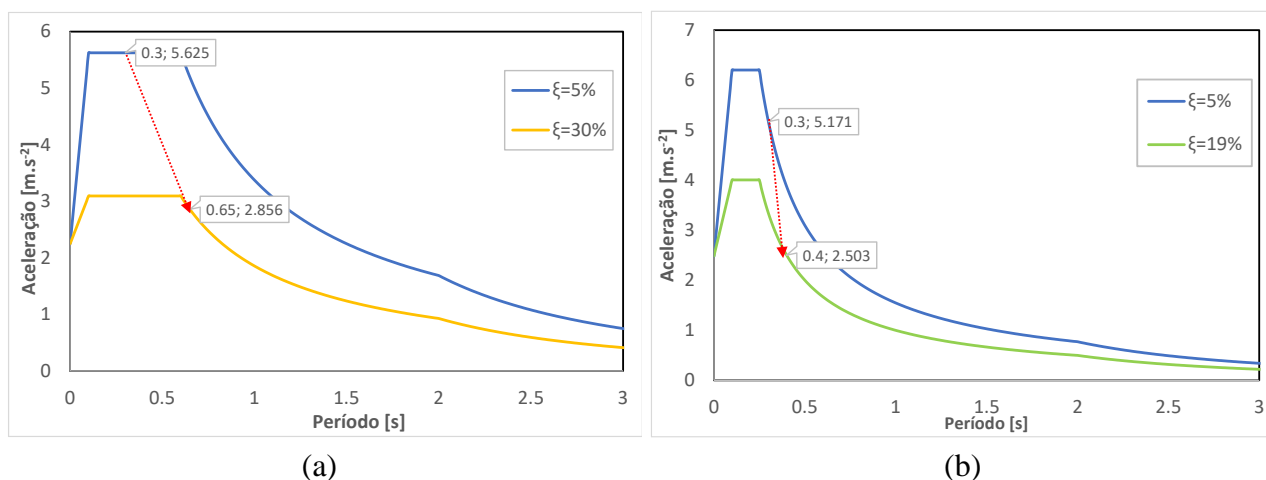


Figura 4.7- Evolução da aceleração espectral da estrutura de base fixa ($\xi=5\%$) para a de base isolada, para a (a) ação sísmica do tipo 1 e a (b) ação sísmica do tipo 2

Conclui-se que é necessário modificar esta primeira configuração do sistema de isolamento de base de forma a diminuir a sua rigidez horizontal efetiva. Para tal, seria necessário reduzir a rigidez lateral dos apoios o que não é possível porque ela é governada pela capacidade portante vertical. Assim, uma segunda opção, bastante habitual na prática, consiste em reduzir o número de amortecedores, substituindo-os por apoios simples, ou seja, sem rigidez lateral. No caso em estudo, optou-se por uma solução mista, em que, para além dos apoios LRB (agora em número bastante inferior), se utilizam apoios de borracha livres Vasoflon também produzidos pela FIP Industriale (FIP Industriale, 2016d). O Vasoflon é a marca comercial de um politetrafluoretileno (PTFE), que é um dos sólidos com menor coeficiente de atrito conhecido, e que, portanto, é muito utilizado como lubrificante. Os apoios Vasoflon da FIP Industriale são apoios de pote (*pot bearings*) que, como habitualmente, surgem nos formatos fixo ou deslizante, sendo os últimos uni- ou multidirecionais: é justamente este último, o caso do apoio livre (VM), que se utiliza para esta segunda configuração.

De modo a minimizar o movimento de torção em torno do eixo vertical, adota-se a distribuição de apoios representada na Figura 4.8, onde o sistema de isolamento é constituído por 12 dispositivos LRB e 33 apoios de borracha livres Vasoflon VM 150/100/50 (ver Anexo C).

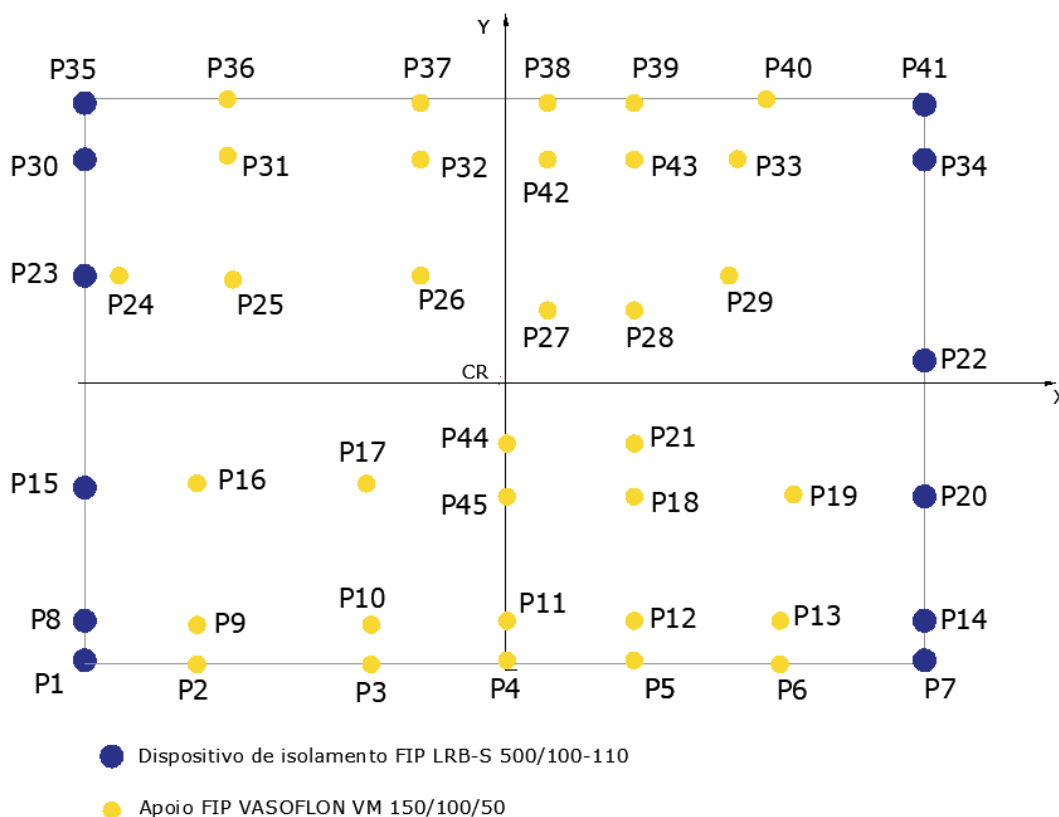


Figura 4.8- Nova configuração da distribuição dos dispositivos de apoio em planta.

Repetindo a metodologia de cálculo descrita anteriormente, obtêm-se os novos valores de deslocamento do centro de rigidez do sistema de isolamento, d_{dc} , de rigidez efetiva, K_{eff} , de amortecimento efetivo, ξ_{eff} , e de período efetivo, T_{eff} . Apresentam-se na Tabela 4.7. os valores após convergência do algoritmo iterativo.

Tabela 4.7- Valores de d_{dc} , K_{eff} , ξ_{eff} para a segunda configuração analisada.

Ação Sísmica	$d_{dc,x}$ [mm]	$K_{eff,x}$ [kN/mm]	$\xi_{eff,x}$ [%]	$T_{eff,x}$ [s]	$d_{dc,y}$ [mm]	$K_{eff,y}$ [kN/mm]	$\xi_{eff,y}$ [%]	$T_{eff,y}$ [s]
Tipo 1	84	22.70	30	1.78	85	21.87	29	1.82
Tipo 2	25	55.64	30	1.14	25	52.35	30	1.17

Comparando os valores da Tabela 4.6 com os da Tabela 2.1, nota-se uma redução significativa do valor da rigidez horizontal efetiva do sistema de isolamento, que resulta num aumento do período efetivo. Em ambos os tipos de ação sísmica, verifica-se ainda que o T_{eff} é superior a 0.90 s, o que satisfaz a condição (22) para a aplicação do método simplificado de análise linear.

O apoio de borracha com núcleo de chumbo adotado do catálogo da FIP continua a ser, como se pode observar pela Figura 4.8, o LRB-S 500/100-110 para um deslocamento máximo de cálculo 150 mm, já que o deslocamento de cálculo total máximo ocorre no apoio P7 com o valor de 111 mm, ver Tabela 4.8. Como facilmente se conclui, mantendo o mesmo tipo de apoio dissipador, mas reduzindo o seu número para quase um quarto dos considerados na primeira configuração analisada, obtêm-se deslocamentos laterais muito superiores, e portanto uma rigidez lateral efetiva muito inferior, como se desejava.

Tabela 4.8- Valores do deslocamento de cálculo total, d_{db} , (apoio P7).

Ação sísmica	$d_{db,x}$ [mm]	$d_{db,y}$ [mm]
Tipo 1	107	111
Tipo 2	31	33

É de notar que o deslocamento de cálculo total dos isoladores para a ação sísmica do tipo 2, d_{dbT2} é muito menor que a do tipo 1, d_{dbT1} . Ora, para o comportamento bilinear esquematizado anteriormente na Figura 4.6, o valor de $d_{db,T1}$ está mais próximo do valor do deslocamento de cálculo máximo admissível do apoio, d_2 (ver Anexo B), logo a inclinação da reta definida pelos parâmetros ($d_{db,T1}$, F_{T1}) é menor, isto é, menor rigidez horizontal efetiva do apoio. Por outro lado, como para a ação sísmica do tipo 2 o deslocamento d_{db} é inferior, a rigidez horizontal efetiva $K_{eff,2}$, definida pelos parâmetros ($d_{db,2}$, F_{T2}) é maior. Desta forma, pode-se concluir que para uma situação de ação sísmica do tipo 1 há um maior aproveitamento das capacidades resistentes do dispositivo LRB adotado, do que numa situação sísmica do tipo 2.

Relativamente ao espectro de resposta elástica de acelerações, observa-se na Figura 4.9 que, com a instalação do sistema de isolamento de base, há uma redução das acelerações para, aproximadamente, um sétimo das acelerações da estrutura de base fixa, o que, conseqüentemente, se traduz numa redução proporcional das forças de inércia na superestrutura. Esta redução garante, naturalmente, que os elementos estruturais constituintes da superestrutura permanecem em regime elástico durante a ação sísmica mais severa.

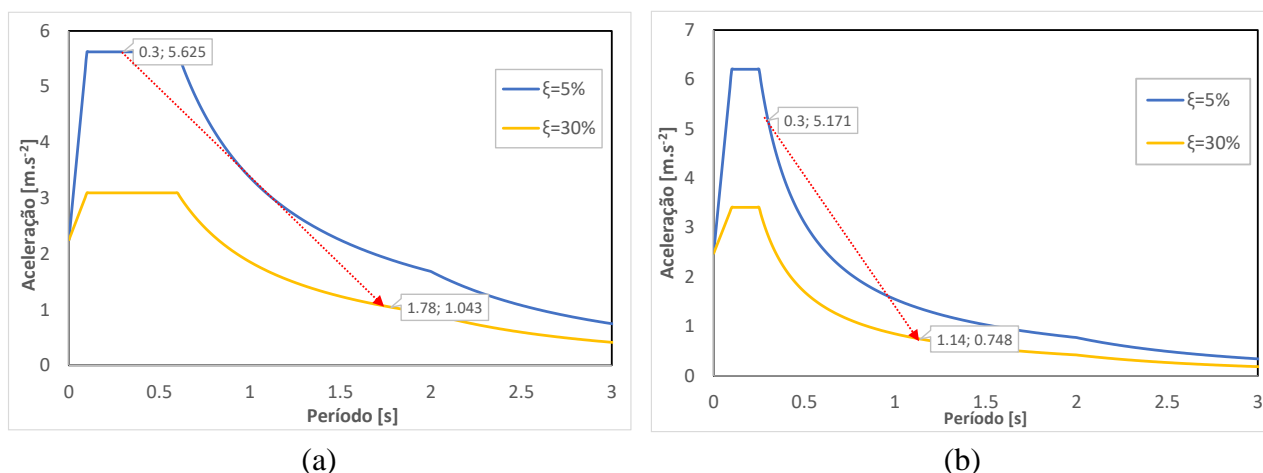


Figura 4.9- Variação da aceleração espectral da estrutura de base fixa ($\xi=5\%$) para base isolada, para a ação sísmica do (a) tipo 1 e do (b) tipo 2.

Como referido na secção 3.4.1, é também necessário verificar duas condições relativas à rigidez vertical do sistema de isolamento, que pretendem evitar oscilações verticais excessivas. A primeira, relativa à relação entre a rigidez vertical e a rigidez horizontal do sistema de isolamento de base:

$$\frac{K_{v,x,T1}}{K_{eff,x,T1}} = \frac{12 \times 1164}{21.48} = 650 \geq 150 \quad (32)$$

$$\frac{K_{v,y,T1}}{K_{eff,y,T1}} = \frac{12 \times 1164}{20.73} = 674 \geq 150 \quad (33)$$

$$\frac{K_{v,x,T2}}{K_{eff,x,T2}} = \frac{12 \times 1164}{48.64} = 287 \geq 150 \quad (34)$$

$$\frac{K_{v,y,T2}}{K_{eff,y,T2}} = \frac{12 \times 1164}{45.90} = 304 \geq 150 \quad (35)$$

E a segunda relativa à relação entre o período fundamental na direção vertical:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} = 2\pi \sqrt{\frac{1825.23 \text{ ton}}{1\,164\,000 \text{ kN/m}}} = 0.049 \text{ s} \leq 0.1 \text{ s} \quad (36)$$

É de concluir, pelos valores relativos à primeira verificação da rigidez vertical do sistema de isolamento, que os aparelhos de apoio têm uma rigidez vertical suficientemente superior à horizontal, o que permite minimizar as forças e acelerações transmitidas à superestrutura, aquando da ocorrência de um sismo (Lourenço Duarte, 2017).

5. CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo final reúnem-se as principais conclusões do trabalho realizado, bem como uma proposta para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

Portugal é um país em que muito do património foi edificado antes da entrada em vigor do RSA e REBAP, tendo cerca de 60% dos edifícios em estrutura de betão armado, grande parte dos quais nas regiões de Lisboa, Vale do Tejo e Algarve, que são as zonas do país de maior sismicidade. É necessária a reabilitação do edificado existente para mitigar as consequências do sismo severo que atingirá Portugal, mais cedo ou mais tarde. No entanto, ainda que as obras de reabilitação sejam uma prática corrente no país, a maior parte delas cingem-se a aspetos estéticos e de habitabilidade, chegando muitas vezes a aumentar a vulnerabilidade sísmica da estrutura e, conseqüentemente, o risco sísmico. Só em setembro de 2019 foi regulamentada em Portugal a obrigatoriedade de avaliar a vulnerabilidade sísmica e de elaborar projeto de reforço sísmico em edifícios que vão ser sujeitos a obras de reabilitação.

A reabilitação de estruturas pode ter por objetivo reparar e/ou reforçar os elementos estruturais, sendo que o reforço pode ser por aumento da resistência ou por redução das exigências, nomeadamente, por redução da resposta sísmica da estrutura. Esta segunda categoria inclui os sistemas de isolamento de base.

O isolamento de base é uma técnica de proteção sísmica de estruturas que ao longo dos últimos anos tem vindo a ser aplicada em diversos países, tanto na estrutura de edifícios novos como na reabilitação sísmica de estruturas de edifícios já existentes.

O princípio do funcionamento de um sistema de isolamento de base consiste em “separar” a superestrutura da subestrutura, o que permite que a superestrutura se comporte praticamente como um corpo rígido durante a ocorrência de um sismo, limitando, assim, os danos provocados pelas ações sísmicas sobre os seus elementos estruturais e não estruturais. Desta forma, evita-se danos excessivos, ou mesmo o colapso da estrutura, permitindo que o edifício permaneça em funcionamento após um sismo de forte intensidade, o que é um crucial e bastante vantajoso em edifícios como hospitais, quartéis de bombeiros e polícia, centrais de telecomunicações, etc.

Como se referiu, o isolamento sísmico de base também pode ser aplicado como técnica de reforço estrutural. A sua principal vantagem face às técnicas “tradicionais” de reforço é a

proteção conferida à estrutura, que dispensa o aumento da capacidade resistente dos seus elementos. Além disso, esta técnica de permite reabilitar a estrutura sem comprometer a sua arquitetura, o que em construções do Património Cultural Edificado é muito importante. No entanto, a aplicação de isolamento de base como estratégia de reforço é, geralmente, mais cara em comparação com as restantes. Porém, deve ser vista como um investimento inicial, uma vez que evita futuros prejuízos devidos à ocorrência de sismos e as correspondentes reparações.

Relativamente ao caso de estudo apresentado no quarto capítulo, demonstrou-se que é possível efetuar um pré-dimensionamento segundo uma análise linear simplificada de um sistema de isolamento de base constituído por apoios do tipo elasto-plásticos, como é o caso dos LRB adotados. No entanto, é de salientar que este “dimensionamento” se baseia numa aproximação linear e viscosa do comportamento materialmente não linear dos isoladores histeréticos, e que, portanto, os resultados obtidos não são tão rigorosos quanto os que se obteriam ao efetuar-se uma análise temporal não linear. No entanto, este tipo de análise é muito mais complexa, e não é usualmente utilizado em gabinetes de projeto. Embora o método simplificado também não seja usualmente utilizado em gabinete de projeto, tal não se deve à sua complexidade, mas à falta de formação específica dos projetistas, realidade que a presente dissertação pretende ajudar a modificar.

Apresentam se em seguida os principais resultados decorrentes do exemplo de estudo:

- Na aplicação do isolamento de base de uma estrutura existente é necessário começar por definir o percurso das cargas verticais: todos estes percursos têm de ser interrompidos ao nível da camada isolante e assegurados por isoladores ou por apoios livres;
- É necessária uma atenção especial às caixas de escadas, caixas de elevadores, paredes resistentes, muros de contenção, divisórias e instalações técnicas. No caso em estudo foi necessário “cortar” os muros de suporte, bem como as paredes divisórias, ao nível da camada isolante;
- Na instalação de um sistema de isolamento de base é necessário garantir um espaçamento suficiente entre o edifício e a envolvente, para que a estrutura se possa movimentar livremente. Como a cave do edifício estudado se encontra parcialmente enterrada, seria necessário, na prática, escavar um fosso ao longo das paredes exteriores de betão armado, ou, como se assumiu neste exemplo, aplicar o sistema de isolamento acima do solo;
- De modo a evitar efeitos de ressonância, é importante que o solo de fundação do edifício seja rígido. Assim, assumiu-se que o edifício em causa se encontra implementado num solo do tipo C.

- A análise linear simplificada do EC8-1 é de simples aplicação, o que torna o uso de sistemas de isolamento de base uma solução apelativa, tanto na aplicação em novos edifícios como em edifícios existentes;
- Um dos maiores desafios no dimensionamento de um sistema de isolamento de base é definir a distribuição dos isoladores de modo a não induzir efeitos de torção indesejáveis, de acordo com o descrito no EC8-1. Para o caso estudado desenvolveu-se um procedimento iterativo que se implementou em Excel;
- No método de análise linear equivalente, a rigidez efetiva e o amortecimento efetivo de cada um dos isoladores do sistema, dependem do valor da deformação do isolador por efeito do sismo, que na norma se designa de deslocamento de cálculo total;
- Também se estabeleceu um procedimento iterativo para estimar, para cada tipo de sismo, o deslocamento de cálculo total em cada isolador referido na etapa anterior e os consequentes valores de rigidez efetiva e amortecimento efetivo totais, o qual também se implementou em Excel;
- Constata-se que os isoladores são governados pela sua capacidade portante para as combinações relativas aos estados limites últimos, situação de projeto não sísmica, o que tem como consequência uma rigidez lateral excessiva. Assim, de modo a garantir que a rigidez lateral do sistema de isolamento não é elevada, o que anularia a sua eficácia, foi necessário reduzir o número de isoladores, adotando-se uma solução mista que combina isoladores e apoios livres;
- Como a segurança da estrutura depende de forma crucial da operacionalidade dos isoladores, é necessário assegurar que o deslocamento máximo em cada isolador não o leva à sua instabilização, o que justifica o coeficiente de segurança de 1,20 definido na norma;
- A utilização do método simplificado é fortemente condicionada pela norma. O caso em estudo apresenta duas condicionantes que interditam a utilização deste método: a irregularidade da estrutura e a utilização dos apoios elastoméricos com núcleo de chumbo. Contudo, como se referiu anteriormente, o método simplificado pode ser utilizado para a determinação de uma solução inicial de isolamento sísmico, devendo ser validada, posteriormente, com uma análise dinâmica não linear;
- Os resultados obtidos para o edifício analisado são os expectáveis: verifica-se um aumento do período efetivo, que resulta numa redução significativa das acelerações devidas à ação sísmica e, consequentemente, numa redução proporcional dos esforços nos elementos estruturais. Na prática, observou-se que os efeitos em termos de esforços e deslocamentos na superestrutura foram atenuados para níveis elásticos.

O presente trabalho não cobre a análise dinâmica não linear uma vez que esta extravasa o objetivo desta dissertação, que é o de averiguar a exequibilidade prática do método simplificado. No entanto, de modo a aprofundar o trabalho realizado nesta dissertação, apresentam-se as seguintes propostas para trabalhos a desenvolver futuramente:

- Efetuar, para a mesma estrutura, o dimensionamento de um sistema de base segundo uma análise dinâmica não linear;
- Comparar, para o caso em estudo, os resultados obtidos nessa análise dinâmica não linear com os obtidos no método simplificado.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Appleton, J. (2008). “Reforço Sísmico de Estruturas de Betão”. Atas do Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, P.B. Lourenço et al. (Eds.), Guimarães (artigo em CD-ROM).
- Costa, A., Oliveira, C.S., Arêde, A., Varum, H., Costa, A.A., Rodrigues, H., Neves, F., Furtado, A. (2013). “Reforço Estrutural de Edifícios: Casos Concretos e Custos”. Seminário Vulnerabilidade Sísmica no Contexto da Reabilitação Urbana, Ordem dos Arquitetos, Lisboa.
- Costa, R., Providência, P. (2019). “Avaliação e Reabilitação Sísmicas de Edifícios de Betão Armado”. Egebook – Conteúdos de Engenharia, Porto.
- Falcão Silva, M.J. (2011). “Sistemas Passivos, Activos, Híbridos e Semiactivos para a Protecção Sísmica de Estruturas: Estado dos Conhecimentos”. Relatório de Estágio – Parte I, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, Departamento de Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Falcão Silva, M.J., Campos Costa, A., Coelho, E. (2007). “Sistemas de Protecção Sísmica e sua Aplicabilidade a Portugal”. Sísmica 2007 – Atas do 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, R. Delgado et al. (Eds.), Porto (artigo em CD-ROM).
- Ferrão, C., Bezzeghoud, M., Caldeira, B., Borges, J.F. (2015). “Estudo da Sismicidade em Portugal no Período 1300-2014: Mapa de Intensidade Máxima Observada (IMO)”. Livro de Atas do Workshop em Ciências da Terra e do Espaço, B. Caldeira e M.J. Costa (Eds.), Universidade de Évora, pp. 39-50.
- Ferreira, J.P. (2006). “Hospital da Luz – Um edifício com Isolamento Sísmico de Base”. Revista Engenharia e Vida, N°25, Junho de 2006.
- Figueiredo, F.R. (2007). “Isolamento Sísmico de Base – Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Edifícios”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico.
-

- FIP Industriale (2016a). “Curved Surface Sliders”. Catálogo consultado em https://www.fipindustriale.it/public/divisione_industriale/dispositivi_antisismici/isolatori_sismici/S04%20FIP%20FIP-D-en.pdf. Acedido em maio 2020.
- FIP Industriale (2016b). “Elastomeric Isolators Series SI”. Catálogo consultado em https://www.fipindustriale.it/public/S02_SI-eng.pdf. Acedido em maio de 2020.
- FIP Industriale (2016c). “Lead Rubber Bearings”. Catálogo consultado em https://www.fipindustriale.it/public/S03_LRB-eng.pdf. Acedido em maio de 2020.
- FIP Industriale (2016d). “Vasoflon Bearings”. Catálogo consultado em https://www.fipindustriale.it/public/B01_VASOFLON-eng.pdf. Acedido em junho 2020.
- Fukuyama, H., Sugano, S. (2000). “Japanese Seismic Rehabilitation of Concrete Buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake”. *Cement e Concrete Composites*, Vol. 22, Issue 1, pp. 59-79.
- Garcia, J.L. (2019). “Aplicação de Isolamento de Base em Edifícios Existentes”. *Engenharia Sísmica 19*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Grant, D. (2017). “Seismic Isolation and Supplemental Damping”. *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8 (2nd edition)*, Ahmed Y. Elghazouli (Ed.), CRC Press, Boca Raton, Florida, pp. 255-292.
- Guerreiro, L. (2004). “Isolamento Sísmico de Estruturas – Análise do Panorama Actual”. *Sísmica 2004 – Atas do 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Paulo B. Lourenço et al. (Eds.), Guimarães, pp. 885-894.
- Guerreiro, L. (2009). “Estratégias para a Melhoria do Comportamento Sísmico de Edifícios”. Diapositivos da apresentação no Seminário sobre Reabilitação Sísmica de Edifícios, realizado em 2 de outubro de 2009 na Universidade do Algarve.
- Guerreiro, L., Craveiro, A., Branco, M. (2007). “A Utilização de Sistemas de Protecção Passiva na Reabilitação de Estruturas”. *Métodos Numéricos e Computacionais em Engenharia (CMNE/CILAMCE 2007)*, J. César de Sá et al. (Eds.), Porto (artigo em CD-ROM).
- INE (2012). “Censos 2011 Resultados Definitivos – Portugal”. Instituto Nacional de Estatística, IP, Lisboa.
-

- Jarimba, A.C.S.M. (2016). “Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios Porticados de Betão Armado da Cidade de Lisboa – Décadas de 1960-80”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico.
- LNEC (2005a). “Sismicidade e Tectónica em Portugal”. Consultado em <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>. Acedido em maio de 2020.
- LNEC (2005b). “Resistência e Vulnerabilidade Sísmica dos Edifícios”. Consultado em <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>. Acedido em maio de 2020.
- Lourenço Duarte, A. (2017). “Reabilitação Sísmica de Edifícios Através da Aplicação de Isolamento de Base”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico.
- Mendonça, F.I.L. (2015). “Análise Sísmica e Proposta de Reforço de uma Estrutura do Séc. XIX sujeita a uma Reabilitação Parcial”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Área Departamental de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Mezzi, M., Cecchini, W., Vetturini, R. (2012). “Base Isolation for the Seismic Protection of Historical Buildings”. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.
- NP EN 1991-1-1 (2009). “Eurocódigo 1: Ações em Estruturas, Parte 1-1: Ações Gerais – Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN 1998-1 (2010). “Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN 1998-3 (2010). “Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 3: Avaliação e Reabilitação de Edifícios”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Proença, J.M., Gago, A.S. (2011). “Parque Escolar – Reforço Sísmico de Edifícios Escolares”. Parque Escolar, EPE, Lisboa.
-

Skinner, R.I., Robinson, W.H., McVerry, G.H. (1993). “An Introduction to Seismic Isolation”. Wiley, Chichester, Inglaterra.

SPES – Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (2012). “A Segurança Sísmica na Reabilitação de Edifícios – Enquadramento e Dimensão Política”. Pedra e Cal, N.º 53, pp. 6-9.

Varum, H., Costa, A.G., Pinto, A. (2002). “Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado”. 2º Seminário – A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, Aníbal Costa et al. (Eds.), Porto, pp. 487-510.

ANEXOS

Anexo A - Resultados da análise de vibrações do modelo da estrutura com base fixa

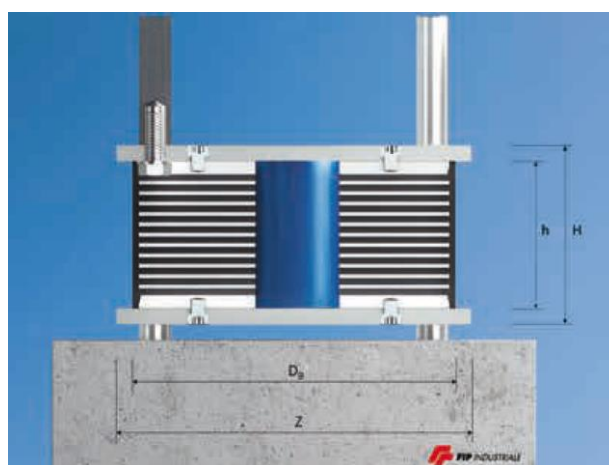
Modo	Frequência [Hz]	Período [s]	Fatores de participação de massa modais					
			U _x [%]	U _y [%]	U _z [%]	∑ U _x [%]	∑ U _y [%]	∑ U _z [%]
1	3.33	0.30	25.27	1.81	0.0	25.27	1.81	0.0
2	3.99	0.25	37.58	2.11	0.0	62.85	3.92	0.0
3	5.94	0.17	0.12	54.64	0.0	62.97	58.56	0.0
4	10.14	0.10	2.32	0.40	0.0	65.29	58.96	0.0
5	11.92	0.08	0.46	1.64	0.0	65.75	60.60	0.0
6	12.54	0.08	3.68	6.32	0.0	69.44	66.93	0.0
7	13.29	0.08	6.55	1.05	0.0	75.99	67.98	0.0
8	15.85	0.06	0.22	0.16	0.0	76.21	68.14	0.0
9	17.97	0.06	0.24	0.38	0.0	76.45	68.52	0.0
10	21.07	0.05	4.74	0.00	0.0	81.18	68.53	0.0
11	24.55	0.04	7.57	0.18	0.0	88.75	68.71	0.0
12	25.50	0.04	0.19	0.13	0.0	88.94	68.84	0.0
13	26.76	0.04	0.01	5.35	0.0	88.95	74.19	0.0
14	28.00	0.04	0.00	0.22	0.0	88.95	74.41	0.0
15	29.26	0.03	0.04	0.03	0.0	88.99	74.44	0.0
16	30.78	0.03	0.01	0.47	0.0	89.00	74.91	0.0
17	31.42	0.03	0.00	0.91	0.0	89.00	75.82	0.0
18	33.75	0.03	0.10	0.01	0.0	89.10	75.83	0.0
19	34.84	0.03	0.01	1.66	0.0	89.11	77.49	0.0
20	36.90	0.03	0.22	7.97	0.0	89.32	85.46	0.0
21	37.44	0.03	0.00	0.07	0.0	89.32	85.53	0.0
22	42.64	0.02	0.00	0.05	0.0	89.33	85.58	0.0
23	46.10	0.02	0.37	0.00	0.0	89.70	85.58	0.0
24	47.91	0.02	0.04	4.18	0.0	89.74	89.75	0.0
25	48.16	0.02	0.45	2.67	0.0	90.19	92.43	0.0

Anexo B – Excerto dos catálogos dos aparelhos LRB-S da empresa FIP Industriale

DISPLACEMENT ±150 mm													
LRB-S	V	F_{zd}	K_e	ξ_e	F₂	F₁	d₁	K_v	D_g	t_e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
	a d ₂ = 125mm												
LRB-S 500/100-110	2130	3630	1.55	31	193	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	3070	5430	1.86	30	232	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	3630	6500	2.01	28	252	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-120	4920	9190	2.21	26	276	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	5650	10560	2.30	23	287	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	7350	12530	2.56	24	321	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	8420	13190	2.64	25	331	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	10430	17040	2.85	23	356	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	11160	19250	3.26	23	408	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	16270	26760	3.76	23	470	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	20680	32410	4.17	23	521	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	25350	38760	4.57	21	572	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F_{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K_e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F₁	Yield force
d₁	Yield displacement
K_v	Vertical stiffness
D_g	External elastomer diameter
t_e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate



Anexo C – Excerto dos catálogos dos aparelhos de borracha livres Vasoflon da empresa FIP Industriale

VM	DESIGN VERTICAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	UPPER OVERALL DIMENSIONS			BEARING TOTAL HEIGHT	BEARING WEIGHT (EXCEPT ANCHORINGS)
			TRANSVERSAL	LONGITUDINAL			
BEARING TYPE	N_{ed} ULS kN	D_o mm	C mm	D mm	H_{tot} mm	W kg	
VM 50/100/50	500	160	270	270	89	22	
VM 100/100/50	1.000	210	270	335	89	30	
VM 150/100/50	1.500	245	295	360	93	40	
VM 200/100/50	2.000	275	315	365	93	48	
VM 250/100/50	2.500	310	345	395	97	60	
VM 300/100/50	3.000	330	375	425	98	68	
VM 350/100/50	3.500	355	395	445	97	76	
VM 400/100/50	4.000	380	415	465	105	90	
VM 450/100/50	4.500	405	435	485	104	99	
VM 500/100/50	5.000	425	455	505	104	108	
VM 600/100/50	6.000	465	490	540	108	129	
VM 700/100/50	7.000	505	520	570	117	165	
VM 800/100/50	8.000	540	565	615	116	185	
VM 900/100/50	9.000	570	585	635	121	210	
VM 1000/100/50	10.000	600	615	665	125	237	
VM 1100/100/50	11.000	630	640	690	129	265	
VM 1200/100/50	12.000	660	665	715	138	316	
VM 1300/100/50	13.000	685	685	735	143	350	
VM 1400/100/50	14.000	710	710	760	147	380	
VM 1500/100/50	15.000	735	730	780	157	436	
VM 1600/100/50	16.000	760	750	800	152	438	
VM 1700/100/50	17.000	780	770	820	155	474	
VM 1800/100/50	18.000	805	790	840	160	514	
VM 1900/100/50	19.000	825	810	860	170	576	
VM 2000/100/50	20.000	850	830	880	169	602	
VM 2250/100/50	22.500	900	875	925	173	678	
VM 2500/100/50	25.000	955	920	970	186	823	
VM 2750/100/50	27.500	1.000	970	1.020	191	912	
VM 3000/100/50	30.000	1.040	995	1.045	198	1.022	
VM 3250/100/50	32.500	1.085	1.035	1.085	212	1.206	
VM 3500/100/50	35.000	1.125	1.080	1.130	211	1.284	
VM 3750/100/50	37.500	1.165	1.115	1.165	215	1.387	
VM 4000/100/50	40.000	1.210	1.150	1.200	225	1.562	
VM 4500/100/50	45.000	1.280	1.210	1.260	239	1.869	
VM 5000/100/50	50.000	1.355	1.270	1.320	248	2.157	
VM 5500/100/50	55.000	1.425	1.330	1.380	252	2.409	
VM 6000/100/50	60.000	1.485	1.385	1.435	261	2.711	
VM 6500/100/50	65.000	1.545	1.445	1.495	269	3.007	
VM 7000/100/50	70.000	1.605	1.485	1.535	278	3.339	
VM 7500/100/50	75.000	1.660	1.545	1.595	277	3.538	
VM 8000/100/50	80.000	1.730	1.605	1.655	285	3.933	
VM 9000/100/50	90.000	1.825	1.685	1.735	304	4.669	
VM 10000/100/50	100.000	1.935	1.760	1.810	321	5.533	