



ANÁLISE COMPARATIVA DO DESEMPENHO DE ISOLADORES SÍSMICOS

EDUARDO FERREIRA DUARTE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

JUNHO DE 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais, ao meu Irmão e aos meus Amigos

Tudo parece impossível até que seja feito

Nelson Mandela

AGRADECIMENTOS

À minha Mãe, que me fez prometer um dia, que iria acabar o Mestrado independentemente de tudo.

Ao meu Pai, que sempre me motivou e apoiou.

Ao meu Irmão, que sempre me ajudou em tudo com o máximo carinho.

Ao meu orientador, Professor Doutor Humberto Varum, por toda a disponibilidade e apoio prestado em toda a minha caminhada académica.

Ao Professor Doutor Luís Guerreiro, pelo essencial apoio prestado.

Aos engenheiros da empresa “Quadrante”, especialmente ao eng. André, eng. Daniel e eng. Suelaine, por toda a ajuda disponibilizada.

E em especial, aos meus amigos Fontes, Franco, Gomes e Mia, que estiveram e estão sempre ao meu lado.

RESUMO

A proteção sísmica das estruturas de um edifício é uma preocupação crescente no domínio da Engenharia Civil, especialmente no projeto de várias infraestruturas edificadas consideradas como críticas. Estes edifícios exigem um nível de segurança elevado, sendo essencial que garantam a sua operacionalidade após a ocorrência de um sismo. Neste contexto, os sistemas de isolamento de base têm vindo a destacar-se como uma solução de reconhecida eficácia, com impacto comprovado na melhoria do desempenho estrutural face a eventos sísmicos.

Portugal Continental caracteriza-se por um nível de sismicidade moderado/elevado, em particular nas regiões centro e sul do país. Deste modo, o presente trabalho tem como objetivo o estudo e comparação de dois sistemas de isolamento aplicados ao Novo Hospital de Lisboa Oriental, tratando-se de um projeto atual referente a uma infraestrutura crítica de Classe de Importância IV, localizado numa zona de elevado risco sísmico. Foram utilizados como referência de estudo, os modelos estruturais do corpo A1 do Edifício Hospitalar Principal, fornecidos pela empresa responsável pelo projeto. Os sistemas de isolamento de base estudados foram os apoios elastoméricos de borracha de alto amortecimento (designados como HDRB) e os apoios pendulares com atrito de concavidade dupla (designados como DCFP).

Numa primeira fase, foi efetuada uma análise à estrutura com base fixa, da qual resultou a não verificação do estado de limitação de danos do Eurocódigo 8, com rácios máximos de 134,8% na direção X e de 146,9% na direção Y, bem como valores elevados dos esforços de corte basal máximo, de 234 033 kN e 221 603 kN nas direções X e Y, respetivamente. Estes resultados evidenciaram objetivamente a necessidade de implementação de um sistema de proteção sísmica.

Numa segunda fase, procedeu-se ao dimensionamento de dois sistemas de isolamento, seguindo as recomendações do Eurocódigo 8 e os dados técnicos e de desempenho observados nos catálogos da marca FIP Industriale para os dois sistemas. Tanto para a estrutura isolada com apoios HDRB como com apoios DCFP, obteve-se um aumento significativo do período fundamental, característico da introdução dos sistemas de isolamento de base. Para os apoios HDRB o período fundamental, aumentou de 1,18 s para 4,07 s; para os apoios DCFP, o período fundamental obtido foi de 3,04 s.

A análise da estrutura isolada foi realizada com recurso ao software SAP2000. Para os apoios HDRB, foi efetuada uma análise linear por espectro de resposta equivalente. Para os apoios DCFP, foi realizada uma análise dinâmica não-linear no domínio do tempo, com recurso a 10 acelerogramas artificiais compatíveis com o espectro regulamentar.

Os resultados assim obtidos demonstraram que ambos os sistemas promoveram uma melhoria substancial do desempenho sísmico da estrutura estudada, apresentando reduções do esforço de corte basal entre 58,6% e 64,6%. Em ambos os casos, os deslocamentos relativos entre pisos verificaram os limites regulamentares em todos os pisos e em ambas as direções horizontais.

Da comparação entre as duas soluções, conclui-se que, para o presente estudo, os apoios HDRB revelaram maior eficácia na redução dos esforços de corte basal e conduziram a deslocamentos relativos entre pisos ligeiramente inferiores. Ambas as soluções confirmam, como tal, a sua importância e eficácia na proteção de infraestruturas críticas face à ação sísmica.

PALAVRAS-CHAVE: Isolamento sísmico de base, Infraestruturas Hospitalares, HDRB, DCFP, Eurocódigo 8

ABSTRACT

Seismic protection of building structures is an increasingly growing concern in the field of Civil Engineering, particularly in the design of critical infrastructures. These buildings require a high level of safety, making it essential to guarantee their operability during and after the occurrence of an earthquake. In this context, base isolation systems have emerged as a highly effective solution, improving structural performance against seismic events.

Portugal is characterized by significant seismicity, particularly in the south-central region. Therefore, the present work aims to study and compare two base isolation systems applied to the New Eastern Lisbon Hospital, which is a current project referring to a critical infrastructure of importance class IV, located in a high-seismic risk area. The structural models of body A1 of the main hospital building, provided by the company responsible for the project, were used as the reference for this study. The base isolation systems studied were high damping rubber bearings (HDRB) and double concave friction pendulum bearings (DCFP).

In the first phase, an analysis of the fixed-base structure was carried out. The non-compliance with the damage limitation state of Eurocode 8, with maximum ratios of 134.8% in the X direction and 146.9% in the Y direction, together with the high values of maximum base shear forces, of 234 033 kN and 221 603 kN in the X and Y directions, respectively, evidenced the need for the implementation of a seismic protection system.

In a second phase, both isolation systems were designed following the recommendations of Eurocode 8 and the FIP Industriale catalogues. For both the HDRB and DCFP isolated structures, a significant increase in the fundamental period was obtained, which is characteristic of the introduction of base isolation systems in a structure. For the HDRB bearings, the fundamental period increased from 1.18 s to 4.07 s; for the DCFP bearings, the fundamental period obtained was 3.04 s.

The analysis of the isolated structure was carried out using the SAP2000 software. For the HDRB bearings, a linear analysis using an equivalent response spectrum was performed, considering the two damping levels present in the structure. For the DCFP bearings, a non-linear dynamic time-history analysis was performed using 10 artificial accelerograms compatible with the code response spectrum.

The results obtained demonstrated that both systems promoted a substantial improvement in the seismic performance of the structure, with reductions in base shear force ranging from 58.6% to 64.6%. In both cases, the inter-storey drifts complied with regulatory limits at all floors and in both horizontal directions.

From the comparison between the two solutions, it is concluded that, for this study, the HDRB bearings showed greater effectiveness in reducing base shear forces, as well as slightly lower inter-storey drifts. Both solutions thus confirm their importance and effectiveness in protecting critical infrastructures against seismic action.

KEYWORDS: Seismic base isolation, Hospital Infrastructures, HDRB, DCFP, Eurocode 8

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE TABELAS	xvi
SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS	xviii
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS	1
 2. ISOLAMENTO SÍSMICO DE BASE- ESTADO DA ARTE	 3
2.1. ENQUADRAMENTO	3
2.2. CONCEITO DE ISOLAMENTO SÍSMICO DE BASE	3
2.3. EVOLUÇÃO HISTÓRICA	7
2.4. ANÁLISE À REGULAMENTAÇÃO DOS SISTEMAS DE ISOLAMENTO DE BASE APLICÁVEL EM PORTUGAL	11
2.5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	12
 3. SISTEMAS DE ISOLAMENTO DE BASE PARA ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS	 17
3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS	17
3.2. APOIOS ELASTOMÉRICOS	17
3.2.1. APOIOS DE BORRACHA DE ALTO AMORTECIMENTO (HDRB)	19
3.2.1.1. Propriedades	19
3.2.1.2. Modelo de Comportamento	22
3.2.1.3. Modelo de Análise Computacional	24
3.2.2. APOIOS DE BORRACHA COM NÚCLEO DE CHUMBO (LRB)	25
3.2.2.1. Propriedades	25
3.2.2.2. Modelo de Comportamento	27
3.2.2.3. Modelo de Análise Computacional	30

3.3. APOIOS DESLIZANTES	31
3.3.1. APOIO PENDULAR DE SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO ÚNICA (SFPS)	32
3.3.1.1. Propriedades	32
3.3.1.2. Modelo de Comportamento	34
3.3.1.3. Modelo de Análise Computacional	38
3.3.2. APOIO PENDULAR COM ATRITO COM CONCAVIDADE DUPLA (DCFP)	39
3.3.2.1. Propriedades	39
3.3.2.2. Modelo de Comportamento	40
3.3.2.3. Modelo de Análise Computacional	41
 4. O NOVO HOSPITAL DE LISBOA ORIENTAL	 43
4.1. INTRODUÇÃO	43
4.2. DESCRIÇÃO GERAL	43
4.3. CRITÉRIOS E CONDICIONANTES DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA	44
4.3.1. PRINCIPAIS CONDICIONANTES	44
4.3.1.1. Geologia e Geotecnia	45
4.3.1.2. Hidrologia	45
4.3.2. CRITÉRIOS DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA	45
4.3.3. CRITÉRIOS ADOTADOS CONSIDERANDO UM SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE	45
4.3.4. CONDICIONAMENTOS ASSOCIADOS AO SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE	46
4.4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL- EDIFÍCIO A1	47
4.4.1. FUNDAÇÕES E MUROS	47
4.4.2. SUPERESTRUTURA	47
4.4.3. JUNTAS SÍSMICAS	49
4.4.4. DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE ISOLAMENTO	49
 5. DEFINIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL	 51
5.1. ENQUADRAMENTO	51
5.2. CARGAS DE PROJETO	52
5.3. AÇÃO SÍSMICA	53
5.3.1. ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO	53
5.3.2. ACELEROGRAMAS	54
5.4. COMBINAÇÕES SÍSMICAS	55

6. DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE ISOLAMENTO	57
6.1. INTRODUÇÃO	57
6.2. EDIFÍCIO COM BASE ROTULADA	57
6.3. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS HDRB	59
6.3.1. METODOLOGIA DO DIMENSIONAMENTO	59
6.3.2. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS HDRB	60
6.4. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS DCFP	63
6.4.1. METODOLOGIA DO DIMENSIONAMENTO	63
6.4.2. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS DCFP	64
7. ANÁLISE ESTRUTURAL	67
7.1. INTRODUÇÃO	67
7.2. ESTRUTURA COM BASE FIXA	67
7.2.1. ANÁLISE MODAL	67
7.2.2. RESPOSTA À AÇÃO SÍSMICA	78
7.3. ESTRUTURA COM BASE ISOLADA	71
7.3.1. HDRB	71
7.3.1.1. Análise Modal	71
7.3.1.2. Espectro de Resposta Equivalente	71
7.3.1.3. Resposta à Ação Sísmica	72
7.3.2. DCFP	75
7.3.2.1. Análise Modal	75
7.3.2.2. Análise Não-Linear no Domínio do Tempo	76
7.4. ANÁLISE COMPARATIVA	79
7.4.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS- ANÁLISE MODAL	79
7.4.2. ESFORÇOS DE CORTE BASAL	80
7.4.3. DESLOCAMENTOS A NÍVEL DO ISOLADOR	81
7.4.4. DESLOCAMENTOS RELATIVOS ENTRE PISOS	81
8. CONCLUSÕES	85
BIBLIOGRAFIA	87

ANEXO 1A.1.

ANEXO 2A.2.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Ilustração do movimento de um edifício sobre roletes (Guerreiro ,1997)	4
Figura 2- Resposta de uma estrutura de base fixa e de base isolada sob uma ação sísmica (adaptado de Avinash, G. C., & Lingeshwaran, N. ,2025)	5
Figura 3- Espectro de resposta elástico de acordo com o EC8 (CEN, 2005)	5
Figura 4- Influência do aumento do Período na resposta de uma estrutura (adaptado de Saiful Islam et al., 2011).....	6
Figura 5- Influência do aumento do Amortecimento na resposta da estrutura (adaptado de Saiful Islam et al., 2011).....	6
Figura 6- Intervalo usual das frequências de excitação das ações sísmicas, com maior conteúdo energético, e gama de frequências próprias das estruturas de base fixa e das estruturas com isolamento (Guerreiro, 2004)	7
Figura 7- Secção do equipamento de iluminação com “Aseismic Joint” (Carpani, 2017)	7
Figura 8- Sistema da Patente de Touaillon (esquerda) e de Cooper (direita) (Carpani, 2017)	8
Figura 9- Sistema da Patente de Dr. Calantarientis (Guerreiro, 2004).....	9
Figura 10- Pilar característico do sistema patenteado por Ryuichi Oka (Carpani, 2017)	9
Figura 11- Vista Geral ‘Pestalozzi School’, Skopje (Naeim & Kelly, 1999).....	10
Figura 12- Vista de Blocos de Borracha usados - ‘Pestalozzi School’ (Naeim & Kelly, 1999)	10
Figura 13- Vista de Blocos de Vidro- Fusíveis - ‘Pestalozzi School’ (Naeim & Kelly, 1999)	10
Figura 14- Sistema utilizado na central nuclear – África do Sul (Guerreiro, 2004).....	11
Figura 15- Vista do edifício “Takeda Pharmaceutical Shonan Research Center” (plantec.co.jp, 2026)	13
Figura 16- Dispositivo de Apoio utilizado na estrutura do “Takeda Pharmaceutical Shonan Research Center” (plantec.co.jp, 2026).....	13
Figura 17- Vista aérea da “Benicia-Martinez Bridge”. Da esquerda para a direita: Vão Sul, Ligação Ferroviária e Vão Norte (de Luca & Guidi ,2019).....	14
Figura 18- Fotografia do dispositivo utilizado na “Benicia-Martinez Bridge” (de Luca & Guidi, 2019) ..	14
Figura 19- Evolução da aplicação de isolamento de base para diferentes tipos de infraestruturas (adaptado de Clemente, 2022).....	15
Figura 20- Evolução da aplicação de isolamento de base para edifícios (adaptado de Clemente, 2022)	15
Figura 21- Vista aérea da construção do complexo do Hospital da Luz (Ferreira (n.d.))	16
Figura 22- Dispositivos de Apoio HDRB usados na Base do Hospital da Luz (Ferreira (n.d.)).....	16
Fig. 23- Definição Fator de Forma de uma lâmina de elastómero (Guerreiro, 2003).....	18
Figura 24- Influência do Fator de Forma na rigidez de uma lâmina de elastómero (Guerreiro, 2003) ..	18

Figura 25- Variação da forma de um bloco cintado e não cintado quando sujeito à compressão (adaptado de Guerreiro, 2003).....	19
Figura 26- Estrutura Interna de um apoio tipo HDRB (Guerreiro, 2003)	19
Figura 27- Comportamento do módulo de distorção e do amortecimento em função da deformação, a uma $T=23^{\circ}\text{C}$, para um apoio HDRB. [A linha contínua representa o amortecimento e a linha não contínua o módulo de distorção] (adaptado de Burtscher & Dorfmann, 2004).....	20
Figura 28- Comportamento do módulo de distorção e do amortecimento em função da temperatura, para uma extensão de 100%, para um apoio HDRB. A linha contínua representa o amortecimento e a linha não contínua o módulo de distorção (adaptado de Burtscher & Dorfmann, 2004)	21
Figura 29- Relação força-deslocamento de um apoio HDRB para um ensaio cíclico de corte (Markou & Manolis, 2016).....	21
Figura 30- Esquema do funcionamento de um apoio HDRB (adaptado de Matsagar & Jangid, 2005)	22
Figura 31- Ilustração da constituição interna de um apoio LRB (adaptado de Saiful Islam et al., 2011)	25
Figura 32- Apoio LRB (Beirami Shahabi et al., 2020)	25
Figura 33- Relação Força-Deslocamento típica de um apoio LRB (Guerreiro, 2003).....	26
Figura 34- Modelo de funcionamento de um apoio LRB (adaptado de Matsagar & Jangid, 2005).....	27
Figura 35- Definição do modelo bilinear do comportamento do apoio LRB (Ribeiro Figueiredo, 2007)	28
Figura 36- Relação força-deslocamento para os modelos bilinear e Bouc-Wen (Ribeiro Figueiredo, 2007)	30
Figura 37- Aparelho de Apoio SFPS (Ribeiro Figueiredo, 2007).....	32
Figura 38- Esquema de movimentação de um apoio SFPS (adaptado de Saiful Islam et al., 2011)....	33
Figura 39- Relação força-deslocamento típica de um apoio SFPS quando submetido a ensaios cíclicos de corte (Naeim & Kelly, 1999)	34
Figura 40- Solução para os apoios SFPS e a ilustração da sua movimentação (Warn & Ryan, 2012)	34
Figura 41- Diagrama de corpo livre de um apoio SFPS (Ribeiro Figueiredo, 2007)	35
Figura 42- Variação do coeficiente de atrito nos apoios SFPS para valores de atrito reduzidos (azul) e para valores de atrito medianos (vermelho) (FIP Industriale, 2016).....	37
Figura 43- Comportamento de apoios SFPS (Ribeiro Figueiredo, 2007)	37
Figura 44- Exemplo de um apoio DCFP (FIP Industriale, 2016)	39
Figura 45- Ilustração de um apoio DCFP com as duas superfícies côncavas equivalentes (Fenz & Constantinou, 2008).....	39
Figura 46- Ilustração de um apoio DCFP com as duas superfícies côncavas distintas (Fenz & Constantinou, 2008).....	39
Figura 47- Modelo analítico para os apoios DCFP, como a combinação de dois apoios SFPS (Fenz & Constantinou, 2008).....	42
Figura 48- Vista aérea do projeto do Novo hospital de Lisboa Oriental (Mota-Engil, 2026).....	43

Figura 49- Planta do Projeto do Hospital (ARSLVT, 2026).....	44
Figura 50- Configuração das juntas sísmicas definitivas do Projeto de Estudo (ARSLVT, 2026)	46
Figura 51- Ilustração do sistema de levantamento da estrutura (ARSLVT, 2026)	47
Figura 52- Ilustração das vigas das fachadas com secção aumentada, 0,40x1,80 m2 (ARSLVT, 2026)	48
Figura 53- Ilustração dos pilares das fachadas com secção aumentada, 0,40x1,30 m2 (ARSLVT, 2026)	48
Figura 54- Ilustração do esquema de junta sísmica ao nível da laje de isolamento de base- piso -3 (ARSLVT, 2026)	49
Figura 55- Modelo Estrutural adotado, modelado no "SAP2000"	51
Figura 56- Parâmetros para a definição da ação sísmica tipo 1 e tipo 2.....	53
Figura 57- Espectro de Resposta de cálculo horizontal para $\xi=5\%$	54
Figura 58- Espectro de Resposta de cálculo horizontal para $\xi=10\%$	54
Figura 59- Espectro de resposta regulamentar (CEN, 2005) [vermelho] vs Espectro relativo à média dos 10 Acelerogramas utilizados [azul].....	55
Figura 60- Identificação dos apoios presentes na estrutura	58
Figura 61- Ilustração da planta para a solução com HDRB.....	62
Figura 62- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com Base Fixa- direção X	70
Figura 63- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com Base Fixa- direção Y	70
Figura 64- Espectro de Resposta Equivalente.....	72
Figura 65- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios HDRB- na direção X	74
Figura 66- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios HDRB- na direção Y	74
Figura 67- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios DCFP- na direção X.....	78
Figura 68- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios DCFP- na direção Y.....	78
Figura 69- Comparação dos deslocamentos dos pisos para os três modelos estruturais- direção X...82	
Figura 70- Comparação dos deslocamentos dos pisos para os três modelos estruturais- direção Y...82	
Figura 71- Variação dos deslocamentos relativos em altura para as três soluções estruturais- direção X	83
Figura 72- Variação dos deslocamentos relativos em altura para as três soluções estruturais- direção Y	83

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Valores Característicos das Propriedades dos Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB)	20
Tabela 2- Cargas de Projeto Atuantes no Modelo Estrutural adotado	52
Tabela 3- Características dos 4 apoios HDRB utilizados (FIP Industriale, n.d.)	61
Tabela 4- Solução adotada para isoladores HDRB	61
Tabela 5- Equações das propriedades utilizadas para o dimensionamento dos DCFP	63
Tabela 6- Resultado das iterações realizadas no dimensionamento dos apoios DCFP	65
Tabela 7- Características físicas do apoio DCFP adotado (FIP Industriale, 2016)	65
Tabela 8- Propriedades mecânicas não-lineares do apoio DCFP adotado.....	66
Tabela 9- Modos de Vibração Estrutura com Base Fixa	67
Tabela 10- Esforços de corte basal máximos para estrutura base fixa	68
Tabela 11- Deslocamentos máximos dos pisos da Estrutura de Base Fixa- na direção horizontal X ..	68
Tabela 12- Deslocamentos máximos dos pisos da Estrutura de Base Fixa- na direção horizontal Y ..	69
Tabela 13- Modos de Vibração referentes à Estrutura com Apoios HDRB	71
Tabela 14- Esforços de corte basal máximos para estrutura com apoios HDRB.....	72
Tabela 15- Deslocamentos máximos a nível do isolador nas direções horizontais- Estrutura com apoios HDRB	72
Tabela 16- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios HDRB- na direção X	73
Tabela 17- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios HDRB- na direção Y	73
Tabela 18- Modos de Vibração referentes à Estrutura com Apoios DCFP	75
Tabela 19- Deslocamentos máximos a nível do isolador nas direções horizontais- Estrutura com apoios DCFP	76
Tabela 20- Esforços de corte basal máximos para estrutura com apoios DCFP	76
Tabela 21- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios DCFP- na direção X.....	77
Tabela 22- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios DCFP- na direção Y	77
Tabela 23- Períodos Fundamentais de Vibração dos três modelos estruturais	79
Tabela 24- Esforços de corte basal máximos para os três modelos estruturais	80

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

K_{eff} – rigidez efetiva do isolador [kN/m]

ξ_{eff} – amortecimento efetivo do isolador [%]

T_{eff} – período efetivo de vibração [s]

μ – coeficiente de atrito [-]

W – peso vertical aplicado ao isolador [kN]

ACSS – Administração Central do Sistema de Saúde

ARSLVT – Administração Regional de Saúde de Lisboa e Vale do Tejo

DCFP – Double Concave Friction Pendulum

FPS – Friction Pendulum System

HDRB – High Damping Rubber Bearing

LRB – Lead Rubber Bearing

NHLO – Novo Hospital de Lisboa Oriental

SFPS – Single Friction Pendulum System

TFPS – Triple Friction Pendulum System

UHMW-PE – Ultra High Molecular Weight Polyethylene

Fig. - Figura

Tab. - Tabela

Ref. - Referência

Cap. – Capítulo

Ed. - Edição

1

Introdução

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Portugal Continental enquadra-se numa região de sismicidade moderada a elevada, com especial incidência na zona centro/sul do país. A proteção sísmica das infraestruturas, em particular das consideradas como críticas, constitui um dos domínios com maior exigência no dimensionamento estrutural. A análise do comportamento estrutural registado em sismos passados evidencia que um número significativo de edifícios apresenta uma elevada vulnerabilidade sísmica, em especial os edifícios mais antigos.

Neste contexto, entre as soluções de proteção sísmica disponíveis, os sistemas de isolamento de base constituem uma das abordagens com maior expressão em edifícios de infraestrutura crítica, pela sua eficácia comprovada.

O Novo Hospital de Lisboa Oriental é um exemplo de um projeto onde vão ser utilizados isoladores de base. Este edifício enquadra-se na classe de importância IV segundo o EC8 (CEN, 2005), correspondendo a uma infraestrutura crítica, cuja operacionalidade deve ser garantida mesmo após um sismo. A introdução deste tipo de sistemas na solução estrutural adotada do NHLO constitui, assim, o objeto de estudo da presente dissertação.

O presente documento organiza-se em 8 capítulos. No capítulo 2 apresenta-se o estado da arte dos isolamentos sísmicos de base, no capítulo 3 descrevem-se os principais sistemas de isolamento existentes atualmente. No capítulo 4 é realizada uma breve apresentação do projeto do Hospital de Lisboa Oriental, seguido de uma descrição, no capítulo 5, dos modelos estruturais utilizados. No capítulo 6 explicita-se o dimensionamento efetuado para os sistemas de isolamento abordados no presente caso de estudo, e, seguidamente, no capítulo 7 apresentam-se os resultados das várias análises realizadas e uma comparação entre elas. Por fim, no capítulo 8 são apresentadas algumas conclusões, demonstrando o desempenho dos isoladores sísmicos e comparando-os entre si.

1.2. OBJETIVOS

No âmbito da presente dissertação, foram definidos os seguintes objetivos:

- Desenvolver conhecimentos sobre os sistemas de isolamento de base, explorando os seus fundamentos teóricos e aplicações práticas;
- Estudar e conhecer o projeto do Novo Hospital de Lisboa Oriental, analisando as condicionantes e os critérios associados à introdução dos isolamentos de base;

- Identificar as variáveis estruturais afetadas pela introdução do sistema de isolamento, e avaliar a influência de adoção dos diferentes isoladores nessas variáveis;
- Comparar o desempenho sísmico da estrutura com base fixa face às soluções com base isolada, e avaliar o desempenho relativo entre os dois sistemas de isolamento estudados.

2

Isolamento Sísmico de Base – Estado da Arte

2.1. ENQUADRAMENTO

Uma parte considerável do território português encontra-se em zonas de risco sísmico moderado. A ocorrência de vários sismos ao longo da história tem evidenciado que o comportamento estrutural dos edifícios em Portugal apresenta, de forma generalizada, fragilidades significativas.

A adoção do Eurocódigo 8 (CEN, 2005) como o regulamento de referência para o dimensionamento sísmico em Portugal formalizou as exigências de desempenho estrutural consoante o nível de risco sísmico, reforçando a necessidade de adotar sistemas de proteção sísmica em infraestruturas críticas.

Entre os sistemas de proteção passiva, o isolamento de base distingue-se pela redução simultânea de acelerações e deslocamentos entre pisos (Naeim & Kelly, 1999). Ao modificar as características dinâmicas das estruturas, estes sistemas possibilitam uma melhoria no desempenho sísmico, atenuando os efeitos provocados por este tipo de eventos.

No presente capítulo apresenta-se a definição do isolamento de base, a evolução histórica destes sistemas, uma análise à regulamentação atual aplicável no dimensionamento destes sistemas e alguns casos reais de aplicação.

2.2. CONCEITO DE ISOLAMENTO SÍSMICO DE BASE

Na presente secção explica-se o fundamento físico do isolamento sísmico de base, descrevendo o mecanismo pelo qual a instalação de uma camada de elevada flexibilidade horizontal entre as fundações e a superestrutura reduz a transmissão de esforços sísmicos.

Durante um sismo, o movimento do solo transmite esforços às fundações, que, por via das ligações rígidas entre estas e a estrutura, se propagam para os restantes elementos estruturais, amplificando as forças neles aplicadas. A supressão desta transmissão exigiria, na direção horizontal, uma flexibilidade teoricamente infinita nas ligações fundação-estrutura; na direção vertical, tal supressão é materialmente impossível, embora a componente vertical da ação sísmica seja, na generalidade dos edifícios, desprezável face à componente horizontal, pelo que esta limitação não compromete a eficácia do sistema.

Para a explicação do fundamento de uma estrutura isolada, considera-se uma análise bidimensional de uma estrutura que se encontra apoiada sobre roletes, mantendo igual a ligação vertical entre os elementos. Neste caso, admite-se que as superfícies são polidas, pelo que não havendo atrito, eliminam-

se quaisquer ligações horizontais existentes entre o solo e a estrutura, criando-se assim uma superfície de descontinuidade. Durante a ocorrência de um sismo, quando o solo se movimenta, a estrutura acompanharia o movimento dos roletes, comportando-se como um corpo rígido. Assim, nesta situação ideal, a estrutura não iria apresentar qualquer deformação ou esforço adicional devido à ação sísmica. Na Figura 1 apresenta-se essa situação:

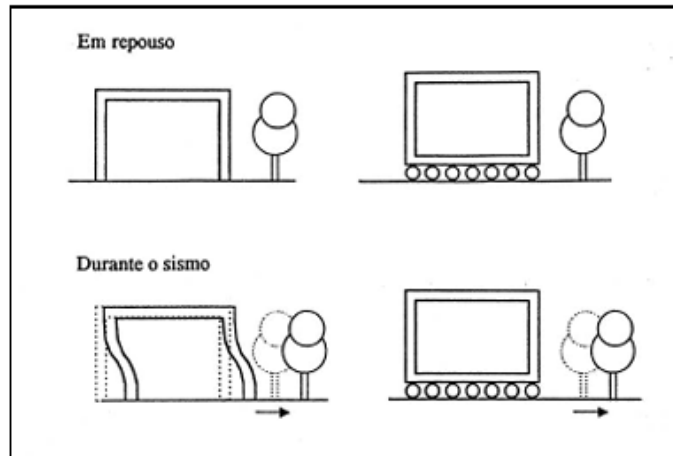


Figura 1- Ilustração do movimento de um edifício sobre roletes (Guerreiro ,1997)

No entanto, nesta situação hipotética, a estrutura apresentaria deslocamentos elevados em relação ao solo que a suporta e não apresentaria qualquer capacidade de restituição da sua posição inicial, o que provocaria grandes impactos, tornando-a por isso na realidade inexequível.

Assim, o conceito de isolamento sísmico de base assenta na criação de uma superfície horizontal de descontinuidade, com grande flexibilidade horizontal, mas não infinita, com o objetivo de limitar a transmissão de movimentos de translação entre a fundação e a estrutura a proteger, garantindo sempre que a estrutura tem capacidade de voltar à posição inicial e que os deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura não são elevados. Por outro lado, estes sistemas apresentam uma rigidez vertical elevada, fundamental para assegurar a resistência da estrutura.

A parcela da estrutura situada acima da superfície de isolamento denomina-se superestrutura, sendo estes os elementos que beneficiam do isolamento sísmico. A porção localizada abaixo dessa superfície, incluindo as fundações, designa-se por subestrutura.

Numa estrutura isolada, os deslocamentos vão-se concentrar ao nível da camada de isolamento, comportando-se a superestrutura como um bloco rígido. O deslocamento relativo entre pisos será praticamente nulo e a amplificação das forças em altura será também eliminada. Na Figura 2, pode-se comparar o comportamento previsto de uma estrutura sem e com isolamento de base face a uma ação sísmica.

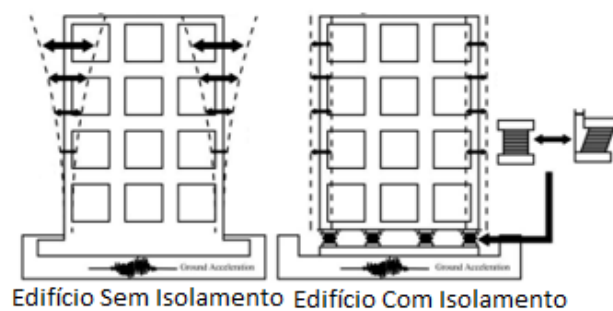


Figura 2- Resposta de uma estrutura de base fixa e de base isolada sob uma ação sísmica (adaptado de Avinash, G. C., & Lingeshwaran, N. ,2025)

Os deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura dependem diretamente da capacidade de dissipação de energia que os sistemas de isolamento apresentam. Esta capacidade é obtida através do amortecimento intrínseco nos aparelhos de apoio ou da utilização de amortecedores em paralelo.

De um modo geral, um sistema de isolamento deve assegurar diversas características essenciais (Guerreiro, 2004):

- Capacidade de suportar cargas verticais;
- Baixa rigidez horizontal;
- Capacidade elevada de dissipação de energia ($\xi > 5\%$);
- Capacidade de restituição à posição inicial.

A consequência imediata da criação de uma camada muito deformável na base da estrutura caracteriza-se pela diminuição da frequência própria da estrutura.

Analisando o espectro de resposta elástico do Eurocódigo 8, expresso na Figura 3, verifica-se que a diminuição da frequência própria, ou seja, o aumento do período fundamental, traduz-se numa diminuição da aceleração espectral. Ao mesmo tempo, o aumento do amortecimento provoca a diminuição do valor do coeficiente de correção, η , alterando assim o valor das ordenadas do espectro de resposta para valores inferiores.

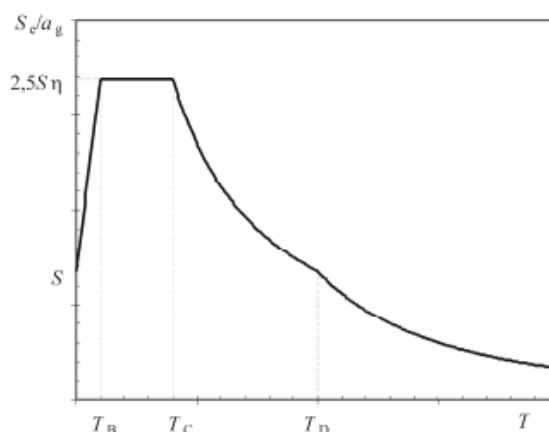


Figura 3- Espectro de resposta elástico de acordo com o EC8 (CEN, 2005)

Por sua vez, o aumento do Período provoca um aumento significativo dos deslocamentos. Porém, estes deslocamentos cingem-se essencialmente ao sistema de isolamento, permitindo que a superestrutura permaneça no domínio elástico. Na Figura 4, observa-se a influência do aumento do Período Fundamental em termos de deslocamentos e acelerações, confirmando o ilustrado na Figura 3.

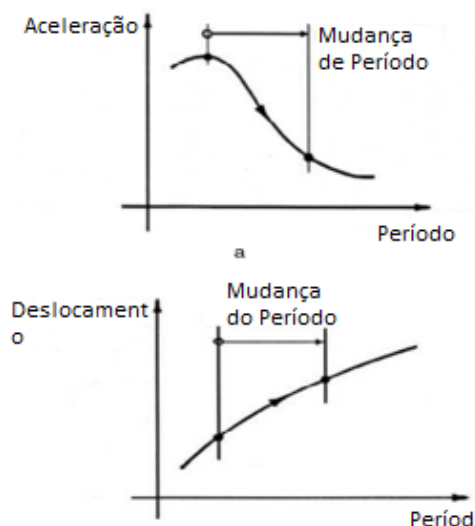


Figura 4- Influência do aumento do Período na resposta de uma estrutura (adaptado de Saiful Islam et al., 2011)

O aumento do amortecimento entre sistemas de isolamento de base traduz-se numa diminuição dos deslocamentos e de acelerações, como se observa na Figura 5.

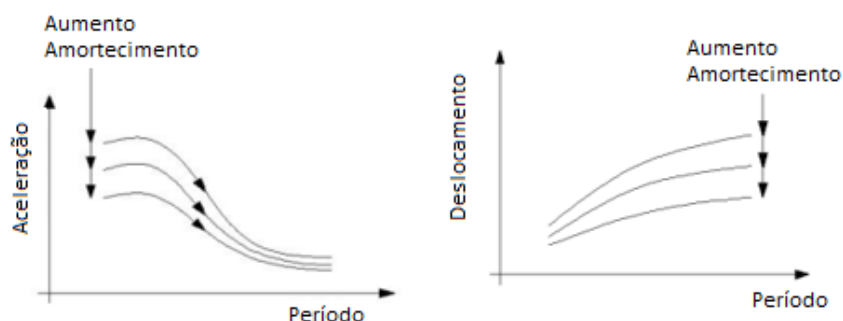


Figura 5- Influência do aumento do Amortecimento na resposta da estrutura (adaptado de Saiful Islam et al., 2011)

A frequência própria de estruturas isoladas é inferior às frequências de maior conteúdo energético da ação sísmica, permitindo assim evitar fenómenos de ressonância, isto é, a coincidência entre a frequência de excitação e a frequência natural da estrutura, conforme ilustrado na Figura 6.



Figura 6- Intervalo usual das frequências de excitação das ações sísmicas, com maior conteúdo energético, e gama de frequências próprias das estruturas de base fixa e das estruturas com isolamento (Guerreiro, 2004)

Na construção tradicional, existem alguns desafios relativos à proteção das estruturas contra a ação dos sismos, na procura da diminuição dos deslocamentos relativos entre pisos e da aceleração dos pisos. Aumentando a rigidez de uma estrutura, os deslocamentos podem ser minimizados, porém, a aceleração na estrutura vai aumentar, o que pode danificar os equipamentos internos sensíveis. Por outro lado, tornando o sistema mais flexível, as acelerações de piso são reduzidas, no entanto, existirão grandes deslocamentos entre pisos.

O isolamento de base apresenta-se assim como uma solução capaz de, em simultâneo, reduzir o deslocamento entre pisos e as acelerações nos pisos. A origem e o desenvolvimento dos dispositivos que concretizam este princípio são abordados na secção seguinte.

2.3. EVOLUÇÃO HISTÓRICA

Na presente secção expõe-se a evolução histórica dos sistemas de isolamento sísmico de base, desde as primeiras propostas conceptuais do século XIX até à consolidação dos dispositivos modernos na segunda metade do século XX.

Em 1868, o engenheiro escocês David Stevenson apresentou à “Royal Scottish Society of Arts” uma proposta que é hoje reconhecida como uma das primeiras formulações do princípio de isolamento sísmico, tendo sido concebida durante a sua atividade como consultor na construção de faróis no Japão, um país caracterizado por um elevado grau de sismicidade. Desenvolveu o dispositivo denominado por “Aseismic Joint”, que era constituído por esferas de bronze encaixadas entre duas placas com cavidade do mesmo material, concebido para proteger o equipamento de iluminação das vibrações transmitidas pelo solo durante a ocorrência de um sismo.

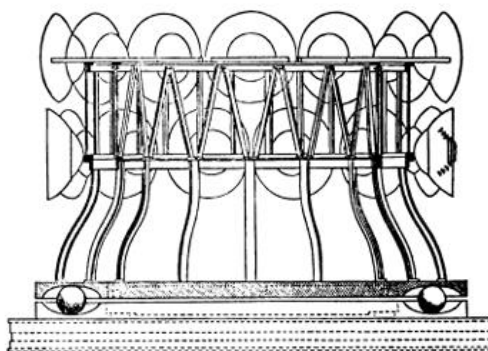


Figura 7- Secção do equipamento de iluminação com “Aseismic Joint” (Carpani, 2017)

Durante um sismo, as fundações mover-se-iam com o solo, mas a restante estrutura permaneceria relativamente estável devido à inércia, enquanto as esferas rolariam ligeiramente e voltariam à posição inicial. Entre 1869 e 1872, sete faróis no Japão foram construídos com este mecanismo, no entanto, na época, a eficácia do sistema foi objeto de controvérsia técnica e o mecanismo acabou por ser abandonado sem validação formal. Apesar das críticas na época, o mecanismo distinguia-se das abordagens anteriores por dissociar a estrutura do solo em vez de aumentar a sua rigidez.

A ausência de registo de patente por parte de Stevenson abriu caminho ao aparecimento, nos anos imediatos, de várias soluções inspiradas no mesmo princípio.

O primeiro sistema registado foi em 1870, por Jules Touaillon, em São Francisco, muito idêntico ao de David Stevenson. Nesse mesmo ano, A.F. Cooper patenteou um sistema que utilizava pela primeira vez apoios de borracha natural, introduzindo pela primeira vez a dissipação de energia por amortecimento elástico como mecanismo de proteção sísmica.

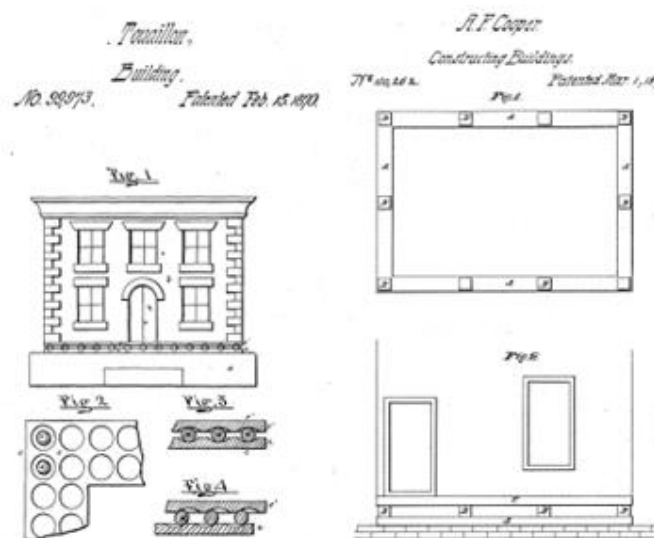


Figura 8- Sistema da Patente de Touaillon (esquerda) e de Cooper (direita) (Carpani, 2017)

Outro contributo importante foi o de John Milne, que durante o seu trabalho no Japão, em 1884, construiu um pequeno edifício experimental apoiado em esferas metálicas para estudar fundações livres, demonstrando que estas podiam reduzir significativamente as acelerações sísmicas, embora apresentasse problemas de estabilidade em relação ao vento.

A ocorrência de eventos sísmicos de grande magnitude no início do século XX, nomeadamente os sismos de São Francisco, em 1906, e de Messina-Reggio Calabria, em 1908, impulsionou o interesse pelo isolamento sísmico, motivando o desenvolvimento de novas propostas.

Em 1909, o médico Dr. J.A. Calantarientis patenteou um sistema de isolamento deslizante, que interpunha entre as fundações e a estrutura uma camada de materiais como a areia ou talco, permitindo o deslizamento relativo entre as duas superfícies durante o sismo e reduzindo, por esse mecanismo, a transmissão de esforços horizontais à superestrutura.

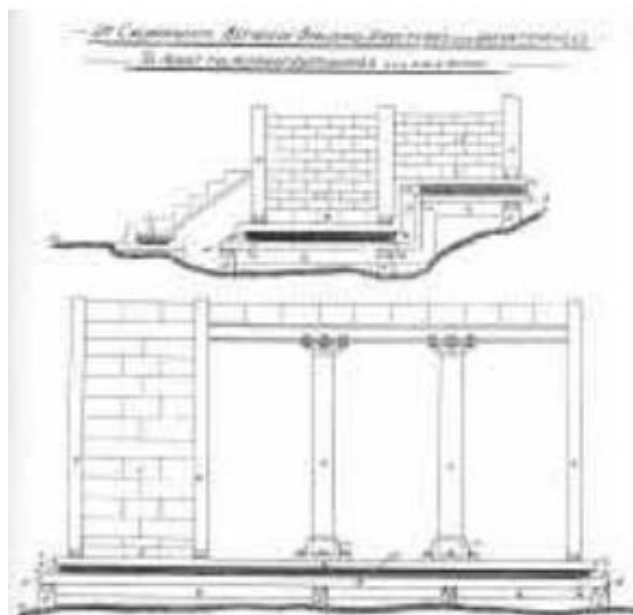


Figura 9- Sistema da Patente de Dr. Calantarients (Guerreiro, 2004)

Ao longo da primeira metade do século XX, a investigação neste domínio prosseguiu com aplicações práticas mais elaboradas.

Em 1934, no Japão, dois edifícios do 'Fudo Choin Bank' foram construídos com um sistema de fundação, patenteado por Ryuichi Oka, no qual as colunas assentavam sobre superfícies hemisféricas que permitiam o movimento relativo durante o sismo.

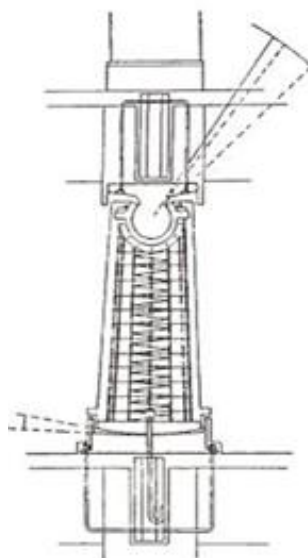


Figura 10- Pilar característico do sistema patenteado por Ryuichi Oka (Carpani, 2017)

Um marco qualitativo nestes sistemas é representado pela escola Heinrich Pestalozzi, construída em 1969 em Skopje, na então Jugoslávia, sendo considerada o primeiro exemplo de aplicação de isolamento

de base com apoios em borracha. O edifício assenta em blocos de borracha não reforçados, ligados ao exterior por elementos fusíveis que, ao atingirem a rotura, libertam a estrutura para vibrar sobre os apoios.



Figura 11- Vista Geral 'Pestalozzi School', Skopje (Naeim & Kelly, 1999)

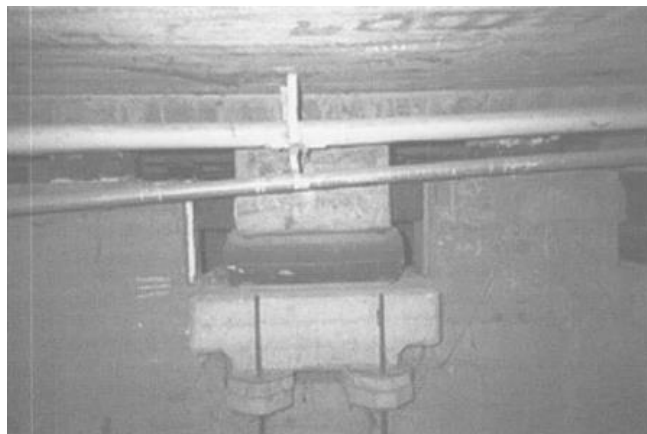


Figura 12- Vista de Blocos de Borracha usados - 'Pestalozzi School' (Naeim & Kelly, 1999)



Figura 13- Vista de Blocos de Vidro- Fusíveis - 'Pestalozzi School' (Naeim & Kelly, 1999)

O desenvolvimento dos apoios em elastómero – borracha natural, neoprene e materiais afins – foi um dos principais impulsionadores da adoção generalizada dos sistemas de isolamento de base (Guerreiro, 2004).

Em 1978, foi construída uma central nuclear na África do Sul, em Kroeberg, que marca significativamente a evolução do conceito de isolamento de base, por se tratar de uma edificação onde o nível de segurança é muito elevado e no qual foi aplicado o isolamento de base. Na figura seguinte está ilustrado o sistema utilizado neste edifício.

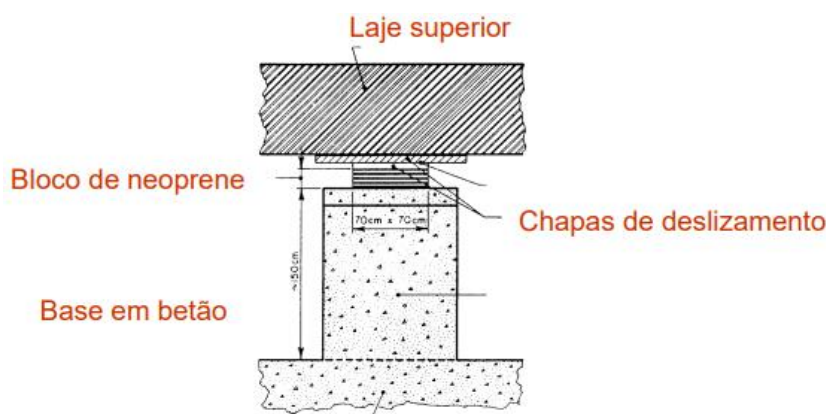


Figura 14- Sistema utilizado na central nuclear – África do sul (Guerreiro, 2004)

A partir da segunda metade do século XX, a investigação e aplicação prática destes sistemas permitiram o desenvolvimento de diversas tipologias de dispositivos, com características mecânicas distintas e adequadas a diferentes condicionamentos estruturais. Os principais dispositivos atualmente mais utilizados são (Guerreiro, 2004):

- Blocos de Borracha de Alto Amortecimento – HDRB;
- Blocos de Borracha com Núcleo de Chumbo – LRB;
- Sistema Pendular com Atrito – FPS;
- Blocos de apoio de Borracha em associação com dissipadores.

Deste modo, a consolidação destes dispositivos promoveu o desenvolvimento de um enquadramento normativo específico, sem o qual a sua aplicação permaneceria limitada. A regulamentação atualmente em vigor em Portugal é analisada na secção seguinte.

2.4. ANÁLISE À REGULAMENTAÇÃO DOS SISTEMAS DE ISOLAMENTO DE BASE APLICÁVEL EM PORTUGAL

Na presente secção analisam-se os dois documentos normativos com maior relevância para o dimensionamento de estruturas com isolamento de base em Portugal: o Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos (CEN, 2005) e a Norma EN 15129:2009 – Anti-seismic devices (CEN, 2009), descrevendo-se o âmbito de cada um e a forma como se articulam na prática de projeto.

O Eurocódigo 8 (CEN, 2005) define o enquadramento geral para o projeto de estruturas resistentes a ações sísmicas, estabelecendo como objetivos principais a salvaguarda da vida humana, a limitação de danos e a garantia de operacionalidade de estruturas de importância acrescida.

No que respeita ao isolamento de base, o Eurocódigo 8 estabelece, com fundamento no princípio de desacoplamento dinâmico entre a superestrutura e o movimento do solo, os requisitos específicos para a modelação e análise destes sistemas, admitindo tanto métodos lineares equivalentes como análises não lineares em função do comportamento dos dispositivos de isolamento. São igualmente impostas verificações aos estados limite último e de utilização, incluindo a garantia da estabilidade do sistema, a limitação de deslocamentos e a verificação da capacidade resistente dos isoladores.

A Norma EN 15129 (CEN, 2009) contempla este enquadramento ao definir os requisitos de desempenho, conceção, fabrico e ensaio dos dispositivos antissísmicos, classificando-os em função da dependência do seu comportamento relativamente ao deslocamento ou à velocidade. Estabelece, em simultâneo, os parâmetros de dimensionamento e os critérios de ensaio obrigatórios, designadamente a rigidez, a capacidade de dissipação de energia e a resistência a deslocamento repetidos, bem como as disposições relativas a materiais, controlo de produção, tolerâncias geométricas e manutenção ao longo da vida útil.

Assim, verifica-se de uma forma clara que estes dois documentos normativos se complementam. Enquanto o Eurocódigo 8 (CEN, 2005) define o comportamento sísmico global da estrutura sujeita à ação sísmica, a Norma EN 15129 (CEN, 2009) assegura que os dispositivos de isolamento e dissipação apresentam as características mecânicas e funcionais compatíveis com o projeto. Torna-se fundamental uma correta articulação entre ambas as normas, de forma a assegurar um dimensionamento simultaneamente seguro e eficiente. A aplicação prática desta tecnologia em estruturas reais, em Portugal e no mundo, é ilustrada pelos exemplos apresentados na secção seguinte.

2.5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Apresentam-se de seguida alguns exemplos representativos de aplicação de sistemas de isolamento de base em diferentes contextos geográficos e tipologias estruturais, com o objetivo de ilustrar a diversidade de soluções adotadas e a maturidade desta tecnologia a nível mundial e nacional.

A nível mundial, o Japão é o país onde esta técnica é mais utilizada, existindo mais de 5000 edifícios com isolamento de base, sendo maioritariamente aplicado em Hospitais, Edifícios Residenciais de alta qualidade, Museus e Centro de Dados. Na sequência do sismo de Kobe de janeiro de 1995, a adoção desta técnica no Japão expandiu-se de forma expressiva (Clemente, 2022).

Um exemplo de um edifício no Japão isolado na base é o “Takeda Pharmaceutical Shonan Research Center”, localizado em Fujisawa City, Kanagawa, construído em 2011. É o maior instituto de investigação de medicamentos do Japão. Os edifícios dedicados à pesquisa científica estão isolados pela base e representam uma das maiores plataformas com isolamento sísmico do mundo, com aproximadamente 310.000 m² de área isolada (plantec.co.jp, 2026).



Figura 15- Vista do edifício “Takeda Pharmaceutical Shonan Research Center” (plantec.co.jp, 2026)



Figura 16- Dispositivo de Apoio utilizado na estrutura do “Takeda Pharmaceutical Shonan Research Center” (plantec.co.jp, 2026)

Nos Estados Unidos da América, a aplicação dos sistemas de isolamento de base iniciou-se em 1984 e concentra-se maioritariamente na costa oeste, em zonas de elevada sismicidade (de Luca & Guidi, 2019).

Um exemplo relevante é a “Benicia-Martinez Bridge”, caracterizado por 3 pontes paralelas que cruzam o Estreito de Carquinez, a oeste da Baía de Suisin, na Califórnia, sendo a segunda ponte ferroviária mais longa da América do Norte. Nesta ponte são utilizados sistemas de pêndulo de atrito, Friction Pendulum System (FPS), tornando-se uma aplicação relevante porque na sua reabilitação, ocorrida entre 1998 e 2001, com trabalho contínuo nos anos seguintes, foi utilizado o maior dispositivo de isolamento de base deste tipo construído no mundo. Tipicamente, estes sistemas medem 1 m de diâmetro, 0,20 m de altura e pesam cerca de 0,90 ton. Para esta ponte, foram utilizados 22 dispositivos pendulares com 4 m de diâmetro, com um peso de 18 ton e que são capazes de acomodar deslocamentos até a 1,40 m (de Luca & Guidi, 2019).



Figura 17- Vista aérea da “Benicia-Martinez Bridge”. Da esquerda para a direita: Vão Sul, Ligação Ferroviária e Vão Norte (de Luca & Guidi ,2019)



Figura 18- Fotografia do dispositivo utilizado na “Benicia-Martinez Bridge” (de Luca & Guidi, 2019)

Na Europa, em Itália, o isolamento sísmico de base tem sido aplicado em vários contextos, desde edifícios públicos (como escolas e hospitais) até intervenções de reabilitação de edifícios do património histórico. A aplicação deste isolamento em pontes tornou-se mais acentuada depois do ano de 2004 e em edifícios depois do ano de 2009. Nas Figuras 19 e 20 observa-se a evolução da utilização desta técnica em Itália ao longo dos anos.

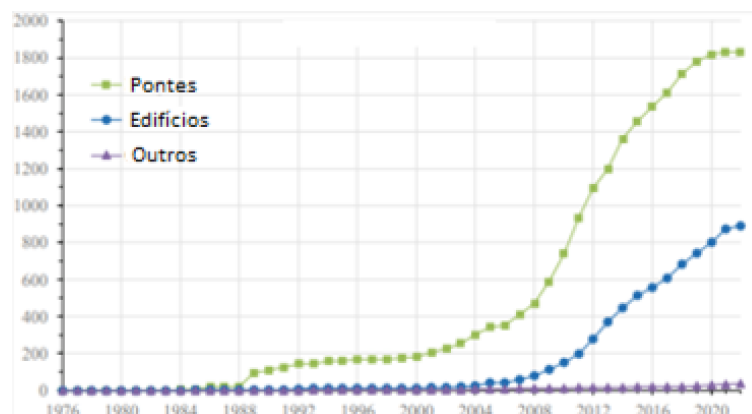


Figura 19- Evolução da aplicação de isolamento de base para diferentes tipos de infraestruturas (adaptado de Clemente, 2022)

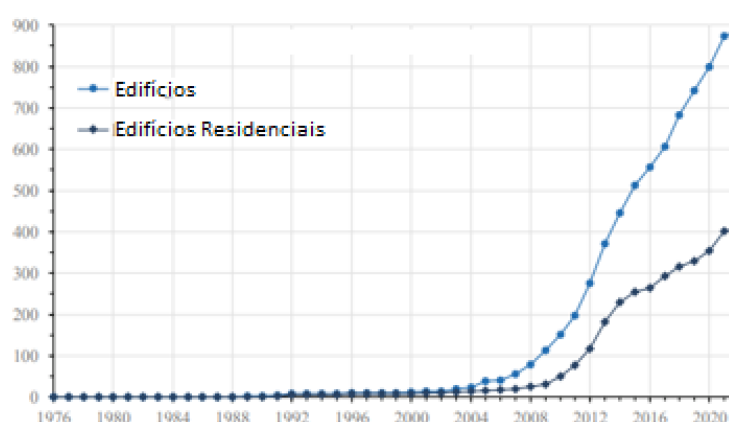


Figura 20- Evolução da aplicação de isolamento de base para edifícios (adaptado de Clemente, 2022)

Em Portugal, apesar da existência de investigação e validação experimental, a aplicação de sistemas de isolamento de base em edifícios ainda é significativamente inferior à dos países referidos.

Em Portugal, o projeto do Hospital da Luz constitui o primeiro conjunto de edifícios construído com isolamento de base, sendo compostos por dois edifícios, o hospital, com 66.000 m^2 de área coberta, e uma residência para a terceira idade, com 20.500 m^2 , nos quais foram instalados 315 aparelhos de apoio tipo HDRB (Guerreiro, 2007).



Figura 21- Vista aérea da construção do complexo do Hospital da Luz (Ferreira (n.d.))



Figura 22- Dispositivos de Apoio HDRB usados na Base do Hospital da Luz (Ferreira (n.d.))

Os exemplos apresentados ilustram a diversidade de tipologias e contextos de aplicação dos sistemas de isolamento de base, cujas características mecânicas e modelos de comportamento são descritos no capítulo seguinte.

3

Sistemas de Isolamento de Base para Estruturas de Edifícios

3.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

Os sistemas de Isolamento de Base têm como principal função garantir a transmissão adequada das cargas verticais da superestrutura para a fundação, assegurando simultaneamente uma elevada flexibilidade na direção horizontal. Para tal, os dispositivos de apoio devem apresentar uma rigidez vertical elevada, de forma a suportar com segurança as ações verticais provenientes da superestrutura.

Por outro lado, estes sistemas devem ser dotados de uma elevada flexibilidade horizontal, permitindo diminuir a frequência própria da estrutura e, consequentemente, reduzir as acelerações induzidas pela ação sísmica, conduzindo a uma diminuição significativa das forças sísmicas transmitidas à superestrutura.

Adicionalmente, devem apresentar uma elevada capacidade de dissipação de energia, contribuindo para a redução dos deslocamentos induzidos pelo sismo. É, igualmente fundamental, apresentarem capacidade de restituição, isto é, a aptidão para regressar à posição inicial depois de solicitados, reduzindo as deformações residuais.

Entre as várias tipologias atualmente disponíveis, destacam-se os apoios elastoméricos e os apoios isoladores deslizantes, que constituem as soluções mais utilizadas em sistemas de isolamento de base.

No grupo dos isoladores elastoméricos, incluem-se, entre outros, os apoios de borracha de baixo amortecimento (LDRB), apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB) e apoios de borracha com elevado amortecimento (HDRB). Entre estas soluções, os apoios LRB e HDRB destacam-se pelas suas propriedades intrínsecas de dissipação de energia, sendo os mais utilizados.

Por sua vez, os isoladores deslizantes subdividem-se em dois tipos principais: isoladores de superfície plana e isoladores de superfície curva. Os isoladores de superfície plana não possuem capacidade de restituição, pelo que a sua utilização isolada é geralmente evitada, ou então combinada com outro tipo de isoladores. Em contrapartida, no grupo dos isoladores de superfície curva, destaca-se o Sistema Pendular com Atrito (FPS), que apresenta elevada capacidade de restituição.

3.2. APOIOS ELASTOMÉRICOS

Estes apoios são compostos por sucessivas camadas delgadas de borracha (elastómero) alternadas com placas de aço dispostas horizontalmente, as quais são vulcanizadas e aderem às chapas de aço durante o

processo de fabrico, assegurando uma ligação eficaz entre os materiais. Esta configuração permite obter um isolador com elevada rigidez vertical, e simultaneamente com baixa rigidez na direção horizontal, conferindo flexibilidade ao sistema.

A borracha é um material elastómero caracterizado por uma baixa fluência plástica, grande extensibilidade, e capacidade de recuperar rapidamente a forma original após estar sujeito a grandes deformações (Guerreiro, 2003). Alguns elastómeros podem atingir deformações de 1000% sem rotura, sendo capazes de recuperar a sua forma original. Trata-se de um material polimérico, isto é, constituído por longas cadeias moleculares, obtido através de um processo de vulcanização de uma composição à base de látex de borracha natural, matérias-primas para borrachas sintéticas e aditivos.

Uma outra propriedade de relevo é a incompressibilidade praticamente total do elastómero, que se deforma por alteração da forma e não por variação de volume, o que implica que a relação tensão-deformação de um bloco deste material seja fortemente condicionada pela sua geometria: quanto maior o Fator de Forma - definido como a relação entre a área carregada e a área livre -, maior a rigidez vertical do apoio (ver Figuras 23 e 24).

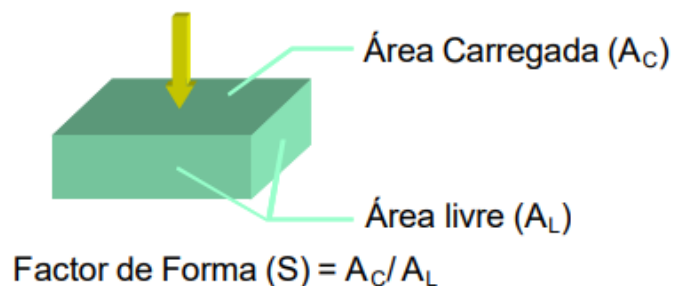


Fig. 23- Definição Fator de Forma de uma lâmina de elastómero (Guerreiro, 2003)

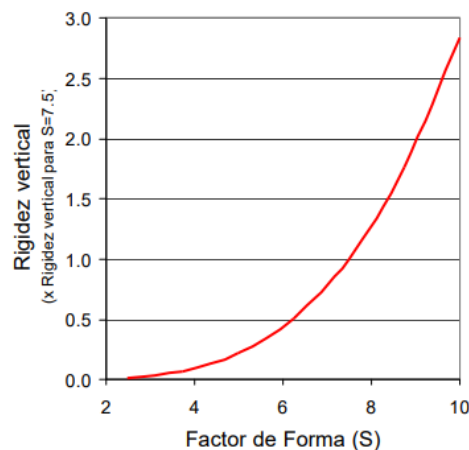


Figura 24- Influência do Fator de Forma na rigidez de uma lâmina de elastómero (Guerreiro, 2003)

A elevada rigidez vertical deste tipo de apoios resulta do confinamento do elastómero e da sua constituição em lâminas finas (elevado fator de forma, S). O confinamento do bloco de elastómero, proporcionado pelas chapas de aço, impede as deformações laterais das camadas de borracha quando sujeitas a compressão, conduzindo a um aumento da rigidez na direção vertical, como se observa na Figura 25.



Figura 25- Variação da forma de um bloco cintado e não cintado quando sujeito à compressão (adaptado de Guerreiro, 2003)

Por outro lado, as chapas de aço apresentam reduzida rigidez ao corte, que não restringem de forma significativa as deformações laterais do elastómero. Este comportamento permite ao dispositivo desenvolver uma elevada flexibilidade na direção horizontal, característica essencial para o desempenho dos sistemas de isolamento sísmico.

Deste modo, os apoios elastoméricos apresentam uma elevada rigidez vertical, elevada flexibilidade na direção horizontal e capacidade de restituição. A sua capacidade de dissipação de energia pode ainda ser aumentada através de vários métodos, os quais serão descritos posteriormente.

Seguidamente, apresentam-se as propriedades, bem como os modelos de comportamento e análise dos apoios HDRB e LRB.

3.2.1. APOIOS DE BORRACHA DE ALTO AMORTECIMENTO (HDRB)

Os apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB) são um tipo de sistema de isolamento de Base muito utilizado em pontes e edifícios. São descritas, nas secções seguintes, as principais propriedades e os modelos utilizados para a definição do seu comportamento e análise computacional.

3.2.1.1. Propriedades

À semelhança dos apoios elastoméricos correntes, os HDRB são constituídos por chapas de aço vulcanizadas com elastómero, ao qual são adicionados compostos, nomeadamente carbono, óleos e resinas, que conferem ao material um amortecimento tipicamente compreendido entre 10% e 20% do amortecimento crítico, eliminado assim a necessidade de dispositivos adicionais de dissipação de energia. O nível de amortecimento obtido é diretamente controlado pela alteração dos aditivos do composto elastoméricos. Na Figura 26 apresenta-se a composição interna de um apoio HDRB.

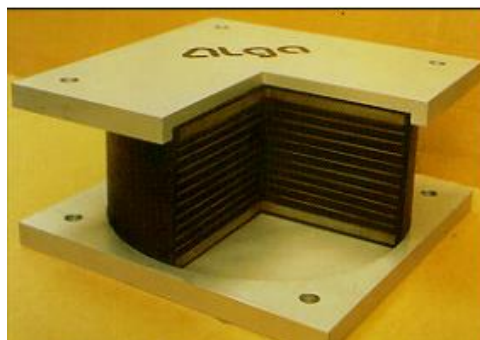


Figura 26- Estrutura Interna de um apoio tipo HDRB (Guerreiro, 2003)

As propriedades fundamentais de um apoio HDRB derivam essencialmente das características da borracha de alto amortecimento. Por sua vez, o comportamento desta borracha é definido por grandezas como o módulo de compressibilidade, o módulo de distorção para uma certa extensão, a tensão de rotura à tração, a extensão na rutura, o amortecimento e a dureza (Burtscher & Dorfmann, 2004). Os valores característicos das propriedades deste material, para uma temperatura constante e igual a 23 °C, estão expressos na Tabela 1, sendo os valores do módulo de distorção e amortecimento correspondentes a uma extensão de 100%.

Tabela 1- Valores Característicos das Propriedades dos Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB)

Propriedades	Valores Característicos
Módulo de Compressibilidade (MPa)	2500
Tensão de Rotura à Tração (MPa)	13,5
Extensão na rutura (%)	700
Módulo de Distorção (MPa)	0,55
Amortecimento (%)	14
G (20°) /G(-20°)	2,2

O módulo de Distorção (G) e o amortecimento constituem propriedades dinâmicas fundamentais da borracha de alto amortecimento, variando em função do nível de deformação e da temperatura a que o material se encontra sujeito.

Conforme ilustrado na Figura 27, observa-se que o aumento da deformação conduz a uma diminuição do módulo de distorção, o que se traduz numa redução da rigidez horizontal do apoio. Verifica-se igualmente uma redução do amortecimento com o aumento da deformação, embora de forma menos acentuada.

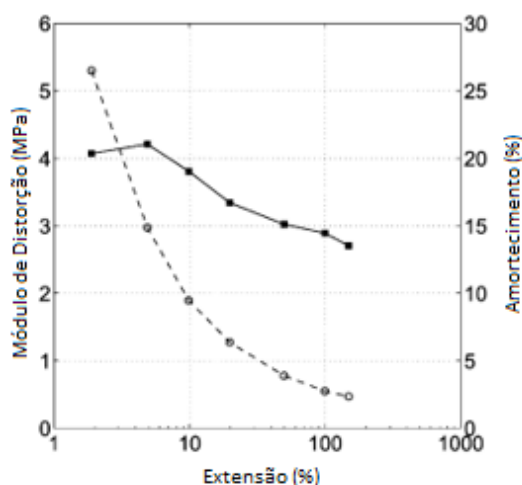


Figura 27- Comportamento do módulo de distorção e do amortecimento em função da deformação, a uma $T=23^{\circ}\text{C}$, para um apoio HDRB. [A linha contínua representa o amortecimento e a linha não contínua o módulo de distorção] (adaptado de Burtscher & Dorfmann, 2004)

No que diz respeito à temperatura, a Figura 28 demonstra que a sua diminuição provoca um aumento tanto do módulo de distorção como do amortecimento. Em contrapartida, o aumento da temperatura, diminui os valores destas propriedades, mas não de forma tão acentuada. Deste modo, torna-se

importante adotar medidas que minimizem os efeitos da variação térmica, particularmente em condições de baixa temperatura.

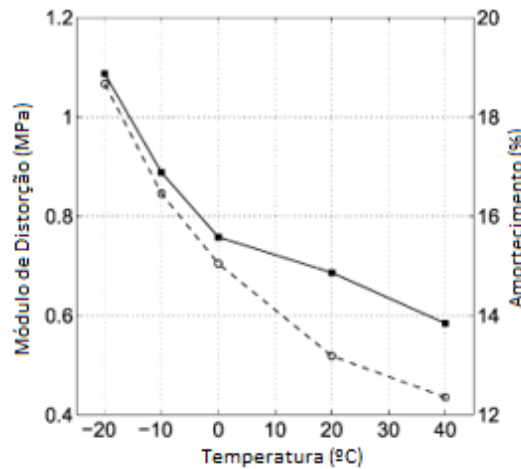


Figura 28- Comportamento do módulo de distorção e do amortecimento em função da temperatura, para uma extensão de 100%, para um apoio HDRB. A linha contínua representa o amortecimento e a linha não contínua o módulo de distorção (adaptado de Burtcher & Dorfmann, 2004)

Assim, os apoios HDRB apresentam elevada rigidez e elevado amortecimento para baixos níveis de deformação de corte, o que contribui para a limitação da resposta estrutural sob ações de serviço e do vento. Para níveis de deslocamentos associados às condições de dimensionamento sísmico, estes dispositivos apresentam uma reduzida rigidez ao corte, mantendo uma capacidade de amortecimento adequada. Em situações de grandes deslocamentos, observa-se um aumento da rigidez e do amortecimento, o que é particularmente benéfico na limitação de deslocamentos durante eventos sísmicos de grande intensidade. Este comportamento permite obter um apoio que apresenta elevada rigidez para ações de serviço, como o vento, e, simultaneamente, é suficientemente flexível e apresenta comportamento aproximadamente linear para ações de dimensionamento, limitando os deslocamentos em situações que excedem os níveis de dimensionamento.

A Figura 29 ilustra o comportamento característico de um apoio HDRB quando sujeito a carregamentos cíclicos de corte, evidenciando a relação força-deslocamento anteriormente descrita.

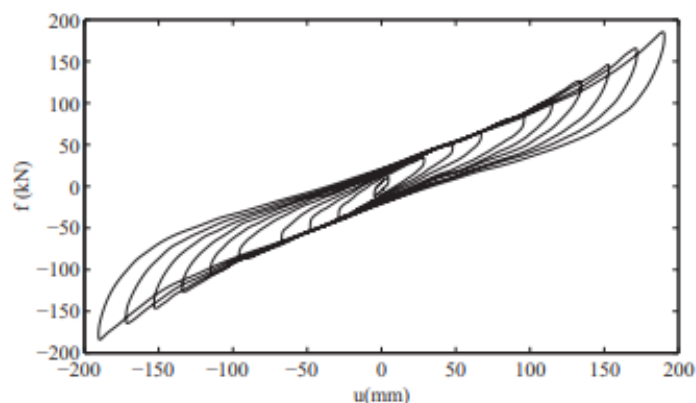


Figura 29- Relação força-deslocamento de um apoio HDRB para um ensaio cíclico de corte (Markou & Manolis, 2016)

As propriedades dos apoios HDRB podem degradar-se ao longo do tempo, pelo que é necessário que os materiais contenham aditivos de antienvhecimento de forma a limitar esta degradação. O modo como estas propriedades se traduzem no comportamento mecânico do apoio é descrito na secção seguinte.

3.2.1.2. Modelo de Comportamento

O comportamento de um apoio HDRB pode ser interpretado como a ação em paralelo de uma mola e um amortecedor (Matsagar & Jangid, 2005). A força de amortecimento e a força de restituição desenvolvidas na mola são independentes, isto é, não ocorrem em conjunto e quando uma atinge o máximo, a outra apresenta valor nulo. A Figura 30 ilustra a configuração de um apoio deste tipo.

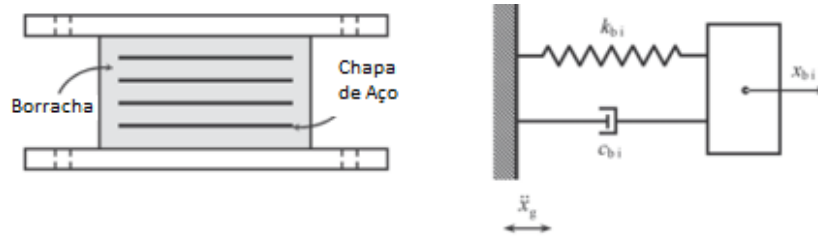


Figura 30- Esquema do funcionamento de um apoio HDRB (adaptado de Matsagar & Jangid, 2005)

Então, a força desenvolvida pelo apoio é dada pela seguinte equação:

$$F(x) = F_{\text{amortecimento}} + F_{\text{restituição}} = c * \frac{dx}{dt} + k * x \quad (1)$$

Sendo,

x , o deslocamento relativo entre o topo e a base de apoio;

c , a constante de amortecimento do apoio;

k , a rigidez horizontal do apoio.

O comportamento dos apoios HDRB é intrinsecamente não linear. Contudo, para efeitos de dimensionamento e análise estrutural, e de acordo com a regulamentação em vigor, um sistema constituído por apoios HDRB pode ser modelado recorrendo a um comportamento linear equivalente.

Para a caracterização do comportamento linear equivalente, definem-se dois parâmetros fundamentais, a rigidez efetiva, K_{eff} , e o amortecimento efetivo, ξ_{eff} (Naeim & Kelly, 1999). A rigidez efetiva corresponde à rigidez secante do ciclo histerético e é determinada a partir de ensaios cíclicos de corte, através da seguinte expressão (CEN, 2005; CEN, 2009):

$$K_{eff} = \frac{F^+ + |F^-|}{D^+ + |D^-|} \quad (2)$$

Em que F^+ e F^- são as forças máxima e mínima do ciclo histerético, e D^+ e D^- os respetivos deslocamentos máximos e mínimos, conforme ilustrado na Figura 29.

O coeficiente de amortecimento efetivo é calculado a partir da energia dissipada por ciclo, que corresponde à área do ciclo histerético, através da seguinte expressão (CEN, 2009):

$$\xi_{eff} = \frac{EDC}{2\pi * K_{eff} * D^2} \quad (3)$$

Em que, EDC representa a energia dissipada por ciclo, calculada como a área delimitada pelo ciclo histerético no diagrama força-deslocamento (Fig. 29), e D é a amplitude do deslocamento do ciclo considerado.

O EC8 (CEN, 2005) estabelece alguns requisitos, para que o comportamento do isolamento possa ser considerado equivalente a linear:

- A rigidez efetiva do sistema de isolamento, não é inferior a 50% da rigidez efetiva para um deslocamento equivalente a 20% do deslocamento de cálculo;
- O coeficiente de amortecimento efetivo do sistema de isolamento não é superior a 30%;
- A relação força-deslocamento do sistema de isolamento não varia mais de 10% em função da velocidade do carregamento ou do valor das cargas verticais;
- O aumento da força de restituição no sistema de isolamento para deslocamentos entre 50% e 100% do deslocamento de cálculo, não é inferior a 2,5% da força gravítica total acima do sistema de isolamento.

Cumprindo os requisitos estabelecidos, os apoios HDRB podem ser modelados como lineares, tornando-se assim importante a definição do amortecimento, da rigidez horizontal e vertical do apoio.

A variação do amortecimento, mesmo tendo um comportamento não linear, não é tão significativa, pelo que se considera como um valor constante, na ordem dos 10-20%.

Relativamente à rigidez horizontal, K_h , é dada por (Guerreiro, 2003):

$$K_h = \frac{G * A}{h_{\text{elastomero}}} \quad (4)$$

Com,

G, módulo de distorção do elastómero;

A, secção transversal do apoio;

$h_{\text{elastomero}}$, altura total do elastómero.

Caso a carga vertical seja muito próxima da carga crítica, poderá ser necessário corrigir a expressão definida anteriormente.

Relativamente à rigidez vertical, esta resulta da deformação da lâmina por distorção, $K_v(Y)$, e da variação do volume da camada de elastómero, $K_v(v)$ (Guerreiro, 2003). Assim, assumindo que é dado pela soma destas duas componentes, obtém-se a seguinte expressão (Guerreiro, 2003):

$$K_v = \frac{K_v(Y) * K_v(v)}{K_v(Y) + K_v(v)} \quad (5)$$

Em que,

$$K_v(Y) = \beta_2 * \frac{G * S^2 * A}{h_{\text{elastomero}}};$$

$$K_v(v) = \frac{E_b * A}{h_{\text{elastomero}}};$$

β_2 , coeficiente que depende da forma de secção ($\beta_2 = 6$ para secção circular, $\beta_2 = 6.73$ para secção quadrada);

S, fator de Forma;

E_b , módulo de Compressibilidade do Elastómero.

Com base nas expressões anteriores, é possível caracterizar o comportamento de um apoio HDRB, que tanto pode ser considerado como linear ou não linear, consoante as condições do projeto.

3.2.1.3. Modelo de Análise Computacional

Na presente secção descreve-se a abordagem adotada para a modelação computacional dos apoios HDRB no software SAP2000, com base no seu comportamento linear equivalente, e identificam-se os parâmetros necessários à sua definição numa análise por espectro de resposta.

No SAP2000, este tipo de dispositivos é modelado através dos elementos de ligação/suporte, isoladores de borracha de alto amortecimento (Link/Support Elements – High Damping Rubber Isolator) de um nó. Relativamente às características que são necessárias introduzir na definição do apoio no software destacam-se: nas direções horizontais- o valor da rigidez horizontal efetiva e do amortecimento efetivo; na direção vertical- o valor da rigidez vertical efetiva. Os apoios não são dimensionados para suportar torções, pelo que se torna fundamental libertar as rotações nas direções horizontais e verticais.

O estudo da ação sísmica na estrutura do edifício com apoios do tipo HDRB pode ser realizado através de métodos lineares, estáticos ou dinâmicos, devido ao seu comportamento linear. No presente estudo, foi utilizada uma análise modal por espectro de resposta para o modelo com este sistema de isolamento de base.

Esta análise com apoios HDRB apresenta uma particularidade na fase de definição do espectro de resposta. Esta particularidade prende-se com o facto de existirem dois níveis de amortecimento distintos numa mesma estrutura. Por um lado, a superestrutura de betão armado apresenta um amortecimento viscoso equivalente da ordem dos 5% do amortecimento crítico. Por outro, os apoios HDRB introduzem no sistema um amortecimento substancialmente superior, tipicamente compreendido entre 10% e 20% do amortecimento crítico. Esta heterogeneidade implica que a definição de um espectro de resposta único, associado a um coeficiente de amortecimento, não seja suficiente para representar adequadamente o comportamento dinâmico do edifício isolado.

De forma a contornar esta limitação, recorre-se à adoção de um espectro de resposta equivalente composto, que contempla simultaneamente ambos os níveis de amortecimento. Assenta na definição de uma frequência de transição, a partir da qual é possível distinguir os modos de vibração dominados pela deformação do sistema de isolamento daqueles nos quais predomina a deformação da superestrutura. Às componentes espectrais situadas abaixo da frequência de transição, correspondentes aos modos de isolamento de baixa frequência, é associado o amortecimento efetivo do apoio. Às componentes acima da frequência de transição, relativas aos modos de maior frequência, é atribuído o amortecimento de referência de 5%.

O facto de os apoios HDRB admitirem comportamento linear equivalente permitiu centrar a análise não linear no tipo de apoio cujo comportamento não é linear – os apoios DCFP -, a abordar nas secções seguintes.

Deste modo, no presente estudo foi realizada uma análise linear com este tipo de apoios a isolar a estrutura. Os apoios elastoméricos utilizados são os isoladores da série SI (Seismic Isolator) da marca FIP Industriale, dimensionados em conformidade com a norma EN 15129:2009 (CEN, 2009). O catálogo disponibiliza diretamente, para cada dimensão e deslocamento de projeto, os valores da rigidez horizontal efetiva e da rigidez vertical, que constituem os parâmetros que são necessários introduzir no software SAP2000 para a sua definição. O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente assume o valor de 10% ou 15%, a definir pelo projetista.

3.2.2. APOIOS DE BORRACHA COM NÚCLEO DE CHUMBO (LRB)

Os apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo, conhecidos pela sigla LRB, foram inventados na Nova Zelândia em 1975. O desempenho estrutural verificado em edifícios isolados com este sistema durante o sismo Northridge (1994), na Califórnia, e no de Kobe (1995), no Japão, demonstrou de forma evidente a eficácia deste tipo de isolamento (Naeim & Kelly, 1999), impulsionando muito o seu desenvolvimento e utilização a nível mundial.

Apresentam-se de seguida as principais propriedades, os modelos de comportamento e a análise computacional característicos deste tipo de apoio.

3.2.2.1. Propriedades

A constituição de um apoio de borracha com Núcleo de Chumbo é muito similar a um simples bloco de apoio de borracha corrente, ou seja, camadas de borracha alternadas com chapas de aço. Porém, é-lhe adicionado um núcleo de chumbo, inserido num furo central do apoio, percorrendo o apoio na totalidade, que desempenha uma dupla função. Confere ao apoio uma elevada rigidez inicial para solicitações de serviço e, simultaneamente, dissipa energia por deformação plástica durante a ação sísmica.

Na Figura 31 apresenta-se uma ilustração da constituição interna de um apoio LRB, e na Figura 32 uma fotografia real de um apoio LRB.

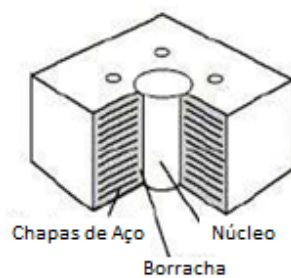


Figura 31- Ilustração da constituição interna de um apoio LRB (adaptado de Saiful Islam et al., 2011)



Figura 32- Apoio LRB (Beirami Shahabi et al., 2020)

Estes apoios incluem chapas de extremidade, no topo e no fundo, que confinam o chumbo e garantem a ligação estrutural, como se observa na Figura 32, podendo apresentar a forma circular, quadrangular ou retangular, consoante os requisitos de projeto.

As principais propriedades do chumbo que justificam a sua integração neste tipo de apoio são (Skinner et al., 1993):

- baixa tensão de cedência de corte, de valor aproximado de 10 MPa, que permite que o núcleo comece a deformar-se plasticamente para deslocamentos relativamente pequenos, começando com o processo de dissipação de energia;
- elevada ductilidade, que permite suportar grandes deformações repetidas ao longo de múltiplos ciclos sísmicos sem fraturar;
- recristalização à temperatura ambiente, o chumbo apresenta a capacidade de recuperar as suas características mecânicas originais, após cada ciclo de carregamento, tornando-se reutilizável após cada evento sísmico.

Assim, os apoios LRB combinam as propriedades do material da borracha natural com as propriedades do chumbo.

Quando submetidos a ensaios cíclicos de corte, o comportamento de um apoio LRB é caracterizado por dois patamares de rigidez distintos. Inicialmente, estes aparelhos apresentam uma elevada rigidez (pré-plastificação), devido principalmente ao comportamento elástico do núcleo de chumbo. Esta rigidez decresce significativamente, após a plastificação do núcleo, passando a ser dominada pela rigidez lateral das camadas de borracha de baixo amortecimento, muito inferior à rigidez inicial. A rigidez antes da cedência é cerca de 10 vezes superior à rigidez após a cedência (Guerreiro, 2003).

A Figura 33 representa a relação força-deslocamento típica destes apoios, sendo possível identificar o comportamento bilinear característico deste tipo de apoio.

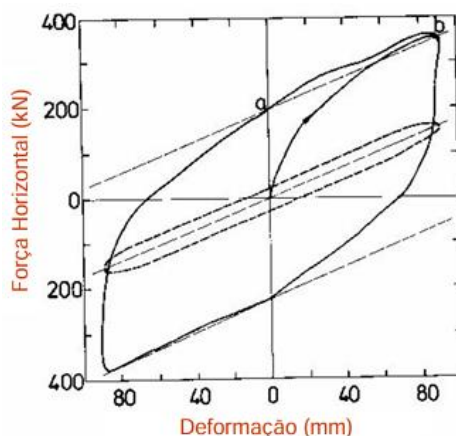


Figura 33- Relação Força-Deslocamento típica de um apoio LRB (Guerreiro, 2003)

Este tipo de apoio é constituído por lâminas de borracha de baixo amortecimento, pelo que a dissipação de energia se deve exclusivamente ao comportamento histerético do chumbo. A plastificação do chumbo permite obter elevados valores de amortecimento (Guerreiro, 2003), podendo situar-se entre os 15% e os 35% do amortecimento crítico (Beirami Shahabi et al., 2020). A área delimitada pelo ciclo histerético no diagrama força-deslocamento, expresso na Figura 33, representa a energia dissipada nesse ciclo.

Ao contrário dos apoios HDRB, cujas propriedades variam de forma contínua e significativa com o grau de deformação e temperatura, os apoios LRB apresentam um comportamento global mais estável e previsível.

A rigidez pós-plastificação mantém-se aproximadamente constante para os vários níveis de deformação devido às propriedades das borrachas naturais. Contudo, a rigidez efetiva e o amortecimento efetivo variam com a amplitude de deslocamento, o que decorre diretamente do comportamento bilinear do apoio. Assim, torna-se importante definir o deslocamento a partir do qual é necessário um valor de amortecimento específico (Naeim & Kelly, 1999). O efeito a ter em conta está relacionado com a influência dos ciclos repetidos de carregamento. A deformação plástica sucessiva do núcleo de chumbo gera calor no interior do apoio, podendo reduzir a resistência característica do núcleo. Este fenómeno de degradação da resistência por aquecimento deve ser tido em conta em análises que envolvam um número elevado de ciclos (Warn & Ryan, 2012).

No que diz respeito à temperatura ambiente, os apoios LRB revelam-se menos sensíveis do que os apoios HDRB.

Deste modo, é possível obter um apoio com rigidez elevada para solicitações de serviço e fornecer em simultâneo, a flexibilidade necessária para a atuação de eventos sísmicos de grande intensidade, para conferir o isolamento da estrutura. A rigidez vertical é também assegurada por ser constituído por lâminas de borracha e chapas de aço.

3.2.2.2. Modelo de Comportamento

Os apoios de borracha com núcleo de chumbo apresentam uma característica elasto-plástica, o que torna o funcionamento destes apoios de maior complexidade em comparação com os apoios HDRB.

O comportamento destes apoios pode dividir-se em duas fases distintas quando submetido a ensaios de corte:

- Fase elástica (pré-plastificação): o núcleo responde de forma elástica;
- Fase plástica (pós-plastificação): após a cedência do chumbo, a força inclui uma componente de amortecimento histerético e uma componente de restituição fornecida pelo elastómero.

Na Figura 34 apresenta-se um modelo simplificado para o funcionamento dos apoios LRB quando submetidos a ações horizontais.

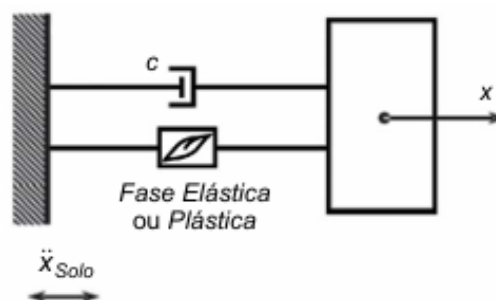


Figura 34- Modelo de funcionamento de um apoio LRB (adaptado de Matsagar & Jangid, 2005)

A força desenvolvida na fase elástica é dada por:

$$F(x) = F_{\text{restituição}} = K_{h \text{ Elástica}} * x \quad (6)$$

Enquanto na fase plástica é dada por:

$$F(x) = F_{\text{amortecimento}} + F_{\text{restituição}} = c * \frac{dx}{dt} + K(x) * x \quad (7)$$

em que,

x , é deslocamento relativo entre o topo e a base do isolador;

$K_{h \text{ Elástica}}$, é a rigidez horizontal do apoio antes da plastificação;

c , é a constante de amortecimento;

$K(x)$, é a rigidez horizontal em função de x .

A componente de amortecimento de um apoio LRB deriva fundamentalmente do núcleo de chumbo e do seu comportamento histerético. Assim, considera-se que na fase inicial estes apoios não apresentam características de amortecimento relevantes e, ainda que a componente do amortecimento viscoso (correspondente a $c * \frac{dx}{dt}$), é desprezável na fase plástica. A força de restituição desenvolvida é não linear, uma vez que a rigidez horizontal é dependente do nível de deformação.

O comportamento não linear característico dos apoios LRB pode ser aproximado com elevada precisão por um modelo bilinear, que idealiza a relação força-deslocamento através de dois troços lineares distintos, conforme ilustrado na Figura 33. Este modelo é amplamente utilizado no dimensionamento e análise estrutural de sistemas de isolamento com apoios LRB, por permitir descrever o comportamento histerético destes dispositivos de forma simples e precisa (Naeim & Kelly, 1999).

A definição do modelo bilinear assenta em 3 parâmetros fundamentais, como se observa na Figura 35:

- K_1 - rigidez inicial, de pré-plastificação, que caracteriza o comportamento do apoio antes da cedência do núcleo de chumbo;
- K_2 - rigidez pós-plastificação, que corresponde à rigidez lateral das camadas de borracha de baixo amortecimento após a cedência do núcleo;
- F_y - força de cedência do apoio, que delimita os dois regimes de rigidez.

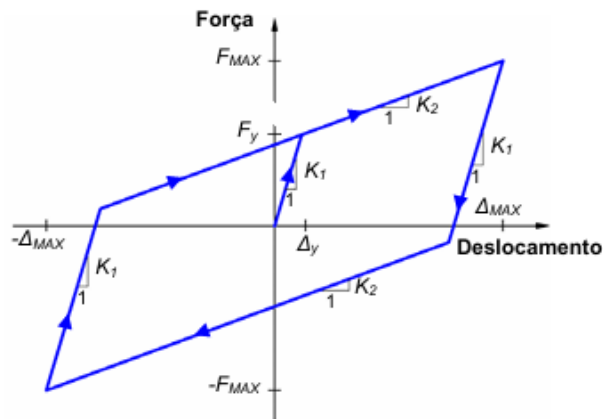


Figura 35- Definição do modelo bilinear do comportamento do apoio LRB (Ribeiro Figueiredo, 2007)

Através da Figura 35, é possível verificar que o núcleo de chumbo participa fundamentalmente nos troços de carga e descarga do apoio, sendo que nos outros troços a rigidez é equivalente à rigidez das borrachas. Assim, a rigidez após a plastificação do núcleo, K_2 , é determinada exclusivamente pelo elastómero de borracha natural, expressa na equação (4).

A rigidez inicial resulta da contribuição em paralelo do núcleo de chumbo e do elastómero (Komodromos, 2000):

$$K_1 = K_{\text{chumbo}} + K_{\text{elastómero}} = \frac{G_{\text{chumbo}} * A_{\text{chumbo}}}{h_{\text{chumbo}}} + \frac{G_{\text{elastómero}} * A_{\text{elastómero}}}{h_{\text{elastómero}}} \quad (8)$$

Com,

G_{chumbo} , módulo de distorção do chumbo;

$G_{\text{elastómero}}$, módulo de distorção do elastómero de baixo amortecimento;

A_{chumbo} e $A_{\text{elastómero}}$, secção transversal do chumbo e secção transversal do elastómero;

h_{chumbo} , altura do núcleo de chumbo;

$h_{\text{elastómero}}$, altura total do elastómero.

Uma vez que a contribuição do elastómero de baixo amortecimento é muito inferior à do núcleo de chumbo, a expressão anterior pode ser simplificada para $K_1 \approx K_{\text{chumbo}}$. Os resultados experimentais confirmam que a rigidez inicial se situa tipicamente entre $9K_2$ e $16K_2$, sendo habitualmente adotado o valor de $10K_2$ (Skinner et al., 1993).

A força de cedência do apoio é determinada pela resistência ao corte do núcleo de chumbo e pode ser calculada pela seguinte expressão (CEN, 2005):

$$F_y = F_{y,\text{chumbo}} * (1 + \frac{K_2}{K_1}) \quad (9)$$

Em que,

$F_{y,\text{chumbo}}$ - força de cedência do núcleo de chumbo.

Admitindo a aproximação $K_1 \approx K_{\text{chumbo}}$, a expressão anterior simplifica-se para:

$$F_y = F_{y,\text{chumbo}} = \tau_{y,\text{chumbo}} * A_{\text{chumbo}} \quad (10)$$

Sendo,

$\tau_{y,\text{chumbo}}$, tensão de cedência do chumbo, aproximadamente a 10 MPa;

A_{chumbo} , secção transversal do núcleo de chumbo.

A definição do nível de cedência do núcleo de chumbo condiciona diretamente a capacidade de dissipação de energia dos isoladores.

Com os parâmetros definidos anteriormente para o modelo de comportamento bilinear, é possível calcular o coeficiente de amortecimento equivalente, através da seguinte expressão (CEN, 2005):

$$\xi = \frac{2}{\pi} * (\frac{F_y}{F_{\text{max}}} - \frac{\Delta_y}{\Delta_{\text{max}}}) \quad (11)$$

Com,

F_y e Δ_y - força e deformação de cedência do apoio;

F_{max} e Δ_{max} - força e deformação máxima no apoio.

Deste modo, através das equações definidas anteriormente, é possível definir o comportamento de funcionamento de um apoio LRB como bilinear.

Apesar de ser utilizado com bastante frequência, este modelo bilinear pode conduzir a uma sobrestimação das acelerações induzidas na estrutura, existindo atualmente alguns modelos que apresentam uma alternativa a esta lacuna.

O modelo de Bouc-Wen é um exemplo dessas alternativas, que permite uma transição mais contínua e realista entre os dois regimes de rigidez característicos destes apoios. A relação força-deslocamento utilizada neste modelo está ilustrada na Figura 36. Este método é considerado como sendo mais preciso uma vez que introduz uma variável estacionária (Z) na definição da fase plástica, que possibilita uma melhor descrição do comportamento histerético.

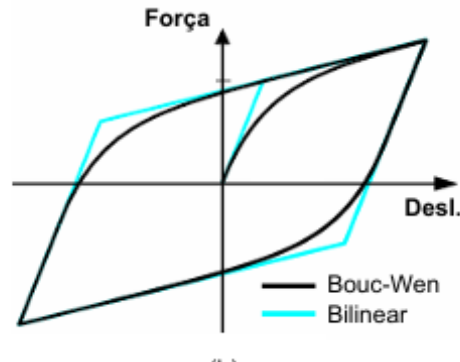


Figura 36- Relação força-deslocamento para os modelos bilinear e Bouc-Wen (Ribeiro Figueiredo, 2007)

3.2.2.3. Modelo de Análise Computacional

Ao contrário dos apoios HDRB, que podem ser modelados com comportamento equivalente a linear, os apoios LRB são caracterizados por um comportamento bilinear fortemente não linear, o que condiciona a abordagem de análise a adotar. O EC8 (CEN, 2005) e a norma EN 15129:2009 (CEN, 2009) admitem o método linear equivalente para apoios LRB, desde que certos requisitos definidos sejam cumpridos. O que caracteriza o comportamento linear equivalente são os parâmetros K_{eff} e ξ_{eff} , calculados para o deslocamento de dimensionamento. A fórmula do ξ_{eff} corresponde à expressa na equação (3), enquanto a da rigidez efetiva é definida pela seguinte equação:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{F_y}{D} \quad (12)$$

Contudo, dada a natureza bilinear destes dispositivos, a análise linear equivalente é geralmente utilizada para cálculos de pré-dimensionamento. Para a verificação final da resposta estrutural, o EC8 (CEN, 2005) recomenda a realização de uma análise dinâmica não linear no domínio do tempo, com recurso a acelerogramas.

Assim, a modelação destes apoios no software SAP2000, caso seja adotado um comportamento não linear para estes dispositivos, exige que sejam realizadas algumas alterações na sua definição em relação aos apoios HDRB. É efetuada utilizando elementos de ligação/suporte isoladores de borracha com comportamento definido pelo modelo de Wen (Link/Supports Elements – Plastic (Wen)). Esta abordagem, baseada na formulação de Bouc-Wen descrita anteriormente, permite obter ciclos histeréticos mais realistas. É necessário então, estabelecer cada direção horizontal como não linear e para cada uma introduzir a rigidez de pós-plastificação (K_2), a força de cedência do apoio (F_y), a relação entre a rigidez de pós-plastificação e a rigidez elástica do apoio ($\frac{K_2}{K_1}$), e um parâmetro que controla a transição entre o comportamento elástico e plástico, o expoente de Wen (η). É ainda necessário introduzir os valores de rigidez e amortecimento efetivo, utilizados em análises lineares, caso sejam

realizadas. Através dos dados introduzidos, o programa permite calcular o coeficiente de amortecimento equivalente dos dispositivos para cada ciclo de carregamento, em análises não lineares, e adotar comportamentos mais aproximados da realidade. Para a direção vertical torna-se apenas necessário definir a rigidez vertical efetiva, tal como seguido no caso dos apoios HDRB. Deste modo, como referido anteriormente, a análise final de uma estrutura com este tipo de apoios tem de ser realizada através de uma análise dinâmica não linear no domínio do tempo com recurso a séries de acelerogramas.

Descritos os apoios elastoméricos e os respetivos modelos de comportamento e análise computacional, apresentam-se de seguida os apoios deslizantes,

3.3. APOIOS DESLIZANTES

Os apoios deslizantes são dispositivos de isolamento cujo funcionamento assenta no deslizamento relativo entre duas superfícies em contacto, distinguindo-se dos apoios elastoméricos por dissiparem energia através do atrito gerado na interface de deslizamento, e não envolvendo a deformação do material isolante.

Tipicamente, a interface de deslizamento é constituída por uma superfície de aço inoxidável polido e por um elemento de deslizamento fabricado em politetrafluoroetileno, PTFE (Warn & Ryan, 2012), vulgarmente conhecido como Teflon, a sua designação comercial. Este par de materiais apresenta vantagens significativas nomeadamente um coeficiente de atrito baixo, boa durabilidade e um comportamento estável. Contudo, as características friccionais destes aparelhos de apoio dependem da temperatura, da velocidade de deslizamento e do grau de desgaste e limpeza da superfície de deslizamento (Naeim & Kelly, 1999). Durante um evento sísmico, o mecanismo de dissipação de energia é assegurado apenas pelo atrito que se vai gerar nas superfícies, pelo que a sua correta definição e caracterização, tendo em conta as variáveis que o influenciam, torna-se fundamental. Paralelamente, é o coeficiente de atrito que define a força mínima para iniciar o deslizamento.

Comparando estes apoios com os apoios elastoméricos, as principais vantagens que apresentam são (Kunde & Jangid, 2003):

- Proporcionam isolamento efetivo para uma gama de frequências de excitação mais ampla, dado que o seu período não depende das características de rigidez do material isolante;
- Em edifícios assimétricos, os efeitos de torção podem ser reduzidos ou eliminados;
- Apresentam menor sensibilidade ao envelhecimento e à temperatura.

Este grupo de isoladores subdivide-se em dois tipos principais, conforme a geometria das superfícies de contacto: isoladores de superfície plana e isoladores de superfície curva. Os isoladores de superfície plana não dispõem de qualquer capacidade de restituição, pelo que quando solicitados horizontalmente, permanecem na posição deformada após terminar a sua solicitação. Esta limitação implica que a sua utilização seja usualmente combinada com dispositivos que assegurem a força de restituição necessária para a estrutura voltar à posição inicial.

Os isoladores com superfície curva apresentam, por sua vez, uma força de restituição de natureza gravítica, dado que, o peso da superestrutura ao atuar sobre a superfícies côncava, gera uma componente horizontal que tende a repor o sistema na posição de equilíbrio após a ocorrência da ação sísmica.

Deste modo, surgiram os apoios pendulares com atrito. Conforme a sua geometria e consequentemente o seu funcionamento, podem ser classificados em (Beirami Shahabi et al., 2020):

- Apoio Pendular de Superfície de Deslizamento Única (Single Friction Pendulum System, SFPS)

- Apoio Pendular com atrito com concavidade dupla (Double Concave Friction Pendulum, DCFP)
- Apoio Pendular com atrito com concavidade tripla (Triple Friction Pendulum System (TFPS))

Seguidamente, tal como para os apoios elastoméricos, apresentam-se as propriedades, o modelo de comportamento e os modelos de análise computacional dos apoios SFPS e dos apoios DCFP, que constituem dois dos sistemas mais utilizados desta família de isoladores na engenharia civil.

3.3.1. APOIO PENDULAR DE SUPERFÍCIE DE DESLIZAMENTO ÚNICA (SFPS)

Os apoios pendulares com atrito simples foram criados por Zayas em 1990 (Beirami Shahabi et al., 2020), e desde então representam uma das alternativas mais utilizadas aos apoios HDRB e LRB. Estes apoios apresentam um sistema básico, constituídos apenas por uma superfície côncava. A partir deste sistema foram desenvolvidas variantes com múltiplas superfícies côncavas, como os apoios DCFP e TFPS.

De seguida, apresentam-se as principais propriedades, o comportamento e os modelos de análise computacional referentes a este tipo de apoio deslizante.

3.3.1.1. Propriedades

Os apoios pendulares com atrito com uma única superfície côncava são constituídos por três elementos principais: uma placa de suporte inferior com uma superfície côncava esférica, um deslizador articulado e uma placa de suporte superior, como se pode observar na Figura 37. Durante um evento sísmico, a peça deslizante desloca-se ao longo da superfície côncava, descrevendo um arco de circunferência, o que lhe confere o comportamento de pêndulo que caracteriza e designa este tipo de apoio. Esse comportamento está esquematizado na Figura 38.

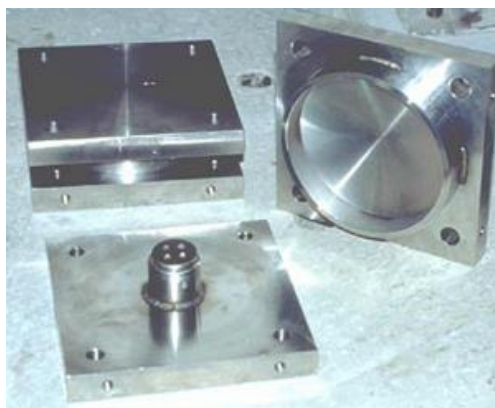


Figura 37- Aparelho de Apoio SFPS (Ribeiro Figueiredo, 2007)

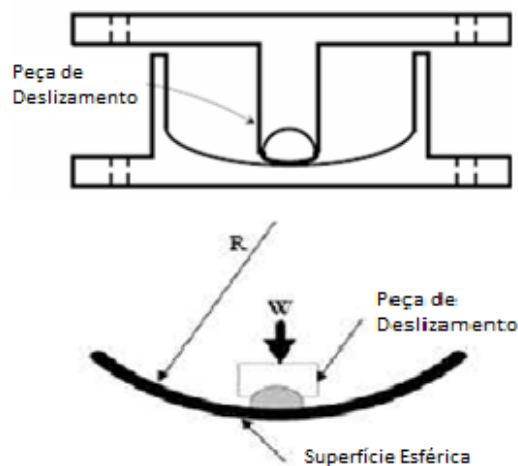


Figura 38- Esquema de movimentação de um apoio SFPS (adaptado de Saiful Islam et al., 2011)

Ambas as peças são compostas por aço inoxidável, sendo a superfície da peça deslizante revistada por um material compósito com um coeficiente de atrito reduzido, o politetrafluoroetileno (PTFE), vulgarmente designado por Teflon.

O parâmetro geométrico fundamental que caracteriza este tipo de apoios é o raio de curvatura da superfície côncava, R . Este parâmetro define diretamente o período de isolamento do sistema, sendo independente da massa e do peso da estrutura. Esta característica distingue-se para os apoios elastoméricos, onde o período depende da rigidez horizontal e da massa da estrutura.

A dissipação de energia é assegurada pelo atrito desenvolvido na interface entre a superfície côncava e a peça deslizante. Deste modo, o coeficiente de atrito, μ , é que governa o grau de dissipação de energia e define, em simultâneo, a força mínima para iniciar o deslizamento. Os valores típicos para este coeficiente situam-se entre 0,02 e 0,10 (Warn & Ryan, 2012), sendo influenciado pela pressão de contacto, pela velocidade de deslizamento e pela temperatura. Estes apoios permitem obter valores de amortecimento da ordem dos 15 a 30% do amortecimento crítico.

Após a atuação sísmica, a recuperação da posição inicial de uma estrutura com um sistema de isolamento SFPS é assegurada pelo próprio peso da superestrutura, que, ao atuar sobre a superfície côncava, gera uma componente horizontal necessária para repor a peça deslizante na posição de equilíbrio. Assim, sendo a força de restituição dependente da força vertical imposta no apoio, o valor da rigidez horizontal destes aparelhos é diretamente proporcional à massa da estrutura, não sendo uma propriedade intrínseca do aparelho. A rigidez horizontal inicial elevada é garantida pelo atrito inicial existente na interface, que é necessário ultrapassar para que seja iniciado o movimento da peça deslizante.

A rigidez vertical deste tipo de apoio é muito elevada, assegurada pelo conjunto metálico, garantindo uma adequada transmissão de cargas verticais da superestrutura para a fundação.

Tal como a maioria dos apoios utilizados para isolamento de base, estes dispositivos são caracterizados por um comportamento não linear quando são submetidos a ensaios cíclicos de corte. Na Figura 39 observa-se a relação força-deslocamento típica dos apoios pendulares com atrito único.

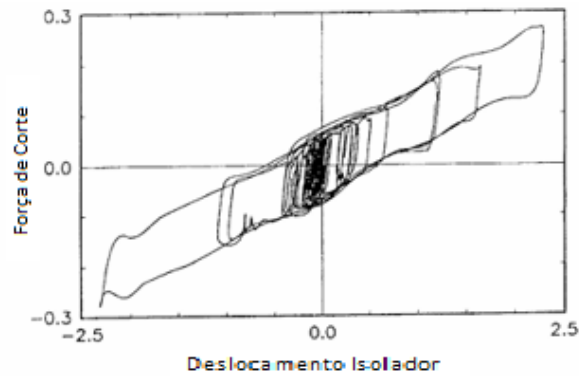


Figura 39- Relação força-deslocamento típica de um apoio SFPS quando submetido a ensaios cíclicos de corte (Naeim & Kelly, 1999)

A capacidade máxima de deslocamento horizontal é assim limitada pela dimensão da superfície côncava, pelo que se torna importante que a geometria do apoio deva ser dimensionada de forma a garantir folga suficiente face ao deslocamento de projeto.

A superfície de deslizamento requer uma manutenção criteriosa e sistemática, por forma a prevenir a deterioração dos materiais e garantir o desempenho funcional do sistema ao longo da sua vida útil. De forma a diminuir a acumulação de detritos na superfície de deslizamento, existe uma solução alternativa que apresenta a superfície côncava na parte superior do apoio, virada para baixo, sendo que o seu comportamento e funcionamento é equivalente à solução descrita anteriormente, como ilustrado na seguinte figura.

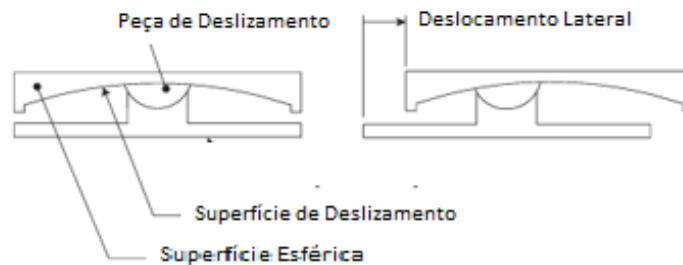


Figura 40- Solução para os apoios SFPS e a ilustração da sua movimentação (Warn & Ryan, 2012)

Com base nas propriedades apresentadas, descreve-se seguidamente o modelo de comportamento destes apoios.

3.3.1.2. Modelo de Comportamento

Para descrever o modelo de comportamento dos apoios SFPS, distingue-se a fase estática, anterior ao início do deslizamento; da fase dinâmica, na qual o movimento da peça deslizante sobre a superfícies côncava se inicia. O atrito inicial é assegurado pelo atrito existente na interface. Para que o movimento se inicie neste sistema, é necessário que o valor do atrito estático seja ultrapassado. A transição entre as duas fases dá-se quando a força lateral atuante atinge o valor dado pela seguinte expressão:

$$F_{\text{estático}} = \mu_{\text{estático}} * P \quad (13)$$

Em que,

$\mu_{estático}$, coeficiente de atrito estático;

P, peso a atua sobre o isolador.

Para a fase dinâmica, a força horizontal divide-se em duas componentes independentes: a componente de restituição, que é proporcional ao deslocamento e à carga vertical (efeito pêndulo); e a componente de atrito, proporcional à carga vertical com sinal dependente da direção do movimento. A expressão resulta numa equação com estes dois termos:

$$F(x) = \frac{F_{restituição} + F_{atrito}}{\cos(\theta)} = \frac{K_{lateral} * x + \mu_{cinético} * P}{\cos(\theta)} \quad (14)$$

Sendo,

$K_{lateral}$ - rigidez horizontal do apoio;

x - deslocamento horizontal do apoio;

$\mu_{cinético}$ - coeficiente de atrito cinético da superfície de deslizamento;

θ - ângulo de rotação entre a direção vertical e a direção normal à direção do deslizamento.

A força de restituição é gerada pela resistência lateral do sistema de isolamento, traduzida pela seguinte expressão:

$$K_{lateral} = \frac{P}{R} \quad (15)$$

Em que,

R- raio de curvatura da superfície esférica.

Na Figura 41 está ilustrado o diagrama de corpo livre de um apoio SFPS, a partir do qual resulta a expressão da força lateral traduzida na equação (14).

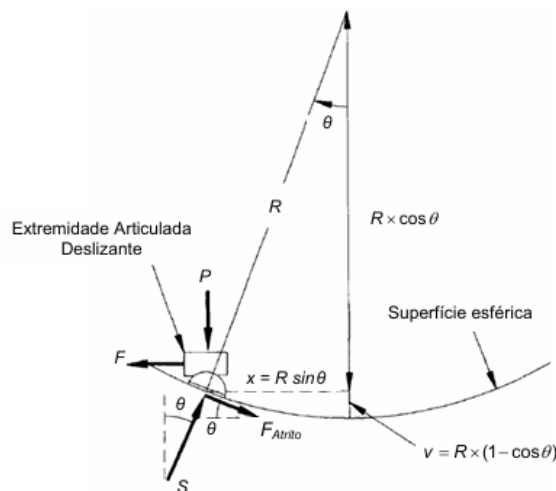


Figura 41- Diagrama de corpo livre de um apoio SFPS (Ribeiro Figueiredo, 2007)

No entanto, estes apoios são tipicamente dimensionados para deslocamentos máximos menores do que 20% do raio de curvatura da superfície de deslizamento, e, para esta gama de deslocamentos o ângulo

(θ) é suficientemente pequeno, o que corresponde a ter $\frac{1}{\cos(\theta)} < 1,02$ (Ribeiro Figueiredo, 2007), permitindo simplificar a equação (14), obtendo-se a seguinte expressão (Naeim & Kelly, 1999):

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}) = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{R}} * \mathbf{x} + \mu * \mathbf{P} * (\text{sgn}(\dot{\mathbf{x}})) \quad (16)$$

Em que,

$\text{sgn}(\dot{x})$ - função de sinal dependente da direção da velocidade de deslizamento.

Como se observa na equação (15), a resistência lateral depende proporcionalmente da aceleração vertical, o que traz vantagens ao apoio, uma vez que minimiza os efeitos de torção da estrutura isolada.

Considerando que a estrutura isolada se comporta como um corpo rígido quando se movimenta horizontalmente, é possível calcular a frequência do sistema de isolamento pela seguinte equação:

$$f = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{K_{\text{lateral}}}{M}} = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{P/R}{P/g}} \Rightarrow f = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{g}{R}} \quad (17)$$

Sendo,

M , massa da estrutura isolada;

g , aceleração vertical.

Resultando num período dado pela seguinte expressão:

$$T = 2\pi * \sqrt{R/g} \quad (18)$$

Através da observação da equação (17), constata-se claramente que a frequência dos apoios pendulares depende exclusivamente da única variável presente, o raio de curvatura da superfície côncava, R . Deste modo, o dimensionamento para este tipo de apoios foca-se diretamente na escolha do raio de curvatura, definindo-se assim diretamente a frequência do sistema e da estrutura.

O comportamento destes dispositivos é definido através do raio de curvatura e do coeficiente de atrito (estático e cinético). O coeficiente de atrito cinético depende da velocidade e da carga aplicada.

O coeficiente de atrito varia com a velocidade de deslizamento segundo a seguinte expressão (Naeim & Kelly, 1999):

$$\mu(\dot{x}) = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min}) * e^{-a*\dot{x}} \quad (19)$$

Em que,

$\dot{x}$ - velocidade de deslizamento;

$\mu_{\max}$ - coeficiente de atrito máximo, relativo a velocidades de deslizamento elevadas;

$\mu_{\min}$ - coeficiente de atrito mínimo, relativo a uma velocidade de deslizamento nula ou reduzida;

a - parâmetro que define a transição entre os coeficientes de atrito mínimo e máximo em ordem à velocidade de deslizamento.

É possível assim, verificar que o coeficiente de atrito aumenta com a velocidade de deslizamento, ou seja, para velocidades quase nulas parte de um valor mínimo, ($\mu_{\min}$), aumentando assintoticamente até um valor máximo ($\mu_{\max}$) para velocidades elevadas. Contudo, durante um sismo, as velocidades de deslizamento atingem valores suficientemente elevados para que o valor de μ já esteja próximo de $\mu_{\max}$.

Por esta razão, para efeitos de dimensionamento sísmico é corrente considerar que este coeficiente não varia de forma significativa com a velocidade de deslocamento.

Em contrapartida, a influência da carga aplicada não pode ser desprezada. A variação deste coeficiente com a pressão aplicada está representada na Figura 42. Este gráfico ilustra a variação do coeficiente de atrito dos aparelhos de superfície côncava que foram utilizados para o corrente estudo, associados à FIP Industriale, estando expressos tanto para materiais de superfície com valores de atrito reduzidos como com valores de atrito medianos.

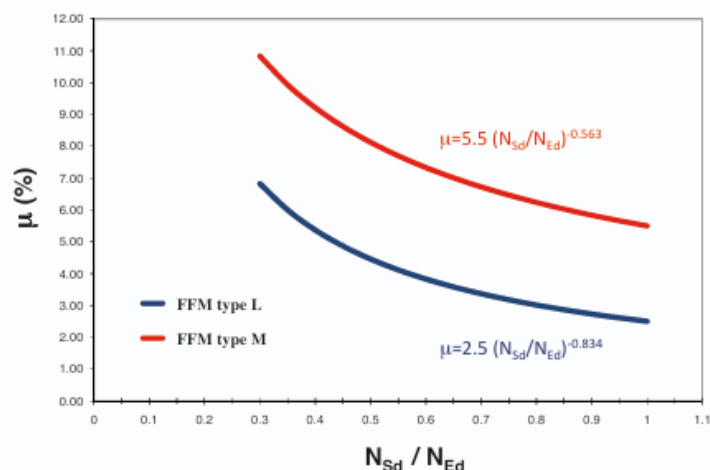


Figura 42- Variação do coeficiente de atrito nos apoios SFPS para valores de atrito reduzidos (azul) e para valores de atrito medianos (vermelho) (FIP Industriale, 2016)

A variação do coeficiente de atrito está expressa em função do rácio entre a carga vertical atuante no isolador (N_{sd}) e da carga máxima suportada pelo isolador (N_{ed}). Verifica-se que o coeficiente de atrito decresce com o aumento do rácio, isto é, com o aumento da carga atuante.

O comportamento destes sistemas pode ser entendido como a sobreposição do funcionamento linear de um pêndulo simples com o comportamento de fricção de um bloco assente numa superfície plana, submetido a uma carga paralela a esta.

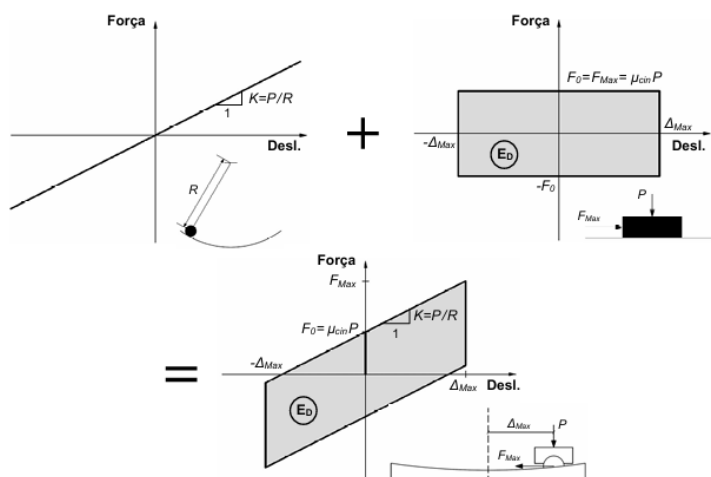


Figura 43- Comportamento de apoios SFPS (Ribeiro Figueiredo, 2007)

A dissipação de energia por atrito cinético, mecanismo já descrito na secção anterior, é confirmada pela análise dos diagramas força-deslocamento da Figura 43: o comportamento do pêndulo simples é linear e não apresenta qualquer área histerética, verificando-se que a totalidade da energia dissipada por ciclo corresponde à área do diagrama retangular, expresso pela seguinte equação:

$$E_d = 4 * \mu_{\text{cinético}} * P * \Delta_{\text{max}} \quad (20)$$

3.3.1.3. Modelo de Análise Computacional

O comportamento não linear característico dos apoios SFPS exige que seja realizada uma análise não linear para estruturas com estes sistemas de isolamento, tal como nos apoios LRB referidos anteriormente. Recorrendo ao software SAP2000, estes dispositivos são modelados através de elementos de ligação/suporte isoladores por atrito (Link/Support Elements – Friction Isolator). O software SAP2000 exige que sejam definidos os parâmetros lineares e não lineares característicos do tipo de apoio SFPS que vai ser utilizado na análise. Por sua vez, o programa seleciona automaticamente qual o conjunto de propriedades que adota consoante o tipo de análise escolhida.

Ao contrário dos isoladores HDRB e LRB, os apoios SFPS requerem que o comportamento não linear seja ativado nas 3 direções de translação, ou seja, na direção vertical e nas duas direções horizontais. Para as direções horizontais, e no domínio das propriedades lineares, é necessário definir a rigidez efetiva e o amortecimento efetivo. Para as propriedades não lineares, é exigido: o valor do coeficiente de atrito máximo e mínimo, μ_{max} e μ_{min} ; o parâmetro de taxa, a (controla a transição entre μ_{min} e μ_{max}); o raio de curvatura, R ; e a rigidez de deformação inicial (valor elevado e superior à rigidez horizontal, de forma a simular o atrito estático antes do deslizamento). Na direção vertical, o valor da rigidez deve ser suficientemente elevado de forma a garantir que o apoio não se deforma verticalmente durante a análise, sendo utilizado como valor de referência uma rigidez vertical de 3500 MN/m (Ribeiro Figueiredo, 2007)). Relativamente às características de rotação, estes dispositivos seguem o mesmo critério definido para os apoios elastoméricos, permitindo a rotação do aparelho segundo o eixo vertical e segundo os eixos horizontais.

De forma a contabilizar o comportamento não linear dos apoios SFPS, a análise permitida em estruturas com estes dispositivos é uma análise não linear no domínio do tempo, com recurso a acelerogramas. Contudo, estes apoios apresentam uma particularidade específica que não existe nos outros. A rigidez lateral depende da carga vertical atuante sobre o apoio, como foi visto anteriormente. Por isso, as ações verticais e horizontais não podem ser analisadas separadamente e depois sobrepostas linearmente, como nos apoios HDRB e LRB. A análise sísmica tem de considerar simultaneamente a ação das cargas verticais e das cargas horizontais de serviço, pois, caso as ações verticais não estivessem presentes na análise, o software SAP2000 não conseguiria calcular a rigidez lateral nem a força de restituição do apoio.

Esta dependência entre a rigidez lateral e carga vertical constitui a principal especificidade dos apoios SFPS face aos apoios elastoméricos, condicionando a estratégia de análise. Os apoios DCFP, apresentados na secção seguinte, partem deste mesmo princípio e estendem-no a duas superfícies côncavas.

3.3.2. APOIO PENDULAR COM ATRITO COM CONCAVIDADE DUPLA (DCFP)

Os DCFP são um grupo de apoios deslizantes que representam um desenvolvimento dos SFPS, tirando partido das suas propriedades e funcionamento. Estes apoios são constituídos por duas superfícies côncavas, distinguindo-se dos SFPS precisamente pela duplicação das superfícies de deslizamento. Nas seguintes secções descrevem-se as propriedades geométricas e mecânicas dos apoios DCFP, o modelo de comportamento para superfícies equivalentes, abordando de forma resumida o caso de serem distintas, e a abordagem de modelação computacional no SAP2000.

3.3.2.1. Propriedades

Os apoios DCFP são constituídos por 2 superfícies côncavas de aço inoxidável opostas, superior e inferior, e tal como nos apoios SFPS, são separadas por uma peça deslizante, conforme se observa na Figura 44.



Figura 44- Exemplo de um apoio DCFP (FIP Industriale, 2016)

A cada superfície, superior e inferior, está associado um raio de curvatura, um coeficiente de atrito e um deslocamento máximo admissível. Estas propriedades podem adotar valores iguais ou não, o que influencia diretamente o seu comportamento. Nas Figuras 45 e 46, estão ilustradas essas duas possibilidades.

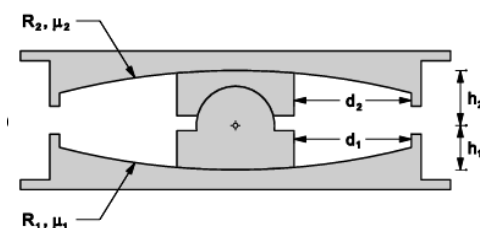


Figura 45- Ilustração de um apoio DCFP com as duas superfícies côncavas equivalentes (Fenz & Constantinou, 2008)

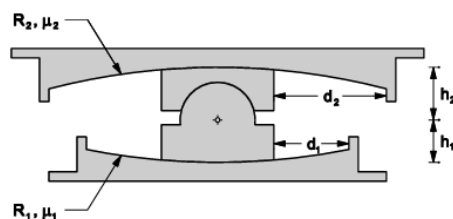


Figura 46- Ilustração de um apoio DCFP com as duas superfícies côncavas distintas (Fenz & Constantinou, 2008)

Tal como nos apoios SFPS, o movimento relativo entre as superfícies é possível através da peça deslizante, sendo o seu funcionamento equivalente, contudo, o deslizamento ocorre nas duas interfaces em simultâneo.

Uma vez que estes apoios permitem o deslizamento simultâneo das superfícies superior e inferior, o deslocamento máximo total admissível corresponde à soma dos deslocamentos máximos de cada superfície ($d_1 + d_2$), valor que, para dimensões em planta equivalentes, é superior ao obtido com os apoios SFPS, representando uma das maiores vantagens dos apoios DCFP em relação aos apoios SFPS referidos anteriormente.

A dissipação de energia e a força de restituição dependem igualmente da carga vertical atuante no apoio, sendo que a rigidez horizontal segue uma lei análoga aos apoios SFPS, mas agora com dois termos de força de atrito e de força de restituição, associados a cada superfície.

O período do sistema de isolamento vai também sofrer alterações. Depende igualmente do raio de curvatura, porém esse raio de curvatura é obtido pela soma dos raios de curvatura respetivos a cada superfície côncava ($R = R_1 + R_2$). Assim, é possível obter períodos maiores com raios individuais menores, reduzindo a altura total do apoio, tornando os apoios mais compactos.

3.3.2.2. Modelo de Comportamento

Relativamente ao comportamento destes apoios, é importante referir que o seu funcionamento difere para o caso em que as superfícies superior e inferior têm propriedades iguais e no caso em que tal não sucede.

Para o caso de as superfícies serem equivalentes, ou seja, $R_1 = R_2$ e $\mu_1 = \mu_2$, o comportamento é análogo aos SFPS. Este representa o caso mais comum em projetos de estruturas.

O raio de curvatura é dado pela soma dos raios de curvatura das superfícies de deslizamento:

$$R_{eff} = R_1 + R_2 \quad (21)$$

Com,

R_1 , raio de curvatura da superfície superior;

R_2 , raio de curvatura da superfície inferior.

A frequência do sistema de isolamento e da estrutura é dada pela expressão:

$$f = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{g}{R_1 + R_2}} \quad (22)$$

Relativamente aos valores de coeficiente de atrito, é utilizado o valor equivalente, $\mu_{equivalente}$, que corresponde à combinação dos valores de coeficiente de atrito para cada superfície côncava, dado tipicamente fornecido pelos fabricantes dos apoios DCFP.

Deste modo, a expressão da força horizontal é dada por:

$$F(x) = K_{lateral} * x + \mu_{equivalente} * P * (sgn\dot{x}) \quad (23)$$

Sendo a rigidez horizontal dada por:

$$K_{lateral} = \frac{P}{R_{eff}} \quad (24)$$

É igualmente necessário ter em conta a variação do coeficiente de atrito equivalente com a velocidade de deslizamento e a carga aplicada, seguindo as leis referidas para o caso dos apoios SFPS.

O comportamento destes sistemas é igualmente entendido como a sobreposição de um pêndulo simples com o comportamento de fricção de um bloco assente numa superfície plana quando submetido a uma carga paralela à superfície, mas com os valores respetivos ao sistema de concavidade dupla. Consequentemente, a energia dissipada por ciclo também assume a mesma expressão, dada por:

$$E_d = 4 * \mu_{\text{equivalente}} * P * \Delta_{\text{max}} \quad (25)$$

Sendo,

$$\Delta_{\text{max}} = \Delta_{\text{max1}} + \Delta_{\text{max2}};$$

Δ_{max1} - deslocamento máximo na superfície superior;

Δ_{max2} - deslocamento máximo na superfície inferior.

Assim, para o caso de as propriedades das superfícies serem iguais, o seu comportamento torna-se equivalente aos apoios pendulares com atrito constituídos apenas por uma superfície côncava.

Por outro lado, quando as superfícies apresentam características distintas, o seu comportamento é diferente. Nestes casos, o comportamento dos apoios distingue-se em 3 regimes diferentes (Fenz & Constantinou, 2008):

- Regime I: sem deslizamento em nenhuma das superfícies (fase estática);
- Regime II: deslizamento apenas numa das superfícies (a de menor atrito), enquanto a outra permanece em repouso;
- Regime III: deslizamento em simultâneo das duas superfícies.

A transição entre estes regimes depende dos valores do coeficiente de atrito correspondentes a cada superfície face à força horizontal aplicada no apoio. O comportamento global dos apoios DCFP com superfícies assimétricas é de maior complexidade e não constituiu objeto de análise no presente estudo. Para o caso de superfícies equivalentes, adotada no presente estudo, o modelo de comportamento é análogo ao dos apoios SFPS, com algumas adaptações decorrentes da duplicação das superfícies de deslizamento descritas anteriormente. A tradução deste comportamento no software SAP2000 é abordada na secção seguinte.

3.3.2.3. Modelo de Análise Computacional

No caso de as superfícies serem iguais, a modelação destes apoios no software SAP2000 recorre igualmente aos elementos de ligação/suporte isoladores por atrito (Link/Support Elements – Friction Isolator), sendo o comportamento não linear ativado também para as 3 direções de translação. Os parâmetros de entrada são os mesmos que os definidos para os apoios SFPS, substituindo o valor de R por R_{eff} e os coeficientes de atrito pelos valores equivalentes da combinação das duas superfícies. Deste modo, é igualmente exigida uma análise não linear no domínio do tempo para estruturas isoladas com este sistema, sendo também necessário considerar as cargas verticais e horizontais em simultâneo.

Quando as duas superfícies apresentarem propriedades distintas, a modelação é realizada através do software SAP2000 que atualmente apresenta já esta situação de forma automática. Existe ainda a possibilidade de modelar um apoio com dois nós, em que cada nó é associado a um isolador de superfície côncava única com as respetivas propriedades, funcionando em simultâneo. Na Figura 47 compreende-se melhor como funciona esta hipótese de modelação, para o caso de as superfícies serem diferentes.

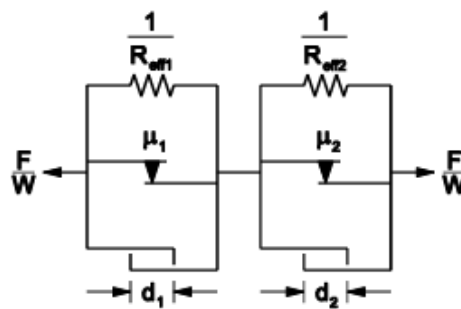


Figura 47- Modelo analítico para os apoios DCFP, como a combinação de dois apoios SFPS (Fenz & Constantinou, 2008)

Ficam assim caracterizados os quatro tipos de apoios abordados no presente estudo, tanto a nível das suas propriedades mecânicas como dos modelos de comportamento e análise computacional no SAP2000. Os sistemas efetivamente utilizados no dimensionamento, os apoios HDRB e DCFP, são aplicados ao caso de estudo do Novo Hospital de Lisboa Oriental, descrito no capítulo seguinte.

4

O Novo Hospital de Lisboa Oriental

4.1. INTRODUÇÃO

A adoção de sistemas de isolamento de base em hospitais tem-se revelado como uma solução eficaz para aumentar a resistência sísmica destas infraestruturas consideradas críticas. Ao contrário dos edifícios correntes, os hospitais integram a categoria de estruturas de importância elevada, uma vez que o seu funcionamento contínuo após um evento sísmico é essencial para assegurar a resposta de emergência e o tratamento de vítimas.

Com este objetivo, no projeto do Novo Hospital em Lisboa Oriental foi adotada uma solução de isolamento pela Base, apresentando-se nas secções seguintes uma descrição geral do projeto, os principais critérios e condicionantes da solução estrutural, as implicações decorrentes da integração do isolamento de base, e, por fim, a solução estrutural final adotada.

4.2. DESCRIÇÃO GERAL

O Novo Hospital de Lisboa Oriental, também conhecido como o Hospital de Todos os Santos, localiza-se em Lisboa, na zona de Marvila, junto do parque da Bela Vista no prolongamento da Avenida dos Estados Unidos da América, uma área estrategicamente escolhida para melhor servir a população da cidade e da sua periferia. O Hospital vai substituir seis unidades de saúde da cidade e integrará uma área universitária.



Figura 48- Vista aérea do projeto do Novo hospital de Lisboa Oriental (Mota-Engil, 2026)

A construção começou em 2025 e a conclusão da obra está prevista para dezembro de 2028. Esta unidade hospitalar terá três edifícios interligados por passagens aéreas sobre as vias existentes, numa área total de 180000 m² e deverá ter capacidade para 879 camas, podendo ser aumentada para 1065 camas em situações de contingência (Mota-Engil, 2026).

Os edifícios foram separados em 3 parcelas: Parcela A: Edifício Principal do Hospital (A1); Parcela B: Edifício Secundário do Hospital; Parcela C: Polo Universitário e Silo Automóvel.

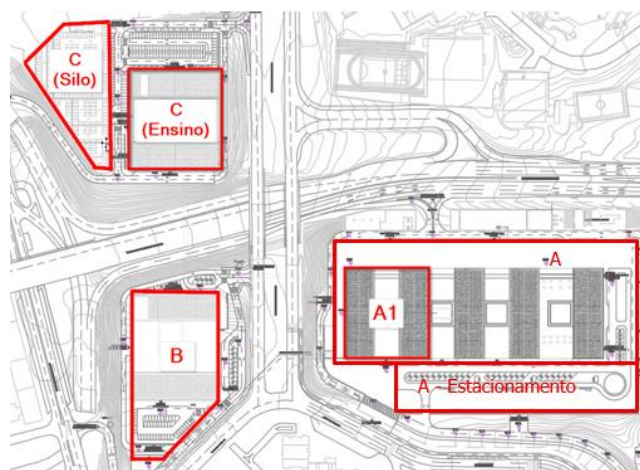


Figura 49- Planta do Projeto do Hospital (ARSLVT, 2026)

A parcela A é constituída por dois edifícios: o edifício hospitalar principal e o edifício do silo automóvel. O isolamento de base vai ser aplicado apenas aos corpos estruturais do Edifício Hospitalar Principal. Tem uma área de implantação aproximadamente de 100m x 250m e é constituído por um total de 12 pisos, dos quais o piso -4 é dedicado exclusivamente para o acesso ao sistema de isolamento de base, 3 pisos são caves semienterradas (Piso -3 a -1), 3 pisos globais elevados (Piso 0 a 2) e 5 pisos elevados que formam as Torres de Internamento (ARSLVT, 2026).

O presente estudo incide especificamente sobre o corpo estrutural A1, identificado na Figura 49, cuja solução estrutural é detalhada nas secções seguintes.

4.3. CRITÉRIOS E CONDICIONANTES DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA

Nos subcapítulos seguintes expõem-se os principais critérios e condicionantes estruturais que presidiram a conceção do edifício, evidenciando as implicações da integração do sistema de isolamento de base na solução adotada.

Os dados apresentados têm como fonte a memória descritiva e justificativa do projeto de fundações e estruturas, elaborada pelo gabinete projetista responsável pelo projeto.

4.3.1. PRINCIPAIS CONDICIONANTES

As principais condicionantes à conceção estrutural do edifício estiveram relacionadas com os terrenos onde os edifícios vão ser construídos e com o seu funcionamento, utilização e segurança, durante o período de vida útil estabelecido. Os requisitos arquitetónicos e técnicos condicionaram igualmente a solução estrutural adotada.

A maioria das condicionantes foi salvaguardada pelo cumprimento da regulamentação e normas em vigor, cujo enquadramento normativo orientou as principais opções de dimensionamento.

4.3.1.1. Geologia e Geotecnia

As condições geológicas e geotécnicas do local de implantação foram determinadas a partir de cinco campanhas de prospeção, tendo condicionado diretamente as soluções de fundação adotadas.

Com base na análise integrada dos dados disponíveis, procedeu-se à subdivisão de algumas unidades litológicas presentes, estabelecendo-se um zoneamento geológico-geotécnico que permitiu adequar as soluções de fundação às características específicas de cada zona.

Adicionalmente, tendo em conta a tipologia do edifício e o facto de se situar numa zona de elevada sismicidade, a categoria geotécnica das fundações do presente edifício definida foi a categoria 3, de acordo com o Eurocódigo 7.

4.3.1.2. Hidrologia

A definição do nível freático de projeto foi estabelecida com base em várias campanhas distintas, que cujos resultados apresentaram valores distintos. Face à variabilidade dos valores referidos, foi implementada a instalação de um sistema de drenagem localizado a uma cota inferior à laje do Piso -4, minimizando o risco de ocorrência de infiltrações de água no interior do edifício. Estabeleceu-se também, que em todas as estruturas de suporte localizadas no perímetro da parcela A, deve ser instalado um sistema de drenagem no seu tardo.

4.3.2. CRITÉRIOS DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA

A conceção do edifício foi realizada com o objetivo de se obter uma estrutura simples e regular, para que o comportamento estrutural fosse o mais simples possível e previsível para as diferentes ações consideradas no dimensionamento.

A solução estrutural foi escolhida para evitar a torção do edifício na ocorrência de um sismo e garantir que os pisos se comportam como diafragmas horizontais indeformáveis para esta ação.

Estabeleceu-se que todos os elementos que resistem às forças horizontais (núcleos e pilares) não apresentariam descontinuidades no seu desenvolvimento vertical e de forma a minimizar a obstrução das instalações, condutas e canalizações definiu-se a utilização de lajes fungiformes com capiteis.

Relativamente às fundações, foi tido como critério a uniformização das fundações, estabelecendo-se que seriam unidas nas duas direções, uma vez que o edifício se localiza numa zona de elevada sismicidade.

4.3.3. CRITÉRIOS ADOTADOS CONSIDERANDO UM SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE

Na sequência da integração do sistema de isolamento de base foi necessário definir uma configuração das juntas estruturais definitivas. Para obter esta configuração foi tido como critério dotar os diferentes blocos de uma rigidez horizontal mínima nas duas direções e minimizar o número e comprimento das juntas definitivas. Após algumas alterações face à Fase de concurso, a configuração final das juntas definitivas foi a detalhada na Figura 50.

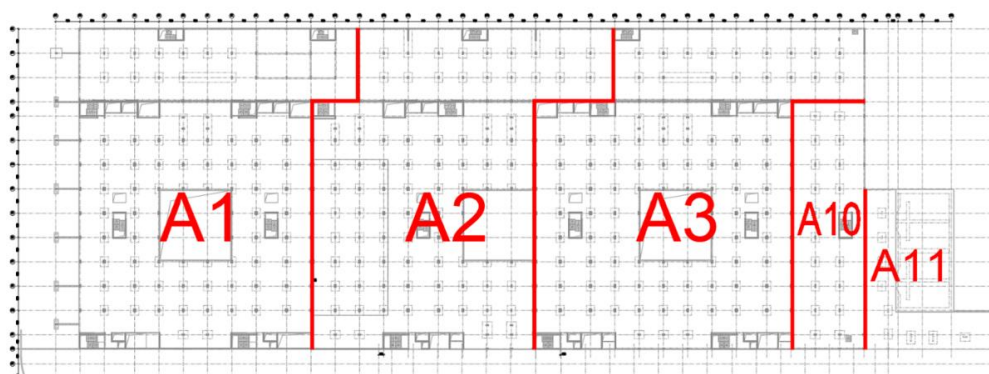


Figura 50- Configuração das juntas sísmicas definitivas do Projeto de Estudo (ARSLVT, 2026)

O isolamento de Base vai ser aplicado a todos os corpos estruturais representados na Figura 50 e a instalação das juntas apenas ocorrerá acima do piso -3, que corresponde à laje de isolamento de base, que está apoiada diretamente nos aparelhos de apoio.

4.3.4. CONDICIONAMENTOS ASSOCIADOS AO SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE

A introdução de um Sistema de Isolamento de Base obrigou a realizar alterações importantes na estrutura resistente do Edifício Hospitalar Principal, face à solução adotada em fase de concurso do projeto. Estas alterações resultam do fundamento teórico destes sistemas de separar por completo a superestrutura da subestrutura dos edifícios, assegurando sempre a inspeção e manutenção dos dispositivos de apoio ao longo da vida útil prevista para a estrutura.

Assim, foi necessário introduzir uma laje estrutural ao nível do Piso -3 e a criação de um piso novo, o Piso -4, que funcionará exclusivamente para permitir a inspeção e eventual reparação/substituição dos aparelhos de apoio. Esta laje não apresenta qualquer junta estrutural, funcionando como um grande tabuleiro que apoia a superestrutura e que, por sua vez apoia-se num conjunto de dispositivos que formam o sistema de isolamento de base. Os aparelhos de isolamento de base estão apoiados em elementos verticais “plintos”, que se apoiam diretamente nos maciços de fundação.

A possibilidade de existir a necessidade de operações de substituição parcial ou total dos dispositivos de isolamento condicionou também a solução adotada. Para a realização destas operações, adotou-se a solução de uma subestrutura metálica que serve de apoio aos macacos hidráulicos que farão o levantamento da estrutura na zona de apoio. Foi também necessário contemplar um alargamento do plinto junto à base, de modo a garantir que a base da subestrutura metálica transmita as forças diretamente ao maciço de fundação durante estas operações. Durante a realização destas operações, a transmissão das cargas verticais resistidas pelo pilar será feita através da laje do piso -3, pelo que foi também necessário garantir a resistência dessa mesma laje nestas situações, aumentando a espessura dos capiteis centrados no pilar. A Figura 51 ilustra a instalação do sistema de elevação da estrutura.

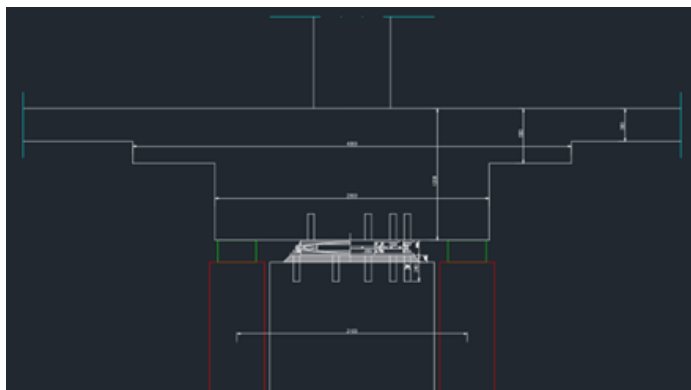


Figura 51- Ilustração do sistema de levantamento da estrutura (ARSLVT, 2026)

Outra condicionante que surgiu devido à introdução do isolamento de Base está relacionada com os muros de suporte existentes no contorno do edifício. Passaram a ser independentes da estrutura do edifício principal, sendo autoportantes e constituídos por muros com contrafortes que estão afastados da estrutura aproximadamente 0,40 m, permitindo o movimento da estrutura sem colisão com estes muros.

4.4. SOLUÇÃO ESTRUTURAL- EDIFÍCIO A1

No presente estudo, de forma a avaliar a eficácia da introdução dos isolamentos de base nesta estrutura, adotou-se o modelo desenvolvido pelo gabinete projetista, dimensionado inicialmente para a condição de base fixa. Contudo, apesar de não ter sido objeto de estudo, torna-se igualmente relevante apresentar a solução estrutural final adotada para o projeto do novo hospital em Lisboa.

O corpo A1 apresenta dimensões em planta aproximadamente de 72 m x 98 m. Nos subcapítulos seguintes descrevem-se as soluções adotadas para as fundações e muros de suporte, para a superestrutura, para as juntas sísmicas e para o sistema de isolamento de base.

4.4.1. FUNDAÇÕES E MUROS

As fundações do edifício A1 são do tipo indiretas por meio de estacas. Devido à heterogeneidade do tipo de solo na área de implantação do edifício, o comprimento das estacas e o tipo de estrato em que a estaca é encastrada varia.

No topo destas estacas foram adotados maciços de fundação com alturas diferentes, que estão ligados por vigas de fundação nas duas direções, de forma a assegurar uma excitação sísmica uniforme em todo o edifício.

Conforme referido no capítulo 4.3.4., os muros de suporte que delimitam o edifício A com o exterior, foram projetados como muros autoportantes e distanciados do próprio edifício. Assim, este permanece completamente desligado do exterior e, por sua vez, é assegurado que em ocorrência de sismo não existe risco de interação com a envolvente.

4.4.2. SUPERESTRUTURA

A solução estrutural definida é composta, na generalidade, por uma malha estrutural de 7,50 m x 7,50 m. É constituída por uma laje fungiforme, com capiteis, com a existência de vigas retangulares entre

pilares, no contorno de cada corpo, para controlar o punçoamento da laje nessas zonas. A laje tem uma espessura de 0,24m e os capiteis de 0,39m. Os capiteis apresentam, de um modo geral, dimensões em planta entre 3,15x2,75m² e 4,00x4,00m².

As vigas apresentam largura de 0,40m e alturas entre 0,50m e 0,80m. De modo a aumentar a rigidez na direção norte-sul, as secções das vigas da fachada, entre os pisos 3 e 7, são de maior secção, com 0,40x1,80m².

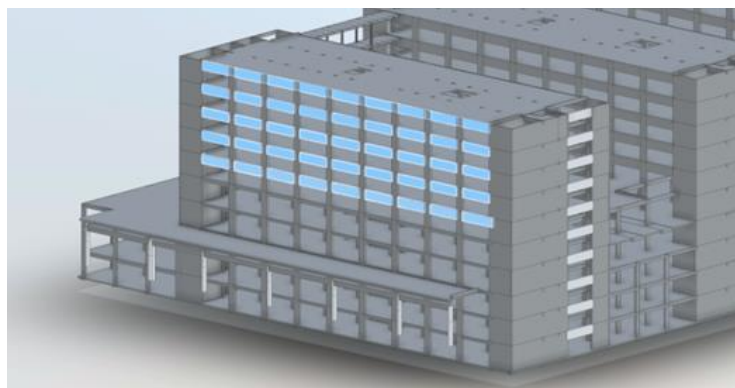


Figura 52- Ilustração das vigas das fachadas com secção aumentada, 0,40x1,80 m² (ARSLVT, 2026)

Relativamente aos pilares, apresentam diferentes secções em função da sua localização, número de pisos que suportam e respetivas áreas de influência, diminuindo em altura em determinadas zonas. Variam entre secções de 0,60x0,80m², 1,00x0,60m² e 1,00x0,80m². Com o mesmo objetivo de aumentar a rigidez horizontal na direção norte-sul, os pilares no alinhamento das fachadas das torres de internamento, apresentam secções de 0,40x1,30m² em toda a sua altura.

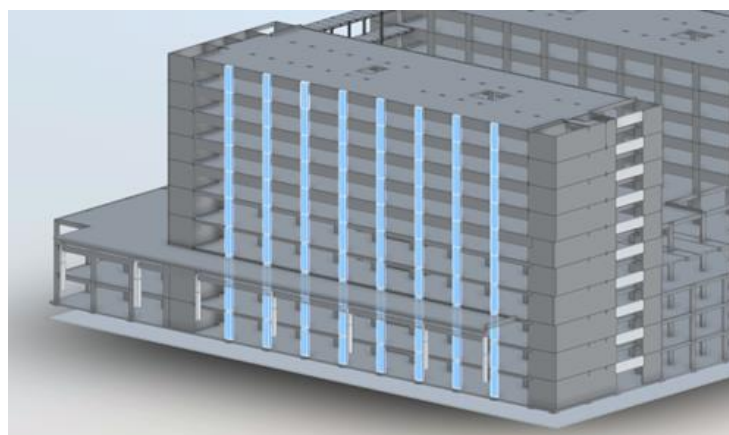


Figura 53- Ilustração dos pilares das fachadas com secção aumentada, 0,40x1,30 m² (ARSLVT, 2026)

As paredes das caixas de escadas e elevadores apresentam espessuras compreendidas entre 0,30 e 0,40m.

A estrutura é maioritariamente em betão armado, com exceção do piso 7, onde se prevê uma estrutura metálica para suporte dos painéis fotovoltaicos e das coberturas das áreas técnicas. Esta solução foi realizada de acordo com as regras da classe de execução 3, pois a vida útil prevista para esta estrutura é de 100 anos.

4.4.3. JUNTAS SÍSMICAS

O valor das juntas sísmicas teve em conta o deslocamento máximo estimado para a estrutura consoante o tipo de isolador adotado. A esse valor, foram adicionados os deslocamentos máximos das estruturas envolventes para estimar a dimensão máxima da junta sísmica, em altura.

Com a solução adotada para o sistema de isolamento de base, a junta deve ter uma dimensão de 0,40m, em todo o perímetro do edifício, evitando assim o risco de choque com as estruturas vizinhas.

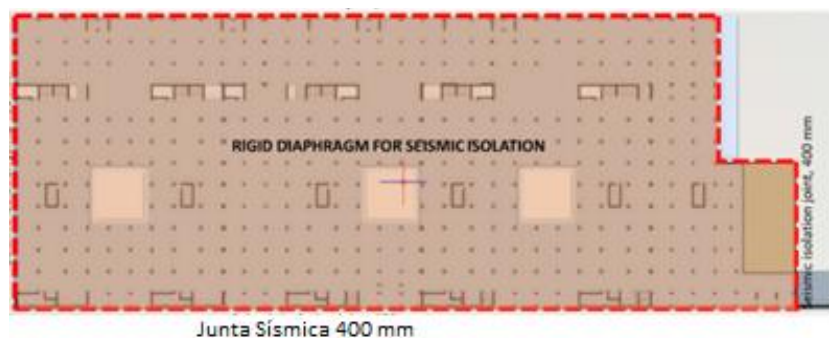


Figura 54- Ilustração do esquema de junta sísmica ao nível da laje de isolamento de base- piso -3 (ARSLVT, 2026)

O valor da junta sísmica é determinado diretamente pelo deslocamento máximo de cálculo associado ao sistema de isolamento adotado, acrescido dos deslocamentos máximos das estruturas subjacentes.

Foi definido também que existe uma junta definitiva de 0,10m entre os 5 corpos estruturais que compõem o edifício principal do hospital, seguindo a configuração expressa na Figura 50.

4.4.4. DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE ISOLAMENTO

O dimensionamento do sistema de isolamento sísmico de base foi desenvolvido de acordo com as recomendações “ACSS – Recomendações e Especificações Técnicas e Hospitalares 2022” (ACSS, 2020) e com o referido no Eurocódigo 8 – Disposições para Projeto de Estruturas Sismo-Resistentes (CEN, 2005), mais especificamente no disposto no capítulo 10. O dimensionamento deste sistema teve também em consideração as especificações, recomendações e orientações técnicas dos fabricantes deste tipo de apoios, seguindo sempre as regras estabelecidas na Norma EN 15129:2009 – Anti-seismic devices (CEN, 2009).

Neste projeto foram utilizados isoladores pendulares com atrito com concavidade dupla de 4 tipologias diferentes. Esta solução estrutural final de isoladores não foi abordado no presente caso de estudo, tendo-se estudado outras soluções possíveis para a estrutura do Hospital, apresentadas em capítulos posteriores a este.

5

Definição do Modelo Estrutural

5.1. ENQUADRAMENTO

O estudo do comportamento estrutural do edifício foi realizado com recurso ao software de modelação estrutural "SAP2000". A modelação desenvolvida teve sempre como principal objetivo reproduzir, da forma mais aproximada, a resposta real da estrutura quando sujeita às diferentes combinações de ações consideradas.

Numa fase inicial do projeto do Hospital, a solução estrutural foi dimensionada assumindo uma condição de base fixa. Posteriormente, essa solução foi revista e substituída pela configuração atualmente adotada, que integra um isolamento de base, descrita no capítulo 4.4. A disposição dos elementos estruturais entre os modelos manteve-se igual, diferindo apenas em algumas secções.

Para efeitos do presente estudo, foram utilizados os modelos estruturais fornecidos pela empresa para a fase inicial do projeto, permitindo assim uma análise comparativa eficaz da introdução do sistema de isolamento de base na estrutura, sendo ainda possível comparar ainda a adoção de dois tipos diferentes de sistemas de isolamento de base. Deste modo, no presente estudo não foi realizada uma modelação de base das estruturas, tendo sido utilizado o modelo fornecido pela empresa acolhedora. Importa ainda referir que no modelo estudado, os valores da rigidez dos materiais foram reduzidos para metade, de modo a ter em conta a degradação da rigidez dos elementos estruturais durante a ação sísmica, em conformidade com o Eurocódigo 8 (CEN, 2005). No modelo adotado, a estrutura estudada contemplava apenas os elementos estruturais referentes a duas torres de internamento, considerando também os que ligam as torres nos pisos inferiores.

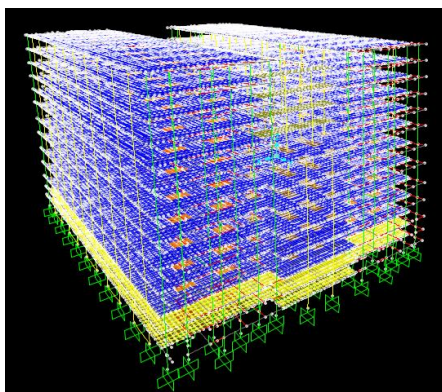


Figura 55- Modelo Estrutural adotado, modelado no "SAP2000"

No presente estudo foram analisados dois tipos de isoladores, os apoios HDRB e os apoios DCFP. Seguindo o EC8 (CEN, 2005), para apoios que podem ser modelados com comportamento linear equivalente, é possível realizar uma análise linear, por outro lado, caso não seja possível modelar o apoio com um comportamento linear, é realizada uma análise não linear no domínio do tempo. Como analisado anteriormente, o comportamento dos apoios HDRB pode ser equivalente a linear, enquanto os apoios deslizantes DCFP apresentam um comportamento não linear. Assim, realizou-se uma análise linear e uma análise não linear, para a estrutura constituída por apoios HDRB e DCFP, respetivamente. Deste modo, a definição da ação sísmica, consoante o tipo de análise realizada, é concretizada de forma diferente, tornando-se importante referir e descrever cada modo de definição da ação sísmica.

Com a ação sísmica definida, esta foi combinada com as restantes cargas de projeto. As diferentes combinações de cargas foram utilizadas tanto para o dimensionamento dos sistemas de isolamento, como para a análise estrutural das estruturas com sistemas de isolamento.

Nos subcapítulos seguintes apresentam-se as características fundamentais do modelo utilizado, tais como, as cargas de projetos consideradas, as diferentes abordagens adotadas para a definição da ação sísmica e as combinações sísmicas definidas no modelo.

5.2. CARGAS DE PROJETO

As cargas de projeto encontram-se previamente definidas e implementadas no modelo numérico desenvolvido no software de análise estrutural “SAP2000”, em conformidade com os critérios estabelecidos na memória justificativa do projeto. Estas cargas foram atribuídas tendo em conta o tipo de utilização de cada área do Hospital.

Foram consideradas diferentes categorias de ações, nomeadamente cargas permanentes, sobrecargas de utilização e ações variáveis específicas, devidamente quantificadas e distribuídas pelos elementos estruturais de acordo com a sua função e utilização. A modelação das cargas teve em conta a sua natureza, bem como os coeficientes de combinação e segurança definidos pela regulamentação em vigor.

Na tabela seguinte apresentam-se de forma resumida as cargas adotadas no modelo indicando o seu tipo e uma breve descrição da sua origem.

Tabela 2- Cargas de Projeto Atuantes no Modelo Estrutural adotado

Carga	Tipo	Descrição
DEAD	Permanente	Peso próprio da estrutura
RCP	Permanente	Restantes Cargas Permanentes na Estrutura
RCP_FAC	Permanente	Restantes Cargas Permanentes na Fachada da Estrutura
SC_GERAL	Variável	Sobrecarga de utilização – CAT C3
SC_TECN	Variável	Sobrecarga associada a equipamentos técnicos – CAT C3
SC_COB	Variável	Sobrecarga na Cobertura – CAT H

Os valores das cargas definidas anteriormente variam ao longo da estrutura e encontram-se devidamente definidos nos modelos estruturais.

Deste modo, estão definidas as cargas de projeto que estão presentes em todos os modelos e que foram combinadas com a ação sísmica.

5.3. AÇÃO SÍSMICA

A ação sísmica depende de vários fatores, nomeadamente a zona sísmica onde o edifício se insere, o tipo de solo no qual está fundado e a origem geológica do sismo.

A ação sísmica pode ser definida através de:

- Espectros de Resposta;
- Espectros de Potência;
- Acelerogramas artificiais, registados ou simulados.

No presente estudo, foram utilizados diferentes métodos de análise estrutural, modelos lineares e modelos não lineares, consoante o comportamento equivalente dos isoladores utilizados. Para análises lineares, as componentes horizontais da ação sísmica foram definidas através do espectro de resposta elástico, definido no Eurocódigo 8 (CEN, 2005). Por outro lado, para as análises não lineares, o movimento sísmico foi representado em termos de variação da aceleração à superfície do terreno em função do tempo, Acelerogramas.

Os espectros de Resposta Elástico e os acelerogramas utilizados são detalhados nos próximos subcapítulos.

5.3.1. ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICO

O concelho de Lisboa situa-se na zona 1.3 para a Ação Sísmica do tipo 1 e na zona 2.3 para a Ação Sísmica tipo 2. Assim, considera-se que as acelerações máximas de referência são de 1,50 m/s² e 1,70 m/s², respetivamente.

O presente caso de estudo trata-se de um edifício Hospitalar, pelo que é associado à classe de importância IV, que corresponde a um coeficiente de importância γ_I igual a 1,95 e 1,50, para a Ação sísmica tipo 1 e tipo 2, respetivamente. Desta forma, os valores de cálculo da aceleração são iguais a 2,93 m/s² e 2,55 m/s².

O terreno onde vai ser fundado foi definido como um terreno pertencente à categoria B, pelo que o valor do parâmetro S_{max} é igual a 1,35 para ambas as ações sísmicas.

Ação Sísmica TIPO 1			
Zona:	1,3		
$a_{gR} =$	1,50	m/s ²	
$\gamma_I =$	1,95		
$a_g =$	2,93	m/s ²	
$S_{max} =$	1,35		
S =	1,13		

Ação Sísmica TIPO 2			
Zona:	2,3		
$a_{gR} =$	1,70	m/s ²	
$\gamma_I =$	1,50		
$a_g =$	2,55	m/s ²	
$S_{max} =$	1,35		
S =	1,17		

Figura 56- Parâmetros para a definição da ação sísmica tipo 1 e tipo 2

Os parâmetros referidos anteriormente são constantes e independentes do tipo de dispositivo de apoio da estrutura. Contudo, o valor da dissipação de energia, ξ , é dependente do sistema apoio adotado no modelo. Para o caso da estrutura com base fixa, considera-se um valor de $\xi=5\%$, associado à sua constituição de betão armado, enquanto aos apoios HDRB associa-se um valor de $\xi=10\%$.

Foi assim possível definir os espectros de resposta elásticos adequados ao caso de estudo. Na Figura 57 está ilustrado o espectro de resposta para a ação sísmica de tipo 1 e 2 para o valor de $\xi=5\%$, e na Figura 58 para $\xi=10\%$.

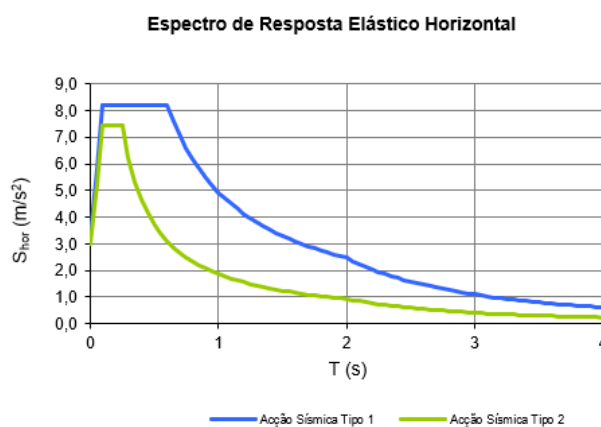


Figura 57- Espectro de Resposta de cálculo horizontal para $\xi=5\%$



Figura 58- Espectro de Resposta de cálculo horizontal para $\xi=10\%$

Como referido anteriormente, para a análise sísmica de estrutura com apoios HDRB é necessário adotar um espectro de resposta equivalente, de forma a considerar a diferença existente na estrutura de níveis de amortecimento relativos à superestrutura e ao sistema de isolamento. O período de transição é definido consoante o caso de estudo, sendo este tema abordado posteriormente.

5.3.2. ACELEROGRAMAS

De acordo com o EC8 (CEN, 2005), a realização de análises dinâmicas não lineares no domínio do tempo exige que sejam considerados, pelo menos, três registos sísmicos independentes. Cada registo deve ser constituído por duas componentes horizontais ortogonais e uma componente vertical.

Os acelerogramas utilizados no presente estudo foram cuidadosamente selecionados e ajustados de forma a serem compatíveis com o espectro de resposta correspondente à Ação Sísmica Tipo 1, para um terreno classificado na categoria B e uma estrutura pertencente à classe de importância IV.

Para a análise não linear foram considerados 10 acelerogramas artificiais distintos, fornecidos pelo professor Luís Guerreiro. Os acelerogramas foram gerados de modo a constituírem sinais com 40 segundos de duração total. Estes acelerogramas consideram apenas as ações sísmicas do Tipo 1.

Na Figura 59 está ilustrado o espectro de resposta relativo à média dos 10 acelerogramas utilizados e o espectro de resposta regulamentar (CEN, 2005). Verifica-se que a adoção dos acelerogramas possibilita uma aproximação do espectro original, sendo que esta aproximação não é tão acentuada para valores de períodos de vibração mais baixos. No entanto, este aspeto não é relevante dado que os modos de vibração correspondentes a esses períodos não têm participação significativa na resposta da estrutura isolada.

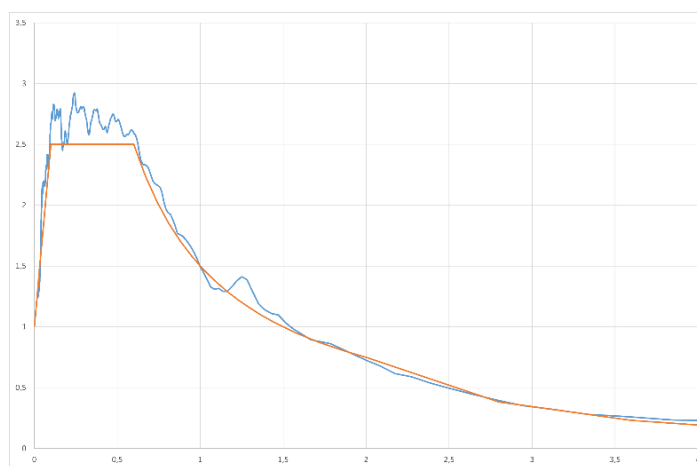


Figura 59- Espectro de resposta regulamentar (CEN, 2005) [vermelho] vs Espectro relativo à média dos 10 Acelerogramas utilizados [azul]

A ação sísmica gerada por estes acelerogramas foi definida independentemente para cada direção horizontal, resultando assim em 20 análises distintas. Cada análise não linear foi definida por 4000 passos de 0,01 segundos. Após a análise realizada para cada série de acelerações, considerou-se o pior cenário para cada direção, separadamente. De seguida, adotou-se a metodologia de não considerar a simultaneidade da ação sísmica na totalidade nas duas direções horizontais, calculando-se assim o cenário mais desfavorável consoante as diferentes combinações existentes.

5.4. COMBINAÇÕES SÍSMICAS

As ações consideradas na combinação sísmica foram:

- Peso Próprio (PP);
- Restantes cargas permanentes (RCP);
- Sobrecargas Gerais (SOB), técnicas (SOB_TECN) e da cobertura (SOB_COB);
- Ação sísmica na direção X (EK_X);
- Ação sísmica na direção Y (EK_Y).

Todas as ações foram calculadas com os respetivos coeficientes de segurança, segundo o estabelecido na norma.

Para o cálculo da resposta estrutural, considerou-se que os valores máximos da ação sísmica não ocorrem simultaneamente nas duas direções principais horizontais. Assim, em cada análise, foi considerada a totalidade da ação numa direção e apenas 30% na direção perpendicular.

Deste modo, foram definidas quatro combinações de ação sísmica, para os espectros, correspondentes aos dois tipos de sismo analisados (SIS1 e SIS2):

- Para a direção X (combinação de 100% da ação em X com 30% da ação em Y)
 $SIS1_X = E_{edx1}' + 0.30 * E_{edy1}$
 $SIS2_X = E_{edx2}' + 0.30 * E_{edy2}$
- Para a direção Y (combinação de 30% da ação em X com 100% da ação em Y):
 $SIS1_Y = 0.30 * E_{edx1}' + E_{edy1}$
 $SIS2_Y = 0.30 * E_{edx2}' + E_{edy2}$

Posteriormente, para cada direção, foi determinada a envolvente entre os dois cenários de sismo considerados (SIS1 e SIS2), adotando-se a situação mais desfavorável:

- SISMO_X_ENV: envolvente das combinações com predominância na direção X;
- SISMO_Y_ENV: envolvente das combinações com predominância na direção Y.

Desta forma, a combinação SISMO_X_ENV representa a ação sísmica com maior efeito na direção X (incluindo 30% da contribuição em Y), enquanto a combinação SISMO_Y_ENV representa a situação inversa.

Estas ações sísmicas foram combinadas com as restantes cargas de projeto que foram anteriormente definidas. Estas combinações sísmicas são combinações quase-permanentes, pelo que os coeficientes de segurança foram definidos consoante o estabelecido nas normas, mais concretamente no EC8 (CEN, 2005).

6

Dimensionamento dos Sistemas de Isolamento

6.1. INTRODUÇÃO

Para se proceder à análise sísmica de um edifício com base isolada é necessário compreender previamente a metodologia referente ao seu dimensionamento, de forma a desenvolver a solução final mais eficaz e adequada à estrutura.

Nesta fase, torna-se importante distinguir dois modelos: o modelo de base encastrada, que representa a estrutura convencional, cujos resultados e análise estão apresentados posteriormente no Capítulo 7; e o modelo de apoios rotulados na base, utilizado como ponto de partida para o dimensionamento dos isoladores, por reproduzir as condições de apoio da estrutura quando assente sobre os aparelhos de isolamento.

Deste modo, o dimensionamento dos sistemas de isolamento de base tem como ponto de partida o comportamento dinâmico do modelo estrutural com os apoios rotulados na base. É a partir desse comportamento que é possível definir as características mecânicas e geométricas dos apoios a adotar, bem como a sua localização em planta.

No presente caso de estudo, foram desenvolvidas duas soluções para a estrutura com base isolada: uma na qual são utilizados os apoios elastoméricos, designados como HDRB e outra constituída por apoios deslizantes, designados por DCFP, cujas características foram apresentadas anteriormente. Tornou-se assim possível estudar as diferentes abordagens analíticas previstas pelo EC8 (CEN, 2005) – uma análise linear equivalente para os apoios HDRB e uma análise não linear no domínio do tempo para os apoios DCFP.

Neste capítulo, apresentam-se, em primeiro lugar, os resultados da análise da estrutura de base rotulada que serviram de base ao dimensionamento dos sistemas de isolamento, e, seguidamente, expõe-se o dimensionamento referente aos apoios HDRB e DCFP.

6.2. EDIFÍCIO COM BASE ROTULADA

Como referido anteriormente, o comportamento estrutural do edifício rotulado na base é o ponto de partida de qualquer dimensionamento de sistemas de isolamento de base. De maneira a estudar esse comportamento, foi realizada uma análise modal para se obter o período fundamental de vibração da estrutura, e efetuada uma análise linear com as cargas verticais de projeto atuantes no modelo, de forma

a obter-se os valores das cargas verticais a que cada isolador vai estar submetido, características essenciais para o desenvolvimento da solução estrutural com base isolada.

Através dos resultados da análise modal, verifica-se que os dois primeiros modos são de translação pura. O Modo 1 ($T=1,29s$) é dominante na direção Y com 65% de massa participante e o Modo 2 ($T=1,34s$) é dominante na direção X com 63%.

O período fundamental da estrutura é igual a 1,29s, tendo sido este valor que condicionou diretamente a escolha da frequência alvo no dimensionamento dos isoladores.

Conhecidas as características dinâmicas da estrutura, foi ainda possível calcular as reações verticais para cada isolador para a combinação quase-permanente definida anteriormente. Uma vez que a ação sísmica não tem componente vertical, adotaram-se essas reações como as cargas atuantes nos isoladores.

Foram identificados e numerados os apoios existentes na estrutura, como ilustrado na Figura 60.

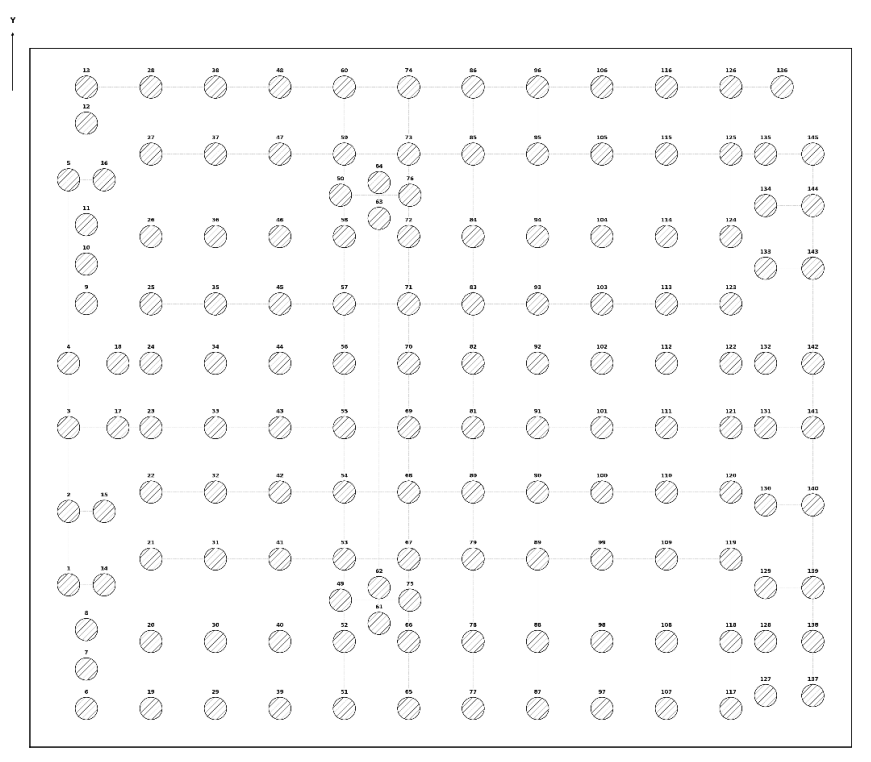


Figura 60- Identificação dos apoios presentes na estrutura

Neste caso de estudo estão presentes 145 apoios. No anexo 1 apresentam-se os valores da carga vertical atuante para cada um desses apoios.

Com estes resultados, foi então possível prosseguir para o dimensionamento dos sistemas de isolamento de base objeto estudo que serão apresentados posteriormente.

6.3. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS HDRB

6.3.1. METODOLOGIA DO DIMENSIONAMENTO

Um dos sistemas de isolamento de base abordados no presente caso de estudo foram os apoios de borracha de alto amortecimento, designados como HDRB. Como exposto anteriormente, o comportamento característico destes apoios pode ser aproximado por um modelo linear equivalente, tendo sido nesta abordagem linear equivalente, prevista no EC8 (CEN, 2005), que se seguiu o dimensionamento deste tipo de sistema de isolamento. O objetivo do dimensionamento foi definir as características mecânicas lineares dos apoios HDRB, de forma a obter um período do sistema isolado suficientemente afastado do período da estrutura de base fixa, e, consequentemente, reduzir a transmissão das forças sísmicas à superestrutura.

O primeiro passo deste dimensionamento consistiu em definir a frequência alvo da estrutura isolada. Tipicamente, adota-se uma frequência isolada, $f_{isolada}$, igual a um terço da frequência de base rotulada, $f_{rotulada}$, garantindo a eficácia da introdução do sistema de isolamento de base na estrutura. Deste modo, fica definida por:

$$f_{isolada} = \frac{f_{rotulada}}{3} \quad (26)$$

Assumindo que a superestrutura se comporta como um corpo rígido em translação acima do isolamento da base, a frequência da estrutura isolada depende da rigidez horizontal total do sistema de isolamento. Com a frequência alvo definida, o passo seguinte consiste em definir a rigidez horizontal total máxima, obtida através da seguinte expressão:

$$T_{eff} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{M}{K}} \Leftrightarrow K_{H\ TOTAL} = (2 * \pi * f_{isolada})^2 * M \quad (27)$$

Sendo,

M, massa total da superestrutura.

A rigidez horizontal total é dada pela soma das rigidezes horizontais de todos os apoios individuais adotados na solução estrutural.

Definindo a rigidez horizontal total, procede-se então à distribuição da rigidez horizontal por apoio. De forma a minimizar os efeitos de torção global da estrutura e aproximar o centro de rigidez do centro de massa, a rigidez horizontal necessária de cada apoio, $K_{H,apoi\ i}$, é definida proporcionalmente à carga vertical que suporta, da seguinte forma:

$$K_{H,apoi\ i} = \frac{N_i}{N_{Total}} * K_{H\ TOTAL} \quad (28)$$

Em que,

N_i , carga vertical atuante no isolador i;

N_{Total} , carga vertical total atuante na superestrutura.

Esta distribuição tem como objetivo dotar de maior rigidez os apoios com maior carga vertical, sendo estes apoios coincidentes com as zonas de maior massa, equilibrando o centro de rigidez e o centro de massa.

Com os valores da rigidez horizontal necessária e da carga vertical para cada apoio, seguiu-se para o último passo do dimensionamento, que consistiu em definir os apoios e as suas características de acordo

com as condicionantes referidas anteriormente. No presente estudo, a seleção dos apoios foi realizada utilizando os catálogos comerciais da marca “FIP Industriale”, referentes aos apoios HDRB.

De forma a tornar mais eficaz o dimensionamento destes apoios, obteve-se o deslocamento de cálculo segundo a direção horizontal através da fórmula definida no EC8 (CEN,2005), ilustrada pela seguinte expressão:

$$d_{dc} = \frac{M * S_e(T_{eff}; \xi_{eff})}{K_{eff,min}} \quad (29)$$

O EC8 (CEN, 2005) define ainda que ao valor do deslocamento deve ser aplicado um fator de majoração igual a $\gamma_x=1,2$. Este cálculo teve como objetivo garantir que a seleção dos dispositivos de isolamento utilizados no presente estudo, asseguram que a capacidade de deslocamento característica dos apoios não é excedida.

Por fim, o critério de seleção final teve não só em conta a rigidez e o deslocamento de cálculo, mas também a utilização de apoios com a mesma altura total, para garantir que a superfície de deslizamento será um plano bem definido.

6.3.2. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS HDRB

Depois de realizada a análise à estrutura com base rotulada e seguindo a metodologia de dimensionamento destes apoios, procedeu-se à definição da solução estrutural que vai ser analisada posteriormente.

As características dinâmicas do modelo estrutural, obtidas anteriormente, são:

$$\begin{cases} T = 1,29 \text{ s} \\ f = 0,775 \text{ Hz} \end{cases}$$

Deste modo, o valor máximo para a frequência da estrutura isolada define-se por:

$$f_{isolada} = \frac{0,775}{3} = 0,258 \text{ Hz}$$

Adotando-se para o presente estudo, com alguma margem de cálculo, o valor de:

$$f_{isolada} = 0,24 \text{ Hz}$$

Com base nas reações verticais de todos os apoios para a combinação quase-permanente definida, calculou-se a massa total da superestrutura:

$$M = \frac{P}{g} = \frac{\sum_{i=1}^{145} N_i}{g} = \frac{1953878,15 \text{ kN}}{9,81 \text{ m/s}^2} = 199172,084 \text{ ton}$$

Com os valores da massa da superestrutura e da frequência da base isolada calculou-se o valor da rigidez horizontal máxima:

$$K_{H\ TOTAL} = (2 * \pi * f_{isolada})^2 * M = (2 * \pi * 0,24)^2 * 199172,084 = 452\ 908,73 \text{ kN/m}$$

Tendo em conta os valores das cargas verticais atuantes apresentados no Anexo 1, procedeu-se à distribuição da rigidez horizontal necessária para cada apoio, seguindo a metodologia explicitada anteriormente. No Anexo 2 estão apresentadas as rigidezes horizontais máximas para cada isolador.

De seguida, calculou-se o deslocamento de cálculo seguindo a equação (29), assumindo $\xi=10\%$, devido à introdução dos isoladores na estrutura; e $T=4,167 \text{ s}$.

$$S_e(\xi = 10\%; T = 4,167s) = 0,464 \text{ m/s}^2$$

$$d_{dc} = \frac{199172,084 * 0,464}{452908,73} = 204 \text{ mm}$$

$$d_{ED} = 1,2 * 204 = 244,8 \text{ mm}$$

Analizando os catálogos disponíveis, para a capacidade máxima de deslocamento do isolador de 250 mm, selecionaram-se 4 tipos de apoios HDRB, todos com a mesma altura. Esta marca comercial fornece apoios com características geométricas semelhantes, mas com características mecânicas distintas, por serem constituídos por diferentes compostos de borracha. Para o presente estudo, foram utilizados 4 tipos de apoios, sendo dois constituídos por um composto de borracha mais rígida, definido por N (Normal); os outros dois, por um composto menos rígida, definido por S (Soft). As características dos apoios utilizados no presente estudo estão expressas na Tabela 3:

Tabela 3- Características dos 4 apoios HDRB utilizados (FIP Industriale, n.d.)

Apoio	Altura [mm]	V_{Max} [kN]	K_H [kN/m]	K_V [kN/m]
SI-S 1000/140	316	7670	2240	2658000
SI-S 1100/140	316	10720	2720	3662000
SI-N 1000/140	316	15350	4490	4000000
SI-N 1100/140	316	20590	5430	5334000

Todos estes apoios têm uma altura total igual a 316 mm, estando em conformidade com o critério de obter um único plano para a superfície de deslizamento.

Foi assim desenvolvida uma solução para este tipo de apoios, sendo utilizadas as quantidades dos tipos de apoios expressas na Tabela 4:

Tabela 4- Solução adotada para isoladores HDRB

Tipo de Apoio	Quantidade
SI-S 1000/140	61
SI-S 1100/140	9
SI-N 1000/140	53
SI-N 1100/140	22

A solução adotada tem uma rigidez horizontal superior à rigidez máxima definida anteriormente, igual a 518550 KN/m. Contudo, ao adotar-se esta solução, e utilizando a equação (27), a frequência efetiva fica definida por:

$$T_{eff} = 2 * \Pi * \sqrt{\frac{199172,084}{518550}} = 3,89s$$

$$f_{eff} = \frac{1}{3,89} = 0,257 \text{ Hz}$$

Cumprindo assim a relação:

$$\frac{f_{rotulada}}{f_{isolada}} = \frac{0,775}{0,257} = 3,01 > 3$$

A Figura 61 ilustra a localização destes apoios em planta, permitindo uma melhor compreensão da distribuição espacial da solução adotada.

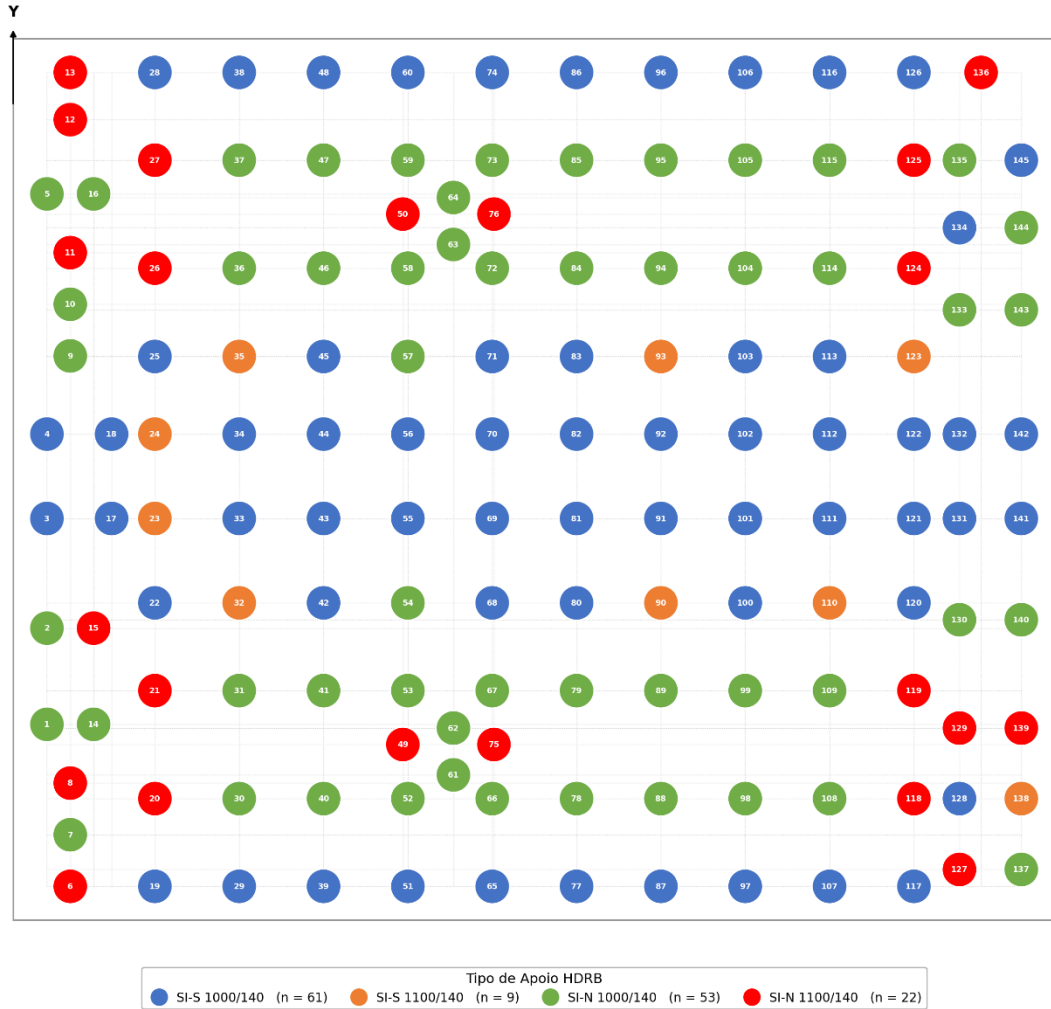


Figura 61- Ilustração da planta para a solução com HDRB

Para esta solução, previamente à análise da estrutura isolada, calculou-se a excentricidade entre o centro de massa (C.M.) e o centro de rigidez (C.R.), segundo as direções x e y:

$$\begin{cases} X_{CM} = \frac{\sum N_i * X_i}{\sum N_i} \approx 41,339m \\ Y_{CM} = \frac{\sum N_i * Y_i}{\sum N_i} \approx 36,02m \end{cases} \begin{cases} X_{CR} = \frac{\sum K_{Hi,X} * X_i}{\sum K_{Hi,X}} \approx 42,083m \\ Y_{CR} = \frac{\sum K_{Hi,Y} * Y_i}{\sum K_{Hi,Y}} \approx 35,899m \end{cases}$$

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| = 0,744m$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| = 0,121m$$

Os valores das excentricidades calculadas anteriormente apresentam valores inferiores aos limites regulamentares, confirmando a adequabilidade da disposição estrutural adotada.

Assim, desenvolvida a solução para o tipo de apoios HDRB, procedeu-se à sua modelação e à análise estrutural para estes apoios, que será apresentada num capítulo posterior.

6.4. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS DCFP

Os apoios Pendulares com Atrito com Concavidade Dupla, designados como DCFP, foram também alvo de análise no presente estudo. Uma das principais vantagens destes apoios face aos apoios HDRB reside no facto da rigidez horizontal deste apoio ser diretamente proporcional à carga vertical atuante. Quando o raio geométrico, R , e os coeficientes de atrito, μ_{min} e μ_{max} , são iguais para todos os apoios presentes na estrutura, a rigidez horizontal de cada apoio ajusta-se, por construção, à carga vertical que suporta.

Deste modo, ao adotar o mesmo raio R , o mesmo material de deslizamento e a mesma geometria para os 145 apoios, o sistema de isolamento garante que o centro de rigidez coincide automaticamente com o centro de massa da superestrutura. Assim, para esta tipologia, adotou-se um único tipo de apoio para a estrutura.

6.4.1. METODOLOGIA DO DIMENSIONAMENTO

O procedimento de dimensionamento dos apoios DCFP seguiu as equações fundamentais prescritas pelo catálogo FIP Industriale S04, para os apoios pendulares com concavidade dupla, conjugadas com os requisitos do EC8 (CEN, 2005).

Para um apoio com superfície côncava dupla de raio equivalente R , coeficiente de atrito dinâmico μ , o deslocamento do isolador, d , e a carga vertical quase-permanente, N_{sd} , para cada apoio, as relações constitutivas relevantes que caracterizam o apoio estão expressas na seguinte Tabela 5:

Tabela 5- Equações das propriedades utilizadas para o dimensionamento dos DCFP

Propriedades	Sigla	Equação
Rigidez da Restituição Pendular	K_r	$K_r = \frac{N_{sd}}{R}$
Rigidez efetiva para deslocamento d	K_{eff}	$K_{eff} = N_{sd} * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)$
Período Efetivo	T_{eff}	$T_{eff} = 2\pi * \sqrt{\frac{1}{g * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$
Amortecimento viscoso Equivalente	ξ_{eff}	$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} * \frac{1}{\frac{d}{\mu * R} + 1}$

O procedimento de seleção dos apoios DCFP para o sistema de isolamento foi um procedimento iterativo: assumiu-se um deslocamento inicial $d_{inicial}$; a partir desse valor calculou-se o valor de T_{eff} e ξ_{eff} ; com o valor do período e amortecimento viscoso equivalente obteve-se o valor do deslocamento de projeto, d_{bd} pelo espectro de resposta elástico do EC8 (CEN, 2005); por fim, verificou-se a convergência entre o valor de $d_{inicial}$ e d_{bd} . Este processo repetiu-se até se obter $d_{inicial} \approx d_{bd}$. A

seleção do produto FIP-D foi realizada assegurando sempre a capacidade de deslocamento do apoio, $d_{Max,apoio} \geq d_{Ed}$, e, garantindo que a carga vertical atuante do apoio não excede o valor da carga axial máxima suportada pelo dispositivo de apoio.

O catálogo FIP Industriale S04, referente aos apoios pendulares com atrito, fornece apoios para dois tipos de material de deslizamento: o material de deslizamento FFM tipo L (Low Friction), e o material FFM tipo M (Medium Friction). No presente estudo adotou-se o apoio com o material de deslizamento, designado como FFM tipo L (Low Friction).

6.4.2. DIMENSIONAMENTO DOS APOIOS DCFP

Neste subcapítulo são apresentados os cálculos referentes ao dimensionamento dos apoios DCFP, com base na metodologia explicitada na secção anterior. Tal como nos apoios HDRB, a frequência alvo da base isolada manteve-se igual, ou seja, $f_{isolada} = 0,24 \text{ Hz}$, $T_{isolada} = 4,16 \text{ s}$.

Para o dimensionamento global deste sistema de isolamento, é necessário ter um valor representativo do coeficiente de atrito, μ . No presente estudo, foi assumido que os apoios trabalham em média a 80% da sua capacidade nominal, isto é, $\frac{N_{sd}}{N_{ed}} \approx 0,80$. Assim, aplicando a lei de variação do atrito com o nível de carregamento para o material FFM tipo L da FIP Industriale obteve-se:

$$\mu = 2,5\% * \left(\frac{N_{sd}}{N_{ed}}\right)^{-0,834} = 2,5\% * (0,80)^{-0,834} = 3\%$$

Este valor é uma simplificação, porque na realidade os 145 apoios apresentam cargas muito distantes entre si, como se observa no Anexo 1. Consequentemente, o valor de μ real de cada apoio é diferente. O software SAP2000 permite que a lei de variação do atrito seja aplicada individualmente a cada apoio com base na sua carga axial. Assim, o valor de 3%, definido anteriormente, serviu apenas para o dimensionamento destes sistemas de isolamento.

O primeiro passo consistiu então em calcular o valor do Raio de curvatura, R . Para um valor de $T_{isolada} = 4,16 \text{ s}$, o raio mínimo seria:

$$f = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{g}{R}} \Leftrightarrow R = \frac{g}{(2\pi * f)^2} = \frac{9,81}{(2\pi * 0,24)^2} = 4,31 \text{ m}$$

O catálogo FIP Industriale S04 não disponibiliza raios de curvatura iguais ou superiores ao mínimo calculado (4,31m). Adotou-se, por isso, o maior raio disponível (3700 mm), assumindo que a relação entre a frequência de base fixa e a de base isolada fica em 2,9, ligeiramente abaixo do valor alvo de 3. Esta limitação decorre da escolha inicial da marca e modelo comercial deste tipo de apoio, tendo-se admitido que as suas características seriam adequadas ao presente caso de estudo.

Num caso real, poderiam ser seguidos dois caminhos para ultrapassar esta limitação: aumentar a rigidez da estrutura de base fixa, caso fosse técnica e economicamente viável; ou, seleccionar outra marca / modelo para este tipo de apoio com desempenho capaz de cumprir os requisitos estabelecidos.

Definiu-se então um Raio de Curvatura igual a 3700 mm para os 145 apoios presentes na estrutura. Com o Raio de Curvatura estabelecido o passo seguinte foi definir os apoios tendo em conta a sua capacidade de deslocamento em comparação com o deslocamento de projeto adotada, através de um processo iterativo.

Assumiui-se um deslocamento inicial, calcularam-se os valores de T_{eff} e ξ_{eff} correspondentes e, com esses valores, obteve-se o deslocamento pelo espectro de resposta elástico de EC8 (CEN, 2005) para o

Sismo Tipo 1 (solo B, Lisboa zona 1.3.). Este processo repetiu-se até se verificar a convergência entre o deslocamento assumido e o deslocamento espectral obtido. Na Tabela 6 apresentam-se os resultados das iterações realizadas.

Tabela 6- Resultado das iterações realizadas no dimensionamento dos apoios DCFP

Iteração	$d_{inicial}$ (mm)	T_{eff} (s)	ξ_{eff} (%)	$d_{bd}(T_{eff}; \xi_{eff})$ (mm)	Convergência
1	206	3,11	22,2	153	Não
2	153	2,94	26,7	169	Não
3	168	3,00	25,2	173	Quase
4	173	3,01	24,9	174	Sim

O processo iterativo convergiu para $d_{bd} = 174$ mm, com $T_{eff} = 3,01$ s e $\xi_{eff} = 24,9$ %. Seguindo as normas em vigor, mais especificamente o EC8 (CEN, 2005), o deslocamento de cálculo é:

$$d_{ED} = Y_x * d_{bd} = 1,2 * 174 = 209 \text{ mm}$$

A verificação dos dois tipos de sismo confirma que o sismo Tipo 1 é condicionante. Deste modo, a capacidade de deslocamento adotada para esta solução estrutural foi de ± 300 mm, valor claramente superior ao deslocamento de cálculo obtido.

Por fim, com o deslocamento de cálculo definido, procedeu-se à seleção do produto do catálogo FIP Industriale S04. O critério de seleção assegurou que a capacidade de deslocamento do apoio era verificada e que a altura total H fosse igual para todos os apoios.

O apoio selecionado foi o FIP-D L 3550/700 (3700), com as características apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7- Características físicas do apoio DCFP adotado (FIP Industriale, 2016)

Parâmetro	Valor
Diâmetro total do aparelho, D	1120 mm
Altura total, H	275 mm
Raio de Curvatura	3700 mm
Material de deslizamento	FFM Tipo L
Deslocamento nominal	± 300 mm
Carga Vertical Máxima suportada para combinações de Estado Limite de Serviço, N_{ed}	20000 kN

Este produto foi adotado para os 145 apoios presentes na estrutura. Deve-se, porém, referir que existem 22 apoios na estrutura com carga vertical superior a 20 000 kN. Tais apoios requerem que o produto de encomenda seja da mesma família, mas com maior capacidade de carga vertical, mantendo os parâmetros geométricos e mecânicos definidos- mesmo raio R, mesmo material de deslizamento e a mesma altura. No presente estudo, o comportamento dinâmico global do sistema de isolamento não é

afetado por esta alteração para esses 22 apoios, uma vez que a frequência de cada isolador é independente da carga vertical atuante nesse apoio.

Com o tipo de apoio selecionado, importa redefinir o valor do coeficiente de atrito, μ , uma vez que o valor de 3,0% adotado inicialmente apenas foi assumido para o seu dimensionamento. Deste modo, foi calculado esse valor de referência:

$$\mu = 2,5\% * \left(\frac{N_{sd}}{N_{ed}}\right)^{-0,834} = 2,5\% * \left(\frac{1953878,15}{145 * 20000}\right)^{-0,834} = 3,475\%$$

Na Tabela 8 apresentam-se os valores das propriedades não-lineares definidas nas direções horizontais no software SAP2000:

Tabela 8- Propriedades mecânicas não-lineares do apoio DCFP adotado

Propriedade SAP2000	Valor adotado
Rigidez inicial pré-plastificação	600 000 kN/m
μ_{slow}	3,475%
μ_{fast}	4,865% ($\mu_{fast} = 1,4 * \mu_{slow}$)
Rate parameter (a)	55 s/m
Raio de Curvatura	3700 mm

O Rate Parameter, a, controla a transição entre μ_{slow} e μ_{fast} em função da velocidade de deslizamento- quanto maior, mais abrupta é a transição. O valor de 55 s/m é o recomendado na literatura consultada.

7

Análise Estrutural

7.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados das análises realizadas para os três modelos estruturais, do presente caso de estudo:

- A estrutura com base fixa;
- A estrutura Isolada utilizando apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB);
- A estrutura com base isolada utilizando os apoios do tipo Duplo Pendular com Atrito (DCFP).

A metodologia adotada na definição dos modelos, as cargas de projeto consideradas, as diferentes metodologias de definição da ação sísmica e as combinações sísmicas foram apresentadas e explanadas no capítulo 5. O dimensionamento dos sistemas de isolamento para cada modelo foi descrito no capítulo 6. Assim, o presente capítulo foca-se exclusivamente na apresentação e discussão dos resultados obtidos para cada modelo.

Para todos os modelos estudados são apresentados os resultados da análise modal e os resultados da resposta à ação sísmica, nomeadamente o esforço de corte basal e os deslocamentos relativos entre pisos, comparando esses valores com os limites admissíveis pelo EC8 (CEN, 2005).

7.2. ESTRUTURA COM BASE FIXA

7.2.1. ANÁLISE MODAL

A análise modal da estrutura com base fixa foi realizada com recurso ao software SAP2000 utilizado ao longo deste projeto. Os resultados apresentados nesta secção são relativas ao modelo com ligações ao exterior definidas através de encastramentos, em contraponto com os valores apresentados no âmbito do dimensionamento dos sistemas de isolamento, no Capítulo 6, através de apoios rotulados.

Na Tabela 9, apresentam-se os resultados da análise modal:

Tabela 9- Modos de Vibração Estrutura com Base Fixa

Modo	f (Hz)	T (s)	% Massa dir. X	Σ % Massa dir. X	% Massa dir. y	Σ % Massa dir. y
1	0,85	1,18	0,15	0,15	67,00	67,00

2	0,97	1,03	59,99	59,99	0,0	67,00
3	3,23	0,31	0,0	59,99	15,95	82,95
4	4,16	0,24	18,85	78,84	0,0	82,95

De uma forma resumida, os dois primeiros modos de vibração correspondem a translações horizontais: o Modo 1, com período de $T_1=1,18$ s ($f=0,85$ Hz), é predominantemente associado à direção Y, mobilizando 67% da massa total da superestrutura; o Modo 2, com período de $T_2= 1,03$ s ($f=0,97$ Hz), corresponde à translação na direção X, com aproximadamente 60% de participação da massa total.

A proximidade existente dos períodos dos dois modos fundamentais da estrutura indica que a estrutura se caracteriza por um comportamento dinâmico relativamente simétrico nas duas direções horizontais.

7.2.2. RESPOSTA À AÇÃO SÍSMICA

A análise linear por espectro de resposta foi realizada conforme definido no capítulo 5, adotando um valor de coeficiente de amortecimento $\xi=5\%$, referente à estrutura de betão armado, e com um coeficiente de comportamento $q=1,0$.

Os valores de esforço de corte máximos obtidos na base da estrutura para as combinações sísmicas são os seguintes:

Tabela 10- Esforços de corte basal máximos para estrutura base fixa

$F_{Basal,X}$	$F_{Basal,Y}$
234 033 kN	221 603 kN

De forma a avaliar a estrutura face aos requisitos do estado de limitação de danos definido no EC8 (CEN, 2005), foram calculados os deslocamentos relativos entre pisos para as combinações sísmicas mais desfavoráveis, comparando-os com os valores dos deslocamentos admissíveis definidos pela regulamentação em vigor.

Nas Tabelas 11 e 12, apresentam-se os valores dos deslocamentos relativos para a combinação sísmica mais desfavorável, quando a ação sísmica é predominante na direção X e quando é predominante na direção Y, respetivamente. Os deslocamentos admissíveis foram calculados segundo o estabelecido no EC8 (CEN, 2005), em função da altura de cada piso. A verificação do estado de limitação de danos foi realizada de forma conservadora, comparando diretamente os deslocamentos relativos de cálculo com os limites admissíveis definidos pelo EC8 (CEN, 2005) ($d_r \leq 0,005 * h$), sem aplicação do fator de redução v .

Tabela 11- Deslocamentos máximos dos pisos da Estrutura de Base Fixa- na direção horizontal X

Piso	Altura do Piso (mm)	Desloc. Máx. (mm)	Desloc. Relativo (mm)	Desloc. Admissível (mm)	Check (%)
-4	0	3,31	-	-	-
-3	3000	9,96	6,65	15	44,3

-2	3500	20,56	10,6	17,5	60,5
-1	4500	38,28	17,72	22,5	78,75
0	4500	62,08	23,8	22,5	105,8
1	5000	89,04	26,96	25	107,8
2	4500	123,78	34,74	22,5	154,4
3	5000	156,99	33,20	25	132,8
4	4000	180,63	23,64	20	118,2
5	4000	207,59	26,96	20	134,8
6	4000	234,29	26,70	20	133,5
7	4000	260,64	26,35	20	131,8
8	4000	286,62	25,98	20	129,9

Tabela 12- Deslocamentos máximos dos pisos da Estrutura de Base Fixa- na direção horizontal Y

Piso	Altura do Piso (mm)	Desloc. Máx. (mm)	Desloc. Relativo (mm)	Desloc. Admissível (mm)	Check (%)
-4	0	5,93	-	-	-
-3	3000	16,02	10,09	15	67,3
-2	3500	31,24	15,23	17,5	87,0
-1	4500	55,38	24,13	22,5	107,3
0	4500	80,63	25,27	22,5	112,3
1	5000	111,24	30,59	25	122,4
2	4500	140,51	29,27	22,5	130,1
3	5000	177,24	36,73	25	146,9
4	4000	205,64	28,40	20	142,0
5	4000	232,64	26,99	20	135,0
6	4000	257,82	25,18	20	125,9
7	4000	279,90	22,07	20	110,3
8	4000	302,45	22,56	20	112,8

Analisando os resultados, verificou-se que a estrutura de base fixa não satisfaz os requisitos do estado de limitação de danos do EC8 (CEN, 2005) em diversos pisos, em ambas as direções horizontais. Na direção X, o rácio entre o deslocamento relativo de cálculo e o deslocamento admissível excede os 100% desde o Piso 0 até ao Piso 8, com um valor máximo de 154,4% no Piso 2. Para a direção Y, o

incumprimento deste estado de limitação é ainda mais expressivo, atingindo um valor do rácio máximo igual a 146,9% no Piso 3.

Nas figuras seguintes estão ilustrados os perfis de deslocamentos dos pisos definidos nas tabelas apresentadas anteriormente.

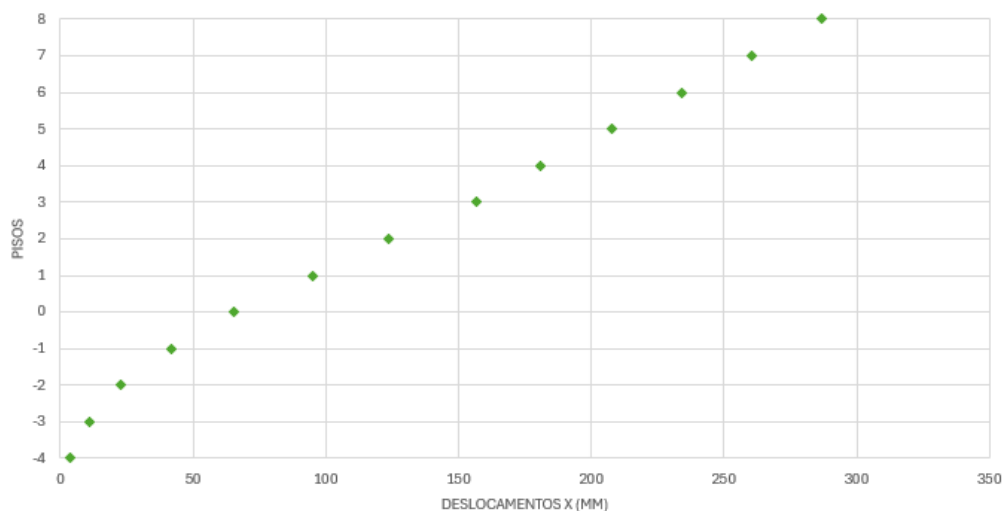


Figura 62- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com Base Fixa- direção X

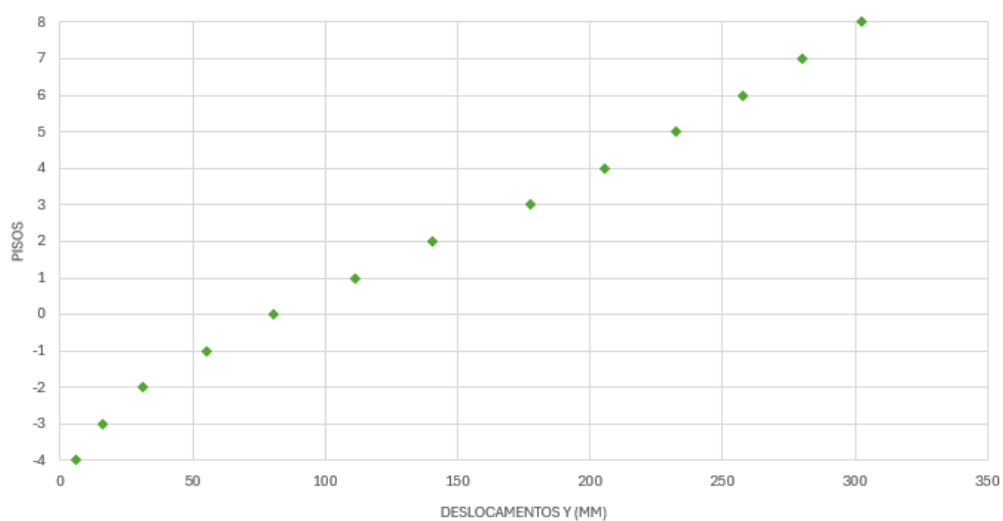


Figura 63- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com Base Fixa- direção Y

Estes resultados evidenciam a vulnerabilidade que a estrutura de base fixa apresenta em relação a um possível evento sísmico, reforçando assim a necessidade de implementação de sistemas de proteção sísmica, como os sistemas de isolamento de base desenvolvidos neste caso de estudo.

7.3. ESTRUTURA COM BASE ISOLADA

7.3.1. HDRB

7.3.1.1. Análise Modal

Após a introdução dos apoios HDRB no modelo estrutural, conforme foi descrito no Capítulo 6, inicialmente procedeu-se à análise modal da estrutura isolada. Na Tabela 13 apresentam-se os resultados obtidos para os três primeiros modos de vibração.

Tabela 13- Modos de Vibração referentes à Estrutura com Apoios HDRB

Modo	f (Hz)	T (s)	% Massa dir. X	Σ % Massa dir. X	% Massa dir. y	Σ % Massa dir. y
1	0,2452	4,07	0,04	0,04	94,38	94,38
2	0,2482	4,03	96,01	96,05	0,07	94,45
3	0,2688	3,72	1,06	97,11	1,64	96,29

Os três primeiros modos de vibração apresentam frequências na ordem dos 0,2452 a 0,2688 Hz, correspondendo aos modos de vibração de deformação dos apoios isoladores. O modo 1 ($T=4,07$ s; $f=0,2452$ Hz) corresponde à translação na direção Y, mobilizando 94,38% da massa total nessa direção. O modo 2 ($T=4,03$ s; $f=0,2482$ Hz) corresponde à translação na direção X, com 96,01% de participação mássica. Por outro lado, o modo 3 ($T=3,72$ s; $f=0,2688$ Hz) apresenta participação residual da massa da estrutura nas duas direções horizontais, estando assim associado a uma rotação em torno do eixo vertical (torção). As frequências de vibração obtidas são ligeiramente superiores à frequência alvo de base isolada (0,24 Hz), uma vez que a solução estrutural adotada para estes apoios apresenta uma rigidez horizontal superior à máxima definida para essa frequência.

Ao analisar a participação da massa cumulativa nas duas direções horizontais, verifica-se que os três primeiros modos mobilizam aproximadamente 97,11% da massa na direção X e 96,29% na direção Y, demonstrando assim que a resposta estrutural é totalmente dominada pelo comportamento do sistema de isolamento. Este resultado é característico de uma estrutura isolada de forma eficaz, revelando que a estrutura se comporta essencialmente como um corpo rígido que sofre translações sobre os isoladores, com deformações relativas praticamente nulas nos elementos estruturais acima do nível de isolamento.

7.3.1.2. Espectro de Resposta Equivalente

Como referido anteriormente, para a análise linear equivalente da estrutura isolada por apoios HDRB foi necessário adotar um espectro de resposta equivalente, de forma a considerar os diferentes níveis de amortecimento existentes na estrutura: 5% associado à superestrutura de betão armado e 10% associado aos aparelhos HDRB.

Este espectro de resposta equivalente foi definido com um período de transição de 3,256 s, que corresponde a 80% do período fundamental da estrutura isolada ($T=4,07$ s).

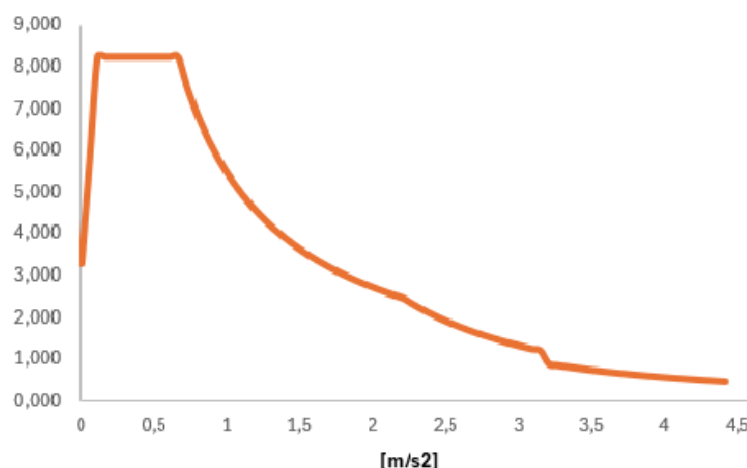


Figura 64- Espectro de Resposta Equivalente

Através do espectro apresentado, verifica-se que para períodos inferiores ao período de transição, a resposta é caracterizada pelo amortecimento da superestrutura ($\xi=5\%$); para períodos superiores, predomina o amortecimento do sistema de isolamento ($\xi=10\%$), resultando numa redução das acelerações espectrais nessa gama de períodos.

7.3.1.3. Resposta à Ação Sísmica

A análise linear equivalente da estrutura isolada com apoios HDRB foi realizada com recurso ao espectro de resposta equivalente definido anteriormente. Os valores de esforço de corte basal na base da estrutura são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14- Esforços de corte basal máximos para estrutura com apoios HDRB

$F_{Basal,X}$	$F_{Basal,Y}$
87 423,43 kN	78 428,45 kN

De forma a avaliar uma vez mais a estrutura face aos requisitos do estado de limitação de danos definido no EC8 (CEN, 2005), foram calculados os deslocamentos relativos máximos entre pisos para as duas direções horizontais. Os deslocamentos obtidos ao nível do isolador estão expressos na Tabela 15.

Tabela 15- Deslocamentos máximos a nível do isolador nas direções horizontais- Estrutura com apoios HDRB

Deslocamento máximo do Isolador HDRB	
Direção X	Direção Y
183,4 mm	199,4 mm

Nas Tabelas 16 e 17 apresentam-se os resultados para a combinação sísmica mais desfavorável na direção X e na direção Y, respetivamente.

Tabela 16- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios HDRB- na direção X

Piso	Altura do Piso (mm)	Desloc. Cálculo (mm)	Desloc. Relativo (mm)	Desloc. Admissível (mm)	Check (%)
Isolador (-4)	0	183,4	-	-	-
-3	3000	192,6	9,2	15	61,33
-2	3500	199,3	6,7	17,5	38,00
-1	4500	207,8	8,6	22,5	38,22
0	4500	218,4	10,6	22,5	47,11
1	5000	229,1	10,7	25	42,80
2	4500	238,8	9,7	22,5	43,11
3	5000	250,4	11,6	25	46,40
4	4000	259,2	8,8	20	44,00
5	4000	268,6	9,4	20	47,00
6	4000	278,5	9,9	20	49,50
7	4000	288,1	9,6	20	48,00
8	4000	297,9	9,8	20	49,00

Tabela 17- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios HDRB- na direção Y

Piso	Altura do Piso (mm)	Desloc. Cálculo (mm)	Desloc. Relativo (mm)	Desloc. Admissível (mm)	Check (%)
Isolador (-4)	0	199,4	-	-	-
-3	3000	209,1	9,7	15	64,66
-2	3500	218,2	9,1	17,5	52,00
-1	4500	226,9	8,7	22,5	38,67
0	4500	233,2	6,3	22,5	28,00
1	5000	242,3	9,1	25	36,40
2	4500	249,3	7	22,5	31,11
3	5000	257,6	8,3	25	33,2
4	4000	264,3	6,7	20	33,50

5	4000	270,5	6,2	20	31,00
6	4000	276	5,5	20	27,50
7	4000	281,2	5,2	20	26,00
8	4000	285,3	4,1	20	20,50

Analisando os resultados obtidos, verificou-se que a estrutura isolada com apoios HDRB satisfaz os requisitos do estado de limitação de danos do EC8 (CEN, 2005) em todos os pisos, para ambas as combinações sísmicas consideradas. Os deslocamentos relativos entre os pisos são uniformes ao longo da altura do edifício, com um valor máximo de 11,6 mm na direção X e de 9,1 mm na direção Y, ambos os valores muito inferiores aos limites admissíveis. O rácio máximo observado foi de 61,33% (Piso -3, direção X), evidenciando uma margem de segurança confortável em relação ao limite regulamentar.

Nas Figuras 65 e 66 estão ilustrados os perfis de deslocamentos dos pisos para as duas combinações consideradas.

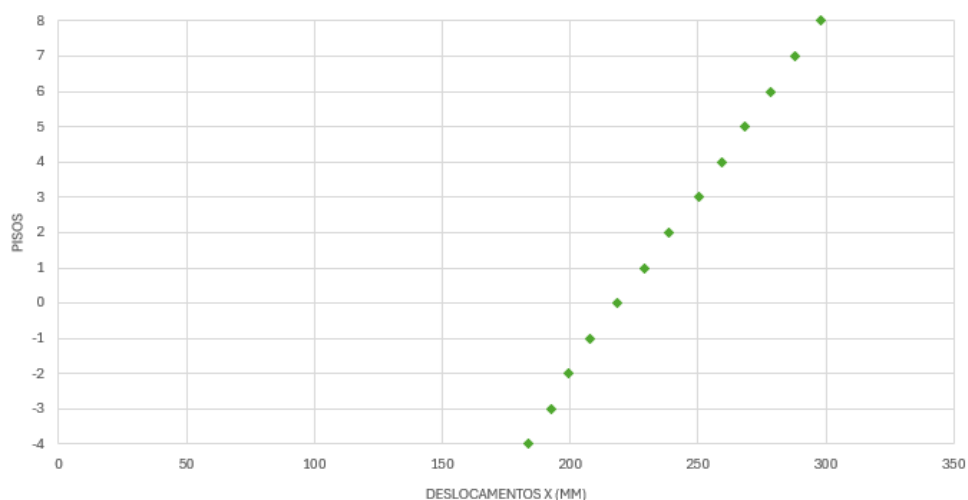


Figura 65- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios HDRB- na direção X

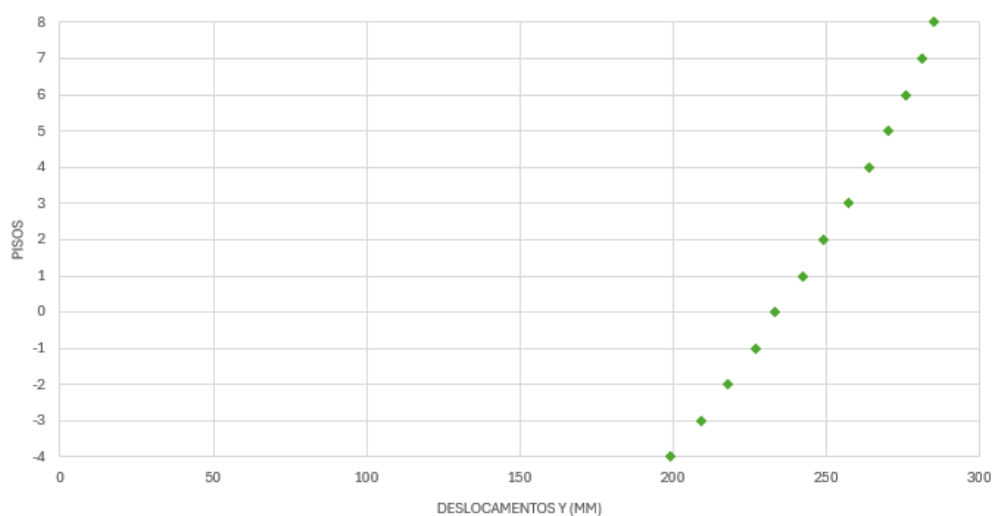


Figura 66- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios HDRB- na direção Y

Os apoios HDRB foram selecionados do catálogo FIP Industriale série SI, com base num deslocamento de cálculo de 250 mm, tendo sido adotados os modelos anteriormente apresentados, consoante a carga vertical e a localização em planta.

Da análise efetuada e apresentada nesta secção, os deslocamentos obtidos ao nível de isolamento são de 183,4 mm na direção X e de 199,4 mm na direção Y, estando afastados da capacidade de deslocamento característica dos apoios isoladores selecionados da marca FIP Industriale.

7.3.2. DCFP

7.3.2.1. Análise Modal

Previamente à análise não-linear, foi realizada uma análise modal ao modelo com apoios DCFP na base. Nesta análise o valor da rigidez efetiva K_{eff} de cada apoio, calculada para o deslocamento $d=174$ mm e $T_{eff}=3,01$, seguiu a fórmula descrita na Tabela 5:

$$K_{eff} = N_{sd} * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \Leftrightarrow K_{eff} = 1953878,15 * \left(\frac{1}{3,7} + \frac{0,03475}{0,174} \right)$$

$$K_{eff} = 918\,298,35 \text{ kN/m}$$

Com o valor da rigidez horizontal efetiva total do sistema de isolamento, definiu-se uma distribuição uniforme desta rigidez pelos 145 apoios. Em cada isolador, a rigidez efetiva horizontal adotou o valor de:

$$K_{H,eff,i} = \frac{918\,298,35}{145} = 6333 \text{ kN/m}$$

A análise modal a estruturas com este tipo de sistema de isolamento é descrita como uma verificação prévia da eficácia da implementação do sistema de isolamento na estrutura. Os resultados dos três primeiros modos de vibração obtidos são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18- Modos de Vibração referentes à Estrutura com Apoios DCFP

Modo	f(HZ)	T (s)	% Massa dir. X	Σ % Massa dir. X	% Massa dir. y	Σ % Massa dir. y
1	0,329	3,04	0,1	0,1	95,1	95,1
2	0,346	2,89	94,8	94,9	0,1	95,2
3	0,357	2,80	0,6	95,5	1,4	96,6

Os três primeiros modos de vibração apresentam frequências muito próximas entre si (0,329 a 0,357 Hz): o modo 1 ($T_1=3,04$ s) corresponde à translação dominante na direção Y, com 95,1% de massa total participante; o modo 2 ($T_2=2,89$ s) à translação na direção X, com 94,8%.

O software SAP2000 utiliza o valor da rigidez efetiva horizontal definido anteriormente para o cálculo das frequências de vibração. Uma vez que este valor de rigidez não traduz o comportamento real deste tipo de isoladores, seria expectável que a redução da frequência de vibração obtida nesta análise modal não correspondesse à pretendida, servindo apenas como uma verificação prévia à análise não-linear.

7.3.2.2. Análise Não-Linear no Domínio do Tempo

A análise sísmica da estrutura com os apoios DCFP foi realizada através de análises dinâmicas não-lineares no domínio do tempo, seguindo a metodologia descrita no capítulo 5 para a definição da ação sísmica. Foram utilizados 10 acelerogramas compatíveis com o espectro de resposta elástico do EC8 (CEN, 2005) para a ação sísmica do tipo 1, com 40 segundos de duração total, fornecidos pelo Prof. Luís Guerreiro.

A ação sísmica foi aplicada independentemente em cada direção horizontal, resultando assim em 20 análises no total - 10 para a direção X e 10 para a direção Y. Para cada direção, a ação sísmica de cálculo foi determinada como a envolvente dos 10 acelerogramas de cada conjunto associado a uma direção horizontal, correspondendo assim ao cenário mais desfavorável. Deste modo, as envolventes representaram a ação sísmica de referência em cada direção e foram posteriormente combinadas com as restantes ações de acordo com as combinações sísmicas definidas no capítulo 5. Cada análise não-linear foi executada com 4000 passos de 0,01 s, cobrindo assim os 40 s de duração dos acelerogramas.

De forma a obter os valores dos deslocamentos a nível do isolador, foram calculados os deslocamentos do centro de massa do diafragma de isolamento. Na Tabela 19 apresentam-se os valores máximos dos deslocamentos obtidos a nível do isolamento para as duas direções horizontais, X e Y.

Tabela 19- Deslocamentos máximos a nível do isolador nas direções horizontais- Estrutura com apoios DCFP

Deslocamento máximo do Isolador DCFP	
Direção X	Direção Y
142 mm	159 mm

Os resultados obtidos para esta grandeza, demonstraram que os valores dos deslocamentos máximos no isolador são inferiores à capacidade dos apoios, confirmando que o sistema de isolamento acomoda os deslocamentos máximos num evento sísmico.

A análise não linear permitiu obter os valores dos esforços de corte basal máximos na direção X e na direção Y. Na tabela 20 são indicados esses valores.

Tabela 20- Esforços de corte basal máximos para estrutura com apoios DCFP

$F_{Basal,X}$	$F_{Basal,Y}$
96 902,75 kN	85 548,23 kN

Os deslocamentos relativos máximos entre pisos foram obtidos para a direção X e para a direção Y e, uma vez mais, foram verificados com o deslocamento admissível calculado seguindo os regulamentos estabelecidos no EC8 (CEN, 2005).

Tabela 21- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios DCFP- na direção X

Piso	Altura do Piso (mm)	Desloc. Cálculo (mm)	Desloc. Relativo (mm)	Desloc. Admissível (mm)	Check (%)
Isolador (-4)	0	142	-	-	-
-3	3000	151,8	9,8	15	65,33
-2	3500	161,1	9,3	17,5	56,00
-1	4500	171,5	10,4	22,5	46,22
0	4500	182,3	10,8	22,5	48,00
1	5000	193,3	11,0	25	44,00
2	4500	203,3	10,0	22,5	44,40
3	5000	214,6	11,3	25	45,20
4	4000	223,4	8,8	20	44,00
5	4000	232,9	9,5	20	47,50
6	4000	243,0	10,1	20	50,5
7	4000	252,7	9,7	20	48,50
8	4000	261,9	9,2	20	46,00

Tabela 22- Deslocamentos máximos de pisos da Estrutura com apoios DCFP- na direção Y

Piso	Altura do Piso (mm)	Desloc. Cálculo (mm)	Desloc. Relativo (mm)	Desloc. Admissível (mm)	Check (%)
Isolador (-4)	0	159,0	-	-	-
-3	3000	168,7	9,7	15	64,67
-2	3500	178,3	9,6	17,5	54,85
-1	4500	189,2	10,9	22,5	48,44
0	4500	196,9	7,7	22,5	34,22
1	5000	205,9	9,0	25	36,00
2	4500	214	8,1	22,5	36,00
3	5000	223,2	9,2	25	36,80
4	4000	230,5	7,3	20	36,50

5	4000	237,4	6,9	20	34,50
6	4000	243,5	6,1	20	30,50
7	4000	249,4	5,9	20	29,50
8	4000	254,5	5,0	20	25,00

A estrutura com apoios DCFP satisfaz os requisitos de limitação de danos do EC8 (CEN, 2005) em todos os pisos para as duas direções horizontais. Os rácios de verificação máximos são de 65,33 % (Piso -3, direção X) e 64,67 % (Piso -3, direção Y), com uma margem de segurança superior a 35% em relação ao limite regulamentar. O perfil dos deslocamentos é muito uniforme ao longo da altura, confirmando que a superestrutura se comporta como um corpo rígido sobre o sistema de isolamento. Nas Figuras 67 e 68 estão ilustrados os perfis de deslocamentos dos pisos para a estrutura com apoios DCFP.

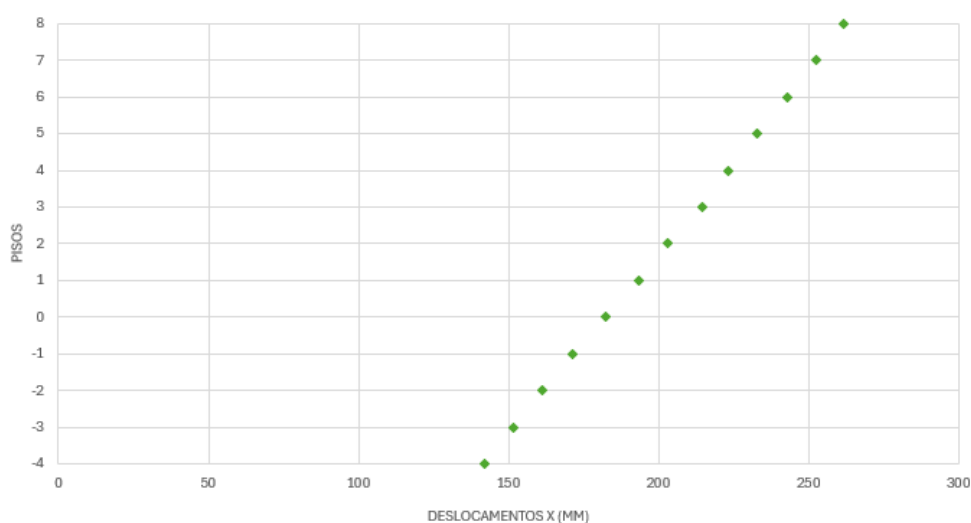


Figura 67- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios DCFP- na direção X

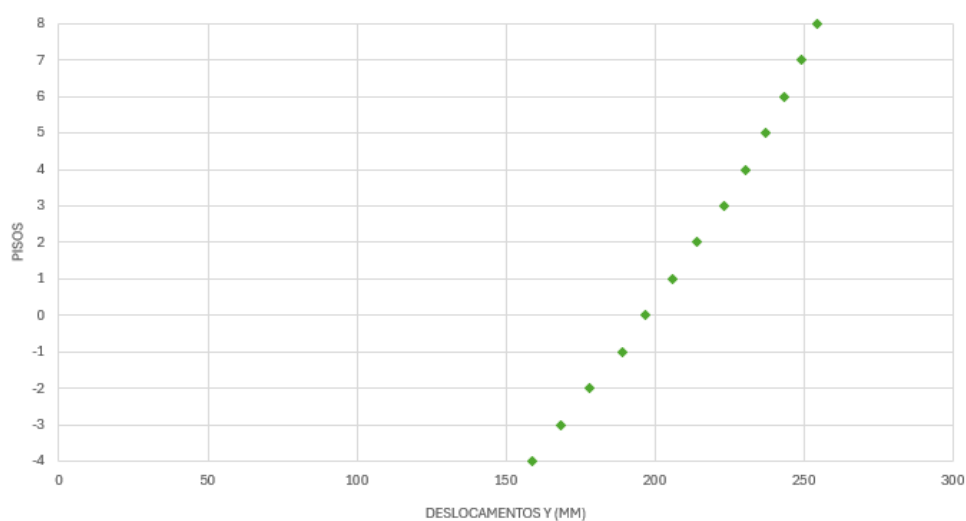


Figura 68- Perfil dos deslocamentos para Estrutura com apoios DCFP- na direção Y

Com os resultados obtidos para as três configurações estruturais em estudo- estrutura com base fixa, estrutura com base isolada por apoios HDRB e estrutura isolada por apoios DCFP- foi possível proceder à análise comparativa do desempenho sísmico dos sistemas de isolamento, detalhada na secção seguinte.

7.4. ANÁLISE COMPARATIVA

No presente subcapítulo compararam-se os resultados obtidos para os 3 modelos estruturais analisados ao longo do presente capítulo, a estrutura com base fixa (ligações ao exterior por encastramento); a estrutura isolada com apoios elastoméricos de borracha de alto amortecimento (HDRB), analisada por método linear equivalente com espectro de resposta equivalente; e a estrutura isolada com apoios pendulares de dupla concavidade com atrito (DCFP), analisada por análise dinâmica não-linear no domínio do tempo. O diferente grau de conservadorismo associado a cada metodologia de análise foi tido em conta na interpretação dos resultados obtidos.

Esta análise comparativa incidiu sobre as grandezas que caracterizam o desempenho sísmico de cada solução apresentada, nomeadamente as características dinâmicas obtidas pela análise modal (frequências, períodos e modos de vibração), os esforços de corte na base, os deslocamentos ao nível do isolador e os deslocamentos relativos entre pisos.

7.4.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS- ANÁLISE MODAL

A análise modal constitui o ponto de partida para a comparação do desempenho estrutural entre as três soluções abordadas no presente estudo. Os períodos de vibração fundamentais condicionam diretamente a resposta das estruturas à ação sísmica, pelo que constituem uma grandeza relevante para esta análise comparativa. A Tabela 23 resume os dois primeiros modos de vibração. Os valores de T_1 são referentes aos períodos de vibração na direção Y e T_2 na direção X. Os valores de referência são os valores obtidos para a estrutura de base fixa, apresentando-se a variação percentual dos modelos estruturais isolados face a esse valor de referência.

Tabela 23- Períodos Fundamentais de Vibração dos três modelos estruturais

Modelo Estrutural	T_1 (s)	Variação	T_2 (s)	Variação
Base Fixa	1,18	(-)	1,03	(-)
Isolada- HDRB	4,07	+ 245%	4,03	+ 291%
Isolada- DCFP	3,04	+ 157%	2,89	+ 180%

A introdução do sistema de isolamento produziu um alongamento muito significativo do período fundamental de vibração. No modelo de base fixa, o comportamento dinâmico é caracterizado pela rigidez do edifício, resultando em períodos de 1,18 s e 1,03 s nas direções Y e X, respetivamente. Estes valores situam-se numa zona do espectro de acelerações espectrais elevadas, sendo determinante para os elevados esforços sísmicos obtidos. Com a introdução do isolamento de base, a rigidez horizontal passou a ser controlada pela flexibilidade horizontal dos isoladores, deslocando o período fundamental da estrutura para a gama dos 3 s. Este aumento, na ordem dos 157% aos 245%, constitui o mecanismo físico central do isolamento de base, isto é, a transferência da resposta estrutural para zonas descendentes do espectro, com menores acelerações e menores esforços transmitidos à superestrutura.

Um segundo aspeto distintivo obtido através das análises modais realizadas é a forte concentração de massa modal nos primeiros modos de vibração para as estruturas isoladas. Enquanto na base fixa a massa participante reparte-se por vários modos, cerca de 67% de massa na direção Y e 60% de massa na direção X; nos modelos isolados, os dois primeiros modos passaram a mobilizar mais de 94% a 96% da massa total. Esta concentração reflete o comportamento do corpo estrutural como um corpo rígido que se desloca sobre os isoladores, com a deformação a localizar-se a nível dos dispositivos de apoio.

Na comparação entre as duas soluções de isolamento sísmico, os apoios HDRB apresentaram períodos superiores aos apoios DCFP, refletindo a menor rigidez horizontal efetiva total adotada para os apoios elastoméricos. Contudo, importa notar que, no caso dos apoios DCFP, a análise modal tem apenas uma função de verificação prévia da análise não linear, uma vez que a rigidez efetiva foi obtida para um deslocamento linear de cálculo, sendo o comportamento real do sistema de deslizamento intrinsecamente não-linear.

7.4.2. Esforços de Corte Basal

A redução dos esforços de corte basal constitui um dos principais indicadores do desempenho de um sistema de isolamento sísmico. Na Tabela 24 estão expressos os valores obtidos para os esforços de corte basal máximos obtidos na direção X e Y, comparando-se os resultados das estruturas isoladas com os da estrutura de base fixa.

Tabela 24- Esforços de corte basal máximos para os três modelos estruturais

Modelo Estrutural	$F_{Basal,X}$ (kN)	Redução	$F_{Basal,Y}$ (kN)	Redução
Base Fixa	234 033	(-)	221 603	(-)
Base Isolada- HDRB	87 423	- 62,6%	78 428	- 64,6%
Base Isolada- DCFP	96 903	- 58,6%	85 548	- 61,4%

Face ao modelo de base fixa, onde o corte basal atingiu os valores de 234 033 kN na direção X e 221 603 kN na direção Y, as soluções estruturais isoladas conduziram a uma diminuição na ordem dos 60% da sollicitação horizontal transmitida à superestrutura. Este comportamento é coerente com o princípio de funcionamento do isolamento sísmico, ou seja, o alongamento do período fundamental desloca a resposta estrutural para uma zona de menor aceleração espectral, reduzindo assim as forças de inércia mobilizadas. As reduções obtidas confirmam a eficácia do isolamento sísmico, como um sistema de proteção sísmica, neste caso, para a infraestrutura hospitalar utilizada no estudo.

Comparando as duas soluções de isolamento de base, o sistema HDRB revela-se mais eficaz na diminuição dos esforços de corte basal em ambas as direções horizontais. Com este isolamento, a estrutura apresentou uma redução dos esforços de corte de 62,64% na direção X e 64,6% na direção Y, enquanto a estrutura isolada por apoios DCFP apresentou reduções inferiores, 58,6% na direção X e 61,4% na direção Y.

Contudo, a maior eficácia aparente dos isoladores HDRB deve ser interpretada tendo em conta a metodologia de análise adotada para cada modelo estrutural e a adoção de um raio de curvatura inferior ao desejado para os apoios DCFP. Os esforços do modelo estrutural com apoios HDRB resultam de uma análise linear equivalente, enquanto para os apoios DCFP foi adotada uma análise não linear no tempo. Tratam-se assim, de metodologias com graus de rigor e conservadorismo

distintos que devem pesar na interpretação destes resultados. Por outro lado, a adoção do raio de curvatura de 3,7m para os apoios DCFP, provocou que a frequência obtida para este modelo estrutural fosse superior à inicialmente estabelecida, conduzindo por isso a um aumento dos esforços transmitidos à estrutura. De forma a resolver esta limitação, para se obter uma comparação rigorosa, os apoios DCFP adotados para a solução deveriam apresentar um raio de curvatura igual ou superior a 4,31 m, e, posteriormente, o comportamento referente aos modelos estruturais teria de ser obtido através do mesmo método de análise.

7.4.3. Deslocamentos a nível do Isolador

Nas estruturas isoladas, a deformação imposta pela ação sísmica foi absorvida maioritariamente pelo sistema de isolamento, enquanto a superestrutura comportou-se essencialmente como um corpo rígido. A base fixa, por não dispor de isolador, apresentou deslocamentos nulos neste plano.

Para a solução com apoios HDRB, os deslocamentos máximos obtidos no isolador foram de 183,4 mm na direção X e 199,4 mm na direção Y. Para a solução DCFP, os deslocamentos máximos no isolador foram de 142 mm na direção X e 159 mm na direção Y. Em ambas as soluções os valores dos deslocamentos nos isoladores foram elevados, embora verificando-se que não excederam a capacidade de deslocamento máximo característica de cada apoio.

A concentração de deslocamentos verificada ao nível do plano de isolamento é um dos principais objetivos da implementação destes sistemas numa estrutura. A existência de um plano flexível na direção horizontal na base de uma estrutura desacopla o edifício do movimento do solo, transferindo então as exigências referentes à deformação para os aparelhos de apoio. Os isoladores são concebidos para acomodar valores de deslocamentos elevados. As deformações obtidas para o presente estudo confirmam este comportamento.

Analisando os resultados das soluções estruturais isoladas, os apoios DCFP apresentaram valores inferiores de deslocamento face aos apoios HDRB. Este resultado deve ser analisado, tendo em conta duas implicações: a análise não linear temporal realizada a este modelo estrutural, representa explicitamente a lei força-deslocamento dos apoios DCFP, produzindo deslocamentos que refletem a resposta real do sistema; e, o facto deste sistema apresentar maior rigidez decorrente da adoção do raio de curvatura igual a 3,7 m, o que provocou um deslocamento menor no isolador.

7.4.4. Deslocamentos Relativos entre Pisos

A verificação do estado de limitação de danos constitui um requisito regulamentar fundamental, avaliado através dos deslocamentos relativos entre pisos. Os resultados obtidos revelaram diferenças muito significativas entre a estrutura de base fixa e as duas soluções isoladas. O rácio de verificação traduz o quociente entre o deslocamento relativo de cálculo e o admissível, cumprindo-se sempre a condição do rácio ser igual ou inferior a 100%.

A estrutura de base fixa não verificou os requisitos de estado de limitação de danos definidos no EC8 (CEN, 2005) em vários pisos, para ambas as direções horizontais. Os valores do rácio entre o deslocamento relativo de cálculo e o admissível ultrapassam 100% em múltiplos pisos. Ficando assim demonstrada a deficiente capacidade da estrutura de base fixa, em responder a um evento sísmico sem a ocorrência de danos significativos.

Por outro lado, ambas as soluções com base isolada verificaram o estado de limitação de danos em todos os pisos e em ambas as direções. A estrutura com apoios HDRB apresenta um valor máximo de rácio

de 61,33% e 64,66% para a direção X e Y, respetivamente. A estrutura com apoios DCFP apresenta valores máximos de 65,33% para a direção X e 64,67% para a direção Y. Ambos os apoios revelaram-se eficazes na redução dos deslocamentos relativos entre pisos na superestrutura.

Nas Figuras 69 e 70, é possível observar a comparação dos valores dos deslocamentos dos pisos entre os três modelos estruturais, para cada direção horizontal.

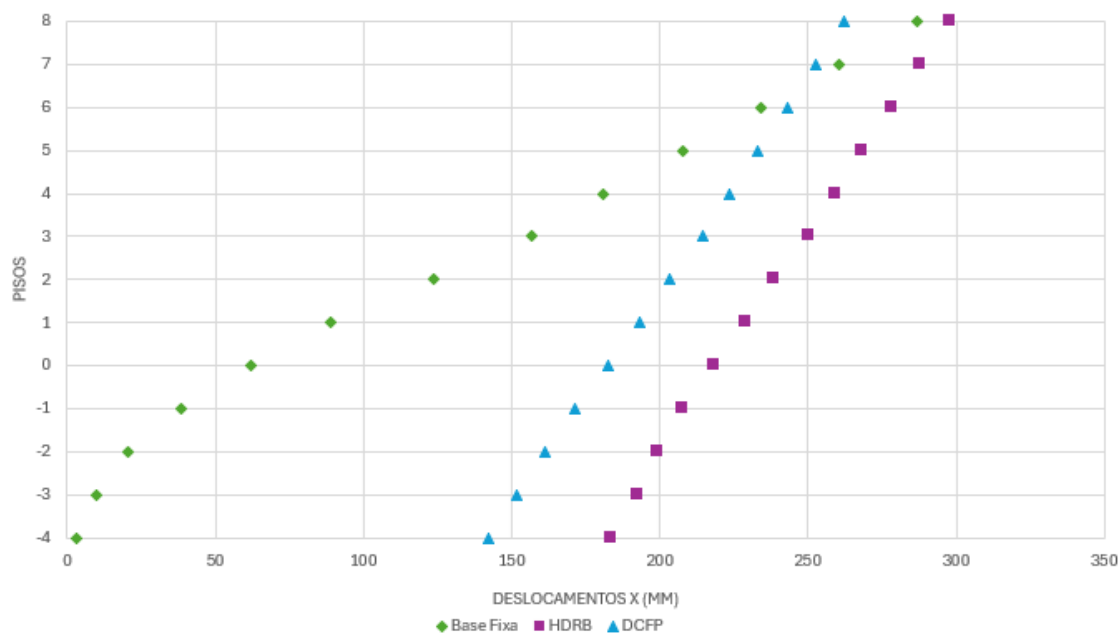


Figura 69- Comparação dos deslocamentos dos pisos para os três modelos estruturais- direção X

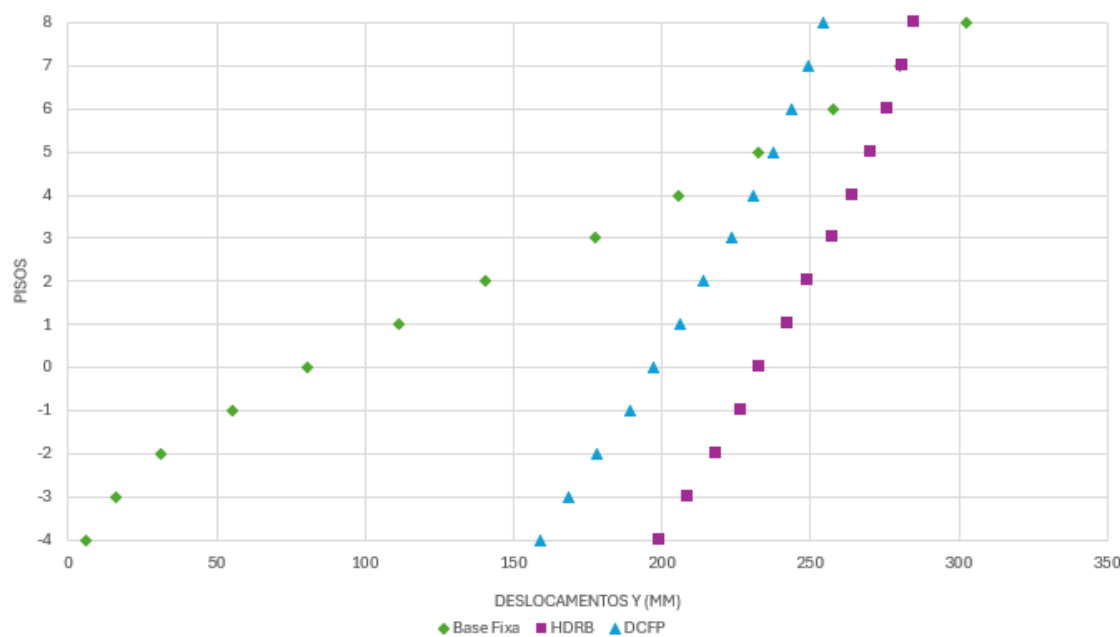


Figura 70- Comparação dos deslocamentos dos pisos para os três modelos estruturais- direção Y

Comparando a variação que a introdução dos sistemas de isolamento provoca nos deslocamentos relativos entre pisos, as Figuras 71 e 72 ilustram a evolução dos valores do deslocamento relativo em altura, para as três soluções estruturais.

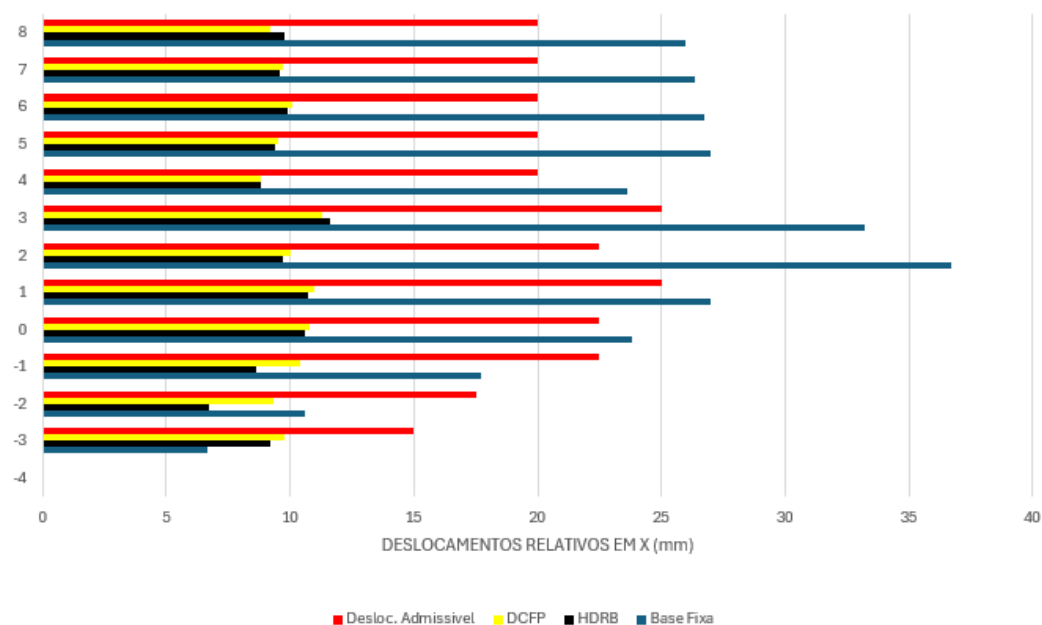


Figura 71- Variação dos deslocamentos relativos em altura para as três soluções estruturais- direção X

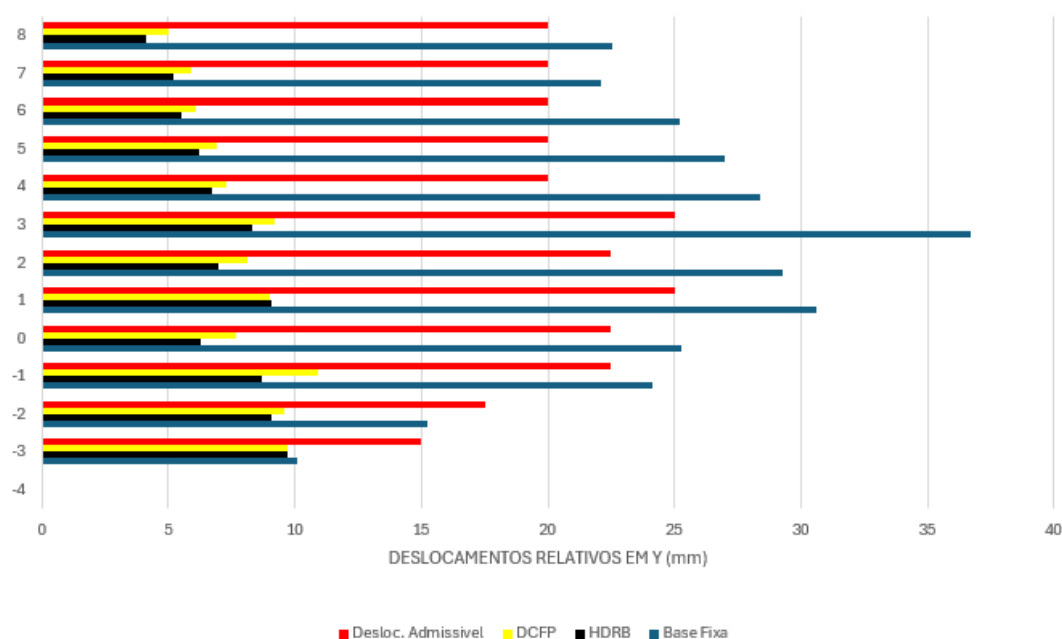


Figura 72- Variação dos deslocamentos relativos em altura para as três soluções estruturais- direção Y

Analisando as figuras anteriores, é possível observar que os deslocamentos entre pisos se distribuem de forma aproximadamente uniforme ao longo da altura da superestrutura com base isolada e são bastante inferiores aos valores admissíveis. Pelo contrário, para o modelo com base fixa essa variação não é uniforme e apresenta valores muito superiores, justificando assim o não cumprimento do estado de

limitação de danos. O comportamento, característico de estruturas com base isolada que se aproximam de um corpo rígido em translação, contrasta com o perfil de base fixa, onde os deslocamentos se concentraram nos pisos intermédios e superiores.

No modelo com apoios DCFP, o período fundamental de vibração inferior implicou que uma maior parte da aceleração seja transmitida à superestrutura, face ao modelo com apoios HDRB. Este efeito tendeu a aumentar os deslocamentos relativos entre pisos no modelo com apoios DCFP.

Contudo, é de salientar que ambas as soluções isoladas demonstraram um comportamento para a superestrutura como um corpo rígido, ao contrário do edifício com base fixa.

8

Conclusões

A presente dissertação teve como objetivo a análise comparativa do desempenho de duas soluções de isolamento sísmico de base – apoios HDRB e apoios DCFP – aplicadas ao corpo A1 do Edifício Hospitalar Principal do Novo Hospital de Lisboa Oriental, infraestrutura de classe de importância IV.

Para o efeito, desenvolveram-se modelos estruturais com recurso ao software SAP2000 e realizaram-se análises modais, de resposta espectral e dinâmica não-linear no domínio do tempo, cujos resultados permitem retirar as conclusões apresentadas neste capítulo.

No que respeita à estrutura com base fixa, os resultados demonstraram com clareza a sua vulnerabilidade sísmica. A análise por espectro de resposta revelou que este modelo não satisfaz os requisitos do estado de limitação de danos do EC8 (CEN, 2005), com deslocamentos relativos entre pisos a excederem os valores admissíveis em múltiplos pisos, atingindo rácios máximos de 154,4% na direção X e de 146,9% na direção Y. Os esforços de corte máximos na base foram elevados e com valores de 234 033 kN e 221 603 kN nas direções X e Y, respetivamente. Estes resultados reforçaram a pertinência da adoção de um sistema de isolamento sísmico para um edifício desta classe de importância e na localização geográfica onde se encontra.

Os resultados obtidos durante o presente estudo permitiram concluir que a introdução de qualquer um dos sistemas de isolamento estudados promoveu uma melhoria substancial e objetiva do desempenho sísmico da estrutura. Em ambos os modelos abordados, os deslocamentos relativos entre pisos permaneceram dentro dos limites regulamentares em todos os pisos e em ambas as direções, verificando-se simultaneamente uma redução expressiva dos esforços de corte na base.

Para a solução com apoios HDRB, o período fundamental passou de 1,18 s para 4,07 s, correspondendo a um aumento de +245%. Os esforços de corte na base foram reduzidos em 62,64% na direção X e 64,6% na direção Y face à estrutura de base fixa. Os deslocamentos relativos entre pisos não excederam 61,3% e 64,7% dos valores admissíveis nas direções X e Y, respetivamente, verificando o estado de limitação de danos em todos os pisos. Os deslocamentos máximos ao nível do isolador foram de 183,4 mm na direção X e 199,4 mm na direção Y, mantendo-se dentro da capacidade de deslocamentos dos apoios elastoméricos selecionados.

Para a solução com apoios DCFP, o período fundamental atingiu os 3,04 s, correspondendo a uma variação de +157% face à estrutura com base fixa. A análise dinâmica não-linear, conduzida com 10 acelerogramas artificiais compatíveis com o espectro regulamentar, resultou em reduções do corte basal de 58,6% na direção X e 61,4% na direção Y. Os rácios máximos de verificação de danos foram de 65,3% e 64,7% nas direções X e Y, respetivamente, valores ligeiramente mais favoráveis do que os

obtidos para a solução HDRB. Os deslocamentos máximos ao nível do isolador foram de 142 mm na direção X e 159 mm na direção Y, estando dentro da capacidade nominal do apoio selecionado.

Da comparação direta entre as duas soluções isoladas, a solução HDRB apresentou maior eficácia na redução dos esforços de corte basal e obteve deslocamentos relativos entre pisos ligeiramente inferiores, enquanto a solução DCFP revelou menores deslocamentos ao nível do isolador, com uma maior folga em relação à respetiva capacidade de deslocamento. Contudo, importa salientar que as duas soluções foram analisadas com metodologias distintas, o que introduziu diferentes níveis de rigor e conservadorismo nos resultados, que não devem ser desconsiderados na interpretação comparativa.

O presente trabalho apresenta algumas limitações que importa reconhecer. A comparação entre as duas soluções isoladas foi condicionada pela adoção de diferentes métodos de análise: a estrutura com apoios HDRB foi analisada por um método linear equivalente com espectro de resposta, enquanto a estrutura com apoios DCFP foi sujeita a análises dinâmicas não-lineares no domínio do tempo, pelo que na interpretação dos resultados deve ser tido em conta essa distinção. A análise linear realizada é caracterizada como um método mais conservador face à análise não linear, ou seja, os resultados obtidos traduzem um desempenho inferior ao real. Acresce que, para os apoios DCFP, o raio de curvatura disponível no catálogo da marca comercial FIP Industriale, é inferior ao valor pretendido (4,31 m) para se obter uma redução de um terço da frequência de vibração, o que condicionou o aumento do período pretendido e, consequentemente, uma comparação mais rigorosa entre as duas soluções.

Com base no trabalho desenvolvido identificaram-se alguns aspetos que poderão vir a ser explorados em estudos futuros. Em primeiro lugar, recomenda-se o estudo do comportamento das soluções de isolamento para diferentes níveis de intensidade sísmica, de forma a avaliar se o desempenho dos dispositivos se mantém dentro dos limites de funcionamento previstos em diferentes cenários de risco. Seria igualmente relevante a realização de análises à sensibilidade das propriedades dos isoladores, nomeadamente, a variação do módulo de distorção e do amortecimento dos apoios HDRB com a temperatura e a deformação, e a variação do coeficiente de atrito dos apoios DCFP com a carga aplicada e com a velocidade de deslizamento. Essa análise permitiria avaliar com maior detalhe as soluções dimensionadas face à variabilidade interna destes dispositivos de apoio.

Considera-se igualmente relevante estudar esta matéria do ponto de vista económico, comparando o investimento necessário para a implementação de uma ou mais soluções de isolamento de base, face à redução expectável dos danos estruturais em caso de um evento sísmico, contabilizando cumulativamente a possibilidade adquirida das estruturas poderem permanecer em funcionamento após a ocorrência de um sismo e uma maior salvaguarda de vidas humanas.

Como conclusão final sustentada nos resultados obtidos, as várias análises desenvolvidas neste estudo demonstraram, de forma clara e objetiva, a eficácia da introdução de um sistema de isolamento pela base na melhoria das principais variáveis caracterizadoras da resposta estrutural a um sismo, confirmando que ambas as soluções estudadas constituem uma resposta adequada para fazer face à vulnerabilidade sísmica do Edifício A1 do Novo Hospital de Lisboa Oriental, dimensionado com base fixa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACSS – Administração Central do Sistema de Saúde, IP (2020). *Especificações Técnicas para o Dimensionamento de Sistemas de Isolamento Sísmico de Base em Edifícios Hospitalares – ET 11*. Lisboa: ACSS. Disponível em: https://www.acss.min-saude.pt/wp-content/uploads/2023/01/ET_11_2020_vf.pdf
- ARSLVT (2026). *Memória Descritiva e Justificativa – Fundações e Estruturas. Projeto de Execução do Hospital de Lisboa Oriental*. Documento HLO-QDE-PE-FE-MD-A-HOS-000001, Revisão R00. Administração Regional de Saúde de Lisboa e Vale do Tejo.
- Avinash, G. C., & Lingeshwaran, N. (2025). *Review on base and inter storey seismic isolation systems for high rise buildings*. In Research on Engineering Structures and Materials (Vol. 11, Issue 1, pp. 231–271). MIM RESEARCH GROUP. <https://doi.org/10.17515/resm2024.156st0117rv>
- Beirami Shahabi, A., Ahari, G. Z., & Barghian, M. (2020). *Base isolation systems – a state of the art review according to their mechanism*. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 8(2), 37–61. <https://doi.org/10.22075/JRCE.2019.16186.1306>
- Burtscher, S. L., & Dorfmann, A. (2004). *Compression and shear tests of anisotropic high damping rubber bearings*. *Engineering Structures*, 26(13), 1979–1991. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.07.014>
- Carpani, B. (2017). *Base Isolation from a Historical Perspective*. 16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE), Santiago, Chile.
- CEN, European Committee for Standardization (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.. EN 1998-1*. Bruxelas: CEN.
- CEN, European Committee for Standardization (2009). *Anti-seismic devices*. EN 15129:2009. Bruxelas: CEN.
- Clemente, P. (2022). *Applications and Recent Studies on Seismic Isolation in Italy. Lecture Notes in Civil Engineering – Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*. 17th World Conference on Seismic Isolation (17WCSI).
- De Luca, A., & Guidi, L. G. (2019). *State of art in the worldwide evolution of base isolation design*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105722>
- Fenz, D. M., & Constantinou, M. C. (2008). *Mechanical Behavior of Multi-Spherical Sliding Bearings*. Technical Report MCEER-08-0007. Buffalo: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Ferreira, J. P. (n.d.). *Hospital da Luz – Um Edifício com Isolamento Sísmico de Base*. Artigo INGENIUM.
- FIP Industriale (2016). *Curved Surface Sliders – S04*. FIP Industriale S.p.A., Selvazzano Dentro, Itália
- FIP Industriale (n.d.). *Elastomeric Isolators – Series SI, S02*. FIP Industriale S.p.A., Selvazzano Dentro, Itália.
- Guerreiro, L. (1997). *Isolamento Sísmico de Edifícios*. Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.
- Guerreiro, L. (2003). *A Borracha na Conceção Anti-sísmica*. Seminário, 17 de Dezembro de 2003. Instituto Superior Técnico.

- Guerreiro, L. (2004). *Isolamento de Base*. Apontamentos de Apoio, Instituto Superior Técnico.
- Guerreiro, L. (2007). *Uma aplicação de isolamento de base em Portugal – O novo Hospital da Luz*. Sísmica 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Karapınar, M. F., & Kahvecioglu, B. (2024). *Benefits of Using Different Types of Isolators*. 18th World Conference on Seismic Isolation (18WCSI) – Volume 1.
- Komodromos, P. (2000). *Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures*. Southampton: WIT Press.
- Kunde, M. C., & Jangid, R. S. (2003). *Seismic behavior of isolated bridges: A state-of-the-art review*. Electronic Journal of Structural Engineering, 3, 140–170.
- Manarbek, S. (2013). *Study of Base Isolation Systems*. Dissertação, Nazarbayev University.
- Markou, A. A., & Manolis, G. D. (2016). *Mechanical models for shear behavior in high damping rubber bearings*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 90, 221–226. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.08.035>
- Matsagar, V. A., & Jangid, R. S. (2005). *Viscoelastic damper connected to adjacent structures involving seismic isolation*. Journal of Civil Engineering and Management, XI(4), 309–322.
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. Nova Iorque: John Wiley & Sons.
- Pietra, D., Pampanin, S., Mayes, R. L., Wetzel, N. G., & Feng, D. (2014). *Design of base-isolated buildings: An overview of international codes*. 2014 NZSEE Annual Conference, Auckland, Nova Zelândia.
- Ribeiro Figueiredo, F. (2007). *Isolamento Sísmico de Base*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico.
- Saiful Islam, A. B. M., Jameel, M., & Jumaat, M. Z. (2011). *Seismic isolation in buildings to be a practical reality: Behavior of structure and installation technique*. Journal of Engineering and Technology Research, 3(4), 99–117. <http://www.academicjournals.org/JETR>
- Skinner, R. I., Robinson, W. H., & McVerry, G. H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. Wellington: DSIR Physical Sciences / John Wiley & Sons.
- Warn, G. P., & Ryan, K. L. (2012). *A review of seismic isolation for buildings: Historical development and research needs*. Buildings, 2(3), 300–325. <https://doi.org/10.3390/buildings2030300>
- <https://plantec.co.jp/project/takedayakuhin/?lang=en>, acedido em Março de 2026.
- <https://engenharia.mota-engil.pt/noticias/hospital-de-todos-os-santos>, acedido em Março de 2026.
- <https://informacao.lisboa.pt/noticias/detalhe/88omeçou-a-construcao-do-hospital-de-todos-os-santos>, acedido em Março de 2026.

Anexo 1

Cargas Verticais Atuantes em cada apoio para a combinação quase- permanente

Apoio	N [kN]	Apoio	N [kN]	Apoio	N [kN]	Apoio	N [kN]
1	16668,2	22	9307,4	43	2235,4	64	19003,7
2	17938,5	23	11345,6	44	2175,1	65	14429,9
3	6546,8	24	11171,9	45	9447,6	66	13684,1
4	8759,4	25	10135,4	46	18360,9	67	12407,8
5	17321,9	26	20875,8	47	18669,6	68	10412,6
6	23266,0	27	22235,7	48	8752,0	69	7405,6
7	15719,5	28	9439,9	49	33322,2	70	7181,7
8	21289,9	29	8497,1	50	32675,1	71	10156,7
9	17155,6	30	14711,3	51	8852,4	72	12423,1
10	18250,1	31	14118,9	52	13195,8	73	13686,9
11	21943,7	32	11932,8	53	12903,1	74	8725,5
12	25660,6	33	6526,9	54	12693,6	75	34360,2
13	21821,5	34	6669,2	55	6416,5	76	33314,0
14	16494,6	35	11836,7	56	6566,8	77	8849,3
15	20201,3	36	14125,6	57	12253,3	78	18662,8
16	17520,4	37	14079,7	58	12945,6	79	17571,6
17	10492,2	38	8889,7	59	13197,2	80	10354,7
18	10246,0	39	8642,5	60	9892,4	81	7418,7
19	8107,9	40	18603	61	18552,4	82	7188,8
20	21892,3	41	18382,9	62	18948,5	83	10048,4
21	20369,5	42	9613,6	63	19082,3	84	17607,4
Apoio	N [kN]	Apoio	N [kN]	Apoio	N [kN]		
85	18704,9	106	8478,6	127	21783,2		
86	8758,0	107	8522,8	128	9310,6		
87	9137,0	108	13495,5	129	20453,8		
88	15296,0	109	13713,7	130	16178,6		
89	14777,2	110	11641,1	131	5412,1		
90	12020,6	111	6446,4	132	5834,9		
91	6411,2	112	6554,7	133	14707		
92	6538,6	113	11927,6	134	7285,3		
93	11687,0	114	13122,8	135	16787,9		
94	14789,9	115	14273,4	136	25611,5		
95	15297,8	116	9058,6	137	17411,4		
96	9735,2	117	8435,0	138	11290,0		
97	8557,6	118	21610,5	139	22633,4		
98	14250,4	119	20359,2	140	16341,9		
99	14575,0	120	8978,2	141	6512,1		
100	9431,7	121	8651,6	142	7179,0		
101	2247,2	122	7536,4	143	14694,4		
102	2178,0	123	11032,5	144	19816,0		
103	9263,9	124	20806,6	145	9144,4		
104	13858,6	125	20262,4				
105	14931,5	126	6664,0				

Anexo 2

Rigidez Horizontal mínima necessária para cada apoio

Apoio	$K_{H\ APOIO}$ [kN/m]	Apoio	$K_{H\ APOIO}$ [kN/m]	Apoio	$K_{H\ APOIO}$ [kN/m]	Apoio	$K_{H\ APOIO}$ [kN/m]
1	3863,70	22	2157,46	43	518,17	64	4405,07
2	4158,14	23	2629,92	44	504,20	65	2417,65
3	1517,55	24	2589,64	45	2189,96	66	3171,97
4	2030,44	25	2349,40	46	4256,05	67	2876,14
5	4015,21	26	4839,00	47	4327,63	68	2413,64
6	5393,05	27	5154,23	48	2028,72	69	1716,62
7	3643,78	28	2188,18	49	7724,09	70	1664,72
8	4934,99	29	1969,64	50	7574,10	71	2354,32
9	3976,66	30	3410,08	51	2051,99	72	2879,67
10	4230,39	31	3272,75	52	3058,79	73	3171,93
11	5086,55	32	2766,02	53	2990,94	74	2022,58
12	5948,13	33	1512,94	54	2942,38	75	7664,69
13	5058,23	34	1545,92	55	1487,36	76	7722,19
14	3823,45	35	2743,75	56	1522,19	77	2051,27
15	4682,66	36	3274,32	57	2840,32	78	4326,05
16	4061,22	37	3409,72	58	3000,80	79	4073,10
17	2432,09	38	2060,64	59	3059,12	80	2400,22
18	2375,03	39	2003,35	60	2293,06	81	1719,66
19	1879,41	40	4312,17	61	4300,45	82	1666,37
20	5074,63	41	4261,15	62	4392,26	83	2329,22
21	4721,65	42	2228,44	63	4423,29	84	4081,41

Apoio	$K_{H\ APOIO}$ [kN/m]	Apoio	$K_{H\ APOIO}$ [kN/m]	Apoio	$K_{H\ APOIO}$ [kN/m]
85	4335,80	106	1965,35	127	5049,34
86	2030,12	107	1975,59	128	2158,21
87	2117,95	108	3128,26	129	4741,20
88	3545,61	109	3178,84	130	3750,21
89	3425,37	110	2698,42	131	1254,53
90	2786,38	111	1494,28	132	1352,53
91	1486,13	112	1519,39	133	3409,08
92	1515,65	113	2764,82	134	1688,74
93	2709,05	114	3041,86	135	3891,43
94	3428,30	115	3308,57	136	5936,74
95	3546,04	116	2099,79	137	4035,97
96	2256,63	117	1955,23	138	2617,03
97	1983,65	118	5009,31	139	5246,42
98	3303,25	119	4719,25	140	3788,05
99	3378,49	120	2081,16	141	1509,52
100	2186,28	121	2005,44	142	1664,09
101	520,91	122	1746,93	143	3406,17
102	504,87	123	2557,35	144	4593,36
103	2147,38	124	4822,97	145	2119,67
104	3212,43	125	4696,82		
105	3461,13	126	1544,71		