



**Politécnico
de Viseu**

Escola Superior
de Tecnologia
e Gestão de Viseu

Isoladores Sísmicos em Edifícios

Luan Paulo Rafagnin

Dissertação

Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação

Trabalho efetuado sob a orientação de
Professor Doutor Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol
Professora Doutora Paôla Regina Dalcanal

Maio de 2026



**Politécnico
de Viseu**

Escola Superior
de Tecnologia
e Gestão de Viseu

Isoladores Sísmicos em Edifícios

Luan Paulo Rafagnin

Dissertação

Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação

Trabalho efetuado sob a orientação de

Professor Doutor Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol
Professora Doutora Paôla Regina Dalcanal

Maio de 2026

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a minha trajetória pessoal e acadêmica. Embora não seja possível citar cada um individualmente, levo comigo um sincero reconhecimento por cada gesto de apoio. Entretanto, há pessoas que eu tenho o dever de citar.

Início com Nossa Senhora de Fátima. Acredito que a sensação de aconchego, a mesma que tem a capacidade de resgatar as melhores memórias da infância - de quando eu tinha três ou quatro anos, sentado ao lado da minha mãe e irmã em frente a um fogão à lenha - eu tive ao visitar o santuário de Fátima. Naquele dia nublado de setembro, a um oceano de distância da minha casa, eu não tinha a minha mãe e irmã por perto, nem o calor daquele fogão. Mas o acolhimento que eu senti ali foi real. Senti novamente aquele colo familiar. Tive a certeza de que não estava desamparado. Foi ali que consegui colocar os pés de volta no chão e encontrei a coragem de que eu precisava para seguir em frente.

Falar desse acalento é falar da minha própria mãe, Margarida Claudete Rafagnin. Uma trabalhadora incansável que fez de tudo e enfrentou o que fosse preciso para nos criar com dignidade. Ao meu pai, Acir Vitorino Soares Borges (*in memoriam*), dedico a colheita deste esforço. Ele foi o homem que sempre me incentivou a estudar e que carrego para sempre na memória como o meu grande exemplo de sabedoria.

Expresso também a minha profunda gratidão a Luana Pimentel, Nicoli Tschá, Morgana Mingotte, Ana Laura Onório e Enivaldo Onório. Vocês representam a minha família e a minha base sólida. O amparo de cada um de vocês me deu a segurança de que eu precisava para não desistir.

Aos meus orientadores, Gilberto Antunes Ferreira Rouxinol e Paôla Regina Dalcanal, deixo o meu muito obrigado pela condução atenta desta pesquisa. A paciência e a competência técnica de vocês foram decisivas para o meu amadurecimento ao longo de todo o processo.

Por fim, sou grato ao Instituto Politécnico de Viseu (IPV) e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Viver a oportunidade da dupla diplomação foi um marco na minha formação, ampliando de forma definitiva os meus horizontes técnicos, culturais e humanos.

RESUMO

A engenharia civil procura proteger as edificações contra a ação sísmica. O dimensionamento tradicional baseia-se na ductilidade dos materiais, permitindo a ocorrência de danos estruturais controlados para evitar o colapso do edifício. Contudo, esta abordagem resulta em estruturas inoperacionais e exige reparações onerosas após a ocorrência de um sismo.

O isolamento de base surge como uma alternativa tecnológica que desacopla a estrutura do movimento do solo e preserva a sua integridade. Esta dissertação tem como objetivo analisar as diferentes tecnologias de proteção sísmica disponíveis, o seu enquadramento normativo e a sua inserção prática na indústria da construção. O estudo classifica e avalia o funcionamento mecânico dos sistemas passivos, ativos e semiativos.

A investigação utiliza uma metodologia qualitativa e de revisão bibliográfica. O trabalho detalha as especificações técnicas, os modelos constitutivos e os ensaios de qualificação de dispositivos passivos comerciais, como os isoladores de borracha de alto amortecimento (HDRB), os isoladores com núcleo de chumbo (LRB) e os sistemas pendulares com atrito (FPS). Além disso, o documento aborda os requisitos de dimensionamento e os métodos de análise estipulados pela regulamentação europeia, em especial o Eurocódigo 8.

A implementação destas tecnologias eleva os custos diretos de construção, com um acréscimo inicial que varia entre 10,3% e 23,6%. No entanto, a análise do ciclo de vida da edificação demonstra a viabilidade económica da solução. O custo total ao longo da vida útil torna-se 2,5% a 4,8% inferior ao das estruturas de base fixa. Esta poupança justifica-se pela redução de 82% a 84% nos custos associados a perdas pós-sismo e pela garantia de operacionalidade da infraestrutura.

PALAVRAS-CHAVE: Isolamento de base; Sistemas de proteção sísmica; Dinâmica de estruturas; Eurocódigo 8.

ABSTRACT

Civil engineering seeks to protect buildings against seismic action. Traditional design is based on material ductility, allowing controlled structural damage to occur in order to prevent building collapse. However, this approach results in inoperable structures and requires costly repairs after an earthquake.

Base isolation emerges as a technological alternative that decouples the structure from ground motion and preserves its integrity. This dissertation aims to analyze the different available seismic protection technologies, their regulatory framework, and their practical insertion in the construction industry. The study classifies and evaluates the mechanical operation of passive, active, and semi-active systems.

The research uses a qualitative and bibliographic review methodology. The work details the technical specifications, constitutive models, and qualification tests of commercial passive devices, such as high damping rubber bearings (HDRB), lead rubber bearings (LRB), and friction pendulum systems (FPS). In addition, the document addresses the design requirements and analysis methods stipulated by European regulations, especially Eurocode 8.

The implementation of these technologies increases direct construction costs, with an initial rise ranging from 10.3% to 23.6%. Nevertheless, the building's life cycle analysis demonstrates the economic viability of the solution. The total cost over the useful life becomes 2.5% to 4.8% lower than that of fixed-base structures. This savings is justified by an 82% to 84% reduction in costs associated with post-earthquake losses and by ensuring the operational continuity of the infrastructure.

KEYWORDS: Base isolation; Seismic protection systems; Structural dynamics; Eurocode 8.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE TABELAS	i
-------------------	---

ÍNDICE DE FIGURAS	i
-------------------	---

LISTA DE SIGLAS/ABREVIATURAS	i
------------------------------	---

LISTA DE SÍMBOLOS	i
-------------------	---

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

1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos da investigação	1
1.3 Abordagem metodológica	2
1.4 Estrutura da dissertação	2

2 ESTADO DA ARTE	4
-------------------------	----------

2.1 Conceitos gerais	4
2.1.1 Ação sísmica	4
2.1.2 Parâmetros sísmicos	5
2.1.2.1 Magnitude e energia	5
2.1.2.2 Intensidade	6
2.1.2.3 Parâmetros de movimento do solo	6
2.1.2.4 Espectro de resposta elástica horizontal	7
2.1.2.5 Dinâmica de sistemas de um grau de liberdade (1GDL) e N graus de liberdade (NGDL)	7
2.1.3 Efeitos dos sismos nas estruturas	9
2.1.3.1 Regularidade em altura e mecanismo de <i>Soft Storey Building</i>	9
2.1.3.2 Interação entre edifícios adjacentes	11
2.1.3.3 Patologias locais e detalhamento de armaduras	12
2.1.3.4 Acelerações espectrais e isolamento	13
2.2 Métodos convencionais de proteção sísmica	13
2.2.1 Paredes resistentes de betão armado	14
2.2.2 Contraventamentos metálicos	14
2.2.3 Encamisamento	15
2.2.4 Polímeros reforçados com fibras de carbono	15

2.2.5	Injeção de resinas epoxídicas e betão projetado	16
2.2.6	Pré-esforço exterior	16
2.3	Tecnologias de isolamento sísmico	17
2.3.1	Conceito e princípios	18
2.3.1.1	Redução da frequência própria	19
2.3.1.2	Aumento do amortecimento	19
2.3.2	Comparação com métodos convencionais	20
2.3.3	Critérios de seleção	21
2.3.3.1	Condicionante geotécnica e efeito de sítio	21
2.3.3.2	Relação entre o período e a altura do edifício	21
2.3.3.3	Esbelteza	21
2.3.3.4	Restrições de espaço adjacente	22
2.3.4	Comportamento estrutural	22
2.3.4.1	Torção e regularidade em estruturas isoladas	22
2.4	Modelação computacional e métodos de análise	23
2.4.1	Equações de movimento dinâmico	23
2.4.2	Integração numérica no tempo	24
3	SISTEMAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA	25
3.1	Sistemas passivos	25
3.1.1	Isoladores de borracha de alto amortecimento	27
3.1.2	Isoladores de borracha com núcleo de chumbo	27
3.1.3	Sistemas pendulares com atrito	27
3.1.4	Sistemas híbridos e tecnologias emergentes	28
3.1.5	Modelos constitutivos	29
3.2	Sistemas ativos	30
3.3	Sistemas semiativos	32
3.4	Critérios de seleção e desempenho	33
3.5	Aplicações práticas	34
3.5.1	Exemplos internacionais	34
3.5.2	Exemplos nacionais	35
3.5.2.1	Hospital da Luz de Lisboa	35
3.5.2.2	Laboratório Regional de Investigação Veterinária dos Açores	37
3.5.2.3	Aplicações em pontes e viadutos	37

4	REGULAMENTAÇÃO ASSOCIADA A SISMOS	39
4.1	Regulamento europeu	39
4.1.1	Requisitos de desempenho e estados limite	39
4.1.2	Isolamento de base no Eurocódigo 8	39
4.1.2.1	Análise linear equivalente	40
4.1.2.2	Análise linear simplificada	41
4.1.3	Regulamento português	42
4.1.3.1	Evolução histórica	42
4.1.3.2	Quadro normativo	42
4.1.3.3	Ação sísmica	43
4.1.4	Regulamento italiano	43
4.2	Regulamento norte-americano	44
4.2.1	Níveis de ação sísmica	44
4.2.2	Método das forças laterais equivalentes	44
4.2.3	Ductilidade e detalhamento	44
4.2.4	Estabilidade e efeitos de segunda ordem	45
4.3	Regulamento japonês	45
5	ISOLADORES DE BASE	46
5.1	Principais fabricantes e fornecedores	46
5.2	Custos e logística	46
5.3	Avaliação paramétrica de dispositivos comerciais	47
5.3.1	Isoladores de borracha de alto amortecimento	47
5.3.1.1	Comportamento dinâmico e propriedades dos compostos	48
5.3.1.2	Ensaio, qualificação e instalação	50
5.3.1.3	Catálogo e especificações técnicas	52
5.3.1.3.1	Isolador HDRB de composto macio	52
5.3.1.3.2	Isolador HDRB de composto normal	53
5.3.1.3.3	Isolador HDRB de composto duro	53
5.3.2	Isoladores de borracha com núcleo de chumbo	53
5.3.2.1	Comportamento dinâmico e modelagem	54
5.3.2.2	Ensaio, qualificação e instalação	56
5.3.2.3	Catálogo e especificações técnicas	57
5.3.2.3.1	Isolador LRB de composto macio	57

5.3.2.3.2	Isolador LRB de composto normal	58
5.3.3	Sistemas pendulares com atrito	58
5.3.3.1	Comportamento Dinâmico e Modelagem	59
5.3.3.2	Ensaio, qualificação e instalação	60
5.3.3.3	Catálogo e Especificações Técnicas	62
5.3.3.3.1	Isolador pêndulo de fricção de atrito médio	62
5.3.3.3.2	Isolador pêndulo de fricção de baixo atrito	62
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	64
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65

ÍNDICE DE TABELAS

5.1	Tabela de propriedade dos compostos (FIP, 2016)	49
-----	---	----

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1	Eventos sísmicos recentes (USGS, 2026)	4
2.2	Fenómeno de ressonância (adaptado de Fardis, 2015)	9
2.3	Esquema comparativo de um edifício com distribuição regular de rigidez versus um edifício com mecanismo de <i>Soft Storey Building</i> (adaptado de Charleson, 2008)	10
2.4	Formação de rótulas plásticas num edifício em pórtico: (a) nos pilares; (b) nas vigas (Lopes, 2008)	10
2.5	Colisão entre edifícios adjacentes (Goswami, 2012)	11
2.6	Pilar danificado pela colisão da laje do edifício adjacente (Lopes, 2008)	12
2.7	Formação de pilares curtos devido ao preenchimento parcial do espaço adjacente por alvenaria ou betão (Lopes, 2008)	12
2.8	Aceleração espectral em estruturas com base fixa e isolada (Symans, 2003)	13
2.9	Espectro de resposta (Guerreiro, 2023 - Construção Magazine nº 113, pg. 14)	13
2.10	Execução de paredes de betão para contraventamento em edifícios (Lopes, 2008)	14
2.11	Fundações dos pilares adjacentes, integradas nas vigas de fundação da nova parede de betão armado (Appleton, 2003)	14
2.12	Reforço em contraventamentos metálicos em "X" (Oliveto e Marletta, 2005)	15
2.13	Encamisamento por betão armado em pilar (imagem rotacionada) (Faustino, 2012)	15
2.14	Reforço com FRP (CRC Construction Inovation, 2002)	16
2.15	Detalhamento construtivo do reforço de parede com betão projetado (Lopes, 2008)	17
2.16	Reforço de pilares com pré-esforço exterior (ACI 440.2R-02, 2002)	17
2.17	Deformação de estrutura sem e com isolamento de base (Lopes, 2008)	18
2.18	Efeito da redução da frequência própria da estrutura (Lopes, 2008)	20
3.1	Isolador que utiliza o sistema passivo instalado no Hospital da Luz em Lisboa (Guerreiro, 2023)	26
3.2	Estrutura interna dos aparelhos de apoio elastoméricos de alto amortecimento (Alga, 2007)	27
3.3	Estrutura interna dos aparelhos de apoio de borracha com núcleo de chumbo (FIB, 2005)	28
3.4	Diagrama de corpo livre de um isolador de pêndulo friccional sob um ângulo de rotação θ (Tsopelas et al., 1996)	28
3.5	Representação do comportamento histórico de isoladores sísmicos. (a) Resposta experimental de um apoio LRB sob ensaio cíclico (adaptado de Skinner et al., 1993); (b) Parâmetros do modelo constitutivo bilinear idealizado; (c) Identificação da energia dissipada (E_D) e área envolvente para cálculo de amortecimento; (d) Comparação entre os modelos numéricos de Bouc-Wen e Bilinear (adaptado de Ramallo et al., 2002).	30
3.6	Diagrama de um sistema de isolamento de base ativo, ilustrando a interação entre sensores, controlador e atuadores (Bermány e Osman, 2025).	31
3.7	Esquema de um sistema de isolamento de base semiativo, evidenciando o edifício, o isolador, o amortecedor semiativo, os sensores e a unidade de controlo Bermány e Osman, 2025).	32

3.8	Hospital Luz - Fase de construção (Guerreiro, 2023 - Construção Magazine nº 113, pg. 14)	35
3.9	Projeto de isolamento sísmico do Hospital da Luz (Ferreira, 2006)	36
3.10	Pormenores do projeto de isolamento sísmico do Hospital da Luz (Ferreira, 2006)	36
3.11	Corte estrutural - LRIV, Açores (Guerreiro, 2023 - Construção Magazine nº 113, pg. 14)	37
3.12	Ponte Vasco da Gama (Wikipédia, 2020)	38
3.13	Ponte Salgueiro da Maia (Nascer do Sol, 2026)	38
4.1	Grande sismo de Kanto (Wikipédia, 2020)	45
5.1	Isoladores HDRB implementados na sede da ANAS em L'Aquila (FIP, 2016)	48
5.2	Curva de histerese típica do isolador (FIP, 2016)	49
5.3	Variação média do módulo G_{din} em função da deformação γ (FIP, 2016)	50
5.4	Variação do amortecimento ξ em função de γ (FIP, 2016)	50
5.5	Técnico manipulando o equipamento de teste (FIP, 2016)	51
5.6	Teste de corte em HDRB (FIP, 2016)	51
5.7	Representação bidimensional da estrutura interna de um HDRB com as respetivas placas e pernos de ancoragem mecânica (FIP, 2016).	52
5.8	Diagrama esquemático do isolador LRB em corte (FIP, 2016)	54
5.9	Ciclos experimentais de histerese de um isolador LRB sob ensaios dinâmicos com amplitudes crescentes de distorção transversal (FIP, 2016).	54
5.10	Diagrama da curva bilinear teórica (Força x Deslocamento com as variáveis $F1$, $d1$, $F2$, $d2$) (FIP, 2016)	55
5.11	Gráfico de comparação entre o comportamento dinâmico (terremoto) e o quase-estático (térmico) (FIP, 2016)	56
5.12	Ensaio de resistência ao corte de um isolador LRB 600/150-130 (FIP, 2016)	56
5.13	Representação bidimensional da estrutura interna de um LRB com as respetivas placas e pernos de ancoragem mecânica (FIP, 2016).	57
5.14	Representação de modelos FIP/FIP-D (FIP, 2016)	59
5.15	Curva força-deslocamento bilinear (FIP, 2016)	59
5.16	(A) Ciclos histeréticos experimentais de um deslizador de superfície curva côncava dupla obtidos em um teste com velocidade constante. (B) Ciclos histeréticos experimentais de um deslizador de superfície curva côncava dupla obtidos em um teste senoidal. (Adaptado de FIP, 2016)	60
5.17	Ensaio bidirecional na máquina <i>SRMD Test Facility</i> (Universidade da Califórnia) (FIP, 2016) . . .	61
5.18	Procedimento de instalação de um aparelho FIP-D (FIP, 2016)	61

1 INTRODUÇÃO

A engenharia civil desempenha um papel fulcral na garantia da segurança das populações e na preservação do património edificado face às forças da natureza. Entre as diversas ações que solicitam as estruturas, a ação sísmica distingue-se pelo seu elevado potencial destrutivo, pela imprevisibilidade da sua ocorrência e pelas consequências que pode acarretar em zonas urbanas densamente povoadas. No território português, a sismicidade é classificada como moderada a elevada, com destaque para as regiões do Algarve, Lisboa e Vale do Tejo, e o Arquipélago dos Açores. O histórico de eventos severos, marcado pelo Sismo de 1755, impõe à comunidade técnica a responsabilidade de projetar edifícios capazes de resistir a estas solicitações.

Tradicionalmente, a filosofia de projeto sismo-resistente baseia-se na capacidade da estrutura dissipar a energia induzida pelo sismo através da ductilidade. Esta abordagem aceita a ocorrência de danos estruturais controlados — formação de rótulas plásticas em vigas e na base dos pilares de rés-do-chão/solo — como forma de evitar o colapso global e salvaguardar a vida humana. No entanto, embora eficaz na prevenção de tragédias fatais, esta estratégia resulta frequentemente em edifícios inoperacionais após o evento sísmico, exigindo reparações dispendiosas ou, em casos extremos, a demolição da estrutura.

Esta monografia dedica-se ao estudo de isoladores de base, explorando não apenas os seus princípios teóricos — com destaque para os sistemas passivos, ativos e semiativos —, mas também a sua inserção no mercado, o enquadramento normativo vigente e os desafios práticos da sua implementação e fiscalização na indústria da engenharia civil.

1.1 Enquadramento

O isolamento de base é uma alternativa que apresenta vantagens no desempenho estrutural e na preservação de conteúdos em relação aos métodos convencionais de proteção sísmica, que geralmente aceitam danos estruturais. Em vez de apenas resistir ao impacto, este sistema utiliza uma interface de alta flexibilidade entre as fundações e a estrutura para reduzir a vulnerabilidade do edifício (Azevedo e Guerreiro, 1994).

Segundo Skinner et al (1993), esses dispositivos “desconectam” o movimento do solo da resposta da edificação, aumentando o seu período fundamental de vibração (TTT). Como demonstrado por Symans (2003) e Naeim e Kelly (1999), isso faz com que a estrutura responda em frequências mais baixas, diminuindo as acelerações e as forças de inércia que atingem os andares superiores.

Embora essa tecnologia seja amplamente utilizada em países como Japão, Nova Zelândia e EUA (Komodromos, 2000), a sua aplicação em Portugal ainda é limitada, apesar de casos de sucesso como o Hospital da Luz, em Lisboa (Ferreira, 2006). O principal desafio para sua popularização é a complexidade do projeto: Fardis et al. (2015) explicam que o cálculo exige abandonar modelos lineares simples em favor de análises não lineares mais avançadas, que resolvem equações diferenciais ao longo do tempo.

Este trabalho procura unir o conhecimento académico à prática do mercado. Para adotar estes sistemas, o engenheiro necessita de dominar a mecânica dos dispositivos, os processos de licenciamento e o mercado de fornecedores. O estudo visa desmistificar essas tecnologias e analisar as barreiras institucionais e económicas que ainda dificultam seu uso em áreas de risco.

1.2 Objetivos da investigação

O objetivo central desta monografia consiste em analisar, por meio de pesquisa bibliográfica e documental, as diferentes tecnologias de proteção sísmica disponíveis no mercado e o seu enquadramento legal, bem como

descrever a relação entre a bibliografia técnica e a aplicação prática na indústria da construção.

Para fundamentar teoricamente o estudo, procede-se inicialmente a uma Revisão do Estado da Arte, abrangendo os princípios fundamentais da dinâmica de estruturas e introduzindo a classificação dos mecanismos de proteção em sistemas passivos, ativos e semiativos.

A componente exploratória centraliza-se em compreender a perspetiva das autoridades e órgãos fiscalizadores face a estas tecnologias, explicando os critérios e exigências normativas adotadas por essas instituições, bem como na identificação dos trâmites de certificação e controlo de qualidade necessários em obra.

Por fim, realiza-se um levantamento do panorama atual da indústria através de uma pesquisa de campo. Esta etapa foca em identificar as principais empresas fornecedoras e em explorar os aspetos logísticos, de manutenção e de custo que influenciam a adoção destas soluções por parte dos projetistas e donos de obra.

1.3 Abordagem metodológica

A metodologia adotada nesta investigação classifica-se como qualitativa, exploratória e de base bibliográfica, estruturada numa sequência lógico-dedutiva.

Numa primeira fase, a abordagem centrou-se na fundamentação teórica, explorando a literatura científica e técnica para caracterizar e comparar o desempenho dos sistemas de proteção sísmica.

A segunda fase consistiu numa análise documental e institucional, avaliando as diretrizes normativas — como o Eurocódigo 8 — e escrutinando o papel das entidades reguladoras no processo de aprovação e certificação de projetos que incorporam tecnologias não convencionais.

Na fase final, ressaltou-se que a presente investigação adota uma natureza teórica, documental e de revisão do estado da prática, não contemplando a execução de ensaios laboratoriais ou rotinas de simulação computacional originais por parte do autor. A seleção da marca para análise (FIP Industriale) foi motivada pela sua representatividade no mercado europeu e pela conformidade técnica com a marcação CE e a norma EN 15129.

1.4 Estrutura da dissertação

A presente monografia encontra-se organizada de forma a conduzir a leitura desde os conceitos teóricos fundamentais até à análise prática e comercial das tecnologias de proteção sísmica. A estruturação do trabalho, a partir do segundo capítulo, apresenta-se da seguinte forma:

O Capítulo 2, focado no estado da arte, reúne a revisão da literatura essencial para a fundamentação desta investigação. Nele, abordam-se os princípios de sismologia e a dinâmica de estruturas, conceitos necessários para a compreensão do comportamento dos edifícios perante a ação sísmica. Adicionalmente, descrevem-se os diferentes métodos convencionais de proteção, detalham-se as tecnologias de isolamento sísmico e analisam-se as metodologias de modelação computacional.

No Capítulo 3, classificam-se os sistemas de proteção sísmica. Explica-se detalhadamente o funcionamento mecânico e os modelos constitutivos dos sistemas passivos, ativos e semiativos. A partir destas descrições, estabelece-se uma comparação técnica, avaliando-se os critérios de seleção e desempenho, e mostram-se exemplos de aplicações práticas destas infraestruturas a nível nacional e internacional.

A componente legal e de dimensionamento é explorada no Capítulo 4, dedicado à regulamentação associada a sismos. Neste ponto, foca-se nas exigências normativas, nos estados limite e nos métodos de análise estipulados pelo regulamento europeu (Eurocódigo 8), bem como na evolução histórica e nos procedimentos de validação dos quadros normativos português, italiano, norte-americano e japonês.

Em seguida, no Capítulo 5, explora-se a aplicação prática e o mercado dos isoladores de base. Apresenta-se um panorama global das principais empresas fabricantes e fornecedoras, discutem-se os custos, o ciclo de vida e a logística do setor, e realiza-se uma avaliação paramétrica e rigorosa de dispositivos comerciais específicos — como os isoladores de borracha de alto amortecimento (HDRB), os isoladores com núcleo de chumbo (LRB) e os sistemas pendulares com atrito (FPS).

Por fim, no Capítulo 6, referente às considerações finais, resumem-se as principais conclusões obtidas ao longo da investigação. Neste balanço final, verifica-se o grau de cumprimento dos objetivos delineados no início do documento e apresentam-se as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros na área.

2 ESTADO DA ARTE

A engenharia sísmica constitui a base para compreender como as forças geradas por movimentos tectónicos interagem com o ambiente construído. O objetivo não é apenas evitar o colapso, mas garantir níveis de desempenho adequados que minimizem danos materiais e protejam a vida humana.

Nas secções seguintes são apresentados: (1) os conceitos gerais no que diz respeito à definição da ação sísmica para Portugal; (2) os métodos convencionais de proteção sísmica, como as estruturas resistentes aos sismos, a reabilitação e/ou reforço de estruturas existentes; (3) as técnicas utilizadas no isolamento do edifício; e (4) os métodos de análise numéricos.

2.1 Conceitos gerais

2.1.1 Ação sísmica

A compreensão do fenómeno sísmico evoluiu de interpretações mitológicas para modelos físicos fundamentados na mecânica da fratura e na propagação de ondas. Segundo a teoria do ressalto elástico (*elastic rebound*), originalmente proposta por Reid, em 1910, e citada por Lopes (2008), os sismos tectónicos resultam da rotura de falhas geológicas. Este modelo postula que as tensões elásticas acumulam-se lentamente na crosta terrestre, e quando a resistência ao atrito nas fronteiras das placas é excedida, ocorre uma libertação súbita de energia sob a forma de ondas sísmicas.

A distribuição global da atividade sísmica não ocorre de maneira aleatória. Como ilustrado na Figura 2.1, o mapeamento dos epicentros de sismos forma um padrão linear claro que delinea os limites das placas tectónicas da litosfera terrestre. É nestas zonas de contacto — onde as placas divergem, convergem ou deslizam lateralmente — que ocorre a maior parte da libertação de energia sísmica. O mapa, gerado a partir de dados do Serviço Geológico dos Estados Unidos (United States Geological Survey - USGS), categoriza também os eventos temporalmente: os marcadores em tons de laranja e amarelo indicam sismos recentes, que ocorreram nas últimas 24 horas e nos últimos sete dias, respetivamente, em relação à data de extração dos dados (1 de junho de 2025 até 1 de maio de 2026). Adicionalmente, o diâmetro dos círculos é proporcional à magnitude do evento sísmico.

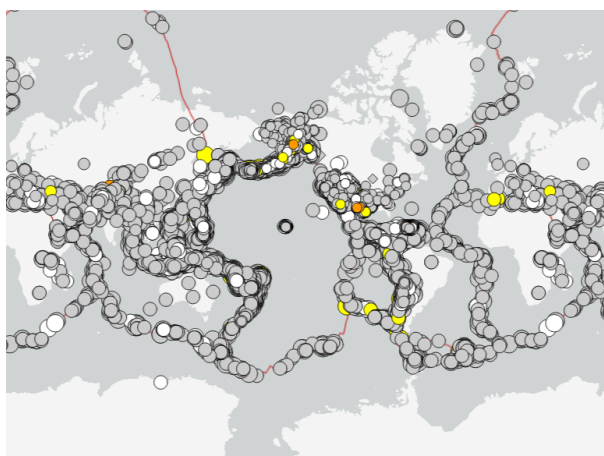


Figura 2.1: Eventos sísmicos recentes (USGS, 2026)

A energia libertada no foco sísmico (hipocentro) propaga-se no interior da Terra. Mallet, elucidado por Lopes (2008), pioneiro na aplicação das leis da física ao estudo dos sismos, estabeleceu que a dinâmica dos terremotos pode ser reduzida às leis do movimento de ondas em sólidos e fluidos. A caracterização destas ondas é fundamental para a engenharia sísmica, distinguindo-se dois grupos principais: as ondas de volume (ou de corpo)

e as ondas de superfície. As ondas de volume dividem-se em ondas P (primárias, longitudinais de compressão) e ondas S (secundárias, transversais de corte). Por outro lado, as ondas de superfície, nomeadamente as ondas Rayleigh e Love, propagam-se na interface da crosta e são frequentemente responsáveis pelos danos mais severos, devido à sua menor atenuação geométrica e maior amplitude.

No âmbito da engenharia, a avaliação da perigosidade sísmica (*seismic hazard*) é essencial para a definição das ações de projeto. Abrahamson (2006) discute a abordagem determinística (DSHA - *Deterministic Seismic Hazard Analysis*), que se baseia no evento máximo credível capaz de produzir o maior nível de vibração num local específico. Este método considera a sismicidade histórica e as características das fontes sismogénicas, sem, contudo, contabilizar a taxa de recorrência.

Em contrapartida, a abordagem probabilística (PSHA - *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*), conforme detalhado por Meletti e Montaldo (2007), estima a probabilidade de um determinado nível de vibração ser excedido num intervalo de tempo. Este método integra as contribuições de todas as fontes sísmicas potenciais e define a “história sísmica” do local, permitindo a elaboração de mapas de perigosidade que fundamentam os regulamentos de construção. Para o dimensionamento de estruturas correntes, considera-se um período de retorno de referência, T_{NCR} , de 475 anos, o que corresponde a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, período de referência ou tempo de vida útil de projeto (Costa, 2019).

Adicionalmente, Panza, Romanelli e Vaccari (2001) propõem a Análise Neodeterminística (NDSHA). Esta metodologia utiliza modelos numéricos para simular a geração e propagação de ondas sísmicas com base na estrutura da litosfera e na distribuição das fontes, gerando sismogramas sintéticos para definir os parâmetros do movimento do solo.

A resposta dinâmica das estruturas a estas ações é intrinsecamente condicionada pelas suas frequências naturais e amortecimento. Chopra (2003), Clough e Penzien (1995) e Costa (2019) estabelecem os fundamentos da análise dinâmica linear, demonstrando que a resposta de sistemas de múltiplos graus de liberdade pode ser determinada pela sobreposição de respostas modais, pressupondo um comportamento em regime elástico. Conclui-se, portanto, que a correta caracterização da ação sísmica — seja através de espectros de resposta ou de acelerogramas (reais ou artificiais) — constitui o passo para a análise e o dimensionamento de estruturas resistentes aos sismos.

2.1.2 Parâmetros sísmicos

A caracterização da ação sísmica exige a distinção entre a energia libertada na fonte e a severidade do movimento do solo num local específico. Esta dicotomia é formalizada através dos conceitos de magnitude e intensidade, bem como pela definição de espectros de resposta que quantificam a interação entre o movimento do solo e a estrutura (Lopes, 2008).

2.1.2.1 Magnitude e energia

A magnitude é uma medida instrumental invariável da dimensão física de um sismo na sua origem. Embora a escala de magnitude local (M_L), desenvolvida por Richter, em 1935, e citada por Lopes (2008) tenha sido o padrão histórico baseado na amplitude máxima registada por sismógrafos, a sismologia moderna adota predominantemente a Magnitude de Momento (M_w). Esta escala supera as limitações de saturação para grandes eventos e relaciona-se diretamente com os parâmetros físicos da falha geológica através do momento sísmico escalar, M_0 (N.m), definido como:

$$M_0 = \mu AD \quad (2.1)$$

onde μ (N/m²) representa a rigidez da crosta (aproximadamente $3,5 \times 10^{10}$), A (m²) a área de rotura e D (m) o deslocamento médio entre os bordos da falha.

A relação entre o momento sísmico e a magnitude M_w (adimensional) é definida analiticamente por:

$$M_w = \frac{2}{3} \times \log_{10} M_0 - 6,07 \quad (2.2)$$

A energia radiada sob a forma de ondas elásticas, E (J), cresce exponencialmente com a magnitude. De acordo com a relação de Gutenberg-Richter, um incremento unitário na magnitude equivale a um aumento de aproximadamente 32 vezes à energia libertada:

$$E = 10^{(1,5M_w + 4,8)} \quad (2.3)$$

A distribuição estatística da sismicidade regional é descrita pela Lei de Gutenberg-Richter, que estabelece a relação entre a magnitude e a frequência de ocorrência (N), sendo esta última dada em anos:

$$\log_{10} N = a - b \times M_w \quad (2.4)$$

Nesta expressão, o parâmetro a reflete o nível de atividade sísmica global da região, enquanto o valor b (tipicamente próximo da unidade) indica a proporção relativa entre sismos de pequena e grande magnitude. Tanto a quanto b são adimensionais.

2.1.2.2 Intensidade

Diferentemente da magnitude, a intensidade é um parâmetro qualitativo que varia espacialmente em função da distância ao epicentro, das condições locais do solo e da vulnerabilidade do edificado. Historicamente avaliada pela Escala de Mercalli Modificada (MMI), proposta por Wood e Neumann (1931), a avaliação de danos evoluiu para a Escala Macrossísmica Europeia (EMS-98), editada por Grünthal (1998). A EMS-98 introduz uma diferenciação mais rigorosa das tipologias construtivas e das classes de vulnerabilidade, permitindo uma correlação mais precisa entre a severidade da ação sísmica e os danos observados em estruturas de diferentes materiais, como alvenaria e betão armado.

2.1.2.3 Parâmetros de movimento do solo

Para a engenharia sísmica, a caracterização subjetiva da intensidade é insuficiente. É necessário quantificar o movimento do solo através de registos acelerométricos (acelerogramas). O parâmetro mais utilizado é a Aceleração Máxima do Solo (PGA - *Peak Ground Acceleration*). Trifunac (1976) investigou as correlações entre a PGA e a intensidade macrossísmica, embora note que a dispersão estatística é significativa, o que sugere que a aceleração de pico isoladamente não captura todo o potencial destrutivo do movimento.

A resposta estrutural é fortemente condicionada não apenas pela amplitude da aceleração, mas também pelo conteúdo em frequência e pela duração do sismo. Abrahamson (2006) estabeleceu o conceito fundamental de espectro de resposta, que representa os valores máximos da resposta (aceleração, velocidade ou deslocamento) de um oscilador de um grau de liberdade, em função da sua frequência natural e amortecimento, quando submetido a um determinado acelerograma.

Em termos regulamentares, como no Eurocódigo 8, a ação sísmica é definida por espectros de resposta elástica que dependem das condições do terreno (classificação do solo baseada na velocidade das ondas de corte

$v_{s,30}$ e no ensaio N_{SPT}), da sismicidade da zona (aceleração de referência a_{gR} para um período de retorno de 475 anos), coeficiente de importância (γ) e do coeficiente de correção do amortecimento (η).

2.1.2.4 Espectro de resposta elástica horizontal

O Comité Europeu de Normalização (2004) determina que a ação sísmica seja modelada através de um espectro de resposta elástica horizontal ($Se(T)$), o qual quantifica o pico de aceleração imposto a um oscilador de um grau de liberdade (1GDL) em função do seu período natural de vibração (T) e do seu coeficiente de amortecimento (ξ).

A forma espectral é condicionada pelas características estratigráficas do terreno. Solos rígidos (Tipo A) tendem a apresentar amplificações espectrais em períodos baixos (baixas frequências), enquanto solos brandos (Tipos C e D) amplificam o movimento em períodos mais longos, fenómeno conhecido como efeito de sítio. O espectro de resposta elástica horizontal é definido por 4 ramos delimitados pelos períodos T_B , T_C e T_D , todos eles função da aceleração de cálculo à superfície (a_g), do coeficiente de solo (S), do coeficiente de amortecimento (ξ) e do coeficiente de importância (γ):

$$S_e(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & \text{se } 0 \leq T \leq T_B \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 & \text{se } T_B \leq T \leq T_C \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C}{T} \right) & \text{se } T_C \leq T \leq T_D \\ a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) & \text{se } T \geq T_D \end{cases} \quad (2.5)$$

onde η é o fator de correção do amortecimento, que assume o valor unitário para um coeficiente de amortecimento de 5%.

2.1.2.5 Dinâmica de sistemas de um grau de liberdade (1GDL) e N graus de liberdade (NGDL)

A análise do comportamento estrutural sob ações dinâmicas parte da formulação das equações de equilíbrio para 1GDL, que posteriormente é generalizada para NGDL.

Os osciladores lineares de 1GDL constituem a base da dinâmica estrutural. Segundo Chopra (2003) e Clough e Penzien (1995), a equação diferencial que rege o movimento de um sistema linear amortecido, quando submetido a uma força externa ou a uma aceleração na base, é expressa pelo equilíbrio entre forças de inércia, amortecimento, elásticas e a excitação:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (2.6)$$

onde termo $m\ddot{u}(t)$ representa a força de inércia, sendo m a massa do sistema e $\ddot{u}(t)$ a sua aceleração. O termo $c\dot{u}(t)$ corresponde à força de amortecimento, em que c é o coeficiente de amortecimento viscoso e $\dot{u}(t)$ representa a velocidade. Por sua vez, $ku(t)$ representa a força elástica ou restauradora, sendo k a rigidez do sistema e $u(t)$ o deslocamento. Finalmente, $p(t)$ representa a força externa aplicada ao sistema em função do tempo t .

Quando divide-se pela massa m , a equação de movimento do sistema fica inteiramente definida pela frequência própria angular (ω_n) e pelo coeficiente de amortecimento (ζ):

$$\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = \frac{p(t)}{m} \quad (2.7)$$

com

$$\omega_n = \sqrt{k/m} \quad (2.8)$$

$$\zeta = c/(2m\omega_n) \quad (2.9)$$

onde k corresponde à rigidez do sistema, m representa a sua massa e c , o coeficiente de amortecimento viscoso.

A resposta máxima para diferentes frequências naturais, permite a construção dos espectros de resposta.

O estabelecimento das equações de movimento para osciladores lineares de NGDL é realizado recorrendo à equação 2.6 i.e., escrevendo uma destas equações parra cada um dos graus de liberdade considerados, vindo então em notação matricial:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\} \quad (2.10)$$

Para a resolução do sistema, o método da sobreposição modal é considerado. A equação característica obtida através de:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0 \quad (2.11)$$

permite, numa primeira fase, a determinação das frequências próprias angulares e resolvendo o sistema para cada uma destas frequências, tendo o cuidado de adicionar mais uma equação, e.g., $\phi_1 = 1$, obtêm-se os modos de vibração. Finalmente obtêm-se as respectivas respostas, resolvendo cada uma das equações desacopladas, e somando-as, com os respetivos pesos, a resposta final em cada um dos GDL. Biggs (1964) observa que, para estruturas regulares, o primeiro modo de vibração (modo de vibração fundamental) contribui frequentemente com cerca de 80% da resposta dinâmica total.

A resposta global da estrutura é obtida através da sobreposição das respostas modais. Contudo, como os máximos de cada modo não ocorrem simultaneamente no mesmo instante de tempo, a combinação direta dos máximos seria excessivamente conservadora. Se as frequências próprias angulares estão bem espaçadas ($T_j \leq 0,9T_i$), a resposta máxima do efeito considerado da ação sísmica (E_E) pode ser estimada pela regra da Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados (RQSQ):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.12)$$

No entanto, para modos com frequências próximas, onde o acoplamento modal é significativo (comum em estruturas com torção), deve-se utilizar o método da Combinação Quadrática Completa (CQC), proposto por Wilson, Der Kiureghian e Bayo (1981). Este método introduz termos de correlação μ_{ij} que dependem da razão entre as frequências e o amortecimento:

$$E_E = \sqrt{\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_{ei} E_{ej}} \quad (2.13)$$

Adicionalmente, Fardis (2015) discute a modelação do amortecimento em sistemas de betão armado, notando que, embora o amortecimento real seja hysterético e independente da frequência, a hipótese de amortecimento viscoso equivalente (geralmente 5%) é adotada para permitir a análise modal linear elástica.

2.1.3 Efeitos dos sismos nas estruturas

A resposta da estrutura a sismos faz-se pela interação dinâmica entre a aceleração do solo e as propriedades dinâmicas da estrutura, nomeadamente, a massa, o amortecimento e a rigidez.

Fundamentalmente, a ação sísmica não se manifesta como uma força externa direta, mas sim como um deslocamento/aceleração na base da estrutura, que gera forças de inércia nos elementos da mesma. Clough e Penzien (1995) estabelecem que, num sistema de 1GDL, a equação de movimento estabelece um equilíbrio dinâmico: as forças de inércia, de amortecimento e elásticas opõem-se ao deslocamento/aceleração da base. Quando a frequência angular da ação se aproxima da frequência angular própria da estrutura, ocorre o fenómeno de ressonância. Trata-se de uma amplificação dinâmica dos deslocamentos que, na ausência de amortecimento, tende para infinito.

A resposta do sistema estrutural sob uma qualquer é influenciada pelo fator de amplificação dinâmico (D_d), cujo comportamento, em função da razão entre a frequência de excitação e a frequência própria angular (ω_p/ω), é detalhado na Figura 2.2. Conforme ilustram as curvas, o pico de amplificação que caracteriza o fenómeno de ressonância ocorre de forma aguda quando essa razão se aproxima da unidade, instante em que as frequências coincidem e geram as máximas respostas dinâmicas. Adicionalmente, o gráfico evidencia o papel da dissipação de energia, uma vez que o aumento do coeficiente de amortecimento (ζ) atua na mitigação do fenómeno de ressonância, reduzindo significativamente a magnitude do fator de amplificação dinâmico.

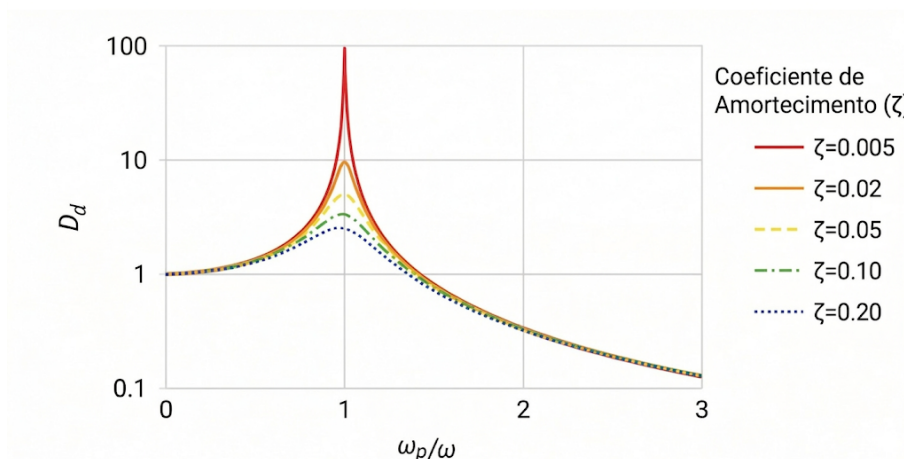


Figura 2.2: Fenómeno de ressonância (adaptado de Fardis, 2015)

Os danos observados em estruturas de betão armado são frequentemente categorizados em danos globais, que afetam a estabilidade do conjunto, e danos locais, restritos a elementos específicos. Wood (2021) descreve o colapso progressivo vertical, conhecido como efeito "Pancake", onde a falha dos elementos verticais de suporte conduz à queda sequencial das lajes umas sobre as outras, resultando na perda total do volume habitável e liberação de energia.

2.1.3.1 Regularidade em altura e mecanismo de *Soft Storey Building*

Uma das patologias sísmicas mais críticas em edifícios de vários pisos é a descontinuidade de rigidez ao longo da altura, frequentemente materializada no mecanismo de "*Soft Storey Building*" (piso vazio ou flexível). Charleson (2008) refere que este fenómeno ocorre quando há uma redução na rigidez lateral de um pavimento em relação aos adjacentes, geralmente no rés-do-chão, devido à remoção de paredes de preenchimento para fins comerciais ou garagens. Esta configuração força a concentração das deformações inelásticas e a dissipação de energia quase exclusivamente nos pilares desse pavimento flexível, enquanto a superestrutura rígida acima

permanece praticamente elástica (Figura 2.3).

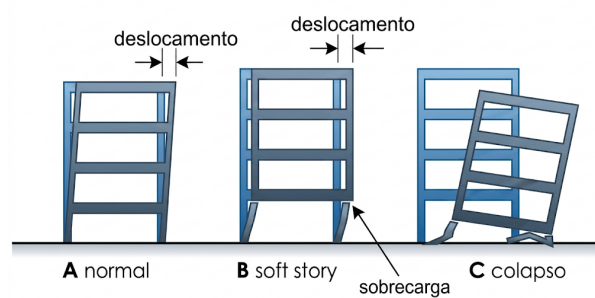


Figura 2.3: Esquema comparativo de um edifício com distribuição regular de rigidez versus um edifício com mecanismo de *Soft Storey Building* (adaptado de Charleson, 2008)

Lopes (2008) afirma que a incapacidade dos pilares do piso flexível em acomodar as elevadas demandas de ductilidade impostas por essa concentração de deslocamentos leva, invariavelmente, à formação de rótulas plásticas nas extremidades das colunas e ao colapso do piso, conforme a Figura 2.4.

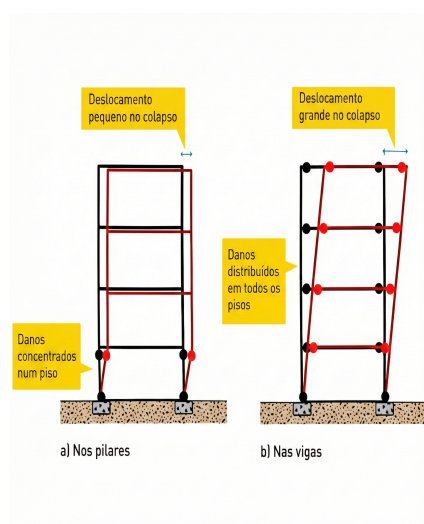


Figura 2.4: Formação de rótulas plásticas num edifício em pórtico: (a) nos pilares; (b) nas vigas (Lopes, 2008)

2.1.3.2 Interação entre edifícios adjacentes

Em ambientes urbanos, a proximidade entre edificações pode resultar no fenómeno de martelamento ou *pounding*. Goswami (2012) explica que a colisão entre estruturas adjacentes ocorre quando estas possuem períodos de vibração distintos e o espaço entre elas (junta sísmica) é insuficiente para acomodar os deslocamentos laterais em oposição de fase. As consequências são agravadas quando há desencontro entre as lajes dos edifícios vizinhos, fazendo com que o pavimento rígido de uma estrutura colida diretamente com o pilar da outra, induzindo forças de corte em pontos não dimensionados para tal solicitação (Figura 2.5).

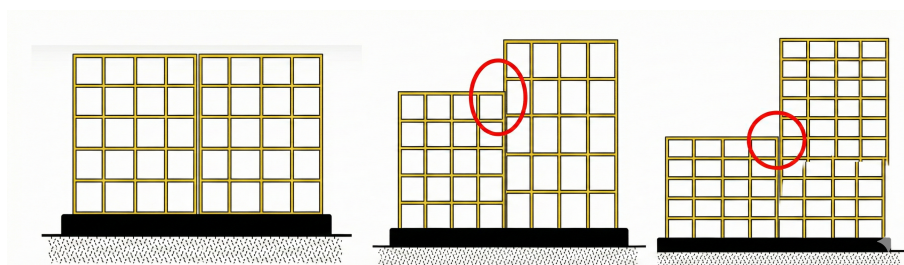


Figura 2.5: Colisão entre edifícios adjacentes (Goswami, 2012)

A severidade deste fenómeno deve-se ao facto de o impacto da laje de uma estrutura atingir frequentemente a meia altura dos pilares do edifício vizinho. Conforme demonstrado na Figura 2.6 (Lopes, 2008), o impacto localizado aumenta significativamente os esforços na zona atingida, o que pode resultar em danos severos nos pilares ou o seu colapso.



Figura 2.6: Pilar danificado pela colisão da laje do edifício adjacente (Lopes, 2008)

2.1.3.3 Patologias locais e detalhamento de armaduras

Ao nível dos componentes estruturais, a definição da ductilidade é fundamental. Varum (2008) afirma que o confinamento inadequado do núcleo de betão em pilares, devido ao espaçamento excessivo ou detalhamento incorreto dos estribos, e.g., precipita a encurvadura das armaduras longitudinais e o esmagamento do betão. A ductilidade, conforme definida por Fardis (2009), é a capacidade de um elemento mobilizar deformações inelásticas sem redução substancial da sua capacidade de carga. Em elementos frágeis, a ausência dessa propriedade indica rótulas instantâneas.

Lopes (2008) refere que um mecanismo de falha local frequente é o efeito de "Pilar Curto" (*Short Column*). O fenómeno ocorre quando a altura efetiva livre (L) de um pilar é reduzida pela presença de elementos não estruturais, como paredes de alvenaria com aberturas, e.g., para janelas. A força de corte (V) mobilizada pelo pilar é inversamente proporcional à altura efetiva, conforme a relação $V \propto \frac{1}{L}$. Portanto, a redução de L resulta em um aumento da força de corte, levando à ruptura frágil por corte antes que a capacidade flexional possa ser desenvolvida. Este fenómeno é evidenciado na Figura 2.7:

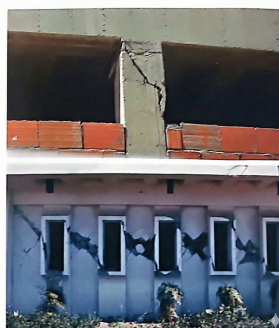


Figura 2.7: Formação de pilares curtos devido ao preenchimento parcial do espaço adjacente por alvenaria ou betão (Lopes, 2008)

Adicionalmente, Marques (2012) destaca a importância da aderência aço-betão. A degradação cíclica dessa aderência durante um sismo compromete a transferência de tensões entre os materiais, anulando a hipótese de compatibilidade de deformações e reduzindo a rigidez do elemento. A capacidade inadequada de resistência ao

corte em nós de pórticos e vigas é uma causa primária de colapso, uma vez que as tensões de corte induzidas pela ação sísmica frequentemente excedem as previstas no dimensionamento estático.

2.1.3.4 Acelerações espectrais e isolamento

A resposta da estrutura também é função direta da sua rigidez global. Symans (2003) demonstra que, ao aumentar o período natural da estrutura (T) através de técnicas de isolamento de base, é possível deslocar a resposta estrutural para uma região do espectro de acelerações onde as ordenadas espectrais são significativamente menores (Figura 2.8). Além disso, Guerreiro (2023) destaca a distinção clara no espectro de resposta entre as estruturas de base fixa, que tendem a situar-se na zona de amplificação máxima (patamar), e as estruturas com isolamento de base, que se posicionam na região de períodos longos e baixas acelerações, garantindo assim a redução eficaz das forças sísmicas transmitidas, evidenciada na figura 2.9.

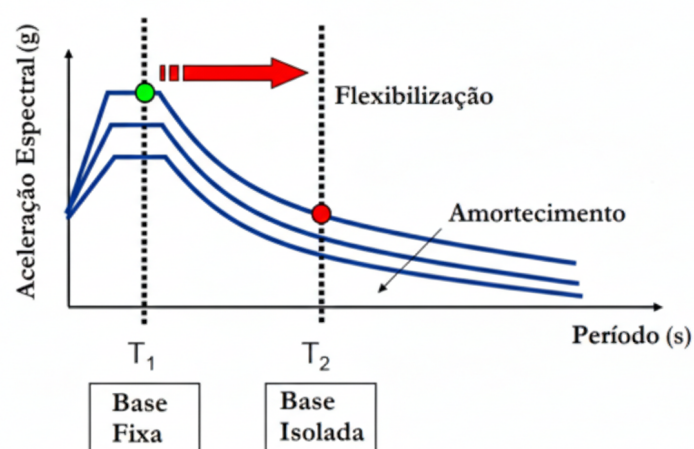


Figura 2.8: Aceleração espectral em estruturas com base fixa e isolada (Symans, 2003)

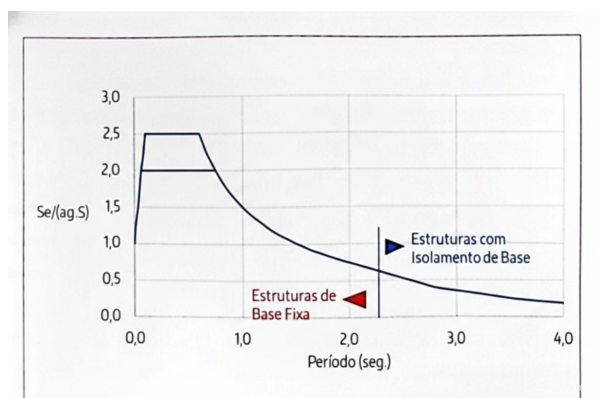


Figura 2.9: Espectro de resposta (Guerreiro, 2023 - Construção Magazine nº 113, pg. 14)

O isolamento da base do edifício reduz as forças de inércia transmitidas à superestrutura, embora resulte em maiores deslocamentos relativos na base, que devem ser acomodados pelos dispositivos do isolamento. Skinner et al. (1993) reforçam que a introdução de amortecimento suplementar nestes sistemas é crucial para controlar tais deslocamentos e dissipar a energia cinética produzida pelo sismo.

2.2 Métodos convencionais de proteção sísmica

A mitigação da vulnerabilidade sísmica de estruturas tem se apoiado em uma variedade de técnicas convencionais de reforço, amplamente consolidadas na prática da engenharia.

2.2.1 Paredes resistentes de betão armado

A introdução de paredes resistentes de betão armado é uma das estratégias mais eficazes para o controlo de deslocamentos laterais globais e redução de irregularidades estruturais. Fardis et al. (2005) referem que a inserção destes elementos rígidos transforma o comportamento de estruturas porticadas em sistemas mistos ou de parede, aliviando a procura de ductilidade nos pilares existentes. Esta técnica é particularmente recomendada para corrigir a patologia de "piso vazado" (Soft Storey Building), uniformizando a rigidez em altura. Para que a nova parede de betão armado funcione eficazmente como elemento de contraventamento, é imperativo assegurar o funcionamento monolítico com o pórtico existente. Lopes (2008) descreve o processo ilustrado na Figura 2.10, na qual dois técnicos executam uma parede de betão armado para o contraventamento de um edifício.



Figura 2.10: Execução de paredes de betão para contraventamento em edifícios (Lopes, 2008)

No entanto, a implementação desta solução requer cuidados ao nível das fundações. Segundo Appleton (2003), a introdução de novas paredes gera momentos de derrubamento elevados na base, o que frequentemente obriga ao reforço das fundações existentes ou à execução de novas fundações profundas (microestacas) para resistir aos esforços de tração e compressão. Adicionalmente, deve garantir-se a ligação monolítica entre a nova parede e a estrutura existente através de conectores mecânicos para assegurar a transferência dos esforços de corte (Figura 2.11).



Figura 2.11: Fundações dos pilares adjacentes, integradas nas vigas de fundação da nova parede de betão armado (Appleton, 2003)

2.2.2 Contraventamentos metálicos

O uso de contraventamentos metálicos apresenta-se como uma alternativa que incrementa a resistência lateral e a rigidez da estrutura sem o acréscimo significativo de massa associado às paredes de betão. Oliveto e Marletta (2005) destacam que sistemas em "X" (cruz de Santo André) (Figura 2.12) permitem um aumento considerável da capacidade de carga horizontal. A eficácia desta técnica reside no comportamento axial dos elementos metálicos, que trabalham predominantemente à tração e à compressão.



Figura 2.12: Reforço em contraventamentos metálicos em "X"(Oliveto e Marletta, 2005)

Contudo, Varum et al. (2002) alertam para a complexidade das ligações entre os perfis metálicos e a estrutura de betão armado existente. A concentração de tensões nos nós de ligação exige uma pormenorização cuidadosa, recorrendo frequentemente a chapas de aço coladas com resinas epoxídicas e fixadas com buchas mecânicas para garantir a transferência de carga sem provocar danos locais no betão.

2.2.3 Encamisamento

O encamisamento consiste no envolvimento de elementos estruturais existentes (pilares e vigas) por uma nova camada de material, visando o aumento da capacidade de carga, da rigidez e da ductilidade através do confinamento.

No caso do encamisamento por betão armado, Faustino (2012) descreve esta técnica como o envolvimento da secção original por uma nova armadura longitudinal e transversal, recoberta por betão projetado ou moldado *in situ*. Esta solução melhora a resistência à flexão composta e ao corte, além de aumentar a capacidade de dissipação de energia. A aderência entre o betão novo e o antigo é fundamental, sendo necessário o tratamento prévio da superfície (escarificação) para garantir o funcionamento monolítico da secção composta (Figura 2.13).



Figura 2.13: Encamisamento por betão armado em pilar (imagem rotacionada) (Faustino, 2012)

2.2.4 Polímeros reforçados com fibras de carbono

A utilização de Polímeros Reforçados com Fibras (*Fiber Reinforced Polymers* - FRP) representa um avanço tecnológico significativo no reforço sísmico. Juvandes (2002) destaca as propriedades de elevada resistência à tração e baixo peso destes materiais compósitos. A aplicação de mantas de carbono ou vidro, coladas externamente com resinas epoxídicas, é particularmente eficiente para o confinamento de pilares, aumentando a ductilidade e a resistência ao corte sem alterar a rigidez global da estrutura, evitando assim a redistribuição

indesejada de esforços.

Chastre (2014) ressalva, no entanto, que os materiais FRP apresentam um comportamento elástico linear até à rutura, não possuindo patamar de cedência. O dimensionamento deve, portanto, limitar as extensões no compósito para evitar roturas frágeis. A resistência ao corte de um elemento reforçado com FRP (V_{Rd}) pode ser expressa pela soma da contribuição do betão (V_{cd}), da armadura de aço (V_{wd}) e da contribuição das fibras (V_{fd}), conforme a formulação geral:

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} + V_{fd} \quad (2.14)$$

A Figura 2.14 mostra o processo de encamisamento e reforço com FRP.



Figura 2.14: Reforço com FRP (CRC Construction Inovation, 2002)

2.2.5 Injeção de resinas epoxídicas e betão projetado

A injeção de resinas epoxídicas é uma técnica de reparação estrutural destinada a restabelecer a continuidade e a integridade de elementos fissurados. Varum (2003) indica que esta técnica é eficaz para fissuras de pequena e média abertura, permitindo recuperar a rigidez original e proteger as armaduras contra a corrosão, embora não aumente significativamente a resistência última do elemento para além da original.

O betão projetado (*shotcrete*) é frequentemente associado ao reforço de paredes de alvenaria ou ao encamisamento de elementos de betão onde a cofragem é difícil. Lopes (2008) refere que a aplicação de uma camada de betão projetado reforçada com malha eletrossoldada sobre paredes de alvenaria de enchimento transforma-as em elementos resistentes (paredes de corte), participando ativamente na dissipação de energia sísmica (Figura 2.15).

2.2.6 Pré-esforço exterior

O reforço mediante pré-esforço exterior consiste na aplicação de cabos ou varões de aço de alta resistência, externos à secção de betão, ancorados em pontos específicos da estrutura. Carreira (2000) explica que esta técnica introduz forças ativas que contrariam as ações gravíticas e sísmicas, aliviando as tensões de tração no betão e controlando a fendilhação.

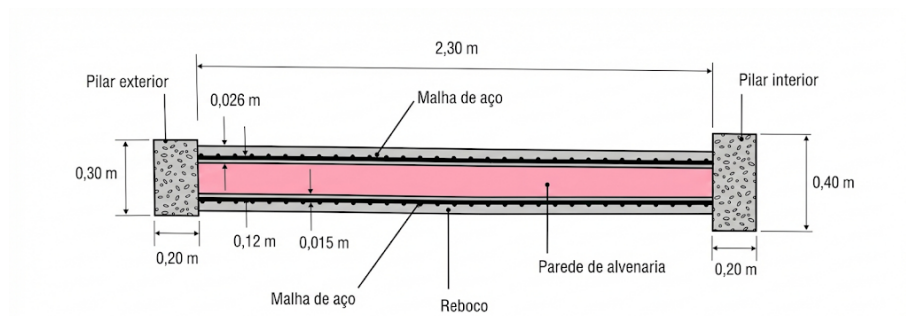


Figura 2.15: Detalhamento construtivo do reforço de parede com betão projetado (Lopes, 2008)

Appleton et al. (2002) demonstraram que a utilização de cabos de pré-esforço exterior pode melhorar o comportamento de nós de pórticos e aumentar a capacidade de recentragem da estrutura após um evento sísmico, reduzindo os deslocamentos residuais. A eficiência desta técnica depende criticamente da qualidade dos dispositivos de ancoragem e desviadores, que devem garantir a transferência eficaz das forças de pré-esforço para o elemento estrutural (Figura 2.16).

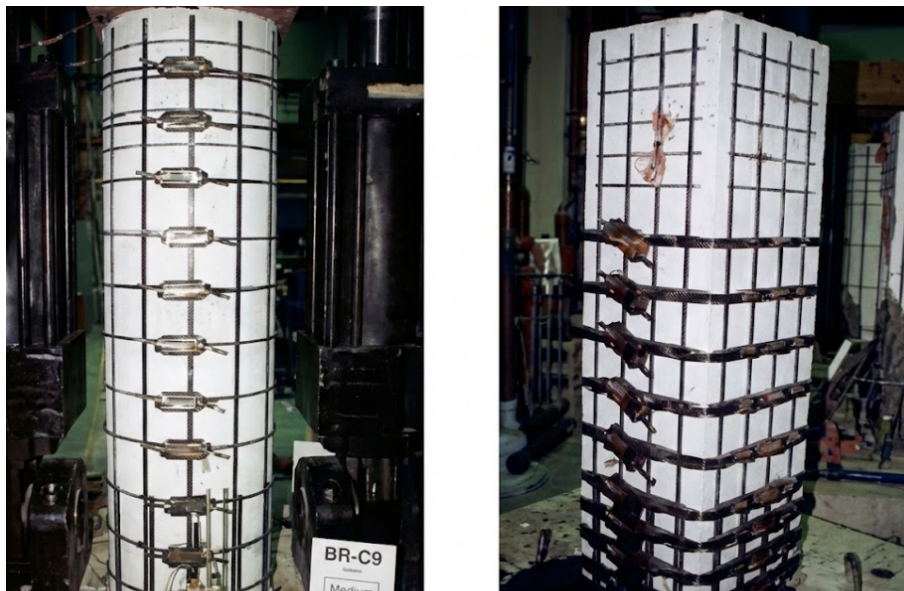


Figura 2.16: Reforço de pilares com pré-esforço exterior (ACI 440.2R-02, 2002)

2.3 Tecnologias de isolamento sísmico

A filosofia convencional de projeto sísmo-resistente baseia-se na aceitação de danos estruturais controlados para dissipar a energia induzida pelo sismo, prevenindo o colapso através da ductilidade dos elementos. Em contraste, a tecnologia de isolamento de base representa uma mudança de paradigma, visando a redução da demanda sísmica sobre a estrutura em vez de aumentar a sua capacidade resistente. Skinner et al. (1993) definem o isolamento sísmico como uma técnica de proteção passiva que desacopla a estrutura dos movimentos do solo, introduzindo uma interface de descontinuidade com baixa rigidez horizontal entre a fundação e a superestrutura.

Esta abordagem não procura resistir às forças sísmicas, mas sim limitar o seu efeito. Naeim e Kelly (1999) referem que, ao interpor elementos flexíveis na base, altera-se radicalmente a resposta dinâmica do sistema, permitindo que a estrutura permaneça essencialmente no regime elástico, garantindo a operacionalidade e a proteção de conteúdos sensíveis e de ocupantes.

2.3.1 Conceito e princípios

O princípio fundamental do isolamento de base reside na modificação das propriedades dinâmicas da estrutura. Azevedo e Guerreiro (1994) explicam que a introdução de dispositivos de apoio ("isoladores") confere ao sistema duas características mecânicas essenciais: elevada flexibilidade horizontal e elevada rigidez vertical. A flexibilidade horizontal permite grandes deslocamentos relativos na base, filtrando as acelerações transmitidas à superestrutura, enquanto a rigidez vertical garante a estabilidade sob cargas gravitacionais.

Lopes (2008) ilustra duas estruturas, uma sem e outra com o isolamento de base, sendo afetadas por vibrações provenientes de um sismo (Figura 2.17).

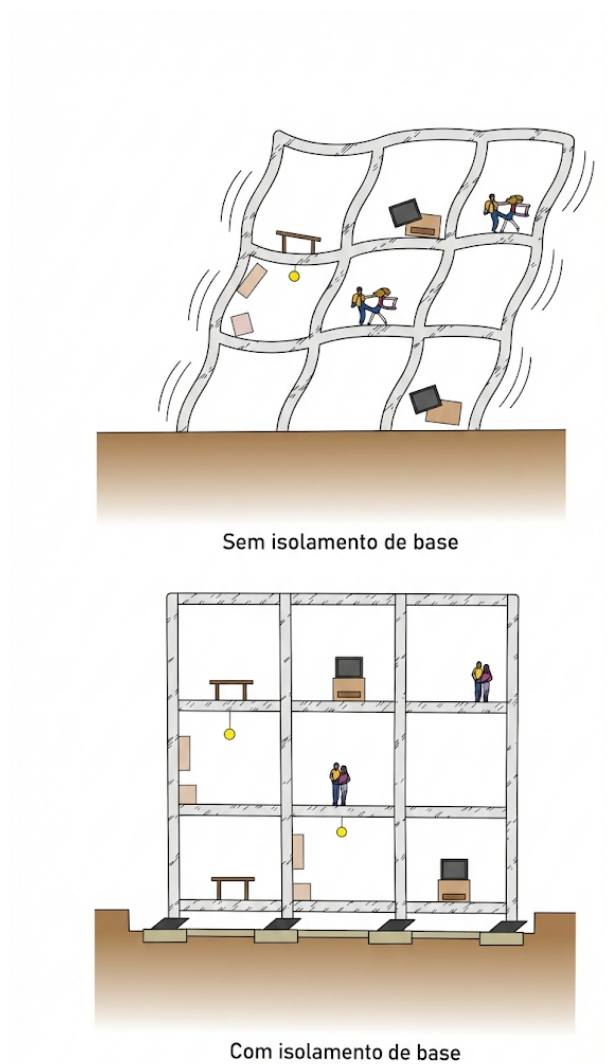


Figura 2.17: Deformação de estrutura sem e com isolamento de base (Lopes, 2008)

Em termos de balanço energético, Uang e Bertero (1990) formulam que a energia total introduzida pelo sismo (E_I) deve ser equilibrada pela energia cinética (E_k), energia de deformação elástica (E_s), energia dissipada por amortecimento (E_D) e energia dissipada por histerese (E_H), conforme a equação:

$$E_I = E_k + E_s + E_D + E_H \quad (2.15)$$

Enquanto estruturas convencionais dependem de E_H (danos nos elementos estruturais) para equilibrar a equação, os sistemas isolados atuam primariamente reduzindo a entrada de energia (E_I) através da modificação do

período natural e aumentando a dissipação por amortecimento (E_D) nos dispositivos de isolamento, preservando a integridade da superestrutura.

2.3.1.1 Redução da frequência própria

O mecanismo primário de proteção do isolamento de base é o deslocamento do período fundamental da estrutura (T) para uma região espectral de menor aceleração. Symans (2003) demonstra que, ao aumentar o período natural da estrutura (redução da frequência angular própria), afasta-se o sistema da faixa de frequências com maior conteúdo energético dos sismos típicos, que geralmente apresentam altas frequências ou baixos períodos.

A relação entre a massa (M) e a rigidez efetiva do sistema de isolamento (K_{eff}) governa este período alvo (T_{eff}), conforme a relação clássica da dinâmica estrutural para um sistema de 1GDL:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (2.16)$$

Para que o isolamento seja eficaz, Guerreiro (2004) postula que o período da estrutura isolada deve ser significativamente superior ao período da estrutura de base fixa, recomendando-se uma relação $T_{isolada}/T_{fixa} \geq 3$. Este afastamento garante que a superestrutura se comporte predominantemente como um corpo rígido, minimizando as derivas entre pisos (*interstory drifts*) e, conseqüentemente, os danos em elementos não estruturais. No entanto, é crucial notar que a redução da aceleração espectral (S_a) é acompanhada por um aumento nos deslocamentos espectrais (S_d), o que exige o controlo através de amortecimento suplementar.

Por exemplo, no caso do Hospital da Luz, em Lisboa, o sistema foi dimensionado para garantir um período fundamental de aproximadamente 2,5 segundos (frequência de 0,40 Hz), o que permitiu afastar a resposta da estrutura das frequências predominantes dos sismos locais, que variam entre 1 e 3,25 Hz.

2.3.1.2 Aumento do amortecimento

A flexibilização da base, embora reduza as forças de inércia, impõe deslocamentos. Skinner et al. (1993) referem que, em sistemas puramente elásticos com baixo amortecimento, os deslocamentos poderiam atingir magnitudes proibitivas, na ordem de 500 mm ou mais em sismos severos. Portanto, ao nível do isolamento sísmico impõe-se o aumento da capacidade de dissipação de energia.

Hussain et al. (2001) quantificam que a introdução de amortecimento elevado (histerético ou viscoso) no sistema de isolamento pode reduzir os deslocamentos laterais em até 50%. A dissipação de energia transforma a energia cinética do sismo em calor, seja através do escoamento de metais (como núcleos de chumbo), atrito (em pêndulos de fricção) ou viscosidade (em elastômeros de alto amortecimento).

O fenómeno descrito anteriormente pode ser visualizado nos espectros apresentados por Lopes (2008), conforme a Figura 2.18. A análise das curvas, frequência-aceleração, para diferentes valores de coeficiente de amortecimento, confirma que a estratégia de isolamento, baseada em 'baixar a frequência', é eficaz na redução das acelerações (gráfico superior). O desafio físico imposto por essa flexibilização fica evidente no gráfico inferior, onde os deslocamentos tendem a valores assintóticos elevados em baixas frequências. A solução para esse impasse fica clara ao se observar as faixas de amortecimento: ao elevar a dissipação de energia do sistema (de 2% para 10%), os deslocamentos são contidos, confirmando a necessidade de conciliar alta flexibilidade horizontal com alta capacidade de dissipação.

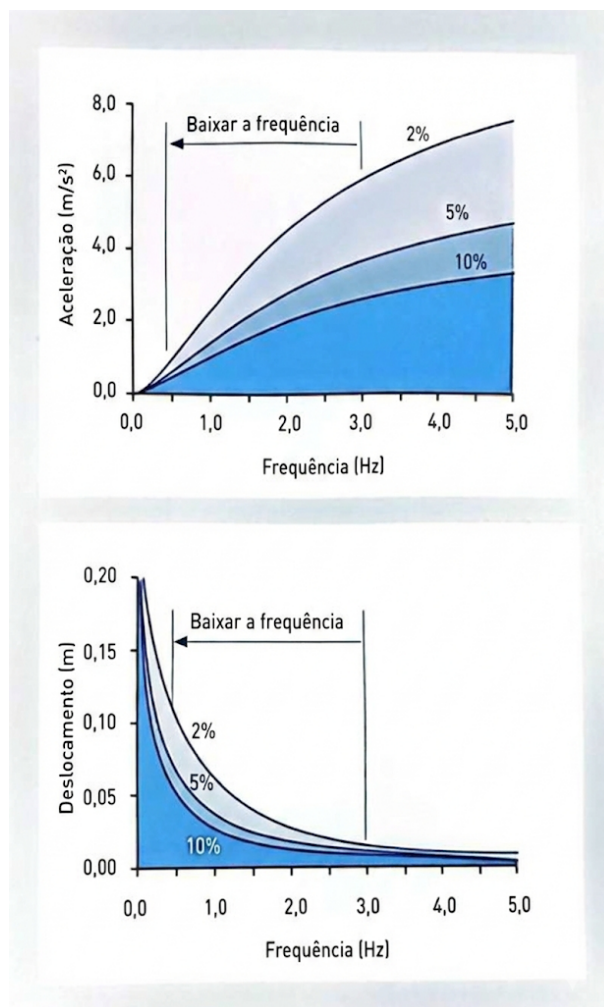


Figura 2.18: Efeito da redução da frequência própria da estrutura (Lopes, 2008)

2.3.2 Comparação com métodos convencionais

Como referido na secção anterior, enquanto estruturas convencionais de betão armado possuem um amortecimento intrínseco de aproximadamente 5%, os sistemas de isolamento são projetados para fornecer taxas de amortecimento efetivo (ξ_{eff}) superiores, tipicamente entre 10% e 30% (Kelly, 1986). Este incremento de amortecimento não apenas controla os deslocamentos máximos no nível dos isoladores, permitindo juntas sísmicas e folgas de construção menores, mas também contribui para a atenuação adicional das acelerações transmitidas à superestrutura.

Em síntese, toda a teoria do isolamento de base recorre a conceitos de energia. Enquanto os métodos convencionais dependem da degradação dos elementos estruturais (histerese) para equilibrar a equação da energia, os métodos de isolamento de base atuam na redução da energia através do desacoplamento cinemático. Esta alteração nas matrizes de rigidez e amortecimento exige dispositivos mecânicos com leis constitutivas específicas, cuja taxonomia e comportamento técnico-operacional são detalhados a seguir.

A distinção fundamental entre as abordagens de estruturas para resistência aos sismos, sem e com isolamento de base reside no estabelecimento de um sistema de dissipação da energia sísmica fornecida à estrutura. Naeim e Kelly (1999) estabelecem que o projeto sem isolamento de base força a estrutura para regimes inelásticos, que dependem da ductilidade dos elementos estruturais e da dissipação de energia histerética (E_H) para evitar o colapso. Esta abordagem, embora eficaz na salvaguarda da vida humana (requisito de "Não Colapso"), implica a ocorrência de danos estruturais severos e deformações residuais que podem inviabilizar a reparação do edifício.

Em contraste, Skinner et al. (1993) explicam que o isolamento de base atua na redução da energia, refletindo grande parte da energia sísmica através da interface de isolamento e dissipando a restante em dispositivos específicos, mantendo a superestrutura predominantemente no regime elástico. Enquanto estruturas de base fixa amplificam as acelerações do solo em altura — fenómeno de amplificação dinâmica descrito por Clough e Penzien (1995), as estruturas isoladas tendem a mover-se como um corpo rígido, reduzindo as acelerações nos pisos e os deslocamentos entre pisos.

Sob a ótica do desempenho económico e operacional, Mayes et al. (2013) demonstram que, embora os Eurocódigos previnam o colapso, as perdas financeiras associadas aos danos em elementos não estruturais (fachadas, divisórias, instalações) podem atingir 20% do valor de substituição do edifício, além de implicarem longos períodos de inoperacionalidade. Terzic, Merrifield e Mahin (2012) quantificam que a utilização do isolamento de base pode reduzir estas perdas para valores na ordem dos 2%, garantindo a funcionalidade imediata após o evento sísmico, um critério importante para infraestruturas críticas.

2.3.3 Critérios de seleção

A aplicabilidade do isolamento sísmico não é universal, sendo condicionada por parâmetros que determinam a viabilidade técnica e económica da solução.

2.3.3.1 Condicionante geotécnica e efeito de sítio

As características do solo de fundação determinam a viabilidade do isolamento sísmico. Segundo Skinner et al. (1993), a aplicação desta técnica em solos brandos — como argilas moles ou depósitos aluvionares profundos — pode ser ineficaz e até prejudicial. O princípio fundamental do isolamento baseia-se no aumento do período da estrutura (T_{eff}) para afastá-lo das altas frequências típicas dos sismos. No entanto, solos brandos atuam como filtros que atenuam as altas frequências e amplificam as baixas frequências do movimento sísmico, apresentando assim períodos predominantes mais longos (T_f). Se (T_{eff}) se aproximar de (T_f), ocorre o fenómeno de ressonância, cujo efeito anula os benefícios do isolamento e gera deslocamentos laterais excessivos. Por este motivo, o isolamento de base é recomendado predominantemente para estruturas assentes em solos rígidos ou maciços rochosos.

2.3.3.2 Relação entre o período e a altura do edifício

A eficiência do sistema depende da capacidade de alongar o período natural da estrutura. Guerreiro (2004) menciona que a relação entre T_{eff} e T_f deve satisfazer a condição $3T_f \leq T_{eff} \leq 3s$. Esta condição implica que o isolamento é ideal para estruturas intrinsecamente rígidas, tipicamente edifícios de baixo a médio porte (até 10-12 pisos), onde é fisicamente possível afastar o período fundamental da zona de maior conteúdo energético do espectro sísmico. Komodromos (2000) reforça que em edifícios altos e flexíveis, onde T_f já é elevado (e.g.: maior que 2,0 s), a introdução de isolamento traria benefícios marginais ou nulos.

2.3.3.3 Esbelteza

Guerreiro (2003), afirma que a viabilidade do isolamento de base está ligada à geometria da edificação, impondo-se limites devido aos efeitos de segunda ordem e ao risco de levantamento dos isoladores. Quando um edifício esbelto, caracterizado por uma elevada relação entre a sua altura (H) e a largura da sua base (B), é atingido por uma aceleração/deslocamento horizontal, gera-se um momento de derrubamento. Este efeito age como uma alavanca que concentra esforços de compressão numa das extremidades da base da estrutura, enquanto alivia a

carga, ou induz diretamente esforços de tração, na extremidade oposta. Esta dinâmica configura um cenário crítico, pois os aparelhos elastoméricos (como os isoladores de borracha) são pensados para suportar grandes cargas axiais de compressão, mas apresentam uma capacidade estrutural praticamente nula para resistir a esforços de tração. O descolamento ou levantamento da estrutura pode resultar no rasgamento das camadas de borracha, comprometendo a estabilidade e a proteção do edifício.

A zona ideal para aplicar os isoladores ocorre em estruturas mais "atarracadas", com a relação $H/B \leq 1$. Nessas construções, a base é larga o suficiente para que o próprio peso do edifício mantenha os isoladores estabilizados e comprimidos contra o solo, dissipando a energia do sismo. No entanto, quando a proporção fica entre 1 e 2, o projeto entra numa zona crítica. O edifício mais alto sofre um "efeito de alavanca" durante o sismo, criando um risco de descolamento, o que torne necessário o uso de outros dispositivos para segurar a obra, já que a borracha e os pêndulos não resistem bem a forças de tração. Por fim, para edifícios muito esbeltos, com $H/B > 2$, o isolamento convencional é desaconselhado, pois aumenta a chance de rasgamento das borrachas dos isoladores.

2.3.3.4 Restrições de espaço adjacente

A implementação exige a existência de um espaço livre em todo o perímetro da edificação para acomodar os deslocamentos previstos ao nível da base. Naeim e Kelly (1999) indicam que esta exigência inviabiliza a adoção de isoladores em centros urbanos com edifícios em banda, a menos que existam juntas de separação adequadamente dimensionadas e mantidas livres de obstruções ao longo de toda a vida útil da estrutura.

2.3.4 Comportamento estrutural

2.3.4.1 Torção e regularidade em estruturas isoladas

Segundo Lopes (2008), a torção é induzida fundamentalmente pela excentricidade estática (e_0) entre o Centro de Massa (CM) — ponto de aplicação das forças de inércia ($F = M \times a$) — e o Centro de Rigidez (CR), onde se concentra a resultante das forças de restituição elástica. Em sistemas com isolamento de base, essa vulnerabilidade é intensificada caso o centro de rigidez do sistema de isolamento não coincida com a projeção vertical do centro de massa da superestrutura, o que torna a regularidade em planta um pré-requisito fundamental para a previsibilidade do comportamento estrutural.

De acordo com o Eurocódigo 8 (CEN, 2004), a regularidade em planta é quantificada pela relação entre a excentricidade estrutural (e_{0x}) e o raio de torção (r_x). Para que os efeitos de torção sejam controlados e permitam a utilização de modelos de análise simplificados, deve-se verificar a condição:

$$e_{0x} \leq 0,30 \times r_x \quad (2.17)$$

Adicionalmente, a estrutura deve possuir rigidez torcional adequada em relação à sua rigidez lateral. Esta característica é verificada quando o raio de torção (r_x) é superior ao raio de giração da massa do piso (l_s), conforme a inequação $r_x \geq l_s$, onde o raio de giração (l_s) é definido pela raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inércia da massa e a massa total do piso:

$$l_s = \sqrt{\frac{I}{M}} \quad (2.18)$$

Lopes (2008) explica que estruturas com elementos rígidos concentrados no centro da planta, como núcleos de betão centrais, tendem a possuir um raio de torção reduzido, tornando-as torsionalmente flexíveis e vulneráveis. Em contraste, a distribuição de elementos rígidos na periferia aumenta o raio de torção (r_x), melhorando significativamente a estabilidade rotacional da estrutura.

No contexto específico do isolamento de base, a minimização da excentricidade evita deslocamentos excessivos nos isoladores de canto. Kunde e Jangid (2003) demonstraram que os sistemas de isolamento baseados em pêndulos de fricção (*Friction Pendulum Systems* - FPS) apresentam algumas vantagens. Como a força de restituição lateral num apoio FPS é proporcional à carga vertical suportada ($K = P/R$, onde P é a carga e R o raio de curvatura), o centro de rigidez do sistema de isolamento tende a coincidir automaticamente com a projeção do centro de massa da superestrutura, eliminando a excentricidade estática. Contudo, para sistemas elastoméricos, como os isoladores de borracha com núcleo do chumbo (LRB) ou isoladores de borracha de alto amortecimento (HDRB), a rigidez é uma propriedade intrínseca do dispositivo e não da carga. Nestes casos, o projeto deve prever a distribuição espacial dos isoladores e a variação das suas rigidezes de modo a alinhar o CR do sistema de isolamento com o CM da superestrutura.

Por fim, mesmo em estruturas perfeitamente simétricas, a regulamentação exige a consideração de uma excentricidade accidental para cobrir incertezas na distribuição de massas e na variabilidade espacial do movimento sísmico. O Eurocódigo 8 (CEN, 2004) preconiza que o centro de massa de cada piso deve ser deslocado da sua posição nominal por uma excentricidade accidental (e_{ai}):

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad (2.19)$$

onde L_i é a dimensão do piso perpendicular à direção da ação sísmica. Esta excentricidade adicional gera momentos torsores ($M_{ai} = e_{ai} \times F_i$) que devem ser somados aos efeitos da análise dinâmica, garantindo que os dispositivos de isolamento sejam dimensionados para acomodar os deslocamentos amplificados resultantes da rotação do diafragma rígido sobre a base.

2.4 Modelação computacional e métodos de análise

A avaliação do desempenho sísmico de estruturas complexas, especialmente aquelas equipadas com sistemas de proteção passiva, exige o recurso a ferramentas computacionais avançadas que permitam simular a resposta dinâmica do sistema estrutural ao longo do tempo. A transição de análises estáticas para análises dinâmicas baseia-se na discretização do contínuo num número finito de graus de liberdade, permitindo a resolução numérica das equações diferenciais de movimento.

2.4.1 Equações de movimento dinâmico

A resposta dinâmica de um sistema NGDL (N graus de liberdade), obtém-se através do equilíbrio entre as forças de inércia, amortecimento, rigidez e as ações externas. Clough e Penzien (1995) apresentam a equação do movimento (2.8) com $p(t) = -[M]\{1\}\ddot{u}_g$ em notação matricial para uma estrutura sujeita a uma aceleração na base ($\ddot{u}_g$), onde os vetores $\{u\}$, $\{\dot{u}\}$ e $\{\ddot{u}\}$ correspondem, respetivamente, ao deslocamento, velocidade e aceleração relativos, $\ddot{u}_g$ à aceleração absoluta e 1 indica se o GDL N es'ta ativo ou não.

No que diz respeito às propriedades físicas do sistema, $[M]$ designa a Matriz de Massa, frequentemente simplificada em modelos de edifícios para uma matriz diagonal ao nível dos pavimentos, sob a hipótese de diafragma rígido (Chopra, 2003). A Matriz de Rigidez $[K]$ define o comportamento elástico, relacionando forças e deslocamentos. Por sua vez, a dissipação de energia é representada pela Matriz de Amortecimento $[C]$. Dada a dificuldade na sua determinação direta, Chopra (2003) sugere a adoção do amortecimento de Rayleigh, definindo $[C]$ como uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez ($[C] = \alpha[M] + \beta[K]$), o que permite calibrar o coeficiente de amortecimento (ξ).

2.4.2 Integração numérica no tempo

A análise no domínio do tempo consiste na integração numérica direta das equações diferenciais de movimento utilizando acelerogramas artificiais, ou registados ou simulados.

O método de Newmark (1959) é o algoritmo de integração temporal utilizado em dinâmica de estruturas devido à sua simplicidade. O método baseia-se na expressão (2.20) para calcular o estado do sistema (velocidade e deslocamento) no instante $t + \Delta t$ a partir do estado anterior, instante t :

$$\begin{aligned}\dot{u}_{t+\Delta t} &= \dot{u}_t + [(1 - \gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t}]\Delta t \\ u_{t+\Delta t} &= u_t + \dot{u}_t\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}_t + \beta\ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2\end{aligned}\tag{2.20}$$

Os parâmetros γ e β determinam as características de estabilidade e precisão do algoritmo. Para aplicações sísmicas, a configuração mais comum é o Método da Aceleração Média Constante, obtido fazendo $\gamma = \frac{1}{2}$ e $\beta = \frac{1}{4}$. Bathe (1982) demonstra que, com estes parâmetros, o método torna-se incondicionalmente estável, significando que a solução numérica não diverge independentemente da magnitude do passo de tempo Δt , embora a precisão diminua com passos maiores.

A implementação computacional envolve o cálculo de uma rigidez efetiva $[\hat{K}]$ e de um vetor de carga efetiva $\{\hat{F}\}$, permitindo resolver os deslocamentos no passo seguinte através de um sistema algébrico linear (ou iterativo, no caso não linear).

A presença de sistemas de isolamento de base introduz uma não linearidade física localizada na interface entre a fundação e a superestrutura. Skinner et al. (1993) explicam que dispositivos como os isoladores de borracha com núcleo de chumbo (LRB) ou os pêndulos de fricção (FPS) exibem um comportamento histerético, onde a força de restituição não é proporcional ao deslocamento, dependendo antes da história de deformação e do sinal da velocidade. Matematicamente, a força elástica $[K]\{u\}$ na equação do movimento deve ser substituída ou complementada por um vetor de forças não lineares $\{F_{NL}(u, \dot{u})\}$.

Relativamente aos Modelos Bilineares (LRB), Naeim e Kelly (1999) descrevem o comportamento através de parâmetros de rigidez elástica inicial (k_1), rigidez pós-cedência (K_2) e força de cedência característica (F_y ou Q). A transição entre os ramos elástico e plástico requer a aplicação de um processo iterativo, como o método de Newton-Raphson, no interior de cada passo de tempo para garantir o equilíbrio das forças internas.

No que diz respeito aos Modelos de Atrito (FPS), a força lateral é função da carga axial instantânea e do atrito dinâmico. Skinner et al. (1993) modelam esta força combinando uma componente elástica (devida à curvatura) e uma componente de atrito histerético (modelo de Coulomb ou Bouc-Wen), expressa por:

$$F = \frac{P}{R}u + \mu P \text{sgn}(\dot{u})\tag{2.21}$$

Onde P representa a carga axial, R o raio de curvatura, μ o coeficiente de atrito e $\text{sgn}(\dot{u})$ a função sinal da velocidade.

3 SISTEMAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA

A proteção de estruturas de engenharia civil contra a ação sísmica tem registado uma evolução tecnológica significativa nas últimas décadas. Tradicionalmente, o dimensionamento sísmico baseava-se na capacidade resistente e na ductilidade dos elementos, aceitando um certo nível de dano estrutural como forma de dissipar a energia e evitar o colapso. Contudo, o aumento das exigências de segurança e a necessidade premente de garantir a operacionalidade contínua de infraestruturas críticas após um sismo impulsionaram o desenvolvimento de novas abordagens. Neste contexto, destacam-se os sistemas avançados de controlo estrutural, concebidos para modificar a resposta dinâmica dos edifícios perante as acelerações do terreno, minimizando as forças transmitidas à superestrutura e resguardando tanto os elementos estruturais como os não estruturais.

Neste capítulo, abordam-se as principais tecnologias que materializam este paradigma moderno de mitigação de risco. Nas secções seguintes são apresentados: (1) os sistemas passivos de proteção sísmica, que englobam o isolamento de base, os dissipadores de energia e os respetivos modelos constitutivos; (2) os sistemas ativos, dependentes de energia externa e atuadores mecânicos para controlo estrutural em tempo real; (3) os sistemas semiativos, que utilizam baixa energia para modificar dinamicamente as propriedades mecânicas da interface de isolamento; (4) os critérios de seleção, viabilidade económica e desempenho comparativo de cada tecnologia; e (5) as aplicações práticas destas soluções em infraestruturas reais, com destaque para os contextos internacional e nacional.

3.1 Sistemas passivos

Conforme a classificação de Aiken et al. (1993), os passivos dividem-se em dissipadores mecânicos (que operam por atrito ou plastificação) e isoladores propriamente ditos, que estabelecem a interface de baixa rigidez horizontal entre a fundação e a superestrutura.

Os sistemas de controlo passivo atenuam os efeitos sísmicos sem intervenção humana ou energia externa. A sua eficácia baseia-se no isolamento de base e na dissipação de energia, que alteram a resposta dinâmica da estrutura (Constantinou e Symans, 1993; Hanson et al., 1993). O isolamento de base reduz a rigidez ao corte entre a superestrutura e o solo, mantendo o suporte das cargas verticais. Este desacoplamento impede que a força do sismo seja transferida diretamente para o edifício (Constantinou e Symans, 1993).

Segundo Costa e Providência (2019), a relevância da aplicação desses sistemas é reforçada pelo enquadramento legal atual, nomeadamente o Decreto-Lei n.º 95/2019, que torna obrigatória a avaliação e o reforço sísmico de edifícios existentes quando sujeitos a intervenções de remodelação significativa. O objetivo central é garantir que a estrutura não apenas resista à ação sísmica, mas que o faça de forma controlada, minimizando danos em elementos estruturais e não estruturais.

Para estruturas de base fixa, a adição de dissipadores mecânicos absorve a energia cinética do sismo. Segundo Gioncu e Mazzolani (2011), isso diminui a tensão nos elementos estruturais primários, como pórticos, vigas, lajes e pilares. Aiken et al. (1993) dividem estes sistemas de amortecimento nas seguintes categorias: de atrito (baseados na fricção de Coulomb); elementos ADAS (que utilizam a plastificação de placas de aço macio); viscoelásticos (ancorados em matrizes de copolímero acrílico); e dispositivos de liga com memória de forma. Estes últimos, desenvolvidos maioritariamente em compostos de níquel-titânio, dissipam a energia vibratória através de alterações reversíveis na sua estrutura cristalina.

A Figura 3.1 exemplifica a aplicação de um sistema de proteção sísmica passiva, instalado no Hospital da Luz, em Lisboa.



Figura 3.1: Isolador que utiliza o sistema passivo instalado no Hospital da Luz em Lisboa (Guerreiro, 2023)

O uso destas tecnologias segue as normas internacionais. O objetivo é aumentar o período fundamental (T) da estrutura, deslocando-o de valores entre 0,1 e 1,0 segundo (frequência típica dos sismos) para o intervalo de 2,0 a 4,0 segundos.

Apesar da fiabilidade e da manutenção económica, o isolamento passivo apresenta limitações. Em solos moles, bacias sedimentares propensas a liquefação ou perante ondas sísmicas de longo período, a eficácia do sistema diminui. Para evitar a amplificação das respostas dinâmicas no isolador e acautelar efeitos de torção severos, o dimensionamento necessita de metodologias de Análise de Histórico de Tempo Não Linear (NTHA) (Gioncu e Mazzolani, 2011).

Segundo Costa e Providência (2019), a distinção entre os sistemas de proteção baseia-se fundamentalmente no fornecimento exterior de energia: nos sistemas passivos, o fornecimento de energia não é necessário; nos sistemas ativos, a energia é essencial para o funcionamento dos atuadores; já nos sistemas semiativos, a energia é utilizada apenas para modificar as propriedades do dispositivo em função da resposta da estrutura.

Os autores ainda dizem que a introdução de uma camada de baixa rigidez horizontal entre a subestrutura e a superestrutura visa aumentar o período fundamental da estrutura e o seu amortecimento global. Em estruturas correntes, esta técnica é extremamente eficaz, podendo reduzir a deformação entre os pisos em 50% a 80%.

A implementação prática do isolamento de base baseia-se numa variedade de dispositivos mecânicos projetados para conferir flexibilidade horizontal e dissipação de energia ao sistema estrutural. Segundo a classificação proposta por Skinner et al (1993), estes dispositivos dividem-se em dois grandes grupos: apoios elastoméricos e apoios deslizantes. A seleção do dispositivo adequado depende de parâmetros como a carga vertical, o deslocamento máximo previsto e a capacidade de recentragem necessária após o evento sísmico.

O isolamento de base apresenta limitações práticas importantes: é geralmente eficaz apenas em edifícios de baixa a média altura (até 10 pisos ou período fundamental inferior a 1 segundo) e exige a existência de um espaço livre perimetral de cerca de 40 cm para permitir a movimentação livre da superestrutura. Além disso, a sua aplicação em solos muito moles pode ser contraproducente, pois estes solos podem originar vibrações com frequências idênticas às do edifício isolado, causando efeitos de ressonância (Costa e Providência, 2019).

3.1.1 Isoladores de borracha de alto amortecimento

Os isoladores de borracha de alto amortecimento (*High Damping Rubber Bearings* - HDRB) representam uma evolução dos apoios de neoprene tradicionais. Burtcher e Dorfmann (2004) explicam que a capacidade de dissipação de energia nestes dispositivos não provém de um mecanismo viscoso externo, mas sim do atrito interno entre as cadeias moleculares do polímero e as cargas de reforço adicionadas durante a vulcanização.

Diferentemente da borracha natural, que exibe um amortecimento histerético baixo (cerca de 2% a 3%), os compostos HDRB são formulados para atingir taxas de amortecimento viscoso equivalente (ξ_{eq}) entre 10% e 15% (Infanti e Castellano, 2004). O comportamento mecânico destes isoladores é caracterizado por uma elevada rigidez vertical, garantida pela intercalação de chapas de aço entre as camadas de borracha, o que previne o abaulamento excessivo e mantém a estabilidade sob cargas gravitacionais. No entanto, Burtcher e Dorfmann (2004) alertam que as propriedades do material são sensíveis à temperatura e à frequência de carregamento, podendo sofrer um endurecimento significativo (aumento da rigidez) em temperaturas muito baixas. A Figura 3.2 representa a geometria interna padrão de um apoio HDRB.



Figura 3.2: Estrutura interna dos aparelhos de apoio elastoméricos de alto amortecimento (Alga, 2007)

3.1.2 Isoladores de borracha com núcleo de chumbo

O apoio de borracha com núcleo de chumbo (*Lead Rubber Bearing* - LRB) é um dispositivo híbrido que combina a elasticidade da borracha laminada com a plasticidade do chumbo. Skinner et al. (1993) descrevem o funcionamento deste sistema baseando-se na baixa tensão de escoamento do chumbo ($\tau_y \approx 10\text{MPa}$) em esforços de corte. O núcleo central de chumbo é inserido num apoio elastomérico convencional; sob pequenas cargas laterais (como vento), o núcleo permanece rígido, conferindo rigidez inicial ao sistema.

Durante um sismo, quando a força lateral excede o limite de escoamento do chumbo, o núcleo plastifica e dissipa energia através de histerese mecânica, enquanto a matriz de borracha fornece a força de restituição necessária para trazer a estrutura de volta à posição original. Naeim e Kelly (1999) destacam que o LRB pode fornecer taxas de amortecimento efetivo de até 30%, eliminando frequentemente a necessidade de dissipadores suplementares. A recristalização dinâmica do chumbo à temperatura ambiente permite que o núcleo recupere as suas propriedades mecânicas após o evento sísmico, garantindo durabilidade face a múltiplos ciclos de carga. A Figura 3.3 representa a geometria interna padrão de um apoio LRB.

3.1.3 Sistemas pendulares com atrito

Os sistemas de pêndulo de fricção (*Friction Pendulum System* - FPS), desenvolvidos com base nos princípios propostos por Zayas (1987), utilizam a geometria e a gravidade para obter o isolamento sísmico. O dispositivo consiste num deslizador articulado que se move sobre uma superfície esférica côncava de aço



Figura 3.3: Estrutura interna dos aparelhos de apoio de borracha com núcleo de chumbo (FIB, 2005)

inoxidável. O período natural (T) do sistema é independente da massa da estrutura e depende exclusivamente do raio de curvatura (R) da superfície côncava, conforme a relação do pêndulo simples:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3.1)$$

Esta característica, destacada por Mokha, Constantinou e Reinhorn (1990), elimina os problemas de torção acidental, uma vez que o centro de rigidez do sistema de isolamento coincide automaticamente com o centro de massa da estrutura suportada. A dissipação de energia é gerada pelo atrito dinâmico na interface de deslizamento. Além disso, a geometria côncava fornece uma força de restituição gravitacional que recentra a estrutura, levantando-a ligeiramente à medida que ela se desloca lateralmente.

A Figura 3.4 apresenta o comportamento de fricção da relação força–deslocamento em apoios FPS, cujo ciclo de histerese possui uma força de cedência dependente tanto do coeficiente de atrito quanto da carga vertical aplicada à superfície.

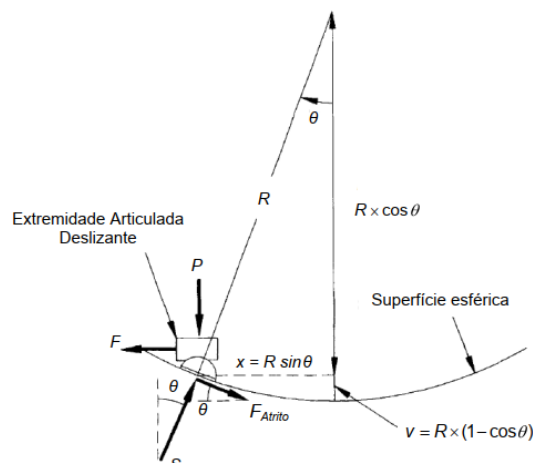


Figura 3.4: Diagrama de corpo livre de um isolador de pêndulo friccional sob um ângulo de rotação θ (Tsopelas et al., 1996)

3.1.4 Sistemas híbridos e tecnologias emergentes

A evolução dos sistemas de isolamento conduziu ao desenvolvimento de dispositivos com superfícies de deslizamento complexas para otimizar a resposta estrutural.

1. DCFP (Double Concave Friction Pendulum): Kim e Yun (2007) analisam o comportamento de

isoladores com duas superfícies côncavas de deslizamento. Este sistema permite acomodar maiores deslocamentos com dimensões em planta mais reduzidas em comparação com o FPS tradicional, distribuindo a velocidade de deslizamento entre as duas interfaces.

2. VFPI (Variable Frequency Pendulum Isolator): Pranesh e Sinha (2000) propõem um isolador cuja superfície de deslizamento segue uma geometria elíptica em vez de esférica. Isto resulta numa frequência de oscilação que varia continuamente com o deslocamento, evitando a ressonância sob excitações de amplo espectro de frequências.

3.1.5 Modelos constitutivos

A modelação numérica dos isoladores sísmicos é fundamental para a análise não linear no domínio do tempo. O comportamento da maioria dos isoladores (especialmente LRB e FPS) é representado através de um modelo constitutivo bilinear hysterético. Naeim e Kelly (1999) definem os parâmetros fundamentais que governam este modelo:

1. Rigidez Elástica Inicial (K_1): Representa a rigidez do dispositivo antes do escoamento (no caso do LRB) ou antes do início do deslizamento (no caso do FPS). É tipicamente elevada para resistir a cargas de serviço.

2. Rigidez Pós-Escoamento (K_2): Representa a rigidez tangente do sistema após a plastificação ou deslizamento. No LRB, K_2 é governado principalmente pelo módulo de elasticidade da borracha. No FPS, é função da carga vertical (P) e do raio de curvatura (R), onde:

$$K_2 = \frac{P}{R} \quad (3.2)$$

3. Força Característica (Q ou F_y): É a força na qual ocorre a transição do comportamento elástico para o plástico. Para um LRB, Skinner et al. (1993) aproximam esta força pela tensão de escoamento do chumbo multiplicada pela área do núcleo:

$$F_y \approx \sigma_{pb} \times A_{pb} \quad (3.3)$$

A caracterização do comportamento mecânico dos isoladores de base é comumente realizada através de ciclos de carga e descarga que definem o seu laço de histerese. Como ilustrado na Figura 3.5, o comportamento real de um isolador, como o *Lead Rubber Bearing* (LRB), apresenta uma transição suave entre o regime elástico e o plástico (a). Para fins de modelação numérica em análises não lineares, essa resposta é simplificada por um modelo constitutivo bilinear (b), definido essencialmente pelas rigidezes elástica inicial (K_1) e pós-escoamento (K_2), além da força de escoamento (F_y). A área interna do laço de histerese (c) é fundamental para determinar a energia dissipada (E_D) e, consequentemente, o amortecimento viscoso equivalente do sistema. Adicionalmente, modelos mais complexos como o de Bouc-Wen (d) podem ser empregados para capturar com maior precisão a transição não linear, comparativamente à aproximação bilinear simplificada.

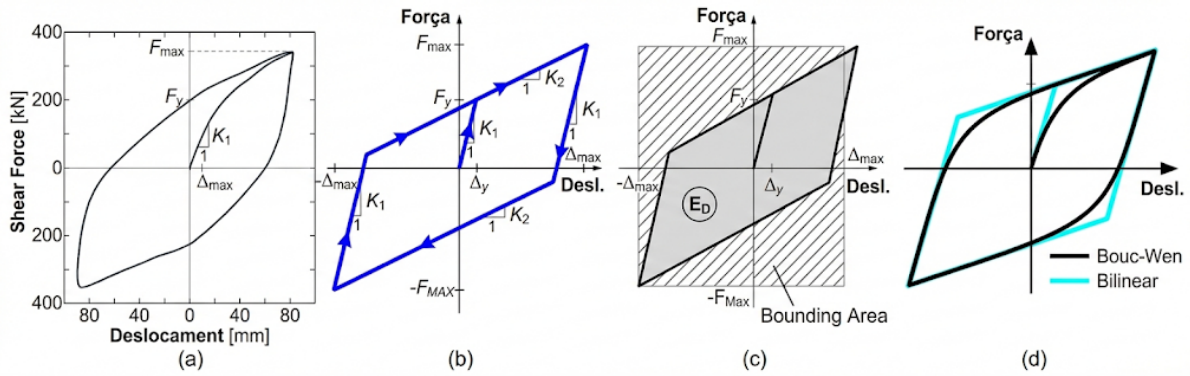


Figura 3.5: Representação do comportamento histórico de isoladores sísmicos. (a) Resposta experimental de um apoio LRB sob ensaio cíclico (adaptado de Skinner et al., 1993); (b) Parâmetros do modelo constitutivo bilinear idealizado; (c) Identificação da energia dissipada (E_D) e área envolvente para cálculo de amortecimento; (d) Comparação entre os modelos numéricos de Bouc-Wen e Bilinear (adaptado de Ramallo et al., 2002).

A relação entre as rigidezes é um parâmetro de projeto. Skinner et al. (1993) recomendam uma relação $k_1/k_2 \geq 10$ para garantir uma distinção clara entre o comportamento rígido sob cargas de vento e o comportamento flexível sob sismos. A energia dissipada por ciclo (E_D) neste modelo é dada pela área do laço de histerese, que para um ciclo completo de amplitude Δ pode ser aproximada por:

$$E_D = 4 \times Q \times (\Delta - \Delta_y) \quad (3.4)$$

Onde Δ_y é o deslocamento de cedência, Q representa a força característica do dispositivo (interseção da reta de rigidez pós-cedência com o eixo das forças) e Δ é a amplitude máxima do deslocamento atingido no ciclo. O valor de Δ_y é utilizado para calcular o amortecimento viscoso equivalente (ξ_{eq}) em análises linearizadas.

Para a viabilização de análises não lineares no domínio do tempo (Time-History), a engenharia traduz o comportamento físico dos isoladores em modelos constitutivos matemáticos. O modelo bilinear é a representação padrão para dispositivos como o LRB e o FPS, definindo a transição entre a rigidez elástica inicial (K_1) — necessária para resistir a cargas de serviço como o vento — e a rigidez pós-cedência (K_2), que governa a resposta durante o evento sísmico. Esta modelação permite quantificar a energia dissipada (E_D) por ciclo, parâmetro vital para o dimensionamento seguro da interface de isolamento.

3.2 Sistemas ativos

Não obstante a eficácia dos sistemas passivos anteriormente descritos, determinadas exigências de desempenho em estruturas de elevada importância requerem uma resposta adaptativa superior. Surgem, assim, os Sistemas Ativos que, segundo Costa e Providência (2019), definem-se pela necessidade obrigatória de fornecimento externo de energia para o seu funcionamento básico. Diferente das soluções passivas, estes mecanismos dependem de dispositivos que aplicam forças diretamente na estrutura para neutralizar os efeitos da ação sísmica. A eficácia desta tecnologia está ligada à capacidade de resposta dos atuadores, que devem operar em tempo real para corrigir os deslocamentos estruturais conforme o sismo ocorre. Costa e Providência (2019) salientam que a dependência de energia externa é o fator crítico de projeto para esta categoria. Como o sistema precisa de potência para gerar forças de oposição, a sua fiabilidade depende da existência de fontes de alimentação redundantes, uma vez que falhas elétricas durante um evento sísmico podem comprometer a segurança da edificação.

Os sistemas de proteção sísmica ativa representam um elevado nível de complexidade tecnológica na engenharia estrutural. Ao contrário das abordagens passivas, não se limitam a dissipar a energia de entrada.

Em vez disso, monitorizam o movimento da estrutura e do solo para controlar as forças incidentes em tempo real. Luco e Mita (1992) explicam que a eficácia deste método assenta na "modificação" da massa, da rigidez ou das características dinâmicas do edifício durante o sismo, com o objetivo de neutralizar os impactos e evitar deslocamentos excessivos. Para explicar este fenómeno, deve-se analisar a mecânica operativa do sistema. Durante a aceleração sísmica, o sistema ativo não altera as propriedades do edifício, mas recorre à ação de forças externas. Constantinou e Symans (1993) e Scawthorn (1999) explicitam que esta ação é realizada através de atuadores mecânicos — tais como a translação rápida de blocos de contrapeso pesados (amortecedores de massa) ou o esticamento variável de cabos estruturais acoplados à armadura. O processo opera através de um circuito fechado de telemetria: os sensores detetam a vibração do solo, o computador processa a informação instantaneamente e comanda os atuadores para aplicarem uma força mecânica na direção diametralmente oposta ao movimento sísmico. Ao impor esta força contrária, a resposta global do edifício é instantaneamente estabilizada. Na perspetiva das equações do movimento, a injeção desta energia oposta faz com que a estrutura reaja *como se* a sua massa ou a sua rigidez tivessem sido subitamente alteradas.

A arquitetura destes sistemas inclui apoios de base, atuadores mecânicos, sensores e controlos lógicos. O funcionamento baseia-se num ciclo de retroalimentação (*feedback*): uma rede de sensores deteta as ondas sísmicas e a deformação da estrutura, enviando os dados a um processador central. Este processador aciona os atuadores para gerar forças de amortecimento contrárias e calibradas. A estratégia que orienta esta intervenção apoia-se frequentemente no Regulador Quadrático Linear (LQR). Esta formulação otimiza a injeção de força para minimizar os danos, materializando-se na lei de controlo expressa por $F = -Kx - Cv$, onde as matrizes de ganho dinâmico K e C ajustam a magnitude da resposta em função do deslocamento relativo (x) e da velocidade estrutural (v). A Figura 3.6 apresenta o diagrama representativo de um sistema de isolamento de base ativo.

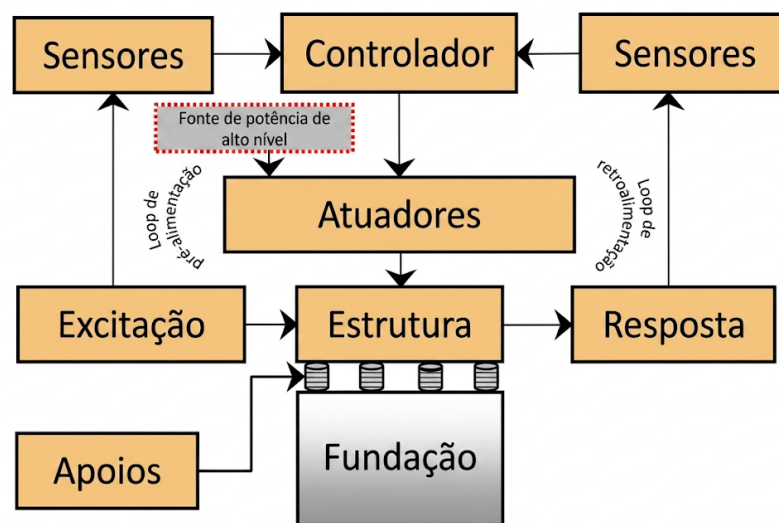


Figura 3.6: Diagrama de um sistema de isolamento de base ativo, ilustrando a interação entre sensores, controlador e atuadores (Bermany e Osman, 2025).

A transformação dos cálculos preditivos em força corretiva depende do tipo de atuador utilizado. Entre os métodos mais comuns destacam-se os amortecedores de massa sintonizada (TMD) ativos e o tensionamento de tendões (Luco e Mita, 1992). A escolha dos atuadores exige diferentes compromissos no projeto da obra: os servoatuadores elétricos oferecem precisão milimétrica e rapidez, mas implicam um consumo energético elevado; já os atuadores hidráulicos garantem maior eficiência energética e capacidade de carga, embora com menor precisão. Paralelamente, a integração de atuadores piezoelétricos surge como uma alternativa promissora, permitindo a modulação instantânea da rigidez com menor consumo elétrico.

Apesar da capacidade destes sistemas para criar infraestruturas altamente adaptáveis aos sismos, a

tecnologia ativa enfrenta barreiras práticas relevantes. Os elevados custos de implementação e a complexidade arquitetônica aumentam o risco de avarias mecânicas, exigindo manutenção e monitorização rigorosas. A limitação mais crítica, no entanto, é a dependência de energia elétrica. Num cenário de catástrofe, a falha das redes de distribuição inviabiliza o sistema. Por isso, torna-se obrigatória a instalação de geradores de emergência ou sistemas de alimentação ininterrupta (UPS) para garantir a segurança da obra no momento de rutura.

3.3 Sistemas semiativos

Segundo Costa e Providência (2019), os sistemas semiativos representam uma categoria em que o fornecimento de energia externa não é necessário para o funcionamento básico de proteção. Nestes dispositivos, a energia é utilizada exclusivamente para modificar as propriedades mecânicas do sistema, como a rigidez e o amortecimento, em função da resposta da estrutura e da intensidade da ação sísmica sentida. Esta característica permite que o sistema se adapte dinamicamente ao sismo sem a complexidade de injetar grandes forças externas na superestrutura. De acordo com Costa e Providência (2019), a grande vantagem desta solução é a economia de recursos energéticos, uma vez que a alteração das propriedades do dispositivo consome frações mínimas de potência em comparação com os sistemas ativos. Assim, os sistemas semiativos conseguem unir a segurança dos métodos passivos à inteligência de controlo das soluções ativas, garantindo proteção mesmo em cenários de interrupção do fornecimento elétrico.

Os sistemas de controlo semiativo representam uma solução híbrida de proteção sísmica, unindo a fiabilidade dos sistemas passivos à adaptabilidade em tempo real dos ativos (Scawthorn, 1999). A sua principal característica é a capacidade de alterar instantaneamente as propriedades mecânicas da interface de isolamento — como a rigidez e o amortecimento viscoso — sem injetar forças na estrutura principal. Como o consumo de energia elétrica destes dispositivos é muito baixo, podem ser alimentados por baterias simples. Isto garante o seu funcionamento contínuo, mesmo em caso de falha da rede elétrica durante o sismo. A Figura 3.7 apresenta o diagrama representativo de um sistema de isolamento de base semiativo.

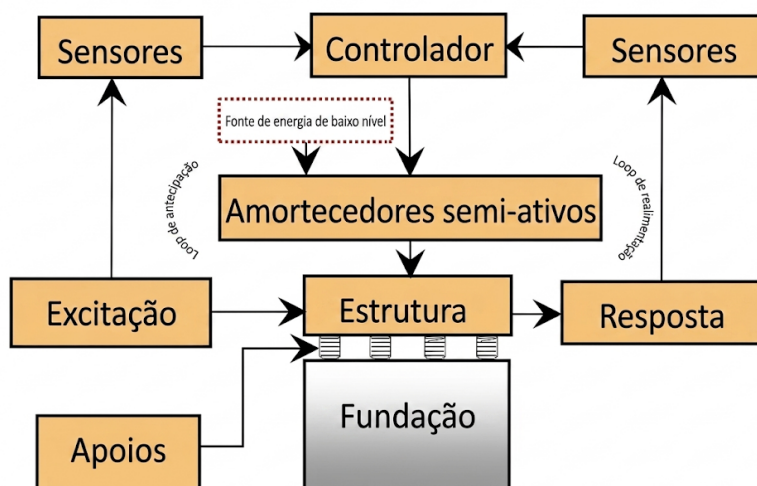


Figura 3.7: Esquema de um sistema de isolamento de base semiativo, evidenciando o edifício, o isolador, o amortecedor semiativo, os sensores e a unidade de controlo (Bermany e Osman, 2025).

O funcionamento destes sistemas baseia-se num ciclo de retroalimentação (*feedback*). Sensores periféricos monitorizam as acelerações do terreno e os movimentos da estrutura, enviando os dados para um processador central. Tai e Ikenaga (2022) demonstram que este controlador processa a informação em milissegundos e ajusta atuadores de baixa voltagem acoplados aos amortecedores.

Nesta categoria, destacam-se os amortecedores de fluido magnetoreológico (MR). Segundo Carlson e

Spencer (1996), este fluido contém micropartículas ferromagnéticas que alteram a sua viscosidade e resistência ao escoamento quase instantaneamente sob a ação de um campo magnético. Esta variação físico-química gera uma força de oposição calibrada à intensidade do sismo.

Em alternativa à tecnologia magnética, utilizam-se amortecedores hidráulicos de orifício variável. Wongprasert e Symans (2005) demonstraram que a conjugação destes dispositivos com apoios elastoméricos reduz os deslocamentos estruturais, revelando elevada eficácia em sismos próximos da falha geológica (*near-fault*). Li, Wen, Shi e Wei (2022) confirmam que o ajuste não linear destes orifícios mitiga as derivas entre os pisos e protege os pilares contra ressonâncias de longo período.

Apesar da sua eficácia, os sistemas semiativos enfrentam desafios práticos relacionados com a latência mecânica. Fu, Zhang, Li e Duan (2019) salientam que os amortecedores MR podem apresentar atrasos de resposta (*time delays*) perante acelerações extremas. Esta inércia inicial pode sobrecarregar temporariamente os apoios de borracha e amplificar as vibrações. Além disso, Casagrande et al. (2019) alertam que o comportamento altamente não linear destes amortecedores exige algoritmos de otimização complexos, dificultando a sua adoção em larga escala sem testes prévios e exaustivos em mesas vibratórias.

A distinção fundamental entre as tecnologias de proteção reside na gestão da energia e do amortecimento. Enquanto os sistemas ativos exigem energia para operar atuadores que "lutam" contra o sismo, os sistemas semiativos utilizam a energia apenas para calibrar a maneira como o edifício dissipa essa força. Costa e Providência (2019) reforçam que a escolha entre estas tecnologias deve considerar a complexidade da manutenção e a fiabilidade da fonte energética disponível para a estrutura.

3.4 Critérios de seleção e desempenho

A escolha do sistema de mitigação sísmica depende de uma avaliação da viabilidade económica e das exigências da estrutura. Goda, Lee e Hong (2010) e Cardone, Gesualdi e Perrone (2019) demonstram que o investimento em isoladores sísmicos compensa a longo prazo: a redução drástica dos danos e a garantia de continuidade operacional tornam os sistemas passivos mais rentáveis ao longo do seu ciclo de vida. Em contraste, os sistemas ativos apresentam custos de manutenção proibitivos para a maioria dos edifícios civis. Hudson e Reynolds (2012) explicam que o uso de servoatuadores pesados exige monitorização e recalibração contínuas. Os sistemas semiativos representam um compromisso: a sua instalação é ligeiramente mais cara que a dos passivos, mas os custos de conservação são significativamente inferiores aos dos ativos.

Ao comparar o desempenho, os sistemas passivos de isolamento de base visam reduzir o deslocamento relativo entre pisos em valores entre 50% a 80% em estruturas correntes. Já os sistemas ativos atuam de forma distinta: através de um ciclo de retorno em tempo real, os atuadores injetam forças de oposição para neutralizar os deslocamentos antes que eles se propaguem pela superestrutura. Um exemplo é o hospital da USC (EUA), onde o isolamento reduziu a aceleração no topo para 0,21g, enquanto o solo registava 0,49g.

A fiabilidade do sistema durante um sismo é condicionada pela sua dependência de energia elétrica. Neste aspeto, o isolamento passivo é totalmente independente. A dissipação de energia ocorre pela deformação física dos materiais, como a plastificação do chumbo ou o atrito, dispensando eletricidade (Masnata, Di Matteo, Adam e Pirrotta, 2023). A maior vulnerabilidade encontra-se nos sistemas ativos. Zhu, Lang, Kawanishi e Kohiyama (2020) alertam que a falha da rede elétrica — comum em grandes sismos — pode paralisar os atuadores se os geradores de emergência falharem no momento do choque. Os sistemas semiativos resolvem este problema: a modulação dos fluidos magnetoreológicos exige uma voltagem muito baixa, que pode ser garantida por baterias locais, tornando a infraestrutura imune a apagões (Fu, Zhang, Li e Duan, 2019).

Por fim, a aplicação de cada tecnologia varia consoante as características do projeto. Os sistemas passivos

são indicados para grandes infraestruturas, hospitais e edifícios residenciais, garantindo segurança a estruturas de comportamento previsível. Contudo, perdem eficácia em sismos próximos da falha geológica (*near-fault*) com pulsos longos (Öncü-Davas e Alhan, 2019). O isolamento ativo reserva-se a instalações de extrema sensibilidade, como centrais nucleares ou museus, onde a necessidade de anular acelerações justifica o elevado custo (Chang, Spencer e Shi, 2014). O controlo semiativo, por sua vez, é a escolha ideal para arranha-céus, torres esbeltas e edifícios de geometria irregular. Tai e Ikenaga (2022) demonstram que a capacidade de reconfigurar o amortecimento em tempo real permite a estas estruturas acomodar múltiplas frequências e neutralizar efeitos de torção imprevisíveis.

3.5 Aplicações práticas

A validação das tecnologias de proteção sísmica, tanto passivas quanto ativas, tem-se feito através da observação do desempenho de estruturas reais sujeitas a eventos sísmicos. A bibliografia especializada regista uma evolução significativa na implementação destas soluções, transitando de aplicações experimentais pontuais para uma prática corrente em infraestruturas críticas em regiões de elevada sismicidade.

3.5.1 Exemplos internacionais

O histórico da implementação de sistemas de isolamento de base remonta a meados do século XX, com aplicações pioneiras que estabeleceram os paradigmas atuais.

Na Europa, Guerreiro (2003) identifica a escola Heinrich Pestalozzi, em Skopje (Macedónia do Norte), projetada em 1969 por Cermelj, como o primeiro edifício moderno com isolamento de base, utilizando blocos de borracha natural não reforçada. Este sistema primitivo não possuía amortecimento significativo, dependendo de fusíveis de porcelana para dissipar energia sob sismos. Além disso, destaca-se o complexo de edifícios da *SIP* em Ancona, Itália, concluído em 1992. Forni (2005) descreve este projeto como a primeira grande aplicação europeia de isoladores HDRB em edifícios de serviços, onde cinco blocos estruturais independentes foram isolados para garantir a operabilidade da rede de telecomunicações.

No continente africano, a Central Nuclear de Koeberg (África do Sul), construída em 1978, representa um marco na engenharia de segurança crítica. Skinner et al. (1993) descrevem a utilização de um sistema de isolamento sobre uma laje de betão assente em solo cimentado, concebido para padronizar o projeto da central independentemente das condições locais do solo.

Nos Estados Unidos, a aplicação desta tecnologia surge na década de 1980. O edifício *Foothill Communities Law and Justice Center* na Califórnia (1985) foi a primeira estrutura a utilizar isoladores de borracha de alto amortecimento nos EUA. Naeim e Kelly (1999) destacam também a reabilitação sísmica do *City Hall* de Oakland e do *City Hall* de São Francisco, onde o isolamento de base foi selecionado como a única solução capaz de preservar a arquitetura histórica e garantir a funcionalidade pós-sismo. Oliveira et al. (1995) observaram *in situ* o desempenho do hospital universitário USC (*University of Southern California*) durante o sismo de Northridge (1994). A estrutura de 8 pisos, assente sobre isoladores de base, registou uma aceleração no topo (0,21g) significativamente inferior à aceleração de campo livre (0,49g), comprovando a eficácia do desacoplamento dinâmico, enquanto hospitais vizinhos de base fixa sofreram danos severos.

Na Ásia, o Japão lidera a implementação massiva destas tecnologias, especialmente após o sismo de Kobe em 1995. O edifício *West Japan Postal Savings Computer Center*, construído em 1995 e com isolamento de base, demonstrou um comportamento excelente durante este evento, contrastando com a devastação envolvente. Komodromos (2000) nota que este sucesso impulsionou um crescimento exponencial, com uma taxa de construção de centenas de edifícios isolados por ano no Japão pós-1995.

3.5.2 Exemplos nacionais

Em Portugal, a adoção de tecnologias de proteção sísmica, como o isolamento de base e de dissipação de energia, tem sido mais lenta em comparação com os congéneres internacionais, embora existam exemplos paradigmáticos que demonstram a capacidade da engenharia nacional.

3.5.2.1 Hospital da Luz de Lisboa

O Hospital da Luz (Figura 3.8), localizado em Lisboa, constitui o primeiro edifício em Portugal projetado e construído com um sistema de isolamento de base. Ferreira (2006) detalha que a opção pelo isolamento não foi motivada exclusivamente pela proteção sísmica, mas também pela necessidade de mitigar as vibrações induzidas pela circulação do Metropolitano de Lisboa, cujas galerias atravessam o terreno de implantação.



Figura 3.8: Hospital Luz - Fase de construção (Guerreiro, 2023 - Construção Magazine nº 113, pg. 14)

A solução estrutural, descrita por Ferreira (2006), envolveu a instalação de 315 isoladores de borracha de alto amortecimento (HDRB) na interface entre a superestrutura e as fundações/pisos enterrados. O sistema foi dimensionado para garantir uma frequência fundamental de vibração horizontal de aproximadamente 0,40 Hz ($T = 2,5$ seg), afastando a resposta da estrutura das frequências predominantes do sismo (sismo do tipo I e II

apresentam frequências predominantes de 1 e 3,25 Hz, respetivamente) e das vibrações do tráfego ferroviário. O projeto implicou desafios construtivos específicos, nomeadamente a criação de um "fosso sísmico" periférico e a utilização de ligações flexíveis para todas as infraestruturas (águas, gás, eletricidade) que atravessam a interface de isolamento, garantindo que o edifício se possa deslocar livremente até 18 cm sem colapsar estas conexões vitais. As Figuras 3.9 e 3.10 apresentam o projeto e os pormenores da solução estrutural adotada.

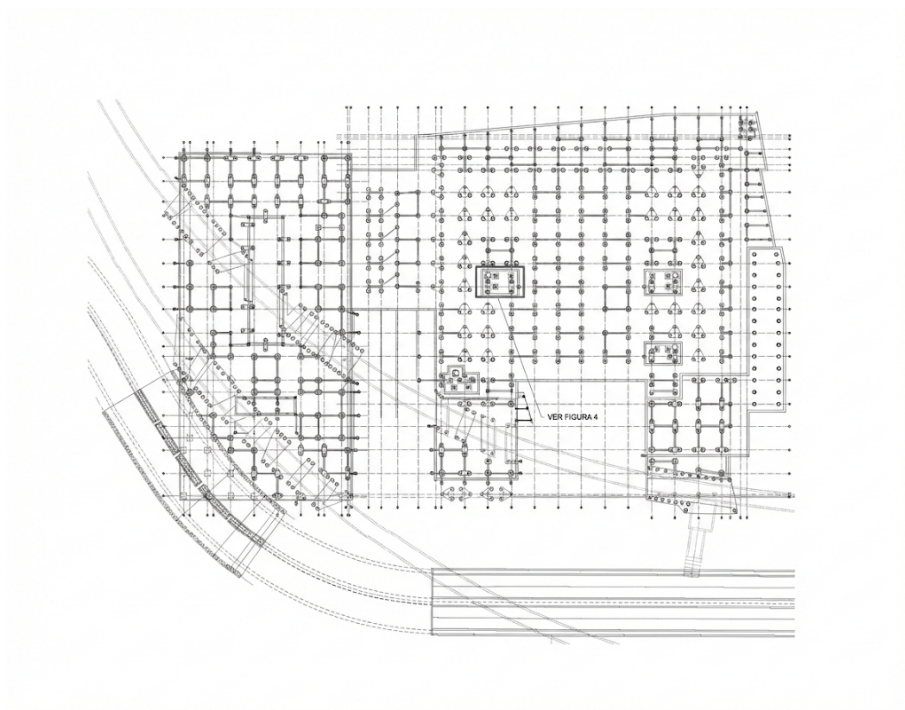


Figura 3.9: Projeto de isolamento sísmico do Hospital da Luz (Ferreira, 2006)

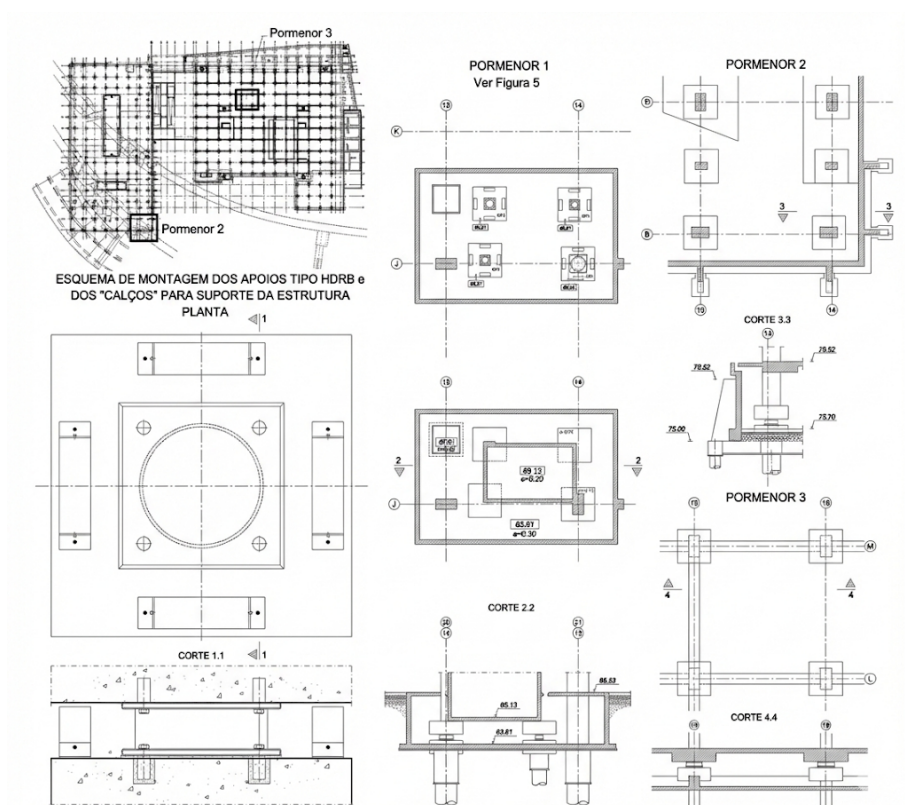


Figura 3.10: Pormenores do projeto de isolamento sísmico do Hospital da Luz (Ferreira, 2006)

3.5.2.2 Laboratório Regional de Investigação Veterinária dos Açores

Embora menos conhecidos, outros projetos consideraram ou implementaram soluções avançadas. O projeto do Laboratório Regional de Investigação Veterinária (LRIV), concluído em 2002, previa a utilização de isolamento de base para proteger equipamentos sensíveis e conter riscos biológicos, embora a construção não tenha avançado na época (Figura 3.11).

Na Região Autónoma dos Açores, a reconstrução pós-sismo de 1998 impulsionou a aplicação de técnicas de reforço, embora focadas maioritariamente no reforço de alvenarias tradicionais. Contudo, intervenções em património, como na Torre do Relógio na Horta (Faial), descritas por Guerreiro e Azevedo (1998), utilizaram pré-esforço exterior para consolidar a estrutura de alvenaria, uma técnica reversível compatível com a preservação monumental. Costa e Arêde (2006) documentaram também o uso extensivo de cintagens e reforços em betão armado em edifícios de alvenaria danificados, validando experimentalmente a eficácia destas intervenções na melhoria da ductilidade e resistência global.

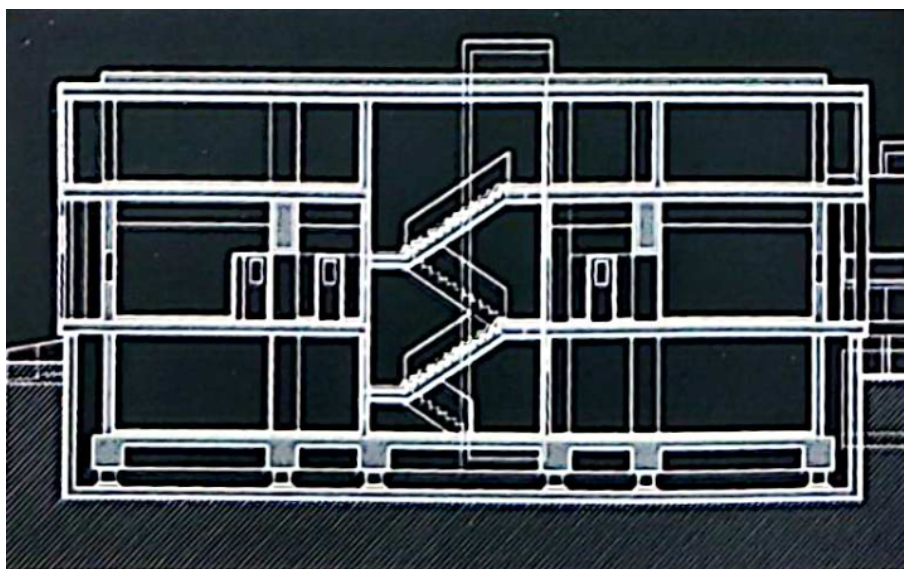


Figura 3.11: Corte estrutural - LRIV, Açores (Guerreiro, 2023 - Construção Magazine n° 113, pg. 14)

3.5.2.3 Aplicações em pontes e viadutos

No domínio das obras de arte, a aplicação de sistemas de proteção sísmica em Portugal encontra-se mais disseminada. A Ponte Vasco da Gama é um exemplo de referência. Appleton, Silva e Martins (2002) explicam que, devido ao comprimento do tabuleiro e à sismicidade elevada, a conceção não poderia depender exclusivamente da ductilidade dos pilares. Foi implementado um sistema de dissipação de energia entre o pilar e o tabuleiro composto por amortecedores viscosos e dissipadores histeréticos de aço, que controlam os deslocamentos longitudinais do tabuleiro e dissipam a energia sísmica, protegendo os pilares principais. A Figura 3.12 mostra uma visão ampla da Ponte Vasco da Gama.



Figura 3.12: Ponte Vasco da Gama (Wikipédia, 2020)

Outro caso relevante é a Ponte Salgueiro Maia, em Santarém (Figura 3.13). Esta estrutura utiliza um sistema de isolamento de base nos pilares, permitindo o movimento relativo do tabuleiro e reduzindo significativamente as forças sísmicas transmitidas às fundações.



Figura 3.13: Ponte Salgueiro da Maia (Nascer do Sol, 2026)

4 REGULAMENTAÇÃO ASSOCIADA A SISMOS

Após a exploração das soluções tecnológicas de proteção sísmica abordadas no capítulo anterior, torna-se importante compreender o enquadramento legal e normativo que viabiliza a sua aplicação prática. A transição da engenharia moderna para o dimensionamento baseado no desempenho exige que a implementação de isoladores de base e de sistemas avançados de dissipação seja regulada por comités internacionais e autoridades competentes, garantindo a salvaguarda da vida humana e a continuidade operacional das infraestruturas em zonas de elevado risco sísmico.

Nas secções seguintes são apresentados: (1) o regulamento europeu (Eurocódigo 8), detalhando os requisitos de desempenho e os métodos de análise linear; (2) o quadro normativo português, abrangendo a sua evolução histórica e a definição específica das ações sísmicas; (3) a filosofia de dimensionamento baseada no desempenho do regulamento italiano; (4) o regulamento norte-americano, destacando os níveis de ação sísmica e os métodos analíticos; e (5) a evolução histórica das normas japonesas e o seu pioneirismo na resposta a eventos sísmicos extremos.

4.1 Regulamento europeu

O *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos* (EN 1998) estabelece o quadro normativo europeu para o dimensionamento e avaliação sísmica. Este documento engloba os princípios de segurança, definindo que as estruturas em regiões sísmicas devem ser projetadas para garantir, com um grau adequado de fiabilidade, a proteção da vida humana, a limitação de danos e a manutenção da operacionalidade de estruturas vitais para a proteção civil (CEN, 2004).

4.1.1 Requisitos de desempenho e estados limite

A filosofia de dimensionamento preconizada pelo Eurocódigo 8 (EN 1998-1) articula-se em torno da verificação de dois requisitos de desempenho fundamentais. O primeiro, designado por requisito de não colapso (associado ao Estado Limite Último), impõe que a estrutura preserve a sua integridade global e uma capacidade de carga residual sob a ação sísmica de projeto. Conforme estipulado pelo CEN (2004), a ação sísmica de referência para este estado corresponde a um período de retorno de $T_{NCR} = 475$ anos (probabilidade de excedência de 10% em 50 anos), sendo este valor suscetível de majoração através do coeficiente de importância γ_I para edifícios de classe superior, como instalações hospitalares. E o segundo por Requisito de Limitação de Danos (Estado Limite de Serviço), que visa assegurar a funcionalidade da edificação sob ações sísmicas mais frequentes, associadas a um período de retorno recomendado de $T_{DLR} = 95$ anos (probabilidade de excedência de 10% em 10 anos). O objetivo primordial é evitar a ocorrência de danos que acarretem limitações de uso ou custos de reparação desproporcionados. A verificação deste estado limite centra-se no controlo dos deslocamentos relativos entre pisos, limitando-os a frações da altura do piso (h) — tipicamente $0,005h$ para a proteção de elementos não estruturais frágeis.

4.1.2 Isolamento de base no Eurocódigo 8

Nesta análise, a secção 10 do EC8 estabelece as regras para o projeto de edifícios com isolamento de base. O objetivo deste sistema é diminuir a resposta do edifício ao sismo, aumentando o seu período de vibração e a sua capacidade de dissipar energia. Para aplicar a norma, o edifício é dividido em três partes fundamentais. A primeira é a superestrutura, que engloba toda a construção acima dos isoladores. A segunda é a subestrutura, que abrange

a porção abaixo dos isoladores, incluindo as fundações. Por fim, existe o sistema de isolamento propriamente dito, localizado na interface entre ambas. Este sistema tem a função de suportar o peso do edifício, permitir o movimento lateral, dissipar a energia do sismo e garantir que a estrutura regresse à sua posição original.

O dimensionamento baseia-se no conceito de isolamento total. Isto significa que a superestrutura e a subestrutura devem responder ao sismo em regime elástico, sem sofrer danos. Por este motivo, a norma dispensa regras rigorosas de ductilidade e o detalhamento complexo das armaduras. Na análise estrutural, adota-se como regra o coeficiente de comportamento $q = 1$, o qual reduz as ordenadas do espectro de resposta elástico para a definição do espectro de cálculo (Fardis, 2009). No entanto, para verificar a resistência da superestrutura de forma mais económica e realista, a norma permite utilizar um coeficiente de até $q = 1,5$. Esta pequena redução serve apenas para aproveitar a resistência natural dos materiais, e não para forçar um comportamento dúctil. Adicionalmente, para garantir que os isoladores não se rompam, os seus deslocamentos de cálculo devem ser aumentados por um fator de segurança, geralmente fixado em 1,2.

Do ponto de vista construtivo, o projeto exige cuidados específicos. É obrigatório executar um diafragma rígido (como uma laje maciça) imediatamente acima e abaixo dos isoladores, garantindo que as forças se distribuam de forma uniforme. O projeto deve também prever um espaço livre ao redor do edifício, permitindo que este se mova livremente durante o sismo sem colidir com estruturas vizinhas. O acesso aos isoladores deve ser assegurado para futuras inspeções e manutenções. Além disso, redes vitais como tubagens de água ou gás, que atravessem a zona dos isoladores, precisam de ser projetadas para suportar os deslocamentos em segurança. Para evitar problemas de torção, o centro de massa do edifício deve estar o mais alinhado possível com o centro de rigidez dos isoladores.

Por fim, a norma define regras claras para a análise matemática e a análise estrutural. As propriedades atribuídas aos isoladores nos cálculos devem refletir as piores condições possíveis ao longo da vida útil do edifício, considerando o desgaste dos materiais, a temperatura e a variação das cargas. Quanto aos cálculos, o EC8 permite métodos lineares (equivalente ou simplificado) desde que o edifício seja regular e os isoladores tenham um comportamento previsível e estável. Os métodos serão detalhados nas subsecções a seguir.

4.1.2.1 Análise linear equivalente

O primeiro passo na definição deste método consiste na determinação da rigidez efetiva global do sistema de isolamento (K_{eff}). A norma define que este parâmetro deve ser assumido como o somatório das rigidezes efetivas individuais de todos os dispositivos de isolamento instalados. Matematicamente, esta relação traduz-se de forma implícita por:

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i} \quad (4.1)$$

onde cada rigidez secante individual ($K_{eff,i}$) é avaliada para o deslocamento de cálculo (d_{db}), que corresponde ao valor de cálculo do deslocamento total de um determinado isolador, devendo refletir as condições mais desfavoráveis.

A principal adaptação introduzida por este método reside na conversão da real capacidade de dissipação de energia dos isoladores num amortecimento viscoso (ξ_{eff}). O EC8 estipula que, caso a ação sísmica seja definida através de um espectro de resposta elástica, o amortecimento da estrutura tem de ser devidamente corrigido para contabilizar a dissipação de energia na base. Para este efeito tem-se o coeficiente de correção de amortecimento (η):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eff}}} \geq 0,55 \quad (4.2)$$

onde ξ_{eff} representa o amortecimento efetivo do sistema de isolamento expresso em percentagem. Este

coeficiente η é subsequentemente aplicado para reduzir as ordenadas do espectro de resposta elástico, atenuando as forças e os deslocamentos sísmicos teóricos que solicitam a estrutura.

Uma vez que a rigidez e o amortecimento efetivos dependem do próprio deslocamento de cálculo do centro de rigidez (d_{dc}), o EC8 afirma que o modelo matemático deve ser sucessivamente atualizado e recalculado até que a convergência seja alcançada. A condição de paragem deste processo iterativo dita que a variação entre o deslocamento inicialmente admitido e o valor calculado no final da iteração não pode exceder 5%, o que pode ser expresso pela seguinte verificação de tolerância:

$$|d_{\text{calculado}} - d_{\text{admitido}}| \leq 0,05 \cdot d_{\text{admitido}} \quad (4.3)$$

Após a convergência do processo iterativo e a consequente definição dos parâmetros lineares globais definitivos (K_{eff} e ξ_{eff}), a avaliação final das forças e dos deslocamentos da estrutura é realizada com recurso aos restantes métodos normativos. Caso a edificação cumpra os requisitos de regularidade e se comporte como um sólido rígido sobre os isoladores, aplicam-se diretamente as equações da análise linear simplificada. Se, pelo contrário, a complexidade dinâmica da estrutura inviabilizar esta simplificação, os parâmetros equivalentes obtidos são introduzidos num modelo de cálculo estrutural tridimensional para a realização de uma análise modal, aplicando as regras de combinação de modos estipuladas na secção 4.3.3.3 do EC8.

4.1.2.2 Análise linear simplificada

Esta análise o comportamento dinâmico do edifício assumindo que a superestrutura atua como um sólido rígido em translação acima do sistema de isolamento, considerando duas translações dinâmicas horizontais e sobrepondo a estas os efeitos estáticos da torção. No âmbito desta formulação, a resposta dinâmica primária da edificação passa a ser governada pelo período de translação efetivo (T_{eff}) do sistema global isolado. O valor deste período é avaliado a partir da massa estrutural e da rigidez do isolamento, sendo determinado por:

$$T_{\text{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{\text{eff}}}} \quad (4.4)$$

Nesta equação, M corresponde à massa total da superestrutura e K_{eff} representa a rigidez horizontal efetiva do sistema de isolamento, definida como o somatório das rigidezes secantes individuais dos isoladores avaliadas para o deslocamento de cálculo.

A aplicação deste método simplificado encontra-se condicionada à satisfação de diversos critérios estruturais e sismológicos. O EC8 exige que o sistema de isolamento possa ser modelado como linear equivalente e que a estrutura esteja localizada a uma distância superior a 15 km de falhas potencialmente ativas que apresentem uma magnitude de sismo esperada $M_s \geq 6,5$. Adicionalmente, a maior dimensão em planta da superestrutura não pode exceder os 50 metros, e a subestrutura deve possuir uma rigidez elevada para que os efeitos provocados por deslocamentos diferenciais do terreno sejam minimizados. Exige-se também que a totalidade dos dispositivos que constituem o sistema de isolamento esteja posicionada diretamente acima dos elementos da subestrutura que suportam as cargas verticais. No que se refere ao comportamento dinâmico e à regularidade, o sistema de contraventamento da superestrutura tem de ser regular e estar disposto simetricamente ao longo dos dois eixos principais em planta. Paralelamente, para garantir o efetivo desacoplamento dinâmico e o afastamento da zona de amplificação espectral, o período efetivo (T_{eff}) deve cumprir os limites impostos por:

$$3T_f \leq T_{\text{eff}} \leq 3 \text{ s} \quad (4.5)$$

sendo T_f o período fundamental estimado para a superestrutura caso esta estivesse rigidamente fixa na

base.

No que diz respeito ao tratamento dos efeitos de torção, o método simplificado permite que o movimento dinâmico de torção do edifício em torno do seu eixo vertical seja ignorado na avaliação da rigidez horizontal efetiva e na análise principal. Para tal, a excentricidade total (e_{tot}), que engloba a excentricidade accidental entre o centro de rigidez efetivo do sistema e a projeção vertical do centro de massa da superestrutura, não pode ultrapassar 7,5% do comprimento da superestrutura medido perpendicularmente à direção horizontal em análise. Quando esta condição de isenção de torção dinâmica é respeitada, o EC8 exige ainda assim que se considerem os efeitos estáticos de torção, os quais vão amplificar os esforços individuais em cada isolador através de um coeficiente δ_i . Para a ação sísmica a atuar na direção x , este coeficiente e o quadrado do raio de torção associado (r_y^2) são calculados pelas seguintes equações:

$$\delta_i = 1 + \frac{e_{\text{tot},y}}{r_y^2} x_i \quad (4.6)$$

$$r_y^2 = \frac{\sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi})}{\sum K_{yi}} \quad (4.7)$$

Nestas formulações, a direção y corresponde à direção horizontal transversal à ação sísmica x considerada, e as variáveis x_i e y_i definem as coordenadas espaciais do isolador i relativamente ao centro de rigidez efetivo do sistema. A variável $e_{\text{tot},y}$ representa a excentricidade total verificada na direção y , e as parcelas K_{xi} e K_{yi} dizem respeito à rigidez efetiva individual da unidade i nas respetivas direções x e y . Desta forma, a formulação matemática garante que os isoladores localizados na periferia geométrica (aqueles com maiores valores coordenados x_i ou y_i) sofram uma maior penalização nos esforços e deslocamentos de cálculo para os quais devem ser dimensionados, prevenindo a ocorrência de roturas derivadas de rotações não antecipadas da base isolada.

4.1.3 Regulamento português

4.1.3.1 Evolução histórica

A evolução histórica do enquadramento normativo português inicia-se, ainda que de forma não codificada, com a reconstrução da Baixa de Lisboa após o sismo de 1755. A chamada "Gaiola Pombalina" constituiu o primeiro sistema sismo-resistente sistemático a nível global (Lopes, 2008), baseando-se numa estrutura tridimensional mista de madeira e alvenaria com elevadas propriedades de ductilidade e capacidade de dissipação de energia.

Em termos de legislação moderna, o primeiro marco foi estabelecido pelo *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos* (RSCCS) de 1958. Sob a influência técnica de Júlio Ferry Borges no LNEC, o Decreto n.º 41658 introduziu o zonamento sísmico do território e a verificação obrigatória a forças laterais estáticas. Esta abordagem metodológica foi subsequentemente consolidada e refinada com a publicação do RSEP (1961) e do REBA (1967), que normalizaram as práticas de cálculo e a definição de cargas.

O avanço qualitativo mais relevante na engenharia sísmica nacional ocorreu com a entrada em vigor do RSA e do REBAP em 1983. O *Regulamento de Segurança e Acções* (RSA) abandonou as abordagens determinísticas simples em favor de uma definição estocástica da ação sísmica, fundamentada em espectros de potência e resposta. Conforme detalhado por Lopes (2008), este regulamento definiu a ação para um período de retorno de referência elevado — 975 anos para o Estado Limite Último — majorada por um coeficiente de segurança global de 1,5.

4.1.3.2 Quadro normativo

A transição para os Eurocódigos (NP EN 1998-1) trouxe novas exigências. A publicação do Decreto-Lei

n.º 95/2019 (e da Portaria n.º 302/2019) marcou uma mudança de paradigma na reabilitação urbana. Este diploma torna obrigatória a elaboração de um relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica em obras de reabilitação que excedam certos limiares de intervenção (área maior que 25% ou custo maior que 25% do valor de construção nova, ou alterações estruturais). Se a capacidade sísmica for inferior a 90% da exigida para um edifício novo (segundo a NP EN 1998-3), é obrigatória a execução de reforço sísmico.

4.1.3.3 Ação sísmica

Uma especificidade da regulamentação portuguesa, consagrada no Anexo Nacional do Eurocódigo 8 e herdada do RSA, é a definição de dois cenários sísmicos distintos, resultantes do contexto sismotectónico descrito por Lopes (2008):

1. Ação Sísmica Tipo 1 (Interplacas): Corresponde a sismos com epicentro na zona de fronteira de placas Açores-Gibraltar (afastado). Caracteriza-se por uma magnitude elevada ($M > 7$), grande distância focal, maior duração e um conteúdo frequencial rico em baixas frequências (períodos longos). Este cenário visa cobrir eventos semelhantes ao Sismo de 1755, tendo um potencial de dano maior para estruturas flexíveis e altas, especialmente no Sul do país e em solos brandos (Lopes, 2008).

2. Ação Sísmica Tipo 2 (Intraplacas): Corresponde a sismos com epicentro no interior da placa continental ou em falhas locais (próximo). Caracteriza-se por magnitude moderada, curta distância focal, curta duração e um conteúdo rico em altas frequências (períodos curtos). Este cenário modela eventos como o Sismo de Benavente (1909), sendo crítico para estruturas rígidas e de alvenaria.

O zonamento sísmico do país é distinto para cada tipo de ação, obrigando os projetistas a verificar a envolvente dos efeitos de ambos os cenários (Lopes, 2008).

4.1.4 Regulamento italiano

A filosofia de *Performance-Based Design* (PBD) estabelece a correspondência entre a perigosidade sísmica e os níveis de desempenho estrutural aceitáveis. Em concordância com o Eurocódigo 8, as Normas Técnicas Italianas (NTC, 2018) discretizam a avaliação do comportamento sísmico através de quatro Estados Limites (EL) progressivos, nomeadamente: o *Stato Limite di Operatività* (SLO), o *Stato Limite di Danno* (SLD), o *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV) e o *Stato Limite di Collasso* (SLC).

No domínio da funcionalidade e controlo de danos, define-se primeiramente o *Stato Limite di Operatività* (SLO). Este nível, associado a eventos sísmicos frequentes, exige que a construção — incluindo elementos não estruturais e equipamentos — mantenha a sua integridade e operabilidade plena, critério fundamental para infraestruturas críticas. Num patamar subsequente, o *Stato Limite di Danno* (SLD) admite a ocorrência de danos ligeiros e economicamente reparáveis, desde que não comprometam a segurança dos ocupantes nem reduzam significativamente a rigidez e resistência a cargas verticais e horizontais.

No que concerne à segurança contra o colapso sob ações intensas, o *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (SLV) corresponde ao sismo de projeto (período de retorno de 475 anos). Neste estágio, aceitam-se danos severos, perda de rigidez e deformações plásticas permanentes, garantindo-se, contudo, uma margem de segurança que preserve a vida humana. Por fim, o *Stato Limite di Prevenzione del Collasso* (SLC) descreve uma estrutura no limiar da instabilidade. Embora suporte as cargas verticais, a edificação apresenta danos gravíssimos e uma margem de segurança mínima contra o colapso iminente.

4.2 Regulamento norte-americano

A regulamentação norte-americana, liderada pelas normas da *American Society of Civil Engineers* (ASCE) para edifícios e da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) para pontes, adota uma filosofia distinta na definição da ação sísmica e nos procedimentos de verificação de segurança, especialmente no que tange a estruturas com isolamento de base.

4.2.1 Níveis de ação sísmica

Diferentemente do Eurocódigo 8, que define a ação sísmica primária através de um único nível de não colapso, a norma americana (referenciada como RA - Regulamento Americano, baseada nas disposições NEHRP/FEMA) estabelece a obrigatoriedade de análise para dois níveis de sismo distintos:

1. DBE (Design Basis Earthquake): O Sismo Base de Projeto corresponde a uma ação com período de retorno de 475 anos (probabilidade de excedência de 10% em 50 anos). Este nível é utilizado para o dimensionamento dos elementos estruturais da superestrutura.

2. MCE (Maximum Considered Earthquake): O Sismo Máximo Considerado refere-se a um evento extremo, com período de retorno de 2500 anos (probabilidade de excedência de 2% em 50 anos). Para edifícios isolados, o MCE é determinante para a verificação da estabilidade dos dispositivos de isolamento e para o dimensionamento da folga sísmica (*seismic gap*), garantindo que os isoladores não colapsem nem o edifício colida com obstáculos adjacentes sob deslocamentos extremos.

4.2.2 Método das forças laterais equivalentes

O procedimento de *Equivalent Lateral Force* (ELF) é o método estático linear padrão na norma ASCE 7. Embora métodos dinâmicos (espectrais ou no tempo) sejam preferenciais para estruturas complexas ou isoladas, a norma impõe uma restrição de segurança crítica: os resultados obtidos por análises dinâmicas (como o corte basal e os deslocamentos de projeto) não podem ser inferiores a uma percentagem fixa (tipicamente 80% a 90%) dos valores calculados pelo ELF. Esta redundância visa evitar que erros de modelagem em análises complexas conduzam a subdimensionamento perigoso. O cálculo do deslocamento de projeto (D_D) no ELF para sistemas isolados considera o período efetivo (T_{eff}) e um coeficiente de amortecimento (B) que ajusta a resposta espectral em função do amortecimento efetivo do sistema (ξ), conforme a relação aproximada citada por Naeim e Kelly (1999):

$$B \approx \frac{1}{0,25(1 - \ln \xi)} \quad (4.8)$$

4.2.3 Ductilidade e detalhamento

A ASCE/SEI 7 classifica as estruturas em categorias de ductilidade baseadas no detalhamento e no sistema sismo-resistente: *Ordinary* (Ordinária), *Intermediate* (Intermediária) e *Special* (Especial). Esta classificação é análoga à do Eurocódigo 8 (DCL, DCM, DCH), onde estruturas com detalhamento "Especial" (alta ductilidade) permitem o uso de maiores fatores de redução de força (R), aceitando-se maiores danos inelásticos em troca de menores forças de projeto.

4.2.4 Estabilidade e efeitos de segunda ordem

A verificação da estabilidade global e dos efeitos de segunda ordem (P-Delta) é controlada através do coeficiente de estabilidade θ . De acordo com a ASCE/SEI 7, os efeitos de segunda ordem podem ser negligenciados se $\theta < 0,1$. No entanto, diferentemente do limite de 0,3 ou 0,2 encontrado em outras normas, a norma americana estabelece um limite máximo de $\theta_{max} = 0,25$. Se o coeficiente calculado exceder este valor, a estrutura é considerada instável e deve ser rigidificada.

4.3 Regulamento japonês

A evolução da regulamentação sísmica no Japão caracteriza-se por uma resposta progressiva a eventos sísmicos destrutivos, estabelecendo padrões de referência na engenharia mundial. Lopes (2008) situa a gênese da engenharia sísmica institucionalizada no final do século XIX, marcada pela fundação da "Sociedade de Sismologia e Engenharia Sísmica" em 1880. Contudo, o marco regulatório fundamental foi impulsionado pelo Grande Sismo de Kanto, que ocorreu em 1923 (Figura 4.1). A observação do desempenho positivo dos edifícios projetados por Tachu Naito motivou a introdução do coeficiente sísmico na legislação. Assim, em 1924, o "Regulamento dos Edifícios Urbanos" passou a exigir o dimensionamento para forças horizontais estáticas equivalentes a 10% do peso do edifício ($0,1W$), um critério determinístico que vigorou até 1980.



Figura 4.1: Grande sismo de Kanto (Wikipédia, 2020)

Uma alteração ocorreu com a revisão em 1981 do *Building Standard Law*, que introduziu uma filosofia de verificação em duas fases, precursora dos códigos de desempenho contemporâneos. A primeira fase impõe que, para sismos moderados e frequentes, a estrutura permaneça em regime elástico, sem danos; a segunda fase admite, para sismos severos e raros, a ocorrência de deformações plásticas sem colapso, exigindo-se ductilidade global do sistema.

No domínio do isolamento de base, o Japão assumiu a liderança na normalização de pontes e edifícios isolados. Skinner et al. (1993) destacam o estabelecimento de diretrizes para a aprovação e manutenção destes sistemas, exemplificadas pelo *Manual for Menshin Design of Highway Bridges*.

Posteriormente, o sismo de Kobe (1995) constituiu um ponto de inflexão, redirecionando o foco regulamentar para a continuidade de serviço ("business continuity") e promovendo a utilização massiva de isolamento de base e amortecimento suplementar como estratégia de mitigação de danos.

5 ISOLADORES DE BASE

A aplicação das normas abordadas no capítulo anterior exige avaliar a realidade do mercado e a viabilidade económica dos projetos. Na prática, a instalação de isoladores de base enfrenta desafios diretos, como os elevados custos iniciais, a logística de manutenção e a disponibilidade de equipamentos. Assim, o sucesso de uma intervenção vai além do cumprimento legal: depende de conciliar as exigências do projeto estrutural com as soluções tecnológicas oferecidas pelos fabricantes.

Nas secções seguintes são apresentados: (1) os principais fabricantes e fornecedores a operar no mercado global e nacional; (2) a análise de custos diretos e do ciclo de vida, juntamente com as exigências normativas de manutenção e inspeção; e (3) a avaliação paramétrica pormenorizada de dispositivos comerciais, com detalhe técnico para o comportamento dinâmico, ensaios e especificações dos isoladores de borracha de alto amortecimento (HDRB), isoladores de borracha com núcleo de chumbo (LRB) e sistemas pendulares com atrito (FPS).

5.1 Principais fabricantes e fornecedores

Devido às exigências de normas internacionais como o Eurocódigo 8 e à obrigatoriedade da marcação CE, a produção de sistemas de proteção sísmica concentra-se num grupo reduzido de empresas. Na prática, apenas entidades com capacidade de investigação e ensaio laboratorial conseguem dar resposta ao mercado.

A suíça *Mageba*, e.g., é um dos principais fornecedores mundiais. Embora ofereça soluções semiativas e amortecedores viscosos, a sua especialidade está nos sistemas passivos, comercializando isoladores LRB, HDRB e FPS através da linha RESTON.

No cenário da união europeia, a Itália apresenta dois fabricantes de destaque. A FIP Industriale é uma referência histórica no isolamento de base e foi pioneira na certificação CE pela norma EN 15129. Já a ALGA tem uma presença consolidada, com um catálogo que vai desde os apoios tradicionais até aos dissipadores viscoelásticos e amortecedores de massa sintonizada.

Em outras frentes tecnológicas, a alemã *Maurer SE* é especialista em sistemas de deslizamento. A empresa utiliza materiais sintéticos de baixo atrito e alta resistência, como a liga MSM. O seu pêndulo de fricção (*Sliding Isolation Pendulum* - SIP) é frequentemente utilizado na proteção de infraestruturas críticas.

A norte-americana *Taylor Devices* adapta tecnologias do setor aeroespacial para a dissipação passiva. A sua especialidade são os amortecedores de fluido viscoso (*Fluid Viscous Dampers* - FVD), aplicados no controlo de derivas em arranha-céus e na reabilitação de estruturas flexíveis.

No mercado nacional, empresas portuguesas como a *Pretensa* assumem um papel estratégico na parte de fornecimento e distribuição. Atuam como elo técnico e logístico entre as multinacionais e o mercado português. O seu diferencial é integrar estas tecnologias de proteção e isolamento sísmico no estaleiro de obra, prestando um acompanhamento adaptado à realidade construtiva local.

Em suma, a escolha de um fornecedor para um projeto não depende apenas do orçamento. A decisão baseia-se na capacidade da empresa em realizar ensaios à escala real e assegurar que o material chega à obra certificado e dentro do cronograma.

5.2 Custos e logística

O incremento nos custos diretos de construção ao se adotar sistemas de isolamento de base decorre da necessidade de implementação de uma camada de isolamento específica, do reforço das colunas da base e de outros

custos estruturais acessórios. Segundo Jiang, Yao e Liu (2021), análises de casos práticos utilizando diferentes modelos de isoladores elastoméricos com núcleo de chumbo (LRB) demonstram que o custo inicial total da estrutura sofre um acréscimo real que varia entre 10,3% e 23,6% em comparação com uma construção que utiliza apenas métodos sísmicos tradicionais. Este aumento deve-se não apenas à aquisição dos dispositivos, mas também a um ligeiro incremento nos custos de projeto, estimado entre 0,1% e 0,5%. No entanto, a viabilidade económica desta tecnologia torna-se evidente quando analisada sob a perspetiva do custo do ciclo de vida da edificação, geralmente projetado para um período de 50 anos. Segundo Jiang, Yao e Liu (2021), embora o investimento inicial seja superior, os edifícios isolados permitem uma redução nos custos de inspeção e manutenção situando-se entre 3,8% e 4,9% em relação às estruturas convencionais. O fator decisivo para a rentabilidade reside na mitigação de danos após um evento sísmico; os sistemas de isolamento reduzem os custos de perdas pós-sismo entre 82% e 84%. Como resultado final, o custo total do ciclo de vida de um edifício isolado pode ser entre 2,5% e 4,8% inferior ao de uma construção de base fixa tradicional.

Como mencionado no capítulo 4, os materiais para reabilitação sísmica estão sujeitos a um controlo normativo. A aquisição de isoladores exige ensaios em protótipos à escala real, validados por normas como a ASCE 41 e a EN 15129. Ferdous et al. (2019) referem que a padronização e a pré-fabricação são essenciais para acelerar a instalação em obra e garantir a qualidade exigida pela fiscalização. Por outro lado, os sistemas ativos enfrentam dificuldades no mercado: existe uma escassez de atuadores eletromecânicos com capacidade para suportar as elevadas forças de corte das estruturas, o que limita os projetos a dispositivos que correm o risco de saturar durante sismos prolongados.

A manutenção e a gestão do fim de vida útil destes sistemas são reguladas de forma estrita. O desempenho dos aparelhos poliméricos é afetado por fatores ambientais. A exposição contínua à radiação ultravioleta (UV) e ao ozono degrada a borracha vulcanizada, provocando o seu envelhecimento e a perda de elasticidade. Face a este desgaste natural, o Eurocódigo 8 (EC8) exige que todos os isoladores instalados sejam acessíveis para inspeção visual e instrumental. A norma obriga à aprovação de um programa de manutenção e determina que qualquer reparação ou substituição seja devidamente registada e acompanhada pela fiscalização. Para otimizar esta monitorização, Alsehaimi et al. (2024) sugere a utilização de sistemas de monitorização da saúde estrutural. Esta tecnologia permite acompanhar em tempo real a corrosão metálica, a acumulação de detritos e o comportamento do elastómero, antecipando falhas sem necessidade de inspeções invasivas frequentes.

5.3 Avaliação paramétrica de dispositivos comerciais

De antemão, a seleção pormenorizada dos sistemas da FIP Industriale para esta análise justifica-se pela sua vanguarda na obtenção da marcação CE e pelo estrito cumprimento dos ensaios de qualificação exigidos pela norma EN 15129:2009, servindo assim como um arquétipo representativo das exigências regulamentares europeias abordadas nos capítulos anteriores.

5.3.1 Isoladores de borracha de alto amortecimento

Os isoladores elastoméricos de alto amortecimento (HDRB - *High Damping Rubber Bearings*), são projetados para proteger edificações contra ações sísmicas. Um exemplo comercial e técnico dessa tecnologia é a série SI (*Seismic Isolators*), fabricados pela empresa italiana FIP industriale, composta por camadas alternadas de finas chapas de aço e borracha vulcanizada a quente. Geralmente apresentam formato circular, embora também possam ser fabricados com secções quadradas ou retangulares, dependendo das exigências de projeto. O princípio de funcionamento desses dispositivos baseia-se em três características mecânicas fundamentais:

1. Baixa rigidez horizontal: Permite aumentar o período fundamental de vibração da estrutura, isolando-a

das acelerações do solo.

2. Alta rigidez vertical: Garante que o dispositivo suporte as pesadas cargas verticais da superestrutura sem sofrer recalques (afundamentos) significativos.

3. Capacidade de amortecimento adequada: Ajuda a dissipar a energia do sismo, limitando os deslocamentos horizontais da estrutura.

A Figura 5.1 mostra a instalação de isoladores HDRB na sede da *Azienda Nazionale Autonoma delle Strade* (ANAS) em L'Aquila, Itália.



Figura 5.1: Isoladores HDRB implementados na sede da ANAS em L'Aquila (FIP, 2016)

5.3.1.1 Comportamento dinâmico e propriedades dos compostos

O amortecimento do sistema HDRB é realizado pelo composto elastomérico empregado, o qual é formulado para possuir alto amortecimento. Esses compostos são classificados em três categorias, dependendo da sua dureza e rigidez:

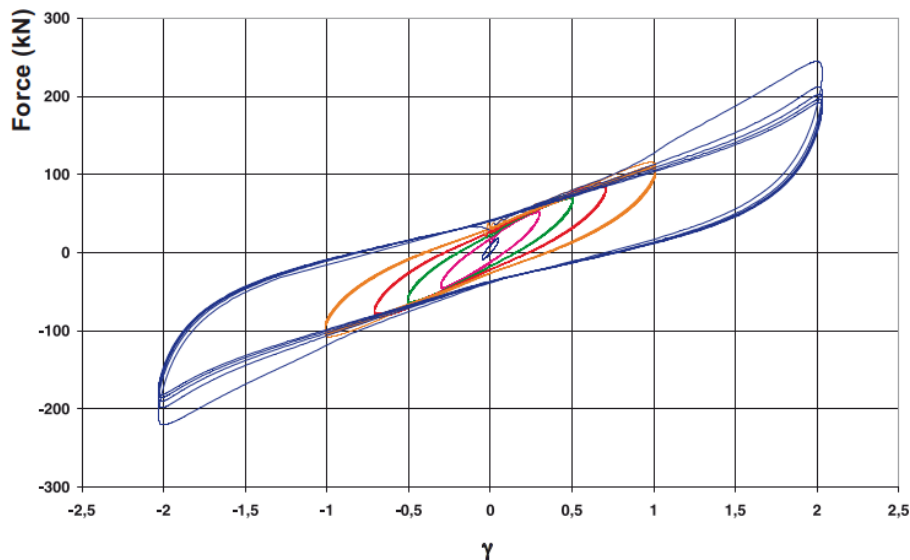
1. Macio (Soft - S)
2. Normal (N)
3. Duro (Hard - H)

Essas borrachas caracterizam-se por um módulo de corte dinâmico efetivo (G_{din}) que varia de 0,4 MPa (para compostos macios) a 1,4 MPa (para compostos duros). O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (ξ) adotado varia entre 10% e 15%, dependendo da formulação e dos critérios do engenheiro projetista. A Tabela 5.1 apresenta as propriedades dos compostos.

Tabela 5.1: Tabela de propriedade dos compostos (FIP, 2016)

CARACTERÍSTICA	COMPOSTO		
	MACIO (S)	NORMAL (N)	DURO (H)
Dureza (Shore A)	40	60	75
Módulo de Corte Dinâmico G_{din} para $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Coefficiente de amortecimento viscoso equivalente ξ para $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

Uma característica do comportamento dinâmico isoladores HDRB é que o módulo de corte (G_{din}) sofre uma variação considerável quando a deformação por corte (γ) é inferior a 0,5. Na prática, o isolador apresenta-se mais rígido sob pequenos estímulos, o que evita deslocamentos excessivos da estrutura sob ações dinâmicas de baixa intensidade, como o vento. Quando o HDRB é submetido a deformações maiores, características de um sismo de projeto (valores de γ entre 1 e 2), o valor de G_{din} mantém-se praticamente constante. Para garantir a longevidade do dispositivo, a borracha recebe aditivos antienvelhecimento, assegurando que suas propriedades variem minimamente ao longo do tempo. As Figuras 5.2, 5.3 e 5.4 mostram os gráficos da curva de histerese, variação média do módulo G_{din} em função da deformação e a variação do amortecimento em função de γ , respectivamente.

**Figura 5.2:** Curva de histerese típica do isolador (FIP, 2016)

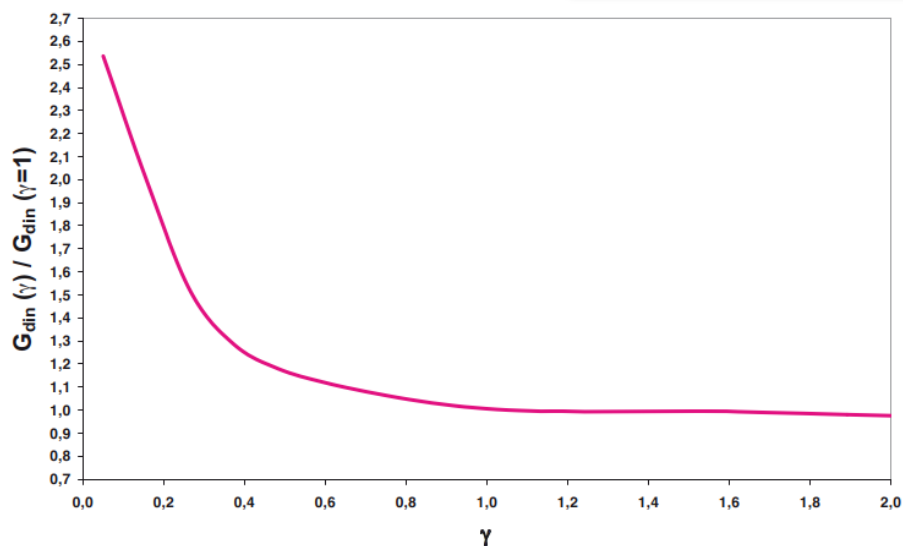


Figura 5.3: Variação média do módulo G_{din} em função da deformação γ (FIP, 2016)

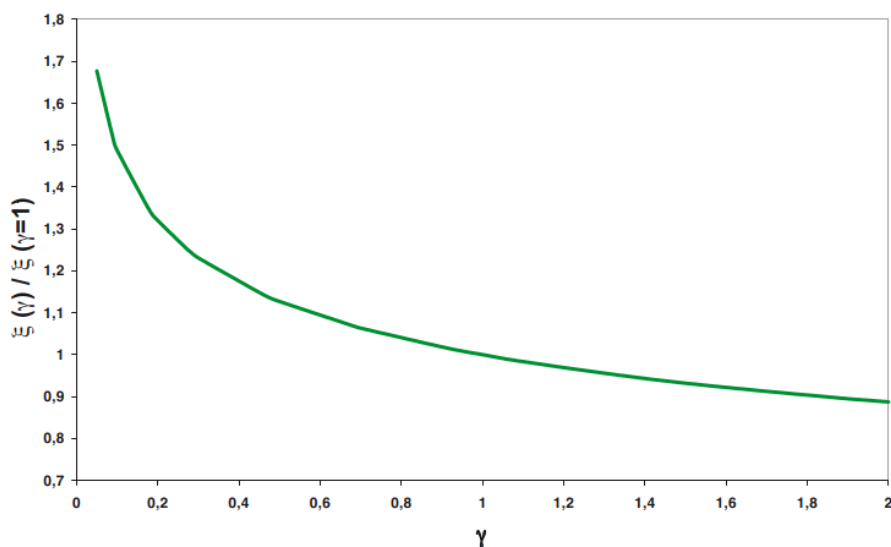


Figura 5.4: Variação do amortecimento ξ em função de γ (FIP, 2016)

5.3.1.2 Ensaios, qualificação e instalação

Os HDRB padrão são dimensionados para acomodar valores de deslocamento máximo de projeto que variam de 100 mm a 400 mm no Estado Limite Último (ELU). Sob condições normais de serviço, como a dilatação térmica, o deslocamento operacional assumido é de 10 mm. A qualificação e o aceite técnico dos aparelhos são rigorosos, envolvendo testes dinâmicos e ensaios realizados tanto em laboratório quanto em obra. As Figuras 5.5 e 5.6 apresentam ensaios realizados pela FIP Industriale nos isoladores HDRB.



Figura 5.5: Técnico manipulando o equipamento de teste (FIP, 2016)



Figura 5.6: Teste de corte em HDRB (FIP, 2016)

Para resistir às forças horizontais extremas de um terremoto, os isoladores são acoplados a sistemas de ancoragem mecânica embutidos nas estruturas de betão armado. A Figura 5.7 apresenta o diagrama de corte transversal do HDRB que detalha as camadas internas (borracha e aço), o diâmetro (D_g), as placas de aço externas (Z) e os pinos de ancoragem no betão.

O procedimento típico para a instalação *in loco* de dispositivos de isolamento sísmico fundamenta-se em etapas executivas e sequenciais, essenciais para garantir o correto comportamento mecânico do sistema estrutural. Inicialmente, a subestrutura é executada por meio da betonagem poucos centímetros abaixo da cota final prevista para o isolador, de modo a prever aberturas ou furos com folga dimensional apropriada para o posterior alojamento dos pinos de ancoragem. Na sequência, o isolador é posicionado e submetido a um nivelamento horizontal, assegurando o alinhamento com a cota exata determinada em projeto antes de qualquer fixação definitiva.

Uma vez posicionado adequadamente o dispositivo, monta-se uma fôrma no entorno da sua base, cujas dimensões devem ser ligeiramente superiores às do aparelho de apoio. O espaço restante inferior gerado entre a subestrutura e a base do isolador é então preenchido por meio do processo de grauteamento, empregando-se



Figura 5.7: Representação bidimensional da estrutura interna de um HDRB com as respectivas placas e pernos de ancoragem mecânica (FIP, 2016).

argamassa epóxi ou cimentícia especial de alta fluidez e livre de retração, cuja espessura de camada varia de 2 cm a 5 cm. Por fim, realiza-se a fixação dos pinos de ancoragem superiores, viabilizando a execução da betonagem da superestrutura (como lajes ou blocos de coroamento de pilares) diretamente sobre o aparelho de isolamento, o que consolida de forma segura a interface de transferência de esforços lineares.

5.3.1.3 Catálogo e especificações técnicas

Para a correta especificação e aplicação técnica dos HDRB, os catálogos categorizam os dispositivos pela letra identificadora do composto. A marcação segue a notação SI (*Seismic Isolator*), acompanhada da letra do composto (S, N ou H) e dois números indicando, respectivamente, o diâmetro do aparelho e a espessura total das camadas de borracha, ambos em milímetros. A seguir, apresentam-se as notações das variáveis do catálogo:

- **V:** Carga vertical máxima com sismo (em kN).
- **Fzd:** Carga vertical máxima de serviço sem sismo (em kN).
- **Ke:** Rigidez horizontal efetiva (em kN/mm).
- **Kv:** Rigidez vertical (em kN/mm).
- **Dg:** Diâmetro do elastômero (em mm).
- **te:** Espessura total do elastômero (em mm).
- **H:** Altura total incluindo placas externas (em mm).
- **Z:** Lado das placas quadradas externas (em mm).
- **W:** Peso do isolador (em kg).

Abaixo, detalha-se o comportamento das três categorias de HDRB considerando, a título de exemplo, a tabela de deslocamento máximo de ± 150 mm (consultar no ANEXO A).

5.3.1.3.1 Isolador HDRB de composto macio

O Isolador Elastomérico Macio, denotado pela notação SI-S (onde o “S” faz referência ao termo em inglês *Soft*), consiste em um dispositivo de isolamento sísmico fabricado com borracha flexível, apresentando um módulo de corte dinâmico (G_{din}) de 0,4 MPa. Em termos teóricos, este isolador é utilizado em projetos que necessitam alongar o período de vibração da estrutura, o que garante uma mínima transferência de força

lateral para a superestrutura. Devido a essas propriedades de flexibilidade e dissipação de energia, sua aplicação é particularmente adequada para edificações que possuem um menor peso estrutural.

A título de exemplificação das propriedades geométricas e mecânicas desta categoria, destaca-se o modelo SI-S 400/75. Este dispositivo possui um diâmetro nominal de 400 mm e uma espessura total de borracha de 75 mm. Em relação ao seu comportamento estrutural, o modelo apresenta uma rigidez horizontal (K_e) de 0,67 kN/mm, sendo dimensionado para suportar uma carga sísmica máxima de corte (V) de até 880 kN, o que atesta sua eficiência na absorção de esforços laterais intensos.

5.3.1.3.2 Isolador HDRB de composto normal

O Isolador Elastomérico Normal, representado pela notação SI-N, é constituído por um composto elastomérico de rigidez intermediária, apresentando um módulo de corte dinâmico (G_{din}) de 0,8 MPa. Do ponto de vista teórico, esta configuração se estabelece como a solução de engenharia mais adotada no mercado atual, justificada por sua capacidade de oferecer um equilíbrio otimizado entre o suporte de cargas verticais e a flexibilidade necessária para o isolamento lateral da estrutura.

Para fins comparativos e de exemplificação das propriedades físicas do dispositivo, destaca-se o modelo SI-N 400/75. Quando comparado com o modelo da categoria macia (*Soft*), este isolador apresenta dimensões externas e peso idênticos, contando com um diâmetro de 400 mm e uma massa de 153 kg. Contudo, devido à maior rigidez do seu composto de borracha, a sua rigidez lateral (K_e) é duplicada, atingindo o valor de 1,34 kN/mm. Essa mudança estrutural eleva a sua capacidade de suporte de carga sob ação sísmica (V), permitindo-lhe resistir a esforços de até 1760 kN.

5.3.1.3.3 Isolador HDRB de composto duro

O Isolador Elastomérico Duro, identificado pela notação SI-H, é caracterizado pelo emprego de um composto elastomérico altamente rígido, apresentando um módulo de corte dinâmico (G_{din}) de 1,4 MPa. Sob a perspectiva teórica, este dispositivo é especialmente projetado para atender a estruturas extremamente pesadas, tais como pontes, viadutos e edificações de grande porte, tendo como principal objetivo limitar os deslocamentos laterais severos que se desenvolvem sob a ação de cargas muito elevadas.

A título de exemplificação das características mecânicas deste modelo, o SI-H 400/75 possui o mesmo volume físico e dimensões externas das variantes anteriores. Todavia, a sua formulação de alta rigidez faz com que a sua rigidez horizontal (K_e) atinja o patamar de 2,35 kN/mm. Em decorrência desse comportamento rígido, o dispositivo demonstra capacidade para acomodar uma carga vertical combinada ao sismo (V) de até 2450 kN, além de sustentar uma rigidez vertical (K_v) de 1518 kN/mm.

5.3.2 Isoladores de borracha com núcleo de chumbo

Os Isoladores Elastoméricos com Núcleo de Chumbo, conhecidos tecnicamente pela sigla LRB (*Lead Rubber Bearings*), fabricados pela empresa italiana FIP industriale, consistem em aparelhos de apoio estrutural formados por camadas alternadas de finas chapas de aço e borracha vulcanizada a quente, contendo em seu centro um ou mais núcleos cilíndricos de chumbo. Embora possuam formato predominantemente circular, também podem ser fabricados com seções quadradas.

A diferença dos isoladores LRB está na sua alta capacidade de dissipação de energia. Durante um sismo, a deformação do isolador provoca o escoamento (plastificação) do núcleo de chumbo de alta pureza (superior a 99,85%). Esse mecanismo físico permite que o dispositivo atinja um coeficiente de amortecimento

viscoso equivalente (ξ_e) de até 30%, o que representa aproximadamente o dobro da capacidade de amortecimento dos isoladores elastoméricos convencionais (como os da série SI). Na prática, esse amortecimento reduz significativamente o deslocamento horizontal da estrutura para uma mesma rigidez. A Figura 5.8 apresenta um diagrama esquemático de um isolador LRB, que mostra a placa de aço superior, a borracha, as placas de ancoragem embutidas no betão e, principalmente, o núcleo cilíndrico de chumbo (destacado em azul no centro).

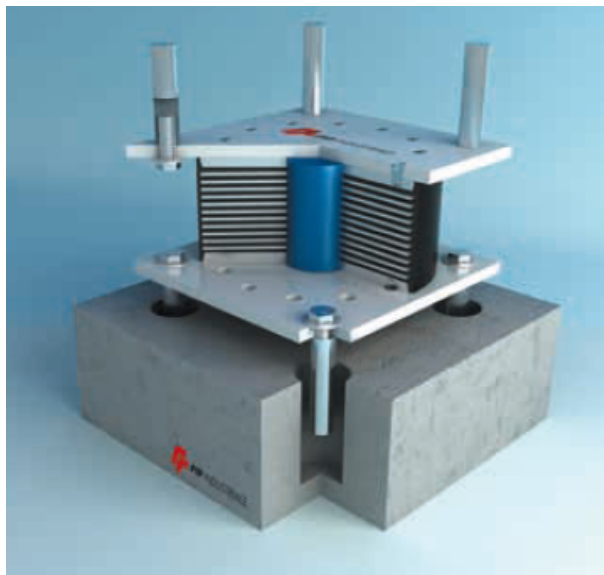


Figura 5.8: Diagrama esquemático do isolador LRB em corte (FIP, 2016)

5.3.2.1 Comportamento dinâmico e modelagem

O ciclo de histerese (comportamento de força *versus* deslocamento) típico de um isolador LRB pode ser modelado como uma curva bilinear. No entanto, para fins práticos de projeto, esse comportamento também pode ser simplificado por meio de um modelo linear equivalente, utilizando a rigidez efetiva (Ke) e o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (ξ_e) referenciados ao deslocamento máximo de projeto. A Figura 5.9 apresenta ciclos experimentais de histerese de um isolador LRB sob ensaios dinâmicos com amplitudes crescentes de distorção transversal.

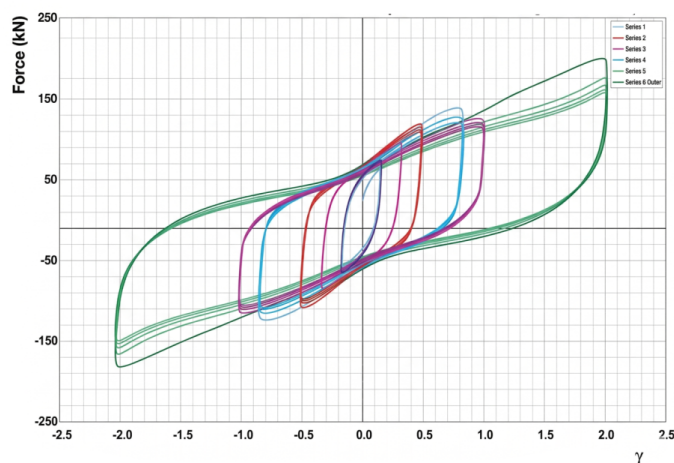


Figura 5.9: Ciclos experimentais de histerese de um isolador LRB sob ensaios dinâmicos com amplitudes crescentes de distorção transversal (FIP, 2016).

É importante distinguir o comportamento do dispositivo sob movimentos rápidos (dinâmicos, como

um terremoto) e sob movimentos lentos (quase-estáticos, como a dilatação térmica da superestrutura). Sob deslocamentos lentos térmicos, a força de escoamento do núcleo de chumbo cai para cerca de 1/3 do valor da força dinâmica, garantindo que a estrutura não sofra tensões excessivas nas mudanças diárias de temperatura. As Figuras 5.10 e 5.11 representam, respectivamente, o diagrama da curva bilinear teórica (Força x Deslocamento, indicando as variáveis F_1 , d_1 , F_2 e d_2) e o gráfico de comparação entre o comportamento dinâmico (terremoto) e o quase-estático (térmico).

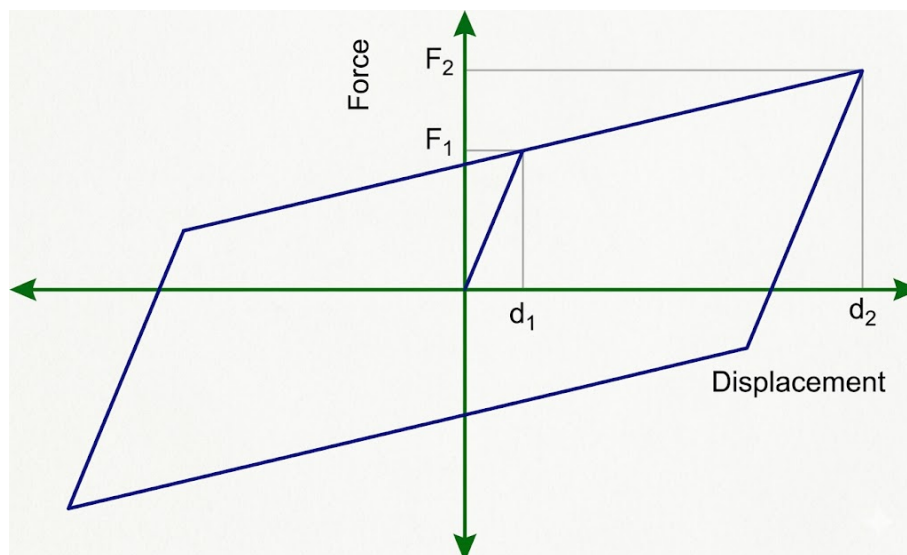


Figura 5.10: Diagrama da curva bilinear teórica (Força x Deslocamento com as variáveis F_1 , d_1 , F_2 , d_2) (FIP, 2016)

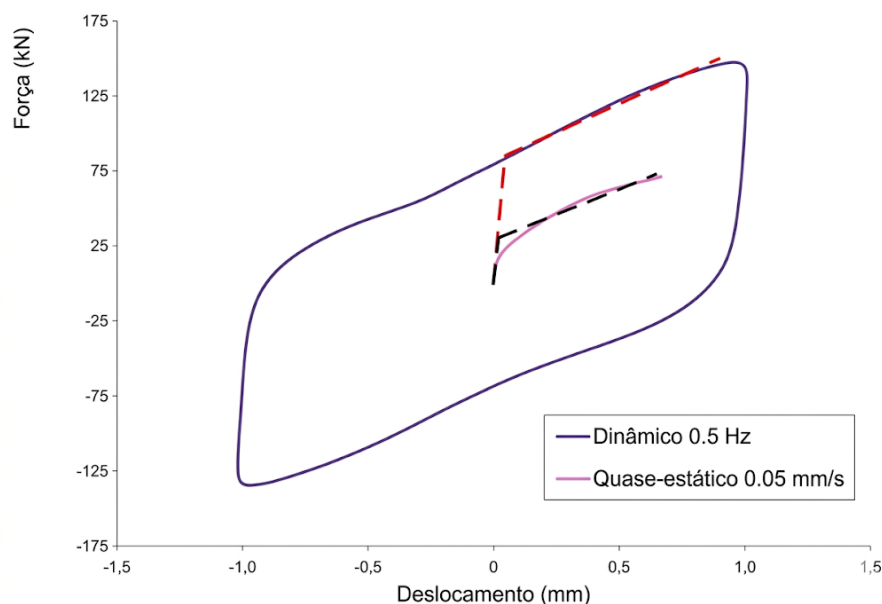


Figura 5.11: Gráfico de comparação entre o comportamento dinâmico (terremoto) e o quase-estático (térmico) (FIP, 2016)

5.3.2.2 Ensaios, qualificação e instalação

A qualificação dos isoladores LRB segue critérios de controle de qualidade, em conformidade com as normas internacionais (como a EN 15129) e o selo de conformidade CE. O processo envolve ensaios de tipo (protótipos) e ensaios de controle de produção para validar a rigidez efetiva (K_e) e a capacidade de dissipação de energia do núcleo de chumbo. Devido à natureza do chumbo, testes dinâmicos são essenciais para garantir que a força de escoamento (F_l) e o amortecimento (ξ_e) estejam dentro das tolerâncias de projeto, assegurando o comportamento bilinear esperado. A Figura 5.12 apresenta um ensaio de resistência ao corte de um isolador LRB.



Figura 5.12: Ensaio de resistência ao corte de um isolador LRB 600/150-130 (FIP, 2016)

Quanto à instalação, o procedimento é análogo ao dos isoladores HDRB, dada a similaridade geométrica. Os dispositivos são fixados às estruturas de betão por meio de pinos de ancoragem (embutidos na betonagem da subestrutura e superestrutura). O nivelamento é crítico: o isolador deve ser posicionado sobre uma camada de graute (argamassa cimentícia ou epóxi sem retração) com espessura entre 2 cm e 5 cm, garantindo uma interface perfeitamente horizontal para a transferência uniforme de cargas verticais e horizontais. A Figura 5.13 apresenta o diagrama de corte transversal do LRB que detalha as camadas internas (borracha e aço), o diâmetro (Dg), as placas de aço externas (Z), o núcleo de chumbo (em azul) e os pinos de ancoragem no betão.

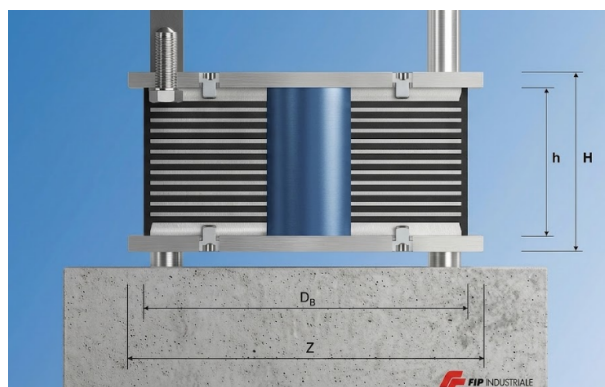


Figura 5.13: Representação bidimensional da estrutura interna de um LRB com as respectivas placas e pernos de ancoragem mecânica (FIP, 2016).

5.3.2.3 Catálogo e especificações técnicas

Para a especificação dos isoladores com núcleo de chumbo, o catálogo os classifica pela sigla LRB, seguida pela letra indicativa do composto de borracha utilizado (S ou SN) e por três números. O primeiro número indica o diâmetro externo da borracha, o segundo a espessura total das camadas de borracha e o terceiro (exclusivo desta série) indica o diâmetro do núcleo de chumbo, todos expressos em milímetros. A seguir, apresentam-se as notações específicas das variáveis de Catálogo LRB:

- **V:** Carga vertical máxima com sismo combinada ao deslocamento (em kN).
- **Fzd:** Carga vertical máxima de serviço sem sismo no ELU (em kN).
- **Ke:** Rigidez horizontal efetiva (em kN/mm).
- (ξ_e) : Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente (em %).
- **F2:** Força horizontal máxima de projeto (em kN).
- **F1:** Força de escoamento do chumbo (em kN).
- **d1:** Deslocamento de escoamento (em mm).
- **Kv:** Rigidez vertical (em kN/mm).
- **Dg / te:** Diâmetro externo / Espessura total da borracha (em mm).
- **H / Z:** Altura total com placas / Lado da placa quadrada externa (em mm).

Abaixo, detalha-se a leitura das duas categorias padrão de elastômero utilizadas na série LRB, avaliando as tabelas de referência para um cenário de deslocamento máximo de ± 100 mm (consultar no ANEXO B).

5.3.2.3.1 Isolador LRB de composto macio

O Isolador com Núcleo de Chumbo Macio, designado pela notação LRB-S, caracteriza-se pelo emprego de uma matriz elastomérica com módulo de corte dinâmico efetivo (G_{din}) de 0,4 MPa. Sob a perspectiva teórica, essa categoria de dispositivo representa uma solução de engenharia direcionada a projetos que demandam, simultaneamente, a elevada flexibilidade lateral da borracha macia e a alta capacidade de dissipação de energia — ou efeito de frenagem — proporcionada pelo núcleo de chumbo através do comportamento histerético. Em

decorrência dessas propriedades, sua aplicação é ideal para edificações de comportamento mais esbelto ou pontes leves sujeitas a abalos sísmicos de grande magnitude.

Como ilustração prática das características geométricas e do desempenho mecânico dessa classe de amortecedores, destaca-se o modelo LRB-S 600/102-120. Este componente é constituído por um bloco de elastômero com 600 mm de diâmetro, uma espessura total de borracha de 102 mm e um núcleo central de chumbo com diâmetro de 120 mm. Em virtude da inserção do núcleo metálico, o aparelho alcança uma expressiva taxa de amortecimento equivalente (ξ_e) de 33%. O comportamento elastoplástico do chumbo manifesta-se por meio de uma força de escoamento inicial (F_1) de 128 kN, mobilizada sob um deslocamento ínfimo (d_1) de apenas 8 mm. Adicionalmente, o dispositivo exibe uma rigidez horizontal efetiva (K_e) de 2,49 kN/mm, o que o torna perfeitamente capaz de suportar cargas combinadas sob ação sísmica (V) de até 4830 kN.

5.3.2.3.2 Isolador LRB de composto normal

O Isolador com Núcleo de Chumbo Normal, designado pela notação LRB-SN, diferencia-se dos modelos convencionais da série SI ao apresentar um módulo dinâmico efetivo (G_{din}) de 0,6 MPa. Do ponto de vista teórico, esta classe de isoladores foi desenvolvida especificamente para atender a estruturas mais massivas. Nesses casos, faz-se necessário manter a alta capacidade de dissipação de energia conferida pelo núcleo de chumbo, exigindo-se, contudo, uma resposta elastomérica ligeiramente mais firme e contida lateralmente em comparação à versão macia, característica que permite ao dispositivo lidar com solicitações verticais de maior magnitude.

Para fins de exemplificação, ao comparar o modelo LRB-SN 600/102-120 com o seu equivalente de composto macio, constata-se que as dimensões físicas permanecem idênticas: diâmetro de elastômero de 600 mm, núcleo de chumbo de 120 mm e altura total de 240 mm. Contudo, a alteração na composição química da borracha para a classe normal modifica a dinâmica estrutural do aparelho. Em consequência dessa maior rigidez, a força horizontal de operação (F_2) eleva-se para 252 kN, enquanto a rigidez horizontal efetiva (K_e) sofre um acréscimo, passando para 3,02 kN/mm. Devido a esse ganho de resistência mecânica, a capacidade de suporte de carga vertical em serviço isolado (F_{zd}) apresenta um aumento substancial, alcançando a marca de 10.830 kN (em contraposição aos 6.500 kN suportados pelo modelo de categoria macia).

5.3.3 Sistemas pendulares com atrito

Os Isoladores de Pêndulo de Fricção, conhecidos internacionalmente pela sigla FPS (*Friction Pendulum System*) ou FIP (*Friction Isolation Pendula* na nomenclatura do fabricante), fabricados pela empresa italiana FIP industriale, são dispositivos de apoio estrutural deslizantes baseados no princípio físico do pêndulo simples. Diferente dos apoios elastoméricos onde a borracha dita a flexibilidade, neste sistema o período de oscilação da estrutura isolada depende fundamentalmente do raio de curvatura da superfície deslizante, sendo quase totalmente independente da massa (peso) da edificação.

O funcionamento baseia-se em dois mecanismos: a capacidade de voltar à posição original é garantida pela geometria côncava da superfície de deslizamento, enquanto a dissipação de energia (amortecimento) é fornecida pelo atrito gerado durante o movimento das superfícies em contato. O material de fricção primário utilizado é o FFM (*FIP Friction Material*), um Polietileno de Ultra-Alto Peso Molecular (UHMW-PE) que opera sem necessidade de lubrificação, garantindo alta resistência ao desgaste, durabilidade e estabilidade perante variações de temperatura. A Figura 5.14 apresenta um diagrama esquemático de modelos FIP/FIP-D.

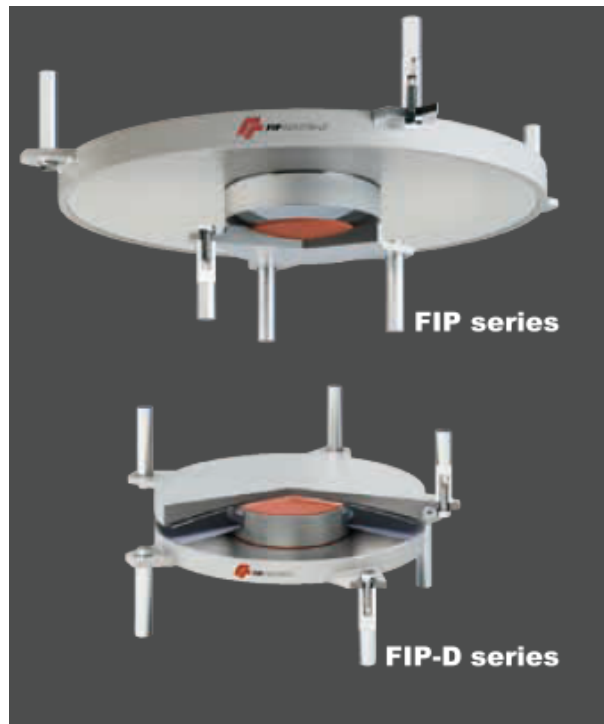


Figura 5.14: Representação de modelos FIP/FIP-D (FIP, 2016)

5.3.3.1 Comportamento Dinâmico e Modelagem

Uma vantagem estrutural vital do sistema FPS é que, devido à dependência da rigidez efetiva em relação à carga vertical, o centro de massa e o centro de rigidez do sistema de isolamento coincidem em planta, o que minimiza drasticamente os efeitos de torção na edificação durante um sismo.

Como abordado na secção 3.1.3, a modelagem matemática do pêndulo de fricção é feita através de uma curva bilinear de Força *versus* Deslocamento. As grandezas mecânicas do sistema são governadas pelo raio de curvatura equivalente (R) e pelo coeficiente de atrito dinâmico (μ). O período fundamental efetivo (T) de uma estrutura assim isolada pode ser estimado pela fórmula do pêndulo simples estendido (3.1).

O comportamento dinâmico dos isoladores de superfície curva (FIP e FIP-D) é fundamentado em um modelo teórico de força-deslocamento bilinear, conforme ilustrado na Figura 5.15. O ciclo de histerese é governado pela força de atrito dinâmico (F_0), que atua assim que o atrito estático é rompido, e pela rigidez de restituição (K_r), proveniente da geometria côncava do prato deslizante. Essa rigidez define a inclinação da curva até que o dispositivo atinja a força horizontal máxima (F_{max}) no limite do deslocamento de projeto. A área interna formada por esse paralelogramo representa a quantidade de energia sísmica que é dissipada pelo atrito durante o movimento das superfícies acopladas.

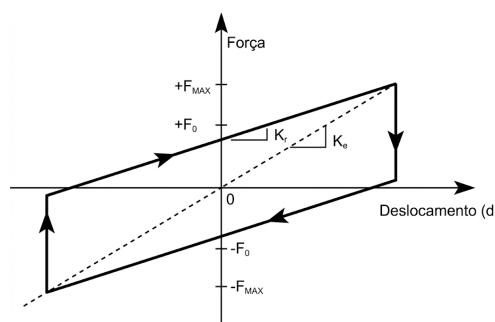


Figura 5.15: Curva força-deslocamento bilinear (FIP, 2016)

A eficácia desse modelo matemático é validada por ensaios práticos de laboratório, cujos resultados estão expostos na Figura 5.16. Em testes com velocidade constante (Figura 5.16A), os laços histeréticos apresentam linhas notavelmente retas e paralelas, comprovando a estabilidade do material e a ausência de travamentos bruscos. Por sua vez, a Figura 5.16B exibe ensaios senoidais que simulam as variações de velocidade típicas de um terremoto. Nesses testes dinâmicos, os ciclos mantêm-se amplos, regulares e perfeitamente simétricos, o que atesta a capacidade de dissipação de energia do isolador, bem como a precisão de sua superfície curva em re-centrar a estrutura à posição original a cada ciclo.

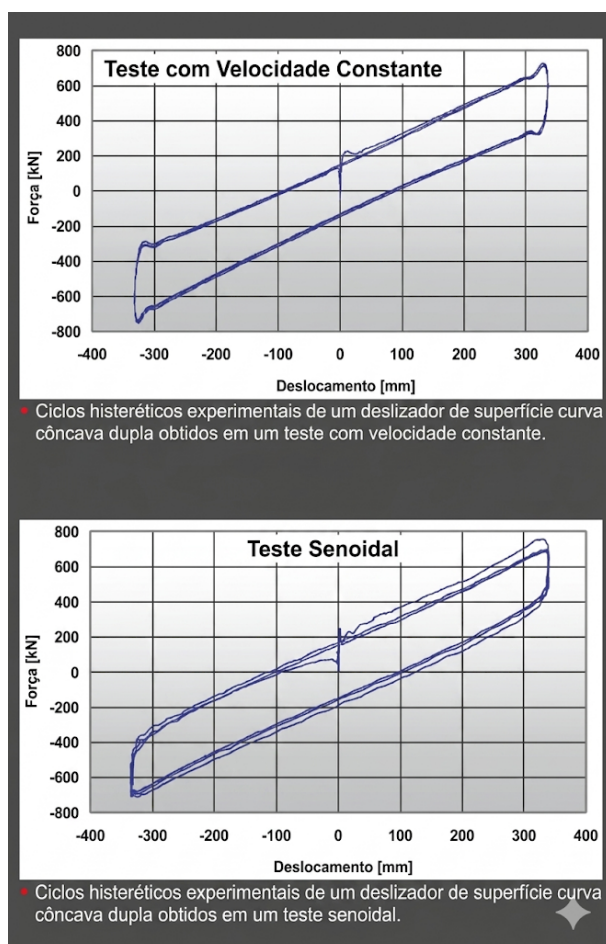


Figura 5.16: (A) Ciclos histeréticos experimentais de um deslizador de superfície curva côncava dupla obtidos em um teste com velocidade constante. (B) Ciclos histeréticos experimentais de um deslizador de superfície curva côncava dupla obtidos em um teste senoidal. (Adaptado de FIP, 2016)

5.3.3.2 Ensaios, qualificação e instalação

A qualificação dos isoladores de pêndulo de fricção é fundamentada por meio do controle de qualidade, estando em plena conformidade com a norma europeia EN 15129. O processo de validação inclui testes de tipo em protótipos de escala real e ensaios de controle de produção, realizados tanto em laboratórios de fábrica quanto em instituições independentes. Para atestar o comportamento sob sismos complexos, aparelhos FIP-D são submetidos a ensaios dinâmicos bidirecionais simultâneos (utilizando a trajetória senoidal conhecida como “folha de trevo” e o histórico de tempo de um terremoto real) (Figura 5.17).



Figura 5.17: Ensaio bidirecional na máquina *SRMD Test Facility* (Universidade da Califórnia) (FIP, 2016)

O procedimento de instalação desses dispositivos em estruturas de betão armado moldado *in loco* exige precisão. Os isoladores são fixados por meio de sistemas de ancoragem mecânica (pinos) projetados para garantir 100% da transferência das cargas horizontais. A base do aparelho deve ser nivelada sobre a subestrutura, seguida pelo preenchimento (grauteamento) do espaço inferior com argamassa epóxi ou argamassa cimentícia sem retração, com espessura recomendada entre 2 e 5 cm. Durante a betonagem, é importante proteger as superfícies de deslizamento contra sujeira e detritos. Por fim, após o endurecimento do betão da superestrutura, e obrigatoriamente antes de a edificação entrar em uso, os suportes metálicos provisórios (travas de transporte, geralmente pintadas de amarelo) devem ser desparafusados e removidos para liberar o movimento do pêndulo (Figura 5.18).



Figura 5.18: Procedimento de instalação de um aparelho FIP-D (FIP, 2016)

5.3.3.3 Catálogo e Especificações Técnicas

Para viabilizar projetos arquitetônicos otimizados, a série mais utilizada é a FIP-D (Duplo Côncavo). Como cada superfície côncava acomoda metade do deslocamento total, as dimensões em planta do aparelho são significativamente menores em comparação à série simples, e a excentricidade da carga vertical (o efeito $P - \Delta$) é reduzida pela metade.

O catálogo os classifica pela sigla FIP-D, seguida por uma letra indicativa do tipo de atrito do material FFM (L ou M) e dois conjuntos de números: o primeiro é a designação comercial conjugada com o deslocamento total máximo em milímetros, e o segundo (entre parênteses) é o Raio de Curvatura Equivalente (R), também em milímetros. A seguir, apresentam-se as notações específicas das variáveis de catálogo FIP-D:

- N_{Ed} : Carga vertical máxima no Estado Limite Último (ELU), incluindo ação sísmica (em kN).
- D : Diâmetro do isolador, excluindo os elementos externos de ancoragem (em mm).
- Y : Dimensão máxima global em planta do aparelho (em mm).
- Z : Lado da placa quadrada (ou retangular) que circunscreve o aparelho para ancoragem (em mm).
- H : Altura total do isolador, excluindo os pinos de fixação (em mm).
- n : Número de pinos de ancoragem (*dowels*) superiores e inferiores.
- W : Peso total do isolador, excluindo os pinos (em kg).

Abaixo, detalha-se a leitura das duas categorias padrão de atrito empregadas na série FIP-D, avaliando as tabelas para um cenário de deslocamento máximo de ± 150 mm e Raio de Curvatura $R = 2500$ mm (Consultar ANEXO C).

5.3.3.3.1 Isolador pêndulo de fricção de atrito médio

O Isolador Pêndulo de Atrito Médio, identificado no catálogo pela notação FIP-D M, utiliza uma formulação do material UHMW-PE calibrada para garantir um coeficiente de atrito dinâmico mínimo (μ) de 5,5%. Esta categoria é tecnicamente indicada para projetos que demandam maior dissipação de energia e uma capacidade de frenagem mais robusta durante a ação sísmica. Ao longo da movimentação estrutural, o atrito mais elevado atua restringindo o deslocamento máximo do sistema, exigindo, em contrapartida, que a superestrutura seja dimensionada para suportar forças de corte ligeiramente maiores transferidas pelo apoio.

A eficiência mecânica e espacial desta classe pode ser evidenciada pelo modelo FIP-D M 910/300 (2500), dimensionado para suportar uma elevada carga vertical máxima (N_{Ed}) de 3.270 kN. O dispositivo acomoda deslocamentos de até 570 mm em qualquer direção sobre uma superfície de 2.500 mm de raio, mantendo dimensões extremamente compactas: possui diâmetro efetivo (D) de 570 mm, altura (H) de 136 mm e uma placa base de fixação (Z) de 640 mm ancorada por quatro pinos (n). Pesando apenas 220 kg (W), o equipamento ilustra uma das principais vantagens do sistema pendular de fricção, que é a relação entre a capacidade de suporte de carga e o volume físico do aparelho.

5.3.3.3.2 Isolador pêndulo de fricção de baixo atrito

O Isolador Pêndulo de Baixo Atrito, identificado no catálogo pela notação FIP-D L, mantém a mesma geometria e estrutura de aço da série média, diferenciando-se pela substituição da almofada de contato pelo polímero FFM tipo L. Essa alteração reduz o coeficiente de atrito dinâmico mínimo (μ) para 2,5%. A diminuição

do atrito permite um deslizamento mais livre da estrutura, minimizando significativamente as forças cortantes transferidas para a superestrutura, o que o torna ideal para proteger equipamentos internos muito sensíveis. Em contrapartida, essa solução exige que o projeto arquitetônico preveja mais espaço livre para acomodar deslocamentos mais amplos e períodos de restituição mais longos durante as oscilações sísmicas.

Em termos dimensionais, as especificações geométricas da classe L seguem as mesmas matrizes de tamanho dos aparelhos da classe M para uma dada carga, uma vez que a capacidade de suporte estrutural do aço permanece idêntica. Utilizando o modelo equivalente FIP-D L 910/300 (2500) como exemplo, a diferença de projeto não se reflete no volume físico do aparelho, mas sim na memória de cálculo dinâmico. Nesse caso, o isolador é dimensionado para suportar uma elevada carga vertical máxima (N_{Ed}) de 5.000 kN

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho, apresentou-se uma análise sobre as tecnologias de proteção sísmica em edifícios, com especial enfoque nos sistemas de isolamento de base. Ao longo do estudo, verificou-se que a adoção destes mecanismos representou uma mudança de paradigma na engenharia civil. Substituiu-se a tradicional dependência da ductilidade e do dano estrutural controlado por uma estratégia eficaz de redução da demanda sísmica.

Na fase de revisão do estado da arte, compreendeu-se a mecânica dos sismos e os seus efeitos destrutivos nas estruturas. Notou-se que o uso das técnicas convencionais de reforço evitou o colapso, mas resultou frequentemente em edifícios inoperacionais e com reparações dispendiosas após um evento sísmico. Em contrapartida, evidenciou-se que o isolamento de base aumentou o período fundamental da estrutura e a sua capacidade de dissipação de energia. Deste modo, o sistema reduziu drasticamente as acelerações e as forças de inércia transmitidas à superestrutura.

Na investigação, classificou-se a tecnologia de proteção estrutural em sistemas passivos, ativos e semiativos. Constatou-se que o sistema passivo — nomeadamente o isolador de borracha de alto amortecimento (HDRB), o isolador com núcleo de chumbo (LRB) e o sistema pendular com atrito (FPS) — destacou-se pela sua fiabilidade e independência de fornecimento externo de energia. Observou-se que o recurso à tecnologia ativa e semiativa proporcionou um controlo dinâmico superior; contudo, o seu alto custo e a complexidade de manutenção limitou a sua aplicação prática a infraestruturas de importância excecional.

A análise do enquadramento normativo, com destaque para o Eurocódigo 8, revelou-se necessária para o entendimento dos requisitos de projeto e estados limite. Verificou-se que a regulamentação europeia permitiu a adoção de métodos de análise linear simplificada em edifícios regulares, o que facilitou a implementação do dimensionamento sismo-resistente de forma prática.

Além disso, avaliou-se o aspeto económico e comercial destas soluções. A avaliação do ciclo de vida demonstrou que o isolamento de base exigiu um investimento inicial superior na estrutura (com um acréscimo real situado entre 10,3% e 23,6%), porém a solução compensou a longo prazo. Concluiu-se que o custo total da edificação isolada tornou-se mais vantajoso (entre 2,5% e 4,8% inferior), visto que a tecnologia reduziu as perdas financeiras pós-sismo em mais de 80% e garantiu a funcionalidade imediata da obra.

Como desdobramento desta investigação, sugere-se para futuras pesquisas o aprofundamento do estudo sobre a viabilidade técnica e económica dos sistemas de proteção ativos e semiativos, com foco na mitigação do seu elevado consumo energético e na redução dos custos de manutenção. Recomenda-se, adicionalmente, a investigação sobre a integração de sistemas de monitorização da saúde estrutural (com recurso a tecnologias de gémeos digitais) diretamente nos isoladores de base, visando otimizar as inspeções obrigatórias e acompanhar o desgaste dos aparelhos poliméricos em tempo real. Por fim, indica-se a necessidade de realizar simulações computacionais avançadas (análises não lineares no domínio do tempo) aplicadas a edifícios correntes no contexto sismotectónico português, de modo a impulsionar a disseminação e a regulamentação prática destas tecnologias no país.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1999). "Guide specifications for seismic isolation design", American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Abrahamson, N. (2006). "Seismic Hazard Assessment: Problems with Current Practice and Future Developments". First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland.
- ACI 440.2R-02 (2002). "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", American Concrete Institute.
- Aiken, I. D., Nims, D. K., Whittaker, A. S., e Kelly, J. M. (1993). "Testing of Passive Energy Dissipation Systems", *Earthquake Spectra*, vol. 9, nº 3, p. 336-370.
- ALGA (2007). "www.alga.it", ALGA.
- Alsehaimi, et al. (2024). Applications of IoT in Civil Engineering: From Smart Cities to Smart Infrastructure. EuroGlobal Academic Research Press (EGAR)
- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Lisboa: Edições Orion.
- Appleton, J., Silva, J., Martins, C. (2002). "A utilização de um novo sistema de dissipadores e cabos de pré-esforço para protecção sísmica de edifícios". Projeto de investigação europeu (EV GI - CT - 199-00013).
- ASCE (2016). "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE 7-16)", American Society of Civil Engineers.
- ASCE (2022). "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE 7-22)", American Society of Civil Engineers.
- Azevedo, J., e Guerreiro, L. (1994). "Isolamento de Base em Estruturas Sujeitas à Acção Sísmica", *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, nº 38, pp. 9-17.
- Bathe, K. J. (1982). Finite element procedures in engineering analysis. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Bermamy, T. H. R., Osman, S. A., e Yatim, M. Y. M. (2025). "A state-of-the-art analysis of base isolation systems and future directions for developing a novel multi-directional smart-hybrid isolation system integrated with earthquake early warning system for building structures", *Results in Engineering*, vol. 25, 104501.
- Biggs, J. M. (1964). *Introduction to Structural Dynamics*. New York: McGraw-Hill.
- Burtscher, S., Dorfmann, A. (2004). "Compression and shear tests of anisotropic high damping rubber bearings". *Engineering Structures*, vol. 26.
- Cardone, D., Gesualdi, G., e Perrone, G. (2019). "Cost-benefit analysis of alternative retrofit strategies for RC frame buildings", *J Earthquake Eng.*, vol. 23, nº 2, p. 208-241.
- Carlson, J. D., e Spencer Jr., B. F. (1996). "Magneto-Rheological Fluid Dampers for Semi-Active Seismic Control", *Proceedings of the 3rd International Conference on Motion and Vibration Control*, vol. 3, p. 35-40.
- Carreira, A. (2000). *Concepção do Reforço Sísmico em Edifícios com Estrutura de Betão Armado*. (Dissertação de Mestrado). Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Casagrande, L., Villa, E., Nespoli, A., Occhiuzzi, A., Bonati, A., e Auricchio, F. (2019). "Innovative dampers as floor isolation systems for seismically-retrofit multi-storey critical facilities", *Engineering Structures*, vol. 201, p. 1-14.

- Chang, C.-M., Shia, S., Yang, C.-Y. (2018). Design of buildings with seismic isolation using linear quadratic control. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 454-461.
- Charleson, A. W. (2008). *Seismic Design for Architects: Outwitting the Quake*. Oxford: Architectural Press/Elsevier / Routledge.
- Chastre, C. (2014). "Materiais e tecnologias de reforço de estruturas de betão- potencialidade e limitações". Congresso Latino-americano de Patologia da Construção.
- Chopra, A. K. (2003). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall, Englewood Cliffs.
- Chen, W. F., Scawthorn, C. (Eds.). (1999). *Earthquake Engineering Handbook*. CRC Press.
- Clough, R. W., Penzien, J. (1995). *Dynamics of Structures (2nd ed.)*. New York: McGraw-Hill.
- Constantinou, M. C., e Symans, M. D. (1993). "Seismic Response of Structures with Supplemental Damping", *Structural Design of Tall Buildings*, vol. 2, n° 2, p. 77-92.
- Costa, A., Arêde, A. (2006). "Strengthening of Structures Damaged by the Azores Earthquake of 1998". *Construction and Building Materials*, Vol. 20, Issue 4, pp. 252-268.
- Costa, R., Providência, P. (2019). *Avaliação e reabilitação sísmicas de edifícios de betão armado*. Engebook.
- CRC Construction Innovation (2002). "Review of Strengthening Techniques Using Externally Bonded FRP Composites", Report 2002-005-C-01.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings (EN 1998-1)*. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- European Committee for Standardization (CEN) (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN 1998-3)*. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- Fardis, M. N. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8*. Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering, Springer.
- Fardis, M. N., Carvalho, E. C., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A. (2005). *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Londres: Thomas Telford.
- Fardis, M. N., Carvalho, E. C., Fajfar, P., Pecker, A. (2015). *Seismic design of concrete buildings to Eurocode 8*. Londres: CRC Press.
- Faustino, D. F. M. (2012). *Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado.
- Ferdous et al (2019). New advancements, challenges and opportunities of multi-storey modular buildings – A state-of-the-art review. *Engineering Structures*, v. 183, p. 883-893.
- Ferreira, J. P. (2006). "Hospital da Luz - Um Edifício com Isolamento Sísmico de Base". *Revista Engenharia e Vida*, N° 25.
- fib Task Group 7.4 (2005). "Structural Solutions for Bridge Seismic Design and Retrofit - A State of The Art Chapter 6: Design for enhanced control of damage", *Fédération Internationale du Béton*.
- FIP Industriale (2016). "Anti-seismic devices", FIP Industriale SpA.
- Forni, M. (2005). "Applicazioni dell'isolamento sismico nel mondo". GLISNews, Gruppo di Lavoro Isolamento

Sismico.

Fu, W., Zhang, C., Li, M., e Duan, C. (2019). "Experimental investigation on semi-active control of base isolation system using magnetorheological dampers for concrete frame structure", *Applied Sciences*, vol. 9.

Gioncu, V., e Mazzolani, F. (2011). *Earthquake Engineering for Structural Design*, Spon Press, New York.

Goda, K., Lee, C. S., e Hong, H. P. (2010). "Lifecycle cost-benefit analysis of isolated buildings", *Struct Saf.*, vol. 32, nº 1, p. 52-63.

Goswami, R. (2012). *Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings*. Gujarat State Disaster Management Authority, Government of Gujarat.

Grünthal, G. (Ed.) (1998). "European Macroseismic Scale 1998". *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, Vol. 15, Luxembourg.

Guerreiro, L. (2003). *Comportamento de Blocos de Elastómero (Borrachas)*. Textos de Apoio do Mestrado de Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico.

Guerreiro, L. (2004). "Isolamento Sísmico de Estruturas - Análise do Panorama Actual". 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica (Sísmica 2004), pp. 885-894, Guimarães.

Guerreiro, L. (2023). "Isolamento de base – como garantir a operacionalidade das infraestruturas críticas durante e após um sismo", *Construção Magazine*, nº 113, pp. 13-16.

Guerreiro, L., Azevedo, J. (1998). "Reabilitação e Reforço da Torre do Relógio em Santarém". Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, pp. 507-515, Lisboa.

Hanson, R. D., Aiken, I. D., Kims, N. D., Richter, P. J., e Bachman, R. E. (1993). "State-of-the-Art and State-of-the-Practice in Seismic Energy Dissipation", *Proceedings of ATC-17-1 Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control*, vol. 2.

Hudson, M. J., e Reynolds, P. (2012). "Implementation considerations for active vibration control in the design of floor structures", *Engineering Structures*, vol. 44, p. 334-358.

Hussain, S., Lee, D., Retamal, E. (2001). "Viscous Damping for Base Isolated Structures".

Infanti, S., Castellano, M. G. (2004). "Seismic Protection of Bridges Through Isolation and Energy Dissipation Devices". Proceedings of IIBE National Conference, Chennai, India.

Jiang, S., Yao, S., e Liu, D. (2021). "Economic performance analysis of seismic isolation, energy dissipation, and traditional seismic structures". *E3S Web of Conferences*, vol. 248, 01032.

Juvandes, L. (2002). *Materiais Compósitos Reforçados com Fibras, FRP*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Kelly, J. M. (1986). "Aseismic base isolation: review and bibliography". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 5, nº 3, pp. 202-216.

Kim, Y.-S., Yun, C.-B. (2007). "Seismic response characteristics of bridges using double concave friction pendulum bearings with tri-linear behaviour". *Engineering Structures*.

Komodromos, P. (2000). *Seismic Isolation for Earthquake Resistant Structures*. Southampton, UK: 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*, vol. 3, pp. 140-170.

Li, Z. X., Wen, D., Shi, Y., e Wei, X. (2022). "A frequency-dependent variable-damping control based variable-orifice damper for smart base-isolation system", *Smart Materials and Structures*, vol. 31.

- Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios (1.ª ed.)*. Lisboa: Edições Orion.
- Luco, J. E., Mita, A., Wong, H. L. (1992). Active control of the seismic response of structures by combined use of base isolation and absorbing boundaries. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(6), 525-541.
- Marques, D. (2012). *Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos de Betão Armado*. (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior Técnico.
- Masnata, C., Di Matteo, A., Adam, C., e Pirrotta, A. (2023). "Efficient estimation of tuned liquid column damper inerter (TLCDI) parameters for seismic control of base-isolated structures", *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 38, p. 1638-1656.
- Mayes, R., Wetzel, N., Tam, K., Weaver, B., Pietra, A., Pietra, D. (2013). "Performance Based Design of Buildings to Assess and Minimize Damage and Downtime". New Zealand Society of Earthquake Engineering (NZSEE) Conference.
- Meletti, C., Montaldo, V. (2007). *Stime Di Pericolosità Sismica per Diverse Probabilità Di Superamento in 50 Anni*. INGV.
- Mokha, A., Constantinou, M. C., Reinhorn, A. M. (1990). "Teflon Bearings in Base Isolation I: Testing". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 116, nº 2, pp. 438-454.
- Naeim, F., Kelly, J. M. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice*. John Wiley Sons.
- Newmark, N. M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 85(EM3), 67-94.
- NTC (2018). *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale 17/01/2018)*. Itália: Ministério das Infraestruturas e Transportes.
- Oliveira, C. S., Azevedo, J., Delgado, R., Costa, A. G., Costa, A. C. (1995). *O Sismo de Northridge Los Angeles, 17 Janeiro de 1994, Ensinaamentos para Portugal*.
- Oliveto, G., Marletta, M. (2005). "Seismic retrofitting of reinforced concrete buildings using traditional and innovative techniques". *ISSET Journal of Earthquake Technology*, vol. 42, nº 2-3, pp. 21-46.
- Öncü-Davas, S., Alhan, C. (2019). Teaching-Learning Based Optimization of Nonlinear Isolation Systems under Far-Fault Earthquakes. *Teknik Dergi*
- Panza, G. F., Romanelli, F., Vaccari, F. (2001). "Seismic wave propagation in laterally heterogeneous anelastic media: Theory and applications to seismic zonation". *Advances in Geophysics*, vol. 43, pp. 1-95.
- Pranesh, M., Sinha, R. (2000). "VFPI: an isolation device for aseismic design". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 29, issue 5.
- Ramallo, J. C., E. A. Johnson, e B. F. Spencer Jr. (2002). "'Smart' Base Isolation Systems", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 128, nº 10.
- Robinson, W. H. (1975). "Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 4, pp. 251-263.
- Skinner, R. I., Robinson, W. H., McVerry, G. H. (1993). *An Introduction to Seismic Isolation*. John Wiley & Sons.
- Symans, M. D. (2003). *Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*. Rensselaer Polytechnic Institute.
- Tai, W. C., e Ikenaga, M. (2022). "A semi-active control system in coupled buildings with base-isolation and magnetorheological dampers using an adaptive neuro-fuzzy inference system", *Frontiers in Built Environment*, vol. 8.

- Terzic, V., Merrifield, S. K., Mahin, S. (2012). "Life-cycle Cost Comparisons of Different Structural Systems". Structural Engineers Association of California (SEAOC) Convention.
- Trifunac, M. D. (1976). "A Note on the Range of Peak Amplitude of Recorded Accelerations, Velocities and Displacements with Respect to the Mercalli Modified Intensity Scale". *Earthquake Notes*, Vol. 47, No. 1, pp 9-24.
- Tsopelas, P., M. C. Constantinou, Y. S. Kim, e S. Okamoto (1996). "Experimental study of FPS system in bridge seismic isolation", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, nº 1.
- Uang, C.-M., Bertero, V. V. (1990). "Evaluation of seismic energy in structures". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 19, pp. 77-90.
- USGS. (2025). U.S. Geological Survey. United States Geological Survey. Recuperado em 11 de maio de 2026, de <https://www.usgs.gov/>
- Varum, H. (2003). *Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings*. (Tese de Doutoramento). Universidade de Aveiro.
- Varum, H. (2008). *Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado*. Universidade de Aveiro.
- Varum, H., Costa, A. G., Pinto, A. (2002). "Reforço Sísmico Do Património Edificado". 8º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.
- Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., Bayo, E. P. (1981). "A replacement for the SRSS method in seismic analysis". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 9, pp. 187-194.
- Wongprasert, N., e Symans, M. D. (2005). "Experimental evaluation of adaptive elastomeric base-isolated structures using variable-orifice fluid dampers", *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, p. 867-877.
- Wood, H. O., Neumann, F. (1931). "Modified Mercalli Intensity Scale of 1931". *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 21, pp. 277-283.
- Wood, J. (2021). "Pancake Collapse of Buildings". In *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Springer.
- Zayas, V. A., Low, S. S., Mahin, S. A. (1987). *The FPS Earthquake Resisting System: Experimental Report (Report No. UCB/EERC-87/01)*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Zhu, Y. P., Lang, Z. Q., Kawanishi, Y., e Kohiyama, M. (2020). "Semi-actively implemented non-linear damping for building isolation under seismic loadings", *Frontiers in Built Environment*, vol. 6, p. 1-8.

ANEXO A: CATÁLOGO DE ISOLADORES HDRB

DISPLACEMENT ± 100 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/52	490	1860	0.54	584	300	52	116	166	350	84
SI-S 350/50	700	3010	0.77	779	350	50	108	158	400	109
SI-S 400/50	1150	4680	1.01	1246	400	50	108	158	450	140
SI-S 450/54	1540	5770	1.18	1369	450	54	118	168	500	183
SI-S 500/54	2230	8050	1.45	1962	500	54	118	168	550	224
SI-S 550/56	2720	9310	1.70	2153	550	56	117	167	600	265
SI-S 600/56	3200	10310	2.02	2438	600	56	114	164	650	307
SI-S 650/54	3650	10830	2.46	2848	650	54	109	159	700	351
SI-S 700/60	4460	11370	2.57	2871	700	60	125	185	750	481
SI-S 800/60	6930	14990	3.35	4519	800	60	125	185	850	624
SI-S 900/60	8480	21220	4.24	5317	900	60	126	186	950	790
SI-S 1000/70	10940	22590	4.49	5316	1000	70	146	226	1050	1214
SI-S 1100/70	14840	27460	5.43	7324	1100	70	146	226	1150	1463
SI-S 1200/80	17990	28700	5.66	7224	1200	80	156	236	1250	1750

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 300/52	920	2610	1.09	879	300	52	116	166	350	84
SI-N 350/50	1400	3510	1.54	1195	350	50	108	158	400	109
SI-N 400/50	2300	4680	2.01	1824	400	50	108	158	450	140
SI-N 450/54	3080	7510	2.36	2044	450	54	118	168	500	183
SI-N 500/54	4470	9380	2.91	2822	500	54	118	168	550	224
SI-N 550/56	5440	9820	3.39	3156	550	56	117	167	600	265
SI-N 600/56	6410	10310	4.04	3627	600	56	114	164	650	307
SI-N 650/54	7310	10830	4.92	4286	650	54	109	159	700	351
SI-N 700/60	8920	11370	5.13	4362	700	60	125	185	750	481
SI-N 800/60	12690	14990	6.70	6557	800	60	125	185	850	624
SI-N 900/60	16960	21220	8.48	7879	900	60	126	186	950	790
SI-N 1000/70	19830	22590	8.98	8000	1000	70	146	226	1050	1214
SI-N 1100/70	24420	27460	10.86	10668	1100	70	146	226	1150	1463
SI-N 1200/80	25800	28700	11.31	10684	1200	80	156	236	1250	1750

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/52	920	2610	1.90	1122	300	52	116	166	350	84
SI-H 350/50	2240	3510	2.69	1550	350	50	108	158	400	109
SI-H 400/50	3200	4680	3.52	2276	400	50	108	158	450	140
SI-H 450/54	5400	7510	4.12	2592	450	54	118	168	500	183
SI-H 500/54	7040	9380	5.09	3475	500	54	118	168	550	224
SI-H 550/56	7610	9820	5.94	3944	550	56	117	167	600	265
SI-H 600/56	8190	10310	7.07	4585	600	56	114	164	650	307
SI-H 650/54	8770	10830	8.60	5470	650	54	109	159	700	351
SI-H 700/60	9370	11370	8.98	5612	700	60	125	185	750	481
SI-H 800/60	12690	14990	11.73	8129	800	60	125	185	850	624
SI-H 900/60	18340	21220	14.84	9930	900	60	126	186	950	790
SI-H 1000/70	19830	22590	15.71	10210	1000	70	146	226	1050	1214
SI-H 1100/70	24420	27460	19.01	13263	1100	70	146	226	1150	1463
SI-H 1200/80	25800	28700	19.79	13443	1200	80	156	236	1250	1750

Legend:

V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

DISPLACEMENT ± 150 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/76	270	1270	0.37	400	300	76	152	202	350	92
SI-S 350/75	490	2000	0.51	519	350	75	143	193	400	118
SI-S 400/75	880	3540	0.67	830	400	75	143	193	450	153
SI-S 450/78	1200	4660	0.82	948	450	78	154	204	500	202
SI-S 500/78	1800	7260	1.01	1358	500	78	154	204	550	247
SI-S 550/77	2190	9380	1.23	1566	550	77	147	197	600	287
SI-S 600/80	2690	10310	1.41	1707	600	80	147	197	650	335
SI-S 650/81	3200	10830	1.64	1898	650	81	145	195	700	384
SI-S 700/80	3710	11370	1.92	2153	700	80	151	211	750	508
SI-S 800/80	5870	14990	2.51	3389	800	80	151	211	850	659
SI-S 900/84	7490	21220	3.03	3798	900	84	158	218	950	848
SI-S 1000/84	9110	22590	3.74	4430	1000	84	164	244	1050	1252
SI-S 1100/84	12470	27460	4.53	6103	1100	84	164	244	1150	1509
SI-S 1200/96	15490	28700	4.71	6020	1200	96	176	256	1250	1807

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 300/76	550	1780	0.74	602	300	76	152	202	350	92
SI-N 350/75	990	2800	1.03	796	350	75	143	193	400	118
SI-N 400/75	1760	4680	1.34	1216	400	75	143	193	450	153
SI-N 450/78	2410	6530	1.63	1415	450	78	154	204	500	202
SI-N 500/78	3610	9380	2.01	1954	500	78	154	204	550	247
SI-N 550/77	4380	9820	2.47	2296	550	77	147	197	600	287
SI-N 600/80	5380	10310	2.83	2539	600	80	147	197	650	335
SI-N 650/81	6400	10830	3.28	2857	650	81	145	195	700	384
SI-N 700/80	7420	11370	3.85	3272	700	80	151	211	750	508
SI-N 800/80	11470	14990	5.03	4918	800	80	151	211	850	659
SI-N 900/84	14980	21220	6.06	5628	900	84	158	218	950	848
SI-N 1000/84	18230	22590	7.48	6667	1000	84	164	244	1050	1252
SI-N 1100/84	22800	27460	9.05	8890	1100	84	164	244	1150	1509
SI-N 1200/96	24240	28700	9.43	8903	1200	96	176	256	1250	1807

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/76	970	3060	1.30	768	300	76	152	202	350	92
SI-H 350/75	1590	3510	1.80	1033	350	75	143	193	400	118
SI-H 400/75	2450	4680	2.35	1518	400	75	143	193	450	153
SI-H 450/78	4220	7510	2.86	1794	450	78	154	204	500	202
SI-H 500/78	5820	9380	3.52	2406	500	78	154	204	550	247
SI-H 550/77	6440	9820	4.32	2868	550	77	147	197	600	287
SI-H 600/80	7060	10310	4.95	3209	600	80	147	197	650	335
SI-H 650/81	7690	10830	5.74	3646	650	81	145	195	700	384
SI-H 700/80	8310	11370	6.74	4209	700	80	151	211	750	508
SI-H 800/80	11470	14990	8.80	6096	800	80	151	211	850	659
SI-H 900/84	16810	21220	10.60	7093	900	84	158	218	950	848
SI-H 1000/84	18360	22590	13.09	8508	1000	84	164	244	1050	1252
SI-H 1100/84	22800	27460	15.84	11052	1100	84	164	244	1150	1509
SI-H 1200/96	24240	28700	16.49	11203	1200	96	176	256	1250	1807

Legend:

V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

DISPLACEMENT ± 200 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/100	105	960	0.28	304	300	100	188	238	350	100
SI-S 350/100	250	1500	0.39	389	350	100	178	228	400	128
SI-S 400/100	590	2650	0.50	623	400	100	178	228	450	166
SI-S 450/102	900	3570	0.62	725	450	102	190	240	500	220
SI-S 500/102	1420	3970	0.77	1038	500	102	190	240	550	270
SI-S 550/105	1830	6890	0.91	1148	550	105	187	237	600	316
SI-S 600/104	2230	8750	1.09	1313	600	104	180	230	650	362
SI-S 650/108	2760	10430	1.23	1424	650	108	181	231	700	418
SI-S 700/100	3110	11370	1.54	1722	700	100	177	237	750	535
SI-S 800/100	5040	14990	2.01	2711	800	100	177	237	850	694
SI-S 900/108	6670	21220	2.36	2954	900	108	190	250	950	905
SI-S 1000/112	8390	22590	2.81	3322	1000	112	200	280	1050	1327
SI-S 1100/112	11590	27460	3.39	4577	1100	112	200	280	1150	1600
SI-S 1200/112	13570	28700	4.04	5160	1200	112	196	276	1250	1865

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 300/100	210	1350	0.57	457	300	100	188	238	350	100
SI-N 350/100	510	2100	0.77	597	350	100	178	228	400	128
SI-N 400/100	1180	3720	1.01	912	400	100	178	228	450	166
SI-N 450/102	1810	4990	1.25	1082	450	102	190	240	500	220
SI-N 500/102	2840	7780	1.54	1494	500	102	190	240	550	270
SI-N 550/105	3660	9650	1.81	1683	550	105	187	237	600	316
SI-N 600/104	4470	10310	2.18	1953	600	104	180	230	650	362
SI-N 650/108	5520	10830	2.46	2143	650	108	181	231	700	418
SI-N 700/100	6230	11370	3.08	2617	700	100	177	237	750	535
SI-N 800/100	10090	14990	4.02	3934	800	100	177	237	850	694
SI-N 900/108	13350	21220	4.71	4377	900	108	190	250	950	905
SI-N 1000/112	16780	22590	5.61	5000	1000	112	200	280	1050	1327
SI-N 1100/112	21190	27460	6.79	6667	1100	112	200	280	1150	1600
SI-N 1200/112	22700	28700	8.08	7631	1200	112	196	276	1250	1865

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/100	370	2320	0.99	583	300	100	188	238	350	100
SI-H 350/100	900	3510	1.35	775	350	100	178	228	400	128
SI-H 400/100	1720	4680	1.76	1138	400	100	178	228	450	166
SI-H 450/102	3170	7510	2.18	1372	450	102	190	240	500	220
SI-H 500/102	4640	9380	2.70	1840	500	102	190	240	550	270
SI-H 550/105	5310	9820	3.17	2103	550	105	187	237	600	316
SI-H 600/104	5970	10310	3.81	2469	600	104	180	230	650	362
SI-H 650/108	6620	10830	4.30	2735	650	108	181	231	700	418
SI-H 700/100	7270	11370	5.39	3367	700	100	177	237	750	535
SI-H 800/100	10260	14990	7.04	4877	800	100	177	237	850	694
SI-H 900/108	15290	21220	8.25	5517	900	108	190	250	950	905
SI-H 1000/112	16910	22590	9.82	6381	1000	112	200	280	1050	1327
SI-H 1100/112	21190	27460	11.88	8289	1100	112	200	280	1150	1600
SI-H 1200/112	22700	28700	14.14	9602	1200	112	196	276	1250	1865

Legend:

V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

DISPLACEMENT ± 250 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/128	15	750	0.22	237	300	128	230	280	350	110
SI-S 350/125	100	1200	0.31	311	350	125	213	263	400	138
SI-S 400/125	290	2120	0.40	498	400	125	213	263	450	179
SI-S 450/126	530	2890	0.51	587	450	126	226	276	500	239
SI-S 500/126	1010	4500	0.62	841	500	126	226	276	550	294
SI-S 550/126	1410	5740	0.75	957	550	126	217	267	600	338
SI-S 600/128	1820	7100	0.88	1067	600	128	213	263	650	389
SI-S 650/126	2230	8940	1.05	1220	650	126	205	255	700	440
SI-S 700/130	2740	10600	1.18	1325	700	130	216	276	750	575
SI-S 800/130	4570	14990	1.55	2086	800	130	216	276	850	747
SI-S 900/132	5940	21220	1.93	2417	900	132	222	282	950	963
SI-S 1000/140	7670	22590	2.24	2658	1000	140	236	316	1050	1402
SI-S 1100/140	10720	27460	2.72	3662	1100	140	236	316	1150	1691
SI-S 1200/144	12850	28700	3.14	4013	1200	144	236	316	1250	1979

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 300/128	35	1060	0.44	357	300	128	230	280	350	110
SI-N 350/125	200	1680	0.62	478	350	125	213	263	400	138
SI-N 400/125	590	2970	0.80	729	400	125	213	263	450	179
SI-N 450/126	1070	4040	1.01	876	450	126	226	276	500	239
SI-N 500/126	2030	6300	1.25	1209	500	126	226	276	550	294
SI-N 550/126	2830	8040	1.51	1403	550	126	217	267	600	338
SI-N 600/128	3640	9950	1.77	1587	600	128	213	263	650	389
SI-N 650/126	4460	10830	2.11	1837	650	126	205	255	700	440
SI-N 700/130	5490	11370	2.37	2013	700	130	216	276	750	575
SI-N 800/130	9080	14990	3.09	3026	800	130	216	276	850	747
SI-N 900/132	11880	21220	3.86	3582	900	132	222	282	950	963
SI-N 1000/140	15350	22590	4.49	4000	1000	140	236	316	1050	1402
SI-N 1100/140	19590	27460	5.43	5334	1100	140	236	316	1150	1691
SI-N 1200/144	21170	28700	6.28	5935	1200	144	236	316	1250	1979

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 300/128	65	1810	0.77	456	300	128	230	280	350	110
SI-H 350/125	350	2890	1.08	620	350	125	213	263	400	138
SI-H 400/125	1040	4680	1.41	911	400	125	213	263	450	179
SI-H 450/126	1880	6930	1.77	1111	450	126	226	276	500	239
SI-H 500/126	3520	9380	2.18	1489	500	126	226	276	550	294
SI-H 550/126	4220	9820	2.64	1753	550	126	217	267	600	338
SI-H 600/128	4910	10310	3.09	2006	600	128	213	263	650	389
SI-H 650/126	5580	10830	3.69	2344	650	126	205	255	700	440
SI-H 700/130	6250	11370	4.14	2590	700	130	216	276	750	575
SI-H 800/130	9080	14990	5.41	3752	800	130	216	276	850	747
SI-H 900/132	13790	21220	6.75	4514	900	132	222	282	950	963
SI-H 1000/140	15470	22590	7.85	5105	1000	140	236	316	1050	1402
SI-H 1100/140	19590	27460	9.50	6631	1100	140	236	316	1150	1691
SI-H 1200/144	21170	28700	11.00	7468	1200	144	236	316	1250	1979

Legend:

V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

DISPLACEMENT ± 300 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 350/150	20	1000	0.26	260	350	150	248	298	400	148
SI-S 400/150	120	1470	0.34	415	400	150	248	298	450	192
SI-S 450/150	280	2420	0.42	493	450	150	262	312	500	258
SI-S 500/150	600	3770	0.52	706	500	150	262	312	550	317
SI-S 550/154	910	4690	0.62	783	550	154	257	307	600	368
SI-S 600/152	1350	5980	0.74	898	600	152	246	296	650	417
SI-S 650/153	1840	7360	0.87	1005	650	153	241	291	700	473
SI-S 700/160	2350	8610	0.96	1077	700	160	255	315	750	615
SI-S 800/160	4050	14940	1.26	1695	800	160	255	315	850	800
SI-S 900/168	5490	19240	1.52	1899	900	168	270	330	950	1049
SI-S 1000/168	6970	22590	1.87	2215	1000	168	272	352	1050	1477
SI-S 1100/168	9850	27460	2.26	3052	1100	168	272	352	1150	1782
SI-S 1200/176	12040	28700	2.57	3283	1200	176	276	356	1250	2093

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 350/150	40	1400	0.51	398	350	150	248	298	400	148
SI-N 400/150	240	2060	0.67	608	400	150	248	298	450	192
SI-N 450/150	560	3390	0.85	736	450	150	262	312	500	258
SI-N 500/150	1200	5290	1.05	1016	500	150	262	312	550	317
SI-N 550/154	1830	6580	1.23	1148	550	154	257	307	600	368
SI-N 600/152	2710	8380	1.49	1336	600	152	246	296	650	417
SI-N 650/153	3690	10310	1.74	1513	650	153	241	291	700	473
SI-N 700/160	4700	11370	1.92	1636	700	160	255	315	750	615
SI-N 800/160	7920	14940	2.51	2459	800	160	255	315	850	800
SI-N 900/168	10980	21220	3.03	2814	900	168	270	330	950	1049
SI-N 1000/168	13940	22590	3.74	3333	1000	168	272	352	1050	1477
SI-N 1100/168	18020	27460	4.53	4445	1100	168	272	352	1150	1782
SI-N 1200/176	19650	28700	5.14	4856	1200	176	276	356	1250	2093

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 350/150	70	2400	0.90	517	350	150	248	298	400	148
SI-H 400/150	420	4250	1.17	759	400	150	248	298	450	192
SI-H 450/150	990	5820	1.48	933	450	150	262	312	500	258
SI-H 500/150	2100	9070	1.83	1251	500	150	262	312	550	317
SI-H 550/154	3190	9820	2.16	1434	550	154	257	307	600	368
SI-H 600/152	3890	10310	2.60	1689	600	152	246	296	650	417
SI-H 650/153	4580	10830	3.04	1930	650	153	241	291	700	473
SI-H 700/160	5260	11370	3.37	2104	700	160	255	315	750	615
SI-H 800/160	7920	14940	4.40	3048	800	160	255	315	850	800
SI-H 900/168	12310	21220	5.30	3546	900	168	270	330	950	1049
SI-H 1000/168	14050	22590	6.55	4254	1000	168	272	352	1050	1477
SI-H 1100/168	18020	27460	7.92	5526	1100	168	272	352	1150	1782
SI-H 1200/176	19650	28700	9.00	6111	1200	176	276	356	1250	2093

Legend:

V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

DISPLACEMENT ± 350 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 400/175	24	1510	0.29	356	400	175	283	333	450	205
SI-S 450/180	115	2020	0.35	411	450	180	307	357	500	281
SI-S 500/180	310	3150	0.44	588	500	180	307	357	550	346
SI-S 550/175	560	4130	0.54	689	550	175	287	337	600	390
SI-S 600/176	880	5160	0.64	776	600	176	279	329	650	444
SI-S 650/180	1260	6260	0.74	854	650	180	277	327	700	507
SI-S 700/180	1740	7660	0.86	957	700	180	281	341	750	642
SI-S 800/180	3400	13280	1.12	1506	800	180	281	341	850	835
SI-S 900/180	4600	17960	1.41	1772	900	180	286	346	950	1078
SI-S 1000/182	6010	22590	1.73	2044	1000	182	290	370	1050	1515
SI-S 1100/182	8620	27460	2.09	2817	1100	182	290	370	1150	1828
SI-S 1200/192	9530	28700	2.36	3010	1200	192	296	376	1250	2150

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 400/175	45	2120	0.57	521	400	175	283	333	450	205
SI-N 450/180	230	2830	0.71	613	450	180	307	357	500	281
SI-N 500/180	620	4410	0.87	847	500	180	307	357	550	346
SI-N 550/175	1130	5790	1.09	1010	550	175	287	337	600	390
SI-N 600/176	1770	7230	1.29	1154	600	176	279	329	650	444
SI-N 650/180	2520	8760	1.48	1286	650	180	277	327	700	507
SI-N 700/180	3490	10720	1.71	1454	700	180	281	341	750	642
SI-N 800/180	6790	14990	2.23	2186	800	180	281	341	850	835
SI-N 900/180	8310	21220	2.83	2626	900	180	286	346	950	1078
SI-N 1000/182	12025	22590	3.45	3077	1000	182	290	370	1050	1515
SI-N 1100/182	16460	27460	4.18	4103	1100	182	290	370	1150	1828
SI-N 1200/192	18150	28700	4.71	4452	1200	192	296	376	1250	2150

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 400/175	85	3640	1.01	650	400	175	283	333	450	205
SI-H 450/180	400	4850	1.24	778	450	180	307	357	500	281
SI-H 500/180	1090	7560	1.53	1043	500	180	307	357	550	346
SI-H 550/175	1990	9820	1.90	1262	550	175	287	337	600	390
SI-H 600/176	2940	10310	2.25	1459	600	176	279	329	650	444
SI-H 650/180	3630	10830	2.58	1641	650	180	277	327	700	507
SI-H 700/180	4310	11370	2.99	1871	700	180	281	341	750	642
SI-H 800/180	6790	14990	3.91	2710	800	180	281	341	850	835
SI-H 900/180	10870	21220	4.95	3310	900	180	286	346	950	1078
SI-H 1000/182	12650	22590	6.04	3927	1000	182	290	370	1050	1515
SI-H 1100/182	16460	27460	7.31	5101	1100	182	290	370	1150	1828
SI-H 1200/192	18150	28700	8.25	5601	1200	192	296	376	1250	2150

Legend:

V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

DISPLACEMENT ± 400 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 450/204	20	1780	0.31	362	450	204	343	393	500	300
SI-S 500/204	135	2780	0.39	519	500	204	343	393	550	369
SI-S 550/203	300	3560	0.47	594	550	203	327	377	600	419
SI-S 600/200	540	4540	0.57	683	600	200	312	362	650	471
SI-S 650/207	820	5440	0.64	743	650	207	313	363	700	540
SI-S 700/200	1240	6890	0.77	861	700	200	307	367	750	669
SI-S 800/200	2730	11950	1.01	1356	800	200	307	367	850	871
SI-S 900/204	3990	15850	1.25	1564	900	204	318	378	950	1136
SI-S 1000/210	5385	20320	1.50	1772	1000	210	326	406	1050	1590
SI-S 1100/210	7860	27460	1.81	2441	1100	210	326	406	1150	1919
SI-S 1200/208	9540	28700	2.18	2778	1200	208	316	396	1250	2207

SI-N	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 450/204	45	2490	0.62	541	450	204	343	393	500	300
SI-N 500/204	270	3890	0.77	747	500	204	343	393	550	369
SI-N 550/203	610	5790	0.94	871	550	203	327	377	600	419
SI-N 600/200	1090	6360	1.13	1016	600	200	312	362	650	471
SI-N 650/207	1650	7620	1.28	1118	650	207	313	363	700	540
SI-N 700/200	2490	9650	1.54	1309	700	200	307	367	750	669
SI-N 800/200	5470	14990	2.01	1967	800	200	307	367	850	871
SI-N 900/204	7980	21220	2.50	2317	900	204	318	378	950	1136
SI-N 1000/210	10780	22590	2.99	2667	1000	210	326	406	1050	1590
SI-N 1100/210	14930	27460	3.62	3556	1100	210	326	406	1150	1919
SI-N 1200/208	16670	28700	4.35	4109	1200	208	316	396	1250	2207

SI-H	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-H 450/204	80	4280	1.09	686	450	204	343	393	500	300
SI-H 500/204	470	6670	1.35	920	500	204	343	393	550	369
SI-H 550/203	1070	8550	1.64	1088	550	203	327	377	600	419
SI-H 600/200	1920	10310	1.98	1284	600	200	312	362	650	471
SI-H 650/207	2740	10830	2.24	1427	650	207	313	363	700	540
SI-H 700/200	3420	11370	2.69	1684	700	200	307	367	750	669
SI-H 800/200	5710	14990	3.52	2439	800	200	307	367	850	871
SI-H 900/204	9470	21220	4.37	2921	900	204	318	378	950	1136
SI-H 1000/210	11280	22590	5.24	3403	1000	210	326	406	1050	1590
SI-H 1100/210	14930	27460	6.34	4421	1100	210	326	406	1150	1919
SI-H 1200/208	16670	28700	7.61	5170	1200	208	316	396	1250	2207

Legend:

V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F _{zd}	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K _e	Effective horizontal stiffness
K _v	Vertical stiffness
D _g	Elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

ANEXO B: CATÁLOGO DE ISOLADORES LRB

DISPLACEMENT ± 100 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 83 mm										
LRB-S 500/100-110	2700	3630	1.94	35	162	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	4170	5430	2.33	35	194	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	4830	6500	2.49	33	207	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-120	6440	9190	2.68	30	223	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	7250	10570	2.74	27	228	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	9240	12530	3.08	28	257	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	10310	13190	3.20	29	267	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	12660	17040	3.40	27	284	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	13490	19250	3.91	28	326	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	19280	26760	4.50	27	375	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	24050	32410	5.01	27	418	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	29180	38760	5.42	25	452	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 83 mm										
LRB-SN 500/100-110	4050	6060	2.32	30	193	109	8	1424	500	100	197	247	550
LRB-SN 550/100-120	6260	9060	2.78	29	232	130	8	1892	550	100	197	247	600
LRB-SN 600/102-120	7250	10830	3.02	27	252	132	8	2091	600	102	190	240	650
LRB-SN 650/114-130	9760	13520	3.35	28	279	155	9	2366	650	114	218	278	700
LRB-SN 700/126-140	10540	14260	3.70	29	308	180	10	2339	700	126	227	287	750
LRB-SN 750/126-140	13950	17170	3.97	27	331	182	10	2890	750	126	227	287	800
LRB-SN 800/136-145	15210	18010	4.23	27	352	197	11	2904	800	136	234	294	850
LRB-SN 850/144-155	17420	20410	4.66	28	389	225	12	3267	850	144	245	305	900
LRB-SN 900/144-160	20360	27260	5.10	27	425	241	12	3509	900	144	254	314	950
LRB-SN 1000/153-170	29090	33970	5.85	27	488	275	12	4489	1000	153	277	357	1050
LRB-SN 1100/170-185	33050	37200	6.65	27	554	327	14	4883	1100	170	294	374	1150
LRB-SN 1200/176-185	36490	40620	7.15	25	596	336	14	5651	1200	176	296	376	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

DISPLACEMENT ± 150 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 125mm										
LRB-S 500/100-110	2130	3630	1.55	31	193	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	3070	5430	1.86	30	232	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	3630	6500	2.01	28	252	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-120	4920	9190	2.21	26	276	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	5650	10560	2.30	23	287	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	7350	12530	2.56	24	321	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	8420	13190	2.64	25	331	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	10430	17040	2.85	23	356	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	11160	19250	3.26	23	408	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	16270	26760	3.76	23	470	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	20680	32410	4.17	23	521	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	25350	38760	4.57	21	572	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 125mm										
LRB-SN 500/100-110	3200	6060	1.92	25	240	109	8	1424	500	100	197	247	550
LRB-SN 550/100-120	4600	9060	2.31	25	288	130	8	1892	550	100	197	247	600
LRB-SN 600/102-120	5440	10830	2.55	22	318	132	8	2091	600	102	190	240	650
LRB-SN 650/114-130	7580	13520	2.79	24	349	155	9	2366	650	114	218	278	700
LRB-SN 700/126-140	8730	14260	3.05	25	382	180	10	2339	700	126	227	287	750
LRB-SN 750/126-140	11260	17170	3.32	23	415	182	10	2890	750	126	227	287	800
LRB-SN 800/136-145	12650	18010	3.53	23	441	197	11	2904	800	136	234	294	850
LRB-SN 850/144-155	15780	20410	3.87	24	484	225	12	3267	850	144	245	305	900
LRB-SN 900/144-160	17090	27260	4.26	23	532	241	12	3509	900	144	254	314	950
LRB-SN 1000/153-170	24840	33970	4.90	22	612	275	12	4489	1000	153	277	357	1050
LRB-SN 1100/170-185	30780	37200	5.52	23	690	327	14	4883	1100	170	294	374	1150
LRB-SN 1200/176-185	34230	40620	6.02	21	753	336	14	5651	1200	176	296	376	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

DISPLACEMENT ± 200 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 167 mm										
LRB-S 500/100-110	1420	3630	1.35	27	224	106	8	1164	500	100	197	247	550
LRB-S 550/100-120	2120	5430	1.62	27	270	126	8	1579	550	100	197	247	600
LRB-S 600/102-120	2610	6500	1.78	24	296	128	8	1715	600	102	190	240	650
LRB-S 650/102-120	3620	9190	1.97	22	328	129	8	2235	650	102	200	260	700
LRB-S 700/105-115	4250	10570	2.08	19	347	121	8	2374	700	105	197	257	750
LRB-S 750/112-125	5680	12530	2.31	20	385	143	9	2754	750	112	207	267	800
LRB-S 800/128-130	6740	13190	2.37	21	394	155	10	2577	800	128	223	283	850
LRB-S 850/128-130	8420	17040	2.57	19	428	157	10	3130	850	128	223	283	900
LRB-S 900/126-140	9070	19250	2.94	20	490	182	10	3359	900	126	228	288	950
LRB-S 1000/135-150	13510	26760	3.39	20	565	210	11	4344	1000	135	251	331	1050
LRB-S 1100/150-160	17580	32410	3.75	20	625	241	12	4725	1100	150	266	346	1150
LRB-S 1200/154-160	21780	38760	4.15	18	692	247	12	5498	1200	154	266	346	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 167 mm										
LRB-SN 500/100-110	2130	6060	1.72	21	287	109	8	1424	500	100	197	247	550
LRB-SN 550/100-120	3190	9060	2.07	21	345	130	8	1892	550	100	197	247	600
LRB-SN 600/102-120	3910	10830	2.31	19	385	132	8	2091	600	102	190	240	650
LRB-SN 650/114-130	5690	13520	2.51	20	419	155	9	2366	650	114	218	278	700
LRB-SN 700/126-140	6780	14260	2.73	21	455	180	10	2339	700	126	227	287	750
LRB-SN 750/126-140	8870	17170	3.00	19	500	182	10	2890	750	126	227	287	800
LRB-SN 800/136-145	10200	18010	3.19	19	531	197	11	2904	800	136	234	294	850
LRB-SN 850/144-155	12930	20410	3.47	20	579	225	12	3267	850	144	245	305	900
LRB-SN 900/144-160	14120	27260	3.83	20	639	241	12	3509	900	144	254	314	950
LRB-SN 1000/153-170	20940	33970	4.42	19	737	275	12	4489	1000	153	277	357	1050
LRB-SN 1100/170-185	27030	37200	4.95	20	825	327	14	4883	1100	170	294	374	1150
LRB-SN 1200/176-185	31990	40620	5.46	18	910	336	14	5651	1200	176	296	376	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

DISPLACEMENT ± 250 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 208mm										
LRB-S 500/125-110	990	2900	1.08	27	224	106	10	932	500	125	237	287	550
LRB-S 550/125-120	1640	4340	1.29	27	270	126	10	1263	550	125	237	287	600
LRB-S 600/126-130	2040	5170	1.52	27	318	148	10	1366	600	126	226	276	650
LRB-S 650/126-140	2870	7230	1.78	26	371	172	10	1761	650	126	236	296	700
LRB-S 700/126-115	3540	8800	1.71	19	357	121	10	1978	700	126	227	287	750
LRB-S 750/126-125	4620	9530	1.98	19	413	143	10	2448	750	126	227	287	800
LRB-S 800/160-155	5730	10300	2.16	26	450	214	13	2010	800	160	267	327	850
LRB-S 850/144-150	6960	14890	2.42	22	504	203	12	2736	850	144	245	305	900
LRB-S 900/135-150	7440	17990	2.72	20	567	206	11	3110	900	135	241	301	950
LRB-S 1000/144-160	11340	26120	3.14	19	654	236	12	4046	1000	144	264	344	1050
LRB-S 1100/170-185	15330	29250	3.53	23	735	312	14	4108	1100	170	294	374	1150
LRB-S 1200/176-185	19320	37000	3.86	21	805	318	14	4751	1200	176	296	376	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 208mm										
LRB-SN 500/125-130	1360	4630	1.55	26	322	148	10	1092	500	125	237	287	550
LRB-SN 550/125-120	2470	7240	1.66	21	345	130	10	1514	550	125	237	287	600
LRB-SN 600/126-120	3130	8760	1.86	19	388	132	10	1693	600	126	226	276	650
LRB-SN 650/138-130	4650	11170	2.05	20	428	155	11	1955	650	138	254	314	700
LRB-SN 700/140-140	5430	12830	2.36	20	492	180	11	2105	700	140	247	307	750
LRB-SN 750/140-140	7240	15900	2.60	18	542	182	11	2601	750	140	247	307	800
LRB-SN 800/144-155	8170	17920	2.97	19	618	222	12	2716	800	144	245	305	850
LRB-SN 850/160-170	10730	20250	3.19	21	664	265	13	2902	850	160	267	327	900
LRB-SN 900/171-185	12040	22940	3.49	23	728	312	14	2892	900	171	293	353	950
LRB-SN 1000/180-200	18100	33560	4.10	23	853	366	15	3737	1000	180	316	396	1050
LRB-SN 1100/190-200	23710	37010	4.49	21	934	374	15	4330	1100	190	322	402	1150
LRB-SN 1200/209-215	29400	40260	4.97	22	1036	434	17	4685	1200	209	341	421	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

DISPLACEMENT ± 300 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 250 mm										
LRB-S 500/150-110	540	2420	0.90	27	224	106	12	776	500	150	277	327	550
LRB-S 550/150-120	1050	3620	1.08	27	270	126	12	1052	550	150	277	327	600
LRB-S 600/150-130	1500	4350	1.28	26	319	148	12	1148	600	150	262	312	650
LRB-S 650/150-140	2290	6070	1.49	26	373	172	12	1479	650	150	272	332	700
LRB-S 700/154-150	2780	6900	1.70	26	424	197	12	1550	700	154	267	327	750
LRB-S 750/154-160	3750	9200	1.94	26	485	225	12	1926	750	154	267	327	800
LRB-S 800/168-155	4630	9800	1.94	25	486	214	14	1915	800	168	278	338	850
LRB-S 850/168-150	5990	12760	2.05	22	513	203	14	2345	850	168	278	338	900
LRB-S 900/162-150	6610	15000	2.27	20	567	206	13	2592	900	162	280	340	950
LRB-S 1000/171-160	10200	21990	2.63	19	659	236	14	3407	1000	171	303	383	1050
LRB-S 1100/170-185	12870	29250	3.30	21	825	312	14	4108	1100	170	294	374	1150
LRB-S 1200/176-185	16470	37000	3.64	19	910	318	14	4751	1200	176	296	376	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 250 mm										
LRB-SN 500/150-130	710	3860	1.29	26	322	148	12	910	500	150	277	327	550
LRB-SN 550/150-145	1400	5740	1.58	27	394	184	12	1205	550	150	277	327	600
LRB-SN 600/150-150	2100	6990	1.80	25	451	198	12	1355	600	150	262	312	650
LRB-SN 650/150-170	3130	9630	2.19	26	547	253	12	1697	650	150	272	332	700
LRB-SN 700/154-160	4080	11350	2.27	23	566	229	12	1865	700	154	267	327	750
LRB-SN 750/154-170	5510	15130	2.59	22	647	259	12	2288	750	154	267	327	800
LRB-SN 800/168-155	6940	16340	2.52	19	630	222	14	2328	800	168	278	338	850
LRB-SN 850/168-170	8780	19600	2.90	20	725	265	14	2764	850	168	278	338	900
LRB-SN 900/171-185	9780	22940	3.27	21	817	312	14	2892	900	171	293	353	950
LRB-SN 1000/180-200	15080	33560	3.83	21	958	366	15	3737	1000	180	316	396	1050
LRB-SN 1100/190-200	20150	37010	4.22	19	1055	374	15	4330	1100	190	322	402	1150
LRB-SN 1200/209-215	26140	40260	4.67	19	1167	434	17	4685	1200	209	341	421	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

DISPLACEMENT ± 350 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 292mm										
LRB-S 500/175-110	240	2070	0.77	27	224	106	14	665	500	175	317	367	550
LRB-S 550/175-120	580	3100	0.92	27	270	126	14	902	550	175	317	367	600
LRB-S 600/180-130	900	3620	1.08	27	314	148	15	956	600	180	307	357	650
LRB-S 650/180-140	1530	5060	1.26	27	367	172	15	1232	650	180	317	377	700
LRB-S 700/175-150	2120	6080	1.48	26	430	197	14	1364	700	175	297	357	750
LRB-S 750/175-160	3030	8100	1.69	26	492	225	14	1695	750	175	297	357	800
LRB-S 800/176-175	3530	9150	1.95	27	570	268	14	1785	800	176	289	349	850
LRB-S 850/176-185	4870	11810	2.20	27	641	300	14	2160	850	176	289	349	900
LRB-S 900/180-195	5270	12940	2.42	27	707	333	15	2235	900	180	306	366	950
LRB-S 1000/180-200	8230	20250	2.81	24	819	354	15	3140	1000	180	316	396	1050
LRB-S 1100/190-200	11270	25900	3.07	22	894	360	15	3639	1100	190	322	402	1150
LRB-S 1200/187-200	14230	34520	3.48	20	1016	365	15	4435	1200	187	311	391	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 292mm										
LRB-SN 500/175-130	290	3310	1.11	26	322	148	14	780	500	175	317	367	550
LRB-SN 550/175-145	730	4920	1.35	27	394	184	14	1033	550	175	317	367	600
LRB-SN 600/180-150	1230	5830	1.52	25	443	198	15	1129	600	180	307	357	650
LRB-SN 650/180-170	2050	8020	1.85	27	539	253	15	1414	650	180	317	377	700
LRB-SN 700/175-170	3010	9830	2.06	24	600	256	14	1618	700	175	297	357	750
LRB-SN 750/175-170	4450	13320	2.25	22	657	259	14	2013	750	175	297	357	800
LRB-SN 800/176-190	5130	14950	2.64	23	769	321	14	2137	800	176	289	349	850
LRB-SN 850/176-185	6900	19600	2.81	21	820	308	14	2600	850	176	289	349	900
LRB-SN 900/198-185	8500	19810	2.81	21	821	312	16	2498	900	198	332	392	950
LRB-SN 1000/180-200	12340	33560	3.64	19	1063	366	15	3737	1000	180	316	396	1050
LRB-SN 1100/220-200	18250	37010	3.64	19	1061	374	18	3740	1100	220	364	444	1150
LRB-SN 1200/242-215	23970	40260	4.02	19	1173	434	20	4046	1200	242	386	466	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

DISPLACEMENT ± 400 mm

LRB-S	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 333 mm										
LRB-S 500/200-110	50	1810	0.67	27	224	106	16	582	500	200	357	407	550
LRB-S 550/200-120	260	2710	0.81	27	270	126	16	789	550	200	357	407	600
LRB-S 600/204-130	500	3190	0.95	27	315	148	16	844	600	204	343	393	650
LRB-S 650/204-140	960	4460	1.11	27	368	172	16	1087	650	204	353	413	700
LRB-S 700/203-150	1390	5240	1.28	26	427	197	16	1176	700	203	337	397	750
LRB-S 750/203-160	2170	6980	1.46	26	488	225	16	1461	750	203	337	397	800
LRB-S 800/200-175	2810	8050	1.71	27	572	268	16	1571	800	200	322	382	850
LRB-S 850/200-185	3850	10350	1.93	27	643	300	16	1901	850	200	322	382	900
LRB-S 900/207-195	4540	11250	2.11	27	704	333	17	1943	900	207	345	405	950
LRB-S 1000/207-200	7290	17610	2.45	24	816	354	17	2731	1000	207	355	435	1050
LRB-S 1100/220-200	10230	22370	2.66	22	887	360	18	3143	1100	220	364	444	1150
LRB-S 1200/220-200	13240	29340	2.99	20	996	365	18	3770	1200	220	356	436	1250

LRB-SN	V	F _{zd}	K _e	ξ _e	F ₂	F ₁	d ₁	K _v	D _g	t _e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			a d ₂ = 333 mm										
LRB-SN 500/200-130	10	2890	0.97	26	322	148	16	683	500	200	357	407	550
LRB-SN 550/200-145	280	4300	1.18	27	394	184	16	904	550	200	357	407	600
LRB-SN 600/204-150	660	5140	1.34	25	445	198	16	996	600	204	343	393	650
LRB-SN 650/204-170	1240	7080	1.62	27	541	253	16	1248	650	204	353	413	700
LRB-SN 700/203-170	1940	8480	1.79	24	595	256	16	1395	700	203	337	397	750
LRB-SN 750/203-170	3170	11480	1.95	22	651	259	16	1736	750	203	337	397	800
LRB-SN 800/200-190	4070	13160	2.32	23	772	321	16	1881	800	200	322	382	850
LRB-SN 850/200-185	5780	16910	2.47	21	823	308	16	2288	850	200	322	382	900
LRB-SN 900/225-185	6630	17430	2.47	21	824	312	18	2198	900	225	371	431	950
LRB-SN 1000/207-200	10940	29350	3.18	19	1058	366	17	3249	1000	207	355	435	1050
LRB-SN 1100/250-200	15630	32810	3.19	19	1065	374	20	3291	1100	250	406	486	1150
LRB-SN 1200/275-215	19840	38760	3.53	19	1177	434	22	3560	1200	275	431	511	1250

Legend

V	Maximum vertical load combination including the seismic action (at displacement 1.2 d ₂)
F _{zd}	Maximum vertical service load at ULS
K _e	Effective horizontal stiffness (at displacement 1.2 d ₂)
ξ_e	Equivalent viscous damping coefficient (at displacement 1.2 d ₂)
F ₂	Maximum horizontal force (at displacement 1.2 d ₂)
F ₁	Yield force
d ₁	Yield displacement
K _v	Vertical stiffness
D _g	External elastomer diameter
t _e	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plate

ANEXO C: CATÁLOGO DE ISOLADORES PENDULARES DE FRICÇÃO

TABLES FIP-D STANDARD

Low friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D L 250/200 (2500)	1000
FIP-D L 340/200 (2500)	1500
FIP-D L 440/200 (2500)	2000
FIP-D L 510/200 (2500)	2500
FIP-D L 590/200 (2500)	3000
FIP-D L 670/200 (2500)	3500
FIP-D L 760/200 (2500)	4000
FIP-D L 910/200 (2500)	5000
FIP-D L 1100/200 (2500)	6000
FIP-D L 1200/200 (2500)	7000
FIP-D L 1400/200 (2500)	8000
FIP-D L 1600/200 (2500)	9000
FIP-D L 1750/200 (2500)	10000
FIP-D L 2100/200 (2500)	12500
FIP-D L 2500/200 (2500)	15000
FIP-D L 2950/200 (2500)	17500
FIP-D L 3450/200 (2500)	20000
FIP-D L 4150/200 (2500)	25000
FIP-D L 4950/200 (2500)	30000
FIP-D L 6500/200 (2500)	40000
FIP-D L 8050/200 (2500)	50000
FIP-D L 9650/200 (2500)	60000

Medium friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D M 250/200 (2500)	220
FIP-D M 340/200 (2500)	560
FIP-D M 440/200 (2500)	990
FIP-D M 510/200 (2500)	1330
FIP-D M 590/200 (2500)	1690
FIP-D M 670/200 (2500)	2100
FIP-D M 760/200 (2500)	2540
FIP-D M 910/200 (2500)	3270
FIP-D M 1100/200 (2500)	4380
FIP-D M 1200/200 (2500)	4980
FIP-D M 1400/200 (2500)	5960
FIP-D M 1600/200 (2500)	7030
FIP-D M 1750/200 (2500)	7780
FIP-D M 2100/200 (2500)	9830
FIP-D M 2500/200 (2500)	12120
FIP-D M 2950/200 (2500)	14630
FIP-D M 3450/200 (2500)	17360
FIP-D M 4150/200 (2500)	21600
FIP-D M 4950/200 (2500)	26250
FIP-D M 6500/200 (2500)	35300
FIP-D M 8050/200 (2500)	44700
FIP-D M 9650/200 (2500)	54250

Displacement ±100 mm

D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
350	460	350	98	4	50
380	490	380	104	4	65
410	520	410	99	4	75
430	600	470	96	4	85
450	620	480	117	4	110
470	640	490	113	4	120
490	660	510	110	4	130
520	690	530	136	4	180
560	810	630	138	4	230
580	830	650	144	4	260
610	860	670	156	4	300
640	890	690	158	4	340
660	910	700	164	4	380
710	1040	810	202	4	560
760	1090	850	208	4	680
810	1050	970	213	8	800
860	1100	1000	259	8	1100
930	1210	1120	253	8	1300
1000	1280	1340	332	12	2000
1120	1400	1430	344	12	2650
1230	1510	1670	433	16	4000
1330	1610	1910	424	20	4800

Low friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D L 250/300 (2500)	1000
FIP-D L 340/300 (2500)	1500
FIP-D L 440/300 (2500)	2000
FIP-D L 510/300 (2500)	2500
FIP-D L 590/300 (2500)	3000
FIP-D L 670/300 (2500)	3500
FIP-D L 760/300 (2500)	4000
FIP-D L 910/300 (2500)	5000
FIP-D L 1100/300 (2500)	6000
FIP-D L 1200/300 (2500)	7000
FIP-D L 1400/300 (2500)	8000
FIP-D L 1600/300 (2500)	9000
FIP-D L 1750/300 (2500)	10000
FIP-D L 2100/300 (2500)	12500
FIP-D L 2500/300 (2500)	15000
FIP-D L 2950/300 (2500)	17500
FIP-D L 3450/300 (2500)	20000
FIP-D L 4150/300 (2500)	25000
FIP-D L 4950/300 (2500)	30000
FIP-D L 6500/300 (2500)	40000
FIP-D L 8050/300 (2500)	50000
FIP-D L 9650/300 (2500)	60000

Medium friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D M 250/300 (2500)	220
FIP-D M 340/300 (2500)	560
FIP-D M 440/300 (2500)	990
FIP-D M 510/300 (2500)	1330
FIP-D M 590/300 (2500)	1690
FIP-D M 670/300 (2500)	2100
FIP-D M 760/300 (2500)	2540
FIP-D M 910/300 (2500)	3270
FIP-D M 1100/300 (2500)	4380
FIP-D M 1200/300 (2500)	4980
FIP-D M 1400/300 (2500)	5960
FIP-D M 1600/300 (2500)	7030
FIP-D M 1750/300 (2500)	7780
FIP-D M 2100/300 (2500)	9830
FIP-D M 2500/300 (2500)	12120
FIP-D M 2950/300 (2500)	14630
FIP-D M 3450/300 (2500)	17360
FIP-D M 4150/300 (2500)	21600
FIP-D M 4950/300 (2500)	26250
FIP-D M 6500/300 (2500)	35300
FIP-D M 8050/300 (2500)	44700
FIP-D M 9650/300 (2500)	54250

Displacement ±150 mm

D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
400	510	400	101	4	65
430	540	430	96	4	75
460	630	490	101	4	100
480	650	500	97	4	110
500	670	520	118	4	140
520	690	530	114	4	150
540	710	540	110	4	160
570	820	640	136	4	220
610	860	670	135	4	260
630	880	680	140	4	290
660	910	700	164	4	360
690	940	720	156	4	380
710	1040	810	160	4	460
760	1090	850	208	4	650
810	1050	970	213	8	770
860	1100	1000	217	8	910
910	1190	1110	260	8	1250
980	1260	1330	254	12	1550
1050	1330	1380	333	12	2150
1170	1450	1630	342	16	2950
1280	1560	1880	429	20	4400
1380	1660	2120	438	24	5500

Equivalent radius of curvature R = 2500 mm

LEGEND

N _{Ed}	Maximum vertical load at ULS load combinations including the seismic action, or at any load combination including horizontal displacement
D	Isolator diameter excluding anchoring elements
Y	Maximum overall plan dimension
Z	Side length of the square that circumscribes the isolator including anchoring elements
H	Isolator height excluding dowels
n	Number of upper/lower dowels
W	Isolator weight excluding dowels

Low friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D L 280/400 (3100)	1000
FIP-D L 370/400 (3100)	1500
FIP-D L 470/400 (3100)	2000
FIP-D L 550/400 (3100)	2500
FIP-D L 630/400 (3100)	3000
FIP-D L 720/400 (3100)	3500
FIP-D L 810/400 (3100)	4000
FIP-D L 1000/400 (3100)	5000
FIP-D L 1150/400 (3100)	6000
FIP-D L 1350/400 (3100)	7000
FIP-D L 1450/400 (3100)	8000
FIP-D L 1650/400 (3100)	9000
FIP-D L 1800/400 (3100)	10000
FIP-D L 2200/400 (3100)	12500
FIP-D L 2600/400 (3100)	15000
FIP-D L 3050/400 (3100)	17500
FIP-D L 3450/400 (3100)	20000
FIP-D L 4300/400 (3100)	25000
FIP-D L 5100/400 (3100)	30000
FIP-D L 6650/400 (3100)	40000
FIP-D L 8200/400 (3100)	50000
FIP-D L 9800/400 (3100)	60000

Medium friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D M 370/400 (3100)	270
FIP-D M 470/400 (3100)	670
FIP-D M 550/400 (3100)	980
FIP-D M 630/400 (3100)	1340
FIP-D M 720/400 (3100)	1730
FIP-D M 810/400 (3100)	2150
FIP-D M 1000/400 (3100)	3100
FIP-D M 1150/400 (3100)	3950
FIP-D M 1350/400 (3100)	4850
FIP-D M 1450/400 (3100)	5500
FIP-D M 1650/400 (3100)	6500
FIP-D M 1800/400 (3100)	7250
FIP-D M 2200/400 (3100)	9350
FIP-D M 2600/400 (3100)	11500
FIP-D M 3050/400 (3100)	14000
FIP-D M 3450/400 (3100)	16250
FIP-D M 4300/400 (3100)	21000
FIP-D M 5100/400 (3100)	25500
FIP-D M 6650/400 (3100)	34500
FIP-D M 8200/400 (3100)	44000
FIP-D M 9800/400 (3100)	53500

Displacement ±200 mm

D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
460	570	460	108	4	85
490	600	490	114	4	110
520	690	530	109	4	130
540	710	540	106	4	140
560	730	560	125	4	170
580	750	580	121	4	180
600	770	600	128	4	210
640	890	690	152	4	290
670	920	710	146	4	310
700	950	730	150	4	360
720	970	740	176	4	430
750	1000	770	169	4	460
770	1100	850	175	4	550
820	1150	890	214	4	710
870	1110	1010	220	8	860
920	1160	1040	235	8	1100
960	1240	1140	265	8	1300
1040	1320	1370	280	12	1800
1110	1390	1420	361	12	2450
1230	1510	1670	357	16	3200
1340	1620	1920	429	20	4600
1440	1720	2160	426	24	5600

Low friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D L 280/500 (3100)	1000
FIP-D L 370/500 (3100)	1500
FIP-D L 470/500 (3100)	2000
FIP-D L 550/500 (3100)	2500
FIP-D L 630/500 (3100)	3000
FIP-D L 720/500 (3100)	3500
FIP-D L 810/500 (3100)	4000
FIP-D L 1000/500 (3100)	5000
FIP-D L 1150/500 (3100)	6000
FIP-D L 1350/500 (3100)	7000
FIP-D L 1450/500 (3100)	8000
FIP-D L 1650/500 (3100)	9000
FIP-D L 1800/500 (3100)	10000
FIP-D L 2200/500 (3100)	12500
FIP-D L 2600/500 (3100)	15000
FIP-D L 3050/500 (3100)	17500
FIP-D L 3450/500 (3100)	20000
FIP-D L 4300/500 (3100)	25000
FIP-D L 5100/500 (3100)	30000
FIP-D L 6650/500 (3100)	40000
FIP-D L 8200/500 (3100)	50000
FIP-D L 9800/500 (3100)	60000

Medium friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D M 370/500 (3100)	270
FIP-D M 470/500 (3100)	670
FIP-D M 550/500 (3100)	980
FIP-D M 630/500 (3100)	1340
FIP-D M 720/500 (3100)	1730
FIP-D M 810/500 (3100)	2150
FIP-D M 1000/500 (3100)	3100
FIP-D M 1150/500 (3100)	3950
FIP-D M 1350/500 (3100)	4850
FIP-D M 1450/500 (3100)	5500
FIP-D M 1650/500 (3100)	6500
FIP-D M 1800/500 (3100)	7250
FIP-D M 2200/500 (3100)	9300
FIP-D M 2600/500 (3100)	11500
FIP-D M 3050/500 (3100)	14000
FIP-D M 3450/500 (3100)	16250
FIP-D M 4300/500 (3100)	21000
FIP-D M 5100/500 (3100)	25500
FIP-D M 6650/500 (3100)	34500
FIP-D M 8200/500 (3100)	44000
FIP-D M 9800/500 (3100)	53500

Displacement ±250 mm

D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
510	620	510	111	4	110
540	650	540	106	4	120
570	740	570	111	4	160
590	760	590	117	4	190
610	780	610	124	4	200
630	880	680	130	4	250
650	900	700	126	4	260
690	940	720	152	4	330
720	970	740	156	4	390
750	1000	770	159	4	440
770	1020	780	175	4	490
800	1130	870	177	4	590
820	1150	890	182	4	650
870	1110	1010	220	8	820
920	1160	1040	235	8	1050
970	1250	1150	220	8	1150
1010	1290	1180	269	8	1450
1090	1370	1410	263	12	1850
1160	1440	1450	343	12	2500
1320	1600	1740	342	16	3500
1390	1670	2130	428	24	5100
1490	1820	2250	423	20	5950

Equivalent radius of curvature R = 3100 mm

LEGEND

N _{Ed}	Maximum vertical load at ULS load combinations including the seismic action, or at any load combination including horizontal displacement
D	Isolator diameter excluding anchoring elements
Y	Maximum overall plan dimension
Z	Side length of the square that circumscribes the isolator including anchoring elements
H	Isolator height excluding dowels
n	Number of upper/lower dowels
W	Isolator weight excluding dowels

TABLES FIP-D STANDARD

Low friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D L 310/600 (3700)	1000
FIP-D L 400/600 (3700)	1500
FIP-D L 510/600 (3700)	2000
FIP-D L 590/600 (3700)	2500
FIP-D L 670/600 (3700)	3000
FIP-D L 760/600 (3700)	3500
FIP-D L 860/600 (3700)	4000
FIP-D L 1050/600 (3700)	5000
FIP-D L 1200/600 (3700)	6000
FIP-D L 1400/600 (3700)	7000
FIP-D L 1600/600 (3700)	8000
FIP-D L 1750/600 (3700)	9000
FIP-D L 1900/600 (3700)	10000
FIP-D L 2250/600 (3700)	12500
FIP-D L 2700/600 (3700)	15000
FIP-D L 3150/600 (3700)	17500
FIP-D L 3550/600 (3700)	20000
FIP-D L 4400/600 (3700)	25000
FIP-D L 5200/600 (3700)	30000
FIP-D L 6750/600 (3700)	40000
FIP-D L 8350/600 (3700)	50000
FIP-D L 9800/600 (3700)	60000

Medium friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D M 510/600 (3700)	310
FIP-D M 590/600 (3700)	600
FIP-D M 670/600 (3700)	930
FIP-D M 760/600 (3700)	1300
FIP-D M 860/600 (3700)	1700
FIP-D M 1050/600 (3700)	2650
FIP-D M 1200/600 (3700)	3450
FIP-D M 1400/600 (3700)	4300
FIP-D M 1600/600 (3700)	5250
FIP-D M 1750/600 (3700)	6000
FIP-D M 1900/600 (3700)	6700
FIP-D M 2250/600 (3700)	8650
FIP-D M 2700/600 (3700)	10900
FIP-D M 3150/600 (3700)	13300
FIP-D M 3550/600 (3700)	15500
FIP-D M 4400/600 (3700)	20000
FIP-D M 5200/600 (3700)	24500
FIP-D M 6750/600 (3700)	33500
FIP-D M 8350/600 (3700)	43000
FIP-D M 9800/600 (3700)	51000

Displacement ±300 mm

D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
570	680	570	139	4	160
600	710	600	134	4	180
630	800	630	138	4	220
650	820	650	134	4	230
670	840	670	143	4	250
690	940	720	150	4	300
710	960	740	146	4	320
750	1000	770	171	4	400
780	1030	790	175	4	460
810	1060	810	179	4	530
840	1090	840	195	4	590
860	1190	920	200	4	690
880	1210	930	196	4	720
930	1170	1050	243	8	950
980	1220	1090	241	8	1100
1030	1310	1190	247	8	1350
1070	1350	1220	290	8	1700
1150	1430	1450	287	12	2100
1220	1500	1500	356	12	2750
1340	1620	1750	356	16	3600
1450	1730	2170	433	24	5300
1540	1870	2280	418	20	6000

Low friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D L 310/700 (3700)	1000
FIP-D L 400/700 (3700)	1500
FIP-D L 510/700 (3700)	2000
FIP-D L 590/700 (3700)	2500
FIP-D L 670/700 (3700)	3000
FIP-D L 760/700 (3700)	3500
FIP-D L 860/700 (3700)	4000
FIP-D L 1050/700 (3700)	5000
FIP-D L 1200/700 (3700)	6000
FIP-D L 1400/700 (3700)	7000
FIP-D L 1600/700 (3700)	8000
FIP-D L 1750/700 (3700)	9000
FIP-D L 1900/700 (3700)	10000
FIP-D L 2250/700 (3700)	12500
FIP-D L 2700/700 (3700)	15000
FIP-D L 3150/700 (3700)	17500
FIP-D L 3550/700 (3700)	20000
FIP-D L 4400/700 (3700)	25000
FIP-D L 5200/700 (3700)	30000
FIP-D L 6750/700 (3700)	40000
FIP-D L 8350/700 (3700)	50000
FIP-D L 9800/700 (3700)	60000

Medium friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D M 510/700 (3700)	310
FIP-D M 590/700 (3700)	600
FIP-D M 670/700 (3700)	930
FIP-D M 760/700 (3700)	1300
FIP-D M 860/700 (3700)	1700
FIP-D M 1050/700 (3700)	2650
FIP-D M 1200/700 (3700)	3450
FIP-D M 1400/700 (3700)	4300
FIP-D M 1600/700 (3700)	5250
FIP-D M 1750/700 (3700)	6000
FIP-D M 1900/700 (3700)	6700
FIP-D M 2250/700 (3700)	8650
FIP-D M 2700/700 (3700)	10900
FIP-D M 3150/700 (3700)	13300
FIP-D M 3550/700 (3700)	15500
FIP-D M 4400/700 (3700)	20000
FIP-D M 5200/700 (3700)	24500
FIP-D M 6750/700 (3700)	33500
FIP-D M 8350/700 (3700)	43000
FIP-D M 9800/700 (3700)	51000

Displacement ±350 mm

D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
620	730	620	129	4	170
650	820	650	134	4	210
680	850	680	129	4	230
700	870	700	136	4	270
720	890	720	154	4	320
740	990	760	150	4	350
760	1010	770	146	4	370
800	1050	800	171	4	460
830	1080	830	174	4	520
860	1110	860	178	4	600
890	1220	940	193	4	700
910	1240	950	207	4	810
930	1260	970	202	4	830
980	1220	1090	241	8	1050
1030	1310	1190	247	8	1300
1080	1360	1230	254	8	1550
1120	1360	1330	275	12	1700
1200	1480	1480	291	12	2300
1270	1550	1700	360	16	3100
1390	1670	1960	358	20	4050
1500	1780	2200	414	24	5350
1590	1920	2320	417	20	6300

Equivalent radius of curvature R = 3700 mm

LEGEND

N _{Ed}	Maximum vertical load at ULS load combinations including the seismic action, or at any load combination including horizontal displacement
D	Isolator diameter excluding anchoring elements
Y	Maximum overall plan dimension
Z	Side length of the square that circumscribes the isolator including anchoring elements
H	Isolator height excluding dowels
n	Number of upper/lower dowels
W	Isolator weight excluding dowels

Low friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D L 310/800 (3700)	1000
FIP-D L 400/800 (3700)	1500
FIP-D L 510/800 (3700)	2000
FIP-D L 590/800 (3700)	2500
FIP-D L 670/800 (3700)	3000
FIP-D L 760/800 (3700)	3500
FIP-D L 860/800 (3700)	4000
FIP-D L 1050/800 (3700)	5000
FIP-D L 1200/800 (3700)	6000
FIP-D L 1400/800 (3700)	7000
FIP-D L 1600/800 (3700)	8000
FIP-D L 1750/800 (3700)	9000
FIP-D L 1900/800 (3700)	10000
FIP-D L 2250/800 (3700)	12500
FIP-D L 2700/800 (3700)	15000
FIP-D L 3150/800 (3700)	17500
FIP-D L 3550/800 (3700)	20000
FIP-D L 4400/800 (3700)	25000
FIP-D L 5200/800 (3700)	30000
FIP-D L 6750/800 (3700)	40000
FIP-D L 8350/800 (3700)	50000
FIP-D L 9800/800 (3700)	60000

Medium friction	
Isolator Mark	N _{Ed} kN
FIP-D M 510/800 (3700)	310
FIP-D M 590/800 (3700)	600
FIP-D M 670/800 (3700)	930
FIP-D M 760/800 (3700)	1300
FIP-D M 860/800 (3700)	1700
FIP-D M 1050/800 (3700)	2650
FIP-D M 1200/800 (3700)	3450
FIP-D M 1400/800 (3700)	4300
FIP-D M 1600/800 (3700)	5250
FIP-D M 1750/800 (3700)	6000
FIP-D M 1900/800 (3700)	6700
FIP-D M 2250/800 (3700)	8650
FIP-D M 2700/800 (3700)	10900
FIP-D M 3150/800 (3700)	13300
FIP-D M 3550/800 (3700)	15500
FIP-D M 4400/800 (3700)	20000
FIP-D M 5200/800 (3700)	24500
FIP-D M 6750/800 (3700)	33500
FIP-D M 8350/800 (3700)	43000
FIP-D M 9800/800 (3700)	51000

Displacement ±400 mm					
D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
670	780	670	131	4	210
700	870	700	136	4	260
730	900	730	140	4	310
750	920	750	136	4	320
770	1020	780	154	4	390
790	1040	790	150	4	410
810	1060	810	156	4	460
850	1100	850	180	4	560
880	1130	880	173	4	590
910	1240	950	184	4	750
940	1270	970	199	4	810
960	1290	990	204	4	900
980	1220	1090	199	8	910
1030	1270	1120	247	8	1200
1080	1360	1230	254	8	1500
1130	1410	1260	259	8	1750
1170	1450	1460	280	12	2000
1250	1530	1520	275	12	2350
1320	1600	1740	343	16	3150
1440	1720	1990	360	20	4350
1550	1830	2240	414	24	5650
1640	1970	2560	416	24	6750

Equivalent radius of curvature R = 3700 mm

LEGEND

N _{Ed}	Maximum vertical load at ULS load combinations including the seismic action, or at any load combination including horizontal displacement
D	Isolator diameter excluding anchoring elements
Y	Maximum overall plan dimension
Z	Side length of the square that circumscribes the isolator including anchoring elements
H	Isolator height excluding dowels
n	Number of upper/lower dowels
W	Isolator weight excluding dowels



• L'AQUILA, ITALY - C.A.S.E. Project, installation of FIP-D