

Estudo para avaliação do desempenho de edifícios com isolamento de base do tipo apoio pendular com atrito – Aplicação ao novo edifício do HFAR

Hugo José Fontes dos Santos

Dissertação para a obtenção do grau de mestre em

Engenharia Militar

Orientadores: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Professor Mestre António Carlos Rainha Perry da Câmara

Júri

Presidente: Professor Doutor Orlando José Barreiros D'Almeida Pereira

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Vogal: Tenente-Coronel Pedro José da Silva Gonçalves Matias

Outubro de 2024

“Success consists of going from failure to failure without loss of enthusiasm”

Winston Churchill

Declaração

Declaro que o presente documento é um trabalho original da minha autoria e que cumpre todos os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.

Agradecimentos

O desenvolvimento da presente dissertação não teria sido possível sem o contributo das diversas pessoas que percorreram esta jornada comigo, para com os quais manifesto uma enorme gratidão.

Deste modo, gostaria de começar por agradecer ao Professor Doutor Luís Guerreiro, o meu orientador, pela paciência, apoio, disponibilidade, conhecimento e experiência transmitidos ao longo desta etapa.

Ao meu coorientador, Professor Mestre António Perry da Câmara, pela sua atenção e sugestões oferecidas durante a elaboração da presente dissertação, salientando os conhecimentos transmitidos desde o início do meu percurso pela Academia Militar.

Ao Tenente-Coronel de Engenharia Pedro Matias, o diretor do meu curso, não só pelos conselhos ao longo do mesmo, como também pelo incentivo na escolha deste tema.

Agradeço à minha família, pelo carinho e apoio incondicionais, pelo incentivo para alcançar todos os meus objetivos e pela educação e experiências que me proporcionaram. Graças a vocês, foi possível chegar a esta etapa da vida.

À minha namorada, pela sua presença e companhia disponibilizada ao longo dos últimos anos, especialmente nos momentos mais desafiantes.

A todos os meus amigos pela motivação, apoio, convivência, amizade e companheirismo constante.

Por último, mas não menos importante, agradeço aos meus camaradas por todos os momentos partilhados.

Resumo

No decorrer da vasta história portuguesa registamos a ocorrência de fortes sismos. Face à inevitabilidade da ocorrência dos mesmos, impõe-se a necessidade de adotar medidas que limitem as consequências do sismo, permitindo o funcionamento das infraestruturas críticas. A utilização da técnica de isolamento de base em edifícios é uma das soluções mais eficazes para salvaguardar as infraestruturas.

Na dissertação em causa pretende-se estudar o desempenho sísmico de um edifício dotado de isolamento de base recorrendo a apoios do tipo pendular com atrito. Além da avaliação da resposta em diversos parâmetros como os esforços de corte basal, os deslocamentos e as acelerações máximas nos pisos, será feita uma comparação com uma solução com apoios do tipo elastomérico com alto amortecimento (HDRB).

Neste trabalho, será utilizado o projeto estrutural do novo edifício do Hospital das Forças Armadas (Lumiar- Lisboa), sendo a partir do mesmo desenvolvido um modelo de análise numérica tridimensional para avaliar o desempenho da estrutura. Dada a natureza altamente não-linear dos apoios pendulares com atrito, será necessário realizar análises dinâmicas não lineares no domínio do tempo.

Subsequentemente, utilizando esse modelo, serão estudados três casos que exemplificam a aplicação de sistemas de isolamento de base no mesmo edifício.

Este estudo permitiu concluir, através da análise comparativa dos desempenhos sísmicos evidenciados pelos diferentes casos, que a aplicação de um sistema de isolamento de base reduz substancialmente a resposta dinâmica da estrutura quando comparada com a estrutura de base fixa.

Palavras-chaves: Isolamento de base, apoios do tipo pendular com atrito, apoios de borracha com alto amortecimento, análise não linear.

Abstract

Over the course of Portugal's vast history, we have seen the occurrence of strong earthquakes. Faced with the inevitability of such events, there is a need to adopt measures that limit the consequences of the earthquake, allowing the continuous operability of critical infrastructures. The use of the base isolation technique in buildings is one of the most effective solutions for safeguarding infrastructure.

The aim of this dissertation is to study the seismic performance of a building equipped with base isolation using friction pendulum bearings. In addition to evaluating the response in various parameters such as shear forces, displacements and maximum floor accelerations, a comparison will be made with a solution using high-damping elastomeric bearings (HDRB).

In this work, the structural design of the new building of the Hospital das Forças Armadas (Lumiar - Lisbon) will be used and a three-dimensional numerical analysis model will be developed to evaluate the structure's performance. Given the highly non-linear behaviour of friction pendulum bearings, it will be necessary to carry out non-linear time domain dynamic analyses.

Subsequently, using this model, three case studies will be presented that exemplify the application of different base isolation systems in the same building.

By comparatively analysing the seismic performance of the different case studies, this study concluded that the application of a base isolation system substantially reduces the dynamic response of the structure when compared to the fixed base structure.

Keywords: Base isolation, friction pendulum bearings, high damping rubber bearings, non-linear analysis.

Índice de Conteúdos

Capítulo 1: Introdução	1
1.1 Caracterização e Enquadramento do Tema	1
1.2 Objetivos e Metodologia	5
1.3 Estrutura da Dissertação	6
Capítulo 2: Isolamento Sísmico de Base	7
2.1 Enquadramento	7
2.2 Conceito de Isolamento Sísmico de Base	8
2.3 Tipos de Isolamento de Base	14
2.3.1 Aparelhos Elastoméricos	14
2.3.2 Aparelhos Pendulares com Atrito	20
Capítulo 3: Enquadramento Normativo	29
3.1 Seleção do Tipo de Análise Adequada	29
3.1.1 Método das Forças Laterais	30
3.1.2 Análise Modal por Espectro de Resposta	31
3.1.3 Análise Não Linear	31
3.2 Dimensionamento do Sistema de Isolamento de Base	33
3.2.1 Comportamento dos Aparelhos	33
3.2.2 Verificações de Segurança ou Exigências de Desempenho da Estrutura	34
3.2.3 Disposição dos Sistemas de Isolamento de Base	35
Capítulo 4: Estudo de Casos	37
4.1 Informações Relativas ao Projeto Original	37
4.2 Modelação do Edifício	39
4.2.1 Alterações Executadas no Modelo	40
4.3 Metodologia para o Dimensionamento dos Aparelhos de Apoio	41
4.3.1 Dimensionamento dos Apoios Pendulares com Atrito	43
4.4 Ação Sísmica: Acelerogramas	45
4.4.1 Definição da Ação Sísmica	47
4.4.2 Carregamento Estático	49
4.5 Modelação Computacional FPS	49

4.6 Modelação Computacional dos Apoios HDRB.....	51
4.7 Controlo dos Movimentos Sísmicos Diferenciais no Terreno	54
Capítulo 5: Análise dos Resultados	55
5.1 Análise de Desempenho da Estrutura de Base Fixa	55
5.2 Análise do Desempenho Sísmico das Soluções de Base Isolada.....	57
5.2.1 Caso 1: Solução com Apoios FPS	58
5.2.2 Caso 2: Solução com Apoios HDRB e Apoios Deslizantes sem Atrito	65
5.2.3 Caso 3: Solução com Apoios HDRB e Apoios Deslizantes com Atrito	69
5.3. Análise Comparativa do Desempenho entre os Casos Estudados	72
Capítulo 6: Conclusões	77
6.1 Conclusões.....	77
6.2 Desenvolvimentos Futuros.....	79
Bibliografia.....	81
ANEXOS.....	87

Índice de Figuras

Figura 1 - Atividade Sísmica em Portugal [6]	2
Figura 2 - Danos provocados pela ocorrência de um sismo na Turquia e na Síria [7]	2
Figura 3 - Esboço representativo de um sistema de Isolamento de Base [21]	8
Figura 4 - Espectro de resposta elástica horizontal para acelerações (A) e de deslocamentos (B) [11].....	9
Figura 5 - Resposta esquemática de uma estrutura de base fixa e de base isolada perante uma resposta sísmica [26]	10
Figura 6 - Enquadramento de frequências comuns de estruturas isoladas e não isoladas (base fixa) no intervalo usual das frequências de excitação sísmica de maior energia [25]	11
Figura 7 - Esforço de corte basal nos solos em função das frequências próprias [29]	11
Figura 8 - Análise da eficácia dos sistemas de isolamento de base para diferentes relações entre a frequência de base fixa e de base isolada. Adaptado de [20]	12
Figura 9 - Diferentes localizações do sistema de isolamento. Adaptado de [30]	13
Figura 10 - Interação entre as placas de aço e as lâminas de elastómero para carregamentos verticais. Adaptado de [32]	14
Figura 11 - Modo de deformação dos blocos de elastómero [19].....	15
Figura 12 - Relação Força-Deslocamento num apoio elastomérico simples [38]	16
Figura 13 - Constituição do apoio HDRB (à esquerda) [39] e aplicação de apoio HDRB em contexto real (à direita) [40].....	16
Figura 14 - Dependência do módulo de distorção e do amortecimento da borracha de alto amortecimento, relativamente à variação de (A) deformação a $T=23^{\circ}C$ (B) temperatura a $\gamma = 100\%$ [42]	17
Figura 15 - Deformação horizontal de um apoio HDRB [19]	17
Figura 16 - Relação Força-Deslocamento num apoio HDRB [43]	18
Figura 17 - Modelo Esquemático do Funcionamento de um apoio HDRB [45]	18
Figura 18 - Constituição de um apoio LRB. Adaptado de [40].....	19
Figura 19 - Comportamento ideal do chumbo, borracha natural e do apoio LRB para ações de corte. Adaptado de [27]	20
Figura 20 - Estrutura Interna de um apoio FPS. Adaptado de [11].....	21
Figura 21 - (A) Esquema de movimento e (B) relação força-deslocamento de um pêndulo simples [11].....	21
Figura 22 - Diferentes fases do movimento do apoio FPB sujeito a ações sísmicas horizontais [11].....	21
Figura 23 - (A) Extremidade Articulada para transmissão de cargas superestrutura-fundação; Apoio FPB em fase desviada com (B) e sem (C) deslizamento na superfície secundária [11] .	22
Figura 24 - Diagrama de Corpo Livre de um apoio FPS para um ângulo de rotação θ [11]	25
Figura 25 - Força de atrito estático e força de atrito cinético - equilíbrio e movimento [58]	25
Figura 26 - Modelo bilinear de força-deslocamento [43].....	26

Figura 27 - Relação Força-Deslocamento característica de um apoio FPS [18].....	26
Figura 28 - Definição do comportamento característico do apoio FPS. Adaptado de [56].....	27
Figura 29 - Progresso do sistema de isolamento para meio ciclo de histerese. Adaptado de [31]	28
Figura 30 - Desenho de Implantação do Projeto Original [68]	38
Figura 31 - Planta original do piso 0 [68]	39
Figura 32 - Primeiro modo de vibração (Translação em X – Longitudinal)	42
Figura 33 - Segundo modo de vibração (Translação Y – Transversal)	42
Figura 34 - Terceiro modo de vibração (Translação em X e em Y)	43
Figura 35 - Numeração dos apoios pendulares com atrito	44
Figura 36 - Comparação entre o espectro obtido pela média dos 10 acelerogramas gerados e o espectro de resposta do EC8.....	46
Figura 37 - Menu de preenchimento do SAP2000 para a definição de um dos casos de análise	48
Figura 38 - Menu de preenchimento do SAP2000 com as combinações em Absolute Add	48
Figura 39 - Definição da “Time History Ramp Function” e do caso de carga estático	49
Figura 40 - Definição das características dos isoladores FPS	50
Figura 41 - Definição das características dos apoios deslizantes considerando o atrito	52
Figura 42 - Relação entre o fator de amortecimento e a frequência angular [27]	53
Figura 43 - Calibração dos parâmetros α e β no programa SAP2000	53
Figura 44 - Sistema de isolamento com a grelha de vigas de travamento e parede de contenção	54
Figura 45 - Pavimento rígido no plano XY(Z=0) do modelo computacional utilizado.....	57
Figura 46 - Primeiro modo de vibração para o caso 1	59
Figura 47 - Segundo modo de vibração para o caso 1	59
Figura 48 - Evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 1	60
Figura 49 - Evolução das acelerações médias máximas, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 1	61
Figura 50 - Vista do programa SAP2000 no plano YZ (X=0) do modelo.....	61
Figura 51 - Localização dos apoios pendulares com atrito, nomeadamente o Apoio 1 e 18	62
Figura 52 - Ciclo de histerese do Apoio 1	63
Figura 53 - Ciclo de histerese do Apoio 18	63
Figura 54 - Força Axial em Função do Tempo para o Apoio 1	64
Figura 55 - Força Axial em Função do Tempo para o Apoio 18	64
Figura 56 - Evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 2	66
Figura 57 - Evolução das acelerações médias máximas, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 2	66
Figura 58 - Evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios, segundo a	

direção X e Y, obtidos para o caso 3	70
Figura 59 - Evolução das acelerações médias máximas, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 3	71
Figura 60 - Evolução em altura dos deslocamentos horizontais máximos médios, segundo a direção X, obtidos para os respetivos casos.....	73
Figura 61 - Evolução em altura dos deslocamentos horizontais máximos médios, segundo a direção Y, obtidos para os respetivos casos.....	73
Figura 62 - Evolução em altura das acelerações médias máximas, segundo a direção X, obtidos para os respetivos casos.....	74
Figura 63 - Evolução em altura das acelerações médias máximas, segundo a direção Y, obtidos para os respetivos casos.....	74

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Classes de importância para os edifícios. Adaptado de [13].....	3
Tabela 2 - Casos Estudados	37
Tabela 3 - Períodos da análise modal da estrutura de base fixa, com as condições de apoio definidas	41
Tabela 4 – Excerto das características dos apoios pendulares com atrito (Tabela Completa no Anexo D).....	45
Tabela 5 - Definição dos dados sísmicos	47
Tabela 6 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura de base fixa [69]	55
Tabela 7 - Forças de Corte Basal do Projeto Original [68]	56
Tabela 8 - Coeficientes Sísmicos na Estrutura de Base Fixa [68].....	57
Tabela 9 - Deslocamentos máximos para a estrutura de base fixa do projeto Original [68]	57
Tabela 10 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura com isolamento de base para o caso 1	58
Tabela 11 - Somas das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio (Caso 1).....	62
Tabela 12 - Coeficientes sísmicos para o caso 1	62
Tabela 13 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura com isolamento de base para o caso 2	65
Tabela 14 - Soma das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio (Caso 2).....	67
Tabela 15 - Coeficientes Sísmicos da Estrutura para o caso 2	67
Tabela 16 - Comparação entre as Forças de Corte Basal das diferentes metodologias	68
Tabela 17 - Deslocamentos Máximos em Altura de [67]	68
Tabela 18 - Deslocamentos Máximos em Altura (Caso 2)	68
Tabela 19 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura com isolamento de base para o caso 3	69
Tabela 20 - Soma das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio (Caso 3).....	71
Tabela 21 - Coeficientes Sísmicos da Estrutura para o caso 3	72
Tabela 22 - Forças de Corte nas Estruturas com Isolamento de Base e com Base Fixa	75

Lista de Acrónimos e Siglas

EC8	Eurocódigo 8
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FPS	Apoios pendulares com atrito (<i>Friction Pederalum System</i>)
HDRB	Apoios de borracha de alto amortecimento (<i>High Damping Rubber Bearing</i>)
HFAR	Hospital das Forças Armadas
LRB	Apoios de Borracha com núcleo de chumbo (<i>Lead Rubber Bearings</i>)
PIB	Produto Interno Bruto

Lista de Símbolos

ζ	Coeficiente de amortecimento
a_{vg}	Aceleração vertical do solo
g	Aceleração da gravidade
A_c	Área carregada
A_L	Área livre
S	Fator de forma
G_{din}	Módulo de distorção
X	Deslocamento relativo entre topo e base do apoio
$\dot{X}$	Velocidade de deslizamento
C	Constante de amortecimento do apoio
K_H	Rigidez horizontal do apoio
K	Rigidez lateral do apoio
M	Massa total da superestrutura
P	Peso total da superestrutura
R	Raio de curvatura da superfície de deslizamento
Q	Força gerada pelo sismo
F_m	Força de reação horizontal
F_c	Força de atrito cinética
N_{sd}	Componente da carga vertical
K_r	Rigidez
μ	Coeficiente de atrito cinético
d	Deslocamento
E_d	Energia dissipada
P	Carga vertical suportada pelo apoio
Δ_{max}	Deslocamento máximo no aparelho de apoio

M_s	Magnitude da ação sísmica
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície
T_1	Período fundamental da estrutura
T_s	Duração mínima da parte estacionária
d_{dc}	Deslocamento do centro de rigidez
γ_x	Fator de majoração de segurança
J	Constante de torção
$T_{Base\ Fixa}$	Período de base fixa
$T_{Base\ Isolada}$	Período de base isolada
$f_{Base\ Isolada}$	Frequência base isolada
$f_{Base\ Fixa}$	Frequência base fixa
N	Esforço normal total da estrutura
δ_{Max}	Deslocamentos aparelhos de apoio
K_e	Rigidez horizontal de cada apoio
γ_{IV}	Classe de importância
a_{gr}	Aceleração do solo
S_{max}	Parâmetro
S	Coeficiente de solo
S_d	Fator de escala
ρ	Frequência angular
α	Coeficiente proporcional à massa estrutural
β	Coeficiente proporcional à rigidez estrutural
ξ	Amortecimento viscoso da estrutura
δ	Deslocamento no topo de cada plinto
β	Coeficiente sísmico
F_b	Força de corte basal
W_{Tot}	Peso próprio da estrutura
η	Coeficiente de correção do amortecimento
ξ	Amortecimento viscoso da estrutura

Capítulo 1: Introdução

1.1 Caracterização e Enquadramento do Tema

Os sismos são desastres naturais inevitáveis, com capacidade para causar impactos disruptivos na sociedade. O seu potencial destrutivo é ainda exacerbado pela impossibilidade de prever com exatidão a sua ocorrência. Face às possíveis consequências catastróficas associadas à ocorrência de um sismo, é imperativo que as infraestruturas estejam devidamente dimensionadas para enfrentar tais desafios.

Entre todas as catástrofes naturais que afetam a população mundial, os sismos são, possivelmente, os que causam maiores danos humanos e materiais, especialmente em áreas densamente povoadas e com proteção insuficiente contra este fenómeno. “O território de Portugal Continental e Insular é caracterizado por ser uma zona de sismicidade assinalável” [1]. Desde 1900, os sismos contribuíram, a nível mundial, para 26% dos danos económicos devido a catástrofes de origem natural. Posteriormente a 1960, cerca de 40% das fatalidades resultantes de desastres naturais têm como origem eventos sísmicos [2].

Para um cenário com as mesmas características do sismo de 1755, em Lisboa, cenário esse pessimista, mas plausível, os danos materiais estimados no parque habitacional seriam da ordem de grandeza de 20% do PIB e o número de vítimas mortais entre os 17 000 e 27 000, aproximadamente [3,4].

Os prejuízos globais estimados, que incluem, não apenas, os danos no parque habitacional, mas também os prejuízos no recheio de habitações, nos edifícios de escritórios, os danos e paralisações nas redes de infraestruturas, na indústria e na administração pública, são ainda mais alarmantes. De acordo com as análises de alguns autores, para o estudo de um cenário semelhante, esses prejuízos poderiam ascender a cerca de 60% do PIB [4,5].

Dada a exposição geográfica de Portugal e a sua proximidade com zonas de confluência de placas tectónicas, como a Euro-Asiática e a Africana, bem como a localização do arquipélago dos Açores num encontro de três placas, entre as mencionadas anteriormente e a placa norte-americana, torna-se evidente a necessidade premente de construir infraestruturas com uma preparação adequada para enfrentar potenciais eventos sísmicos. A Figura 1 ilustra a elevada atividade sísmica a que Portugal está sujeito, destacando-se a localização de epicentros registados em território nacional. As regiões do litoral Alentejano, do Vale do Tejo e do Sul Algarvio são áreas particularmente expostas à atividade sísmica devido à presença, não apenas, de sismos interplacas, mas também de falhas ativas. No caso das ilhas, os Açores destacam-se pela sua atividade vulcânica e pela significativa sismicidade. Este arquipélago é regularmente atingido por sismos de intensidade moderada a forte, causando danos significativos e impactos económicos relevantes. Por outro lado, a ilha da Madeira, situada na placa africana, regista uma baixa atividade sísmica.



Figura 1 - Atividade Sísmica em Portugal [6]

Historicamente, temos vários exemplos de sismos catastróficos. No panorama internacional, destacam-se alguns, tais como os sismos ocorridos em Kobe, no Japão, em 1995 (6.9 na escala de magnitude de *Richter*), no Chile, em 2010 (8.8 na escala de magnitude de *Richter*) e no Haiti, em 2010 (7.0 na escala de magnitude de *Richter*). Recentemente, na zona do Mediterrâneo, registaram-se eventos sísmicos de elevada intensidade, nomeadamente o sismo em Marrocos, em 2023 (7.0 na escala de magnitude de *Richter*) e o sismo na Turquia e na Síria, em 2023 (7.8 na escala de magnitude de *Richter*). A Figura 2, mostra alguns dos danos provocados pela ocorrência de um sismo na Turquia e na Síria, em 2023.



Figura 2 - Danos provocados pela ocorrência de um sismo na Turquia e na Síria [7]

Em Portugal, destaca-se o sismo de 1 de novembro de 1755, em Lisboa, sendo este evento sísmico considerado como um dos sismos de maior magnitude da história portuguesa. Face ao desastre ocorrido, e perante uma maior preocupação na construção de estruturas, uma das inovações da época foi a designada “Gaiola Pombalina”, que consistia na criação de estruturas de madeira altamente interligadas semelhantes a uma gaiola (incluindo contraventamentos, conhecidos como “Cruzes de Santo André”) [8].

Desde esta data, não existem registos de um sismo de magnitude semelhante. Este longo período sem a ocorrência de um grande sismo não permite considerar que, num futuro próximo, tal evento não se poderá repetir, destacando a necessidade de o país estar preparado para tal eventualidade. Diversos especialistas da área da engenharia sísmica, alertam para o

facto de que em Portugal existem estruturas, principalmente edifícios, que podem responder de forma insatisfatória a um forte sismo. Tal constatação é direccionada às estruturas mais antigas [9].

A ocorrência destas catástrofes acarreta um elevado número de vítimas mortais e implica consequências económicas significativas. Além disso, obriga a uma gestão eficiente de recursos e meios para facilitar as operações de resgate e salvamento.

Ao inspecionar edifícios após a ocorrência de um sismo, observou-se que, além dos danos estruturais, ocorrem danos significativos nos elementos não estruturais. Esses danos não estruturais representam uma parcela considerável dos custos de reparação, podendo, em alguns casos, inviabilizar economicamente a realização das reparações necessárias [10].

Os códigos atuais estabelecem requisitos mínimos para o desempenho de estrutura, devendo ser garantido a dois níveis distintos: (i) para ações de baixa intensidade, evitando a ocorrência de danos (estruturais ou não-estruturais); (ii) para ações de alta intensidade, garantindo o não-colapso da estrutura, garantindo a segurança dos seus ocupantes [11].

Ainda que existam requisitos mínimos, o nível de segurança das estruturas é ajustado de acordo com a classe de importância atribuída a cada uma. Quanto mais elevada for a classe de importância de uma estrutura, maior deverá ser a sua fiabilidade e, consequentemente, menor o risco sísmico aceitável. O conceito de fiabilidade e risco sísmico de uma estrutura está profundamente ligado às consequências do seu colapso, ao desenvolvimento de danos (em termos de reparação e custo) e à sua operacionalidade após um sismo [12].

O Eurocódigo 8 (EC8 – norma portuguesa NP EN1998) define 4 classes que correspondem a diferentes coeficientes de importância, como ilustrado na Tabela 1. Estes variam de acordo com a perigosidade local, a segurança pública e a zona do território nacional.

Tabela 1 - Classes de importância para os edifícios. Adaptado de [13]

Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios em que as consequências de colapso, face a eventos sísmicos, devem ser mínimas.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil.

Nas classes de importância mais elevadas estão incluídas as estruturas consideradas vitais para a proteção civil, como é o caso dos hospitais, exemplo de estudo na presente dissertação. A relação entre hospitais e sismos é de extrema importância, especialmente em situações pós-sísmicas. Em situações de sismos de elevada magnitude, os hospitais podem sofrer impactos significativos, manifestando-se em danos estruturais e não estruturais, mas também em danos em equipamentos médicos.

Como mencionado anteriormente, os danos não estruturais podem apresentar uma parcela significativa dos custos de reparação, tornando, a reparação dos mesmos economicamente inviável. Além disso, em situações de catástrofes naturais como os sismos, a manutenção da operacionalidade dos hospitais é vital. É essencial que os hospitais localizados na área afetada pelo sismo possam manter o seu pleno funcionamento, garantindo assistência médica às vítimas do sismo. Isso deve-se ao facto de que alternativas, como hospitais de campanha e evacuação de pacientes, frequentemente não são suficientes em situações catastróficas. Assim, a presença de instalações hospitalares robustas e capazes de resistir, sem danos significativos, aos impactos de um sismo é fundamental para assegurar uma resposta eficaz e adequada às emergências médicas decorrentes de um evento desta natureza. Estas instalações devem ser projetadas e construídas com medidas de segurança sísmica adequadas, garantindo a sua funcionalidade mesmo em cenários adversos.

Nos dias que correm, em Portugal, o dimensionamento sísmico de uma estrutura ainda é realizado de forma conservadora e tradicional, dando prioridade ao dimensionamento e pormenorização para conferir ductilidade à estrutura, acomodando os movimentos e dissipando a energia libertada por um sismo [14]. Esta abordagem convencional dá prioridade à proteção da vida humana, concentrando-se no não colapso da estrutura. Nesta perspetiva, o aumento da resistência da estrutura convencional implica, muitas vezes, uma maior rigidez estrutural, resultando em níveis de aceleração que dificultam o controlo dos danos nos elementos não estruturais e nos equipamentos. Consequentemente, a operacionalidade da estrutura após o sismo também fica comprometida [15].

Esse cenário é exemplificado pelo caso do Hospital Sylmar durante o sismo de Northridge em 1994. Embora a estrutura do hospital tenha permanecido intacta, os danos nos equipamentos e nos elementos não estruturais foram bastante significativos, o que levou ao encerramento do hospital por três meses [16].

Ao longo das últimas décadas assistimos ao desenvolvimento de técnicas de isolamento sísmico, com o propósito de mitigar os efeitos destrutivos das ações sísmicas. O isolamento de base representa um sistema altamente eficaz, cuja aceitação como técnica de proteção sísmica se reflete na sua ampla expressão mundial. Na grande maioria dos casos de aplicação do sistema de isolamento de base, o sistema de isolamento é colocado entre o solo e a estrutura, com o objetivo de criar uma superfície de descontinuidade horizontal, capaz de desacoplar a estrutura e os seus componentes, dos movimentos do solo resultantes da ação sísmica. Esta técnica permite que a estrutura tenha reduzidas acelerações, diminuindo a energia introduzida nas estruturas por um sismo e, consequentemente, reduzidos danos não estruturais e de equipamentos hospitalares [17].

Dada a gravidade e a frequência das repercussões associadas aos eventos sísmicos, torna-se clara a necessidade de estarmos preparados para lidar com uma situação desta natureza, mitigando os seus efeitos na sociedade.

1.2 Objetivos e Metodologia

Na presente dissertação, é apresentada a investigação do desempenho sísmico de um edifício equipado com isolamento de base através da utilização de aparelhos pendulares com atrito. Para além da análise da resposta em diversos parâmetros, como esforços, deformações e acelerações máximas em diferentes pavimentos, será realizada uma comparação com uma solução que utiliza apoios elastoméricos de alto amortecimento.

A metodologia empregue nesta dissertação, abrange quatro fases:

- 1) Na fase inicial do estudo, foi efetuado um enquadramento teórico abrangente ao tema em questão, acompanhado da recolha de todos os dados pertinentes para a análise do caso em estudo.
- 2) De seguida, efetuou-se a modelação da estrutura com base fixa e a modelação do sistema de isolamento de base, atendendo à reconfiguração do mesmo, de forma a otimizar o seu desempenho sísmico.
- 3) Posteriormente, avaliou-se o desempenho sísmico da solução isolada, recorrendo a uma análise não linear. Além disso, executou-se uma série de verificações, exigidas pelo EC8, de modo a garantir a conformidade da nova configuração do sistema de isolamento de base.
- 4) Finalmente, de modo a demonstrar a eficácia dos sistemas de isolamento de base, pretende-se que o trabalho desenvolvido permita validar as análises efetuadas, consolidando a aplicabilidade deste tipo de sistemas de isolamento.

A modelação estrutural dos sistemas de isolamento de base e da estrutura onde foram aplicados foi realizada utilizando o programa de cálculo automático *SAP2000*, em conformidade com o método utilizado no projeto original do Hospital das Forças Armadas (HFAR), fornecido pelo Exército Português, com o intuito de assegurar a coerência das análises. Além disso, para a análise dos resultados, recorreu-se também a folhas de cálculo e gráficos.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação é constituída por seis capítulos.

No primeiro capítulo, onde está inserida esta secção, apresenta-se a contextualização do estudo, englobando algumas ocorrências relevantes do passado recente. Adicionalmente, são delineados os objetivos do estudo e a metodologia adotada.

No segundo capítulo, apresenta-se o conceito de isolamento sísmico de base, o seu campo de aplicação e as suas características essenciais. Além disso, são caracterizados alguns tipos de dispositivos de isolamento de base, destacando as vantagens e os limites de aplicação.

O terceiro capítulo enuncia as características necessárias para o dimensionamento dos sistemas de isolamento de base e as normas que o EC8 apresenta, relativamente ao comportamento do mesmo, as verificações de segurança e as disposições recomendadas.

No quarto capítulo são apresentados os diferentes casos em estudo, que consistiram na aplicação de dois tipos de aparelhos de apoio: HDRB e FPS. São expostas as principais propriedades, os modelos adequados para a simulação dos respetivos comportamentos e as metodologias de análise computacional. O presente capítulo também se foca nas características gerais que os dispositivos isoladores devem exibir.

No quinto capítulo, são apresentadas as análises das estruturas e os resultados obtidos. De seguida, apresenta-se a análise comparativa entre os diferentes casos, de modo a compreender qual dos dois sistemas de isolamento em análise, aparelhos pendulares por atrito ou aparelhos elastoméricos, apresenta resultados mais favoráveis.

Por fim, o sexto capítulo apresenta as considerações finais relativas aos resultados alcançados através dos casos estudados, desenvolvido no capítulo cinco, comentando-se ainda os pontos mais relevantes referentes à generalidade dos temas abordados ao longo da presente dissertação.

Capítulo 2: Isolamento Sísmico de Base

No presente capítulo, é apresentado o conceito de isolamento de base, o seu campo de aplicação e as suas características essenciais. São identificados e descritos diversos tipos de dispositivos de isolamento de base, com particular atenção aos apoios pendulares com atrito, sendo destacadas as vantagens e inconvenientes da sua aplicação. No final do capítulo, apresentam-se exemplos de aplicação, bem como um breve panorama sobre a adoção desta metodologia em Portugal e no mundo.

2.1 Enquadramento

A operacionalidade das estruturas em zonas sísmicas constitui uma preocupação central na sociedade civil. Em regiões sujeitas a fortes abalos sísmicos, é fundamental assegurar que os edifícios mantenham a sua integridade estrutural. A falha na operacionalidade de edifícios críticos, nomeadamente hospitais, pode ter consequências desastrosas para a resposta a desastres naturais, como é o caso dos sismos.

O conceito de operacionalidade refere-se à capacidade de uma estrutura manter as suas funções essenciais imediatamente após um sismo. Esta inclui a integridade estrutural, a funcionalidade dos sistemas internos (como eletricidade, água e comunicações) e a segurança dos ocupantes. Em zonas sísmicas, onde a probabilidade de terremotos severos é significativa, a engenharia deve adotar medidas que vão além do simples cumprimento de normas de segurança estrutural, tendo em conta a continuidade operacional da estrutura.

Neste contexto, o isolamento sísmico emerge como uma alternativa inovadora, destacando-se como uma solução eficaz no âmbito da proteção sísmica de estruturas. No caso em estudo, o Hospital das Forças Armadas (HFAR), apresenta importância vital na ocorrência de ações sísmicas. É neste sentido que o sistema de proteção sísmica tem especial interesse, uma vez que possibilita a redução da resposta sísmica, através da alteração das características dinâmicas das estruturas, controlando os seus efeitos.

Os Sistemas de Proteção Sísmica classificam-se em três grupos [18]:

- Sistemas ativos;
- Sistemas semi-ativos;
- Sistemas passivos.

Os sistemas ativos necessitam de energia para controlar e modificar o movimento da estrutura, ao contrário dos passivos que não necessitam de uma fonte de energia exterior. Por último, os sistemas semi-ativos necessitam da energia para modificar as características dos dispositivos.

A presente dissertação incide, especificamente, no sistema passivo de isolamento sísmico de base, pelo que não serão abordados outros sistemas.

2.2 Conceito de Isolamento Sísmico de Base

Conforme o próprio nome sugere, o conceito de isolamento sísmico visa isolar a estrutura do efeito dos sismos. O efeito devastador dos sismos decorre da transmissão dos movimentos horizontais do solo às estruturas edificadas, originando o aparecimento de forças de inércia que as estruturas devem ser capazes de suportar [19].

O isolamento sísmico de base é uma tecnologia de proteção sísmica especialmente relevante para edifícios que devem manter a sua operacionalidade na ocorrência de eventos sísmicos. O objetivo primordial consiste em diminuir a transmissão das acelerações horizontais do solo para a estrutura, efeito que é alcançado através da criação de uma superfície horizontal de descontinuidade, dotada de grande flexibilidade estrutural, com o intuito de restringir a transmissão de movimentos de translação entre a fundação e a estrutura a proteger [17].

A designação de “isolamento de base” está associada ao facto da superfície de descontinuidade, que garante o isolamento, se encontrar na base da estrutura a isolar [20], como podemos verificar na Figura 3.

Define-se como sistema de isolamento de base um dispositivo, ou conjunto de dispositivos, que estabelece uma superfície de descontinuidade horizontal. Essa superfície permite o movimento entre o solo e a estrutura, garantindo, contudo, a transmissão de cargas verticais ao sistema de fundação. Assim sendo, é essencial que um sistema de isolamento seja capaz de garantir suporte à estrutura, enquanto demonstra uma notável flexibilidade horizontal [18].

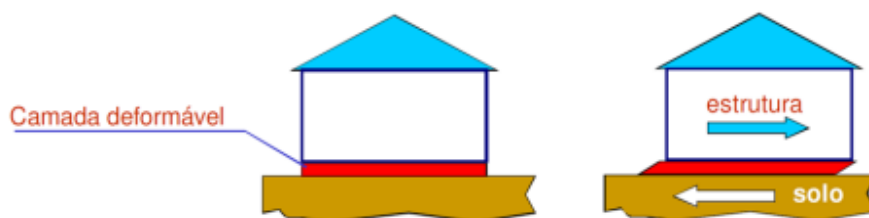


Figura 3 - Esboço representativo de um sistema de Isolamento de Base [21]

A camada deformável é composta, exclusivamente, por isoladores. Estes servem como os únicos elementos de ligação entre o solo e a estrutura, desempenhando um papel crucial de modificar a resposta da estrutura aos movimentos do solo. Deste modo, é viável ajustar a rigidez efetiva da estrutura, ajustando a rigidez dos isoladores. Os isoladores são dimensionados para suportar os movimentos e a energia libertada durante um sismo [22].

Ao projetar um sistema de isolamento, este deve apresentar as seguintes características essenciais [22].

- Baixa rigidez no plano horizontal;
- Capacidade de suporte de cargas verticais;
- Capacidade de regressar à posição inicial;
- Capacidade elevada de dissipação de energia ($\xi > 5\%$) [23,24].

Estas características permitem mitigar o efeito da ação sísmica, ao invés de procurar resistir-lhe.

A consequência imediata da interposição de uma camada deformável é a redução da frequência própria da estrutura [25], o que resulta, consequentemente, na redução das acelerações da estrutura. Em contrapartida, a diminuição da frequência provoca um aumento dos deslocamentos horizontais relativos ao solo, que se concentram ao nível da camada de isolamento.

Na Figura 4, encontra-se representado o espectro de resposta elástica horizontal de acelerações e deslocamentos (para níveis de amortecimento de 2, 5 e 10% do amortecimento crítico), respetivamente. Esta representação ilustra as principais mudanças provocadas pelo aumento da flexibilidade da estrutura [26].

Através da Figura 4 (A), é possível observar que a utilização de isolamento sísmico resulta numa redução significativa nos valores da aceleração impostas pelo sismo, levando, consequentemente, a uma diminuição dos esforços provocados pela ação sísmica. Em contrapartida, conforme ilustrado pela Figura 4 (B), existe um aumento considerável dos deslocamentos [27].

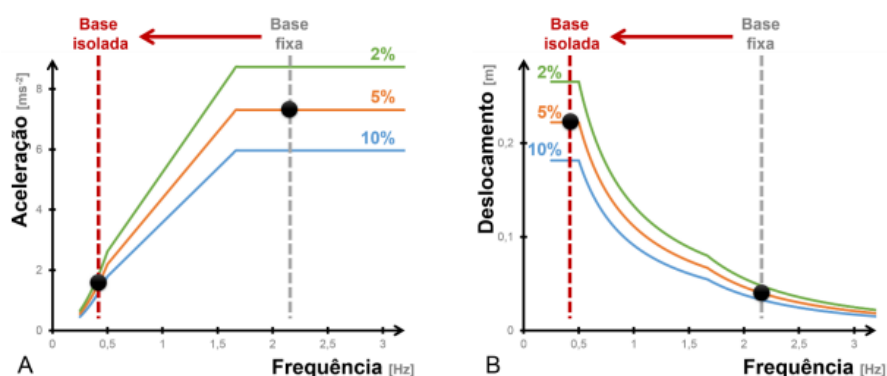


Figura 4 - Espectro de resposta elástica horizontal para acelerações (A) e de deslocamentos (B) [11]

O amortecimento necessário aos sistemas de isolamento pode ser obtido de três maneiras distintas: (i) amortecimento histerético, no qual a dissipação de energia ocorre devido à deformação do próprio material que compõe os sistemas de isolamento; (ii) amortecimento por atrito, no qual a dissipação de energia é alcançada pelo atrito entre as superfícies de contacto; e (iii) amortecimento viscoso, normalmente obtido por meio de dissipadores hidráulicos [27].

O amortecimento é responsável por dissipar energia do sismo, sendo o fenómeno físico que confere a capacidade de dissipação de energia ao sistema de isolamento. Enquanto a maioria das estruturas possui um amortecimento natural entre 2 e 5% do amortecimento crítico, os sistemas de isolamento em edifícios podem apresentar amortecimentos superiores a 10% do amortecimento crítico. Os níveis de amortecimento num edifício com isolamento são otimizados para reduzir os valores de aceleração da estrutura, maximizando assim a proteção do seu conteúdo [15].

Na Figura 4 (B), observamos que o aumento dos deslocamentos pode ser mitigado pelo aumento do amortecimento do sistema. Por esta razão, os sistemas de isolamento são projetados para terem níveis de amortecimento, geralmente, superiores a 10% do amortecimento crítico, o que ajuda a reduzir as acelerações e os deslocamentos causados pelos sismos, sendo mais significativo na redução dos deslocamentos [26].

A deformação típica de uma estrutura com base fixa é significativamente diferente, quando comparada com uma estrutura com isolamento de base. Na Figura 5, podemos observar as deformações típicas de uma estrutura sem isolamento de base (Figura 5 (a)) e de uma estrutura com isolamento de base (Figura 5 (b)).

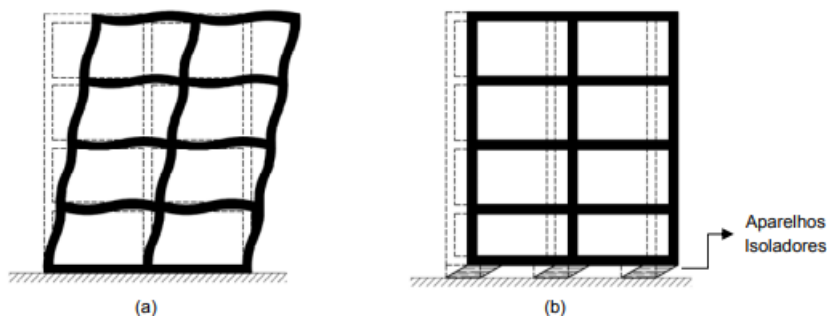


Figura 5 - Resposta esquemática de uma estrutura de base fixa e de base isolada perante uma resposta sísmica [26]

Para o edifício convencional, sem isolamento de base, a estrutura deforma-se em resposta ao movimento do solo. Caso esta deformação exceda um certo nível, pode ocorrer dano na estrutura e nos seus conteúdos. Por outro lado, num edifício com isolamento sísmico, os isoladores acomodam os deslocamentos impostos pelo sismo, diminuindo o movimento que é transmitido para a estrutura [16].

Observa-se, na Figura 5 (a), que a estrutura sem isolamento de base apresenta uma deformação significativa ao nível dos pisos, em contraste com a estrutura com isolamento de base, onde os deslocamentos ocorrem apenas nos aparelhos isoladores. Neste caso, a superestrutura age como um corpo rígido, enquanto os isoladores absorvem e dissipam a energia sísmica, minimizando os danos potenciais na estrutura e nos seus conteúdos [29].

Uma estrutura de base fixa altamente flexível, caracterizada por uma frequência própria de vibração baixa, permite reduzir as acelerações provocadas pelo sismo. Contudo, devido à sua baixa rigidez estrutural, os deslocamentos relativos entre pisos são muito elevados. Em contrapartida, uma estrutura muito rígida pode ter deformações mínimas, mas apresenta acelerações sísmicas muito significativas. O isolamento sísmico permite tirar proveito das vantagens destes dois cenários, reduzindo tanto as acelerações sísmicas como os deslocamentos entre pisos. Deste modo, verificamos que o uso de isolamento sísmico de base permite tirar vantagens, não só, em termos de deslocamentos entre pisos como das acelerações sísmicas.

Conforme ilustrado na Figura 6, as estruturas não-isoladas possuem, geralmente, frequências fundamentais dentro do intervalo de frequências onde os sismos concentram mais energia. Esta proximidade entre a frequência de excitação sísmica e a frequência natural da

estrutura não isolada resulta em um aumento significativo da resposta dinâmica. Relativamente às estruturas isoladas, a frequência natural é reduzida para valores fora da gama de maior energia dos sismos. Ao contrário das estruturas convencionais, as estruturas isoladas concentram a maior parte dos deslocamentos na base da estrutura, ou seja, no plano do sistema de isolamento, enquanto as acelerações são relativamente constantes [11].



Figura 6 - Enquadramento de frequências comuns de estruturas isoladas e não isoladas (base fixa) no intervalo usual das frequências de excitação sísmica de maior energia [25]

O sistema de isolamento deve ser projetado com uma rigidez horizontal que reduza a frequência própria de uma estrutura para valores inferiores a 1Hz, normalmente entre 0,3 e 0.5Hz. Estes valores correspondem a uma faixa de frequência onde a aceleração do solo possui baixo conteúdo energético [28]. Podemos evidenciar que a ação sísmica apresenta, geralmente, altos níveis de energia associados a frequências superiores a 1Hz.

O tipo de solo desempenha um papel importante na eficácia de um sistema de isolamento de base. O gráfico da Figura 7 demonstra que as estruturas fundadas em solos brandos (solos deformáveis) não são ideais para a aplicação de isolamento de base, pois podem resultar em respostas sísmicas superiores às de uma estrutura não isolada. Portanto, quanto mais rígido o solo, mais eficaz será a utilização de sistemas de isolamento de base. Aplicando o mesmo princípio à rigidez da própria estrutura, afirmamos que quanto maior a rigidez, mais eficiente se torna a utilização de dispositivos de isolamento [29].

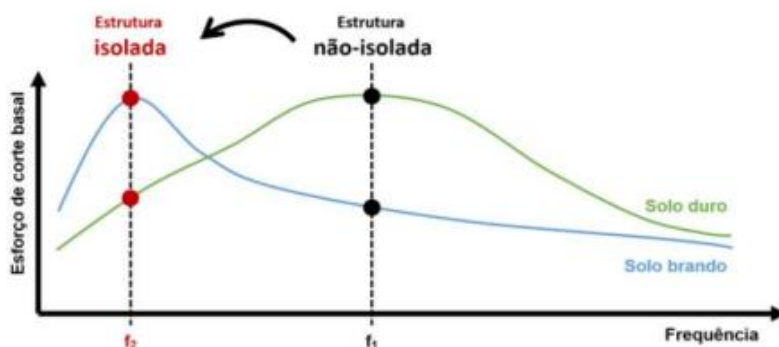


Figura 7 - Esforço de corte basal nos solos em função das frequências próprias [29]

A eficácia de um sistema de isolamento sísmico depende da relação registada entre a frequência própria da estrutura isolada e a frequência da estrutura com base fixa. A definição acertada da relação em questão é crucial para o êxito da implementação do isolamento de base [26].

Na Figura 8 são apresentadas as conclusões de um estudo elaborado em [20], onde se analisou a eficácia do isolamento sísmico em termos de deslocamentos laterais e esforços de corte nos vários pisos da estrutura para diferentes relações de frequências.

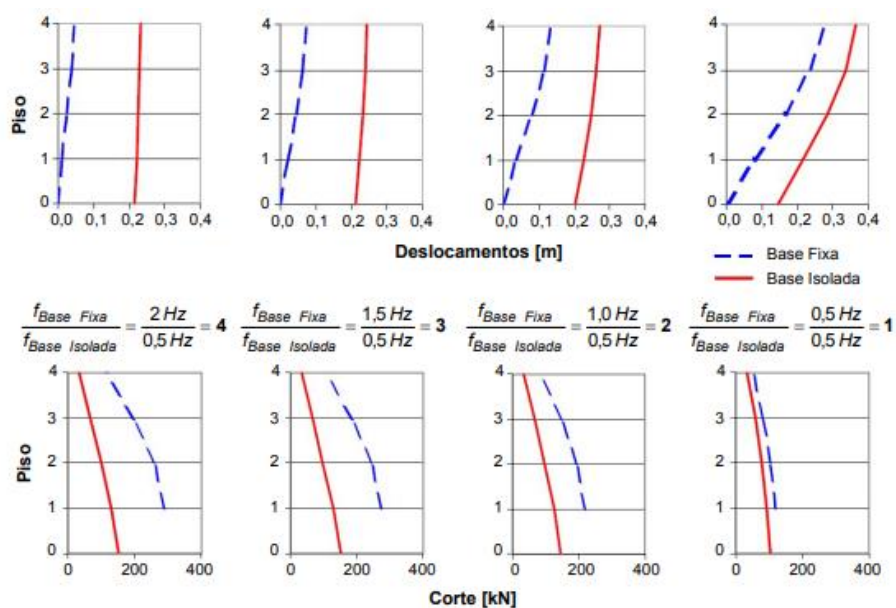


Figura 8 - Análise da eficácia dos sistemas de isolamento de base para diferentes relações entre a frequência de base fixa e de base isolada. Adaptado de [20]

Os resultados deste estudo indicam que o isolamento de base é mais eficaz quando a frequência própria da estrutura com base fixa é pelo menos três vezes maior do que a frequência isolada. Quando esta condição é atendida, a estrutura exibe uma configuração deformada minimizada, assemelhando-se a um corpo rígido, e regista uma redução substancial nos esforços de corte em cada piso, ao contrário do observado nos outros casos [26].

Quando a frequência isolada é inferior a um terço da frequência própria da estrutura com base fixa, observa-se que os deslocamentos entre pisos são reduzidos e a estrutura comporta-se praticamente como um corpo rígido. Além disso, os esforços de corte em cada piso apresentam uma redução significativamente maior em comparação com os casos em que essa relação não é atendida [11].

De acordo com o EC8 [13], em estruturas com isolamento sísmico de base, a componente vertical da ação sísmica pode ser desprezada se a aceleração vertical do solo (a_{vg}) for inferior a $2,5 \text{ m/s}^2$, ou seja, inferior a aproximadamente 25% da aceleração da gravidade.

Relativamente à localização ideal do sistema de isolamento de base, este deve visar a máxima proteção da estrutura. Consequentemente, o isolamento de base deve-se situar na proximidade da base dos edifícios. No entanto, a decisão sobre a localização dos dispositivos de isolamento pode ser influenciada por outros motivos económicos e práticos. Destes motivos, destacam-se as condições do terreno de implantação, tipo de natureza da estrutura (reabilitação ou construção nova) e a necessidade de manutenção e substituição dos apoios [26].

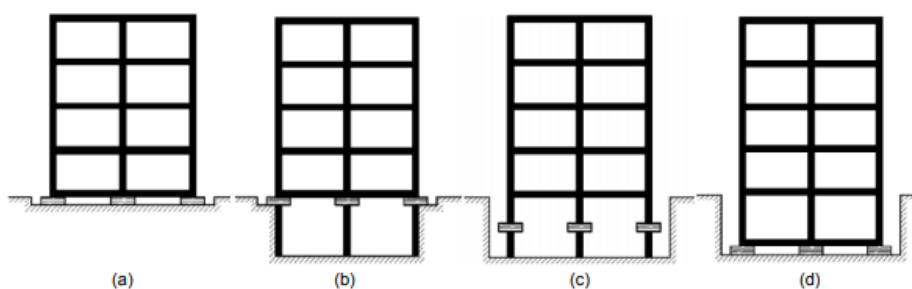


Figura 9 - Diferentes localizações do sistema de isolamento. Adaptado de [30]

A Figura 9 (a) a (d), representam as localizações mais comuns, contudo, todas elas apresentam desvantagens e vantagens. Um requisito importante da localização dos apoios diz respeito à criação de um diafragma rígido na base dos pilares ligados ao sistema de isolamento. Isso é alcançado através de uma malha de vigas para garantir deformações uniformes em todos os isoladores. Contudo, esta abordagem pode não ser viável para a localização apresentada nas Figura 9 (c) e (d), o que representa uma desvantagem significativa [26]. A localização do sistema de isolamento de base mais perto da superfície do solo permite usar as lajes como sistema de travamento das paredes de contenção, resolvendo o problema de travamento horizontal, representado na Figura 9 (b).

O requisito primordial associado ao uso do isolamento sísmico de base é a necessidade de assegurar um espaço adequado no contorno exterior da estrutura, para permitir o livre movimento do edifício e acomodar os deslocamentos substanciais esperados durante um sismo de grande magnitude. Este espaço pode ser compreendido como a folga sísmica necessária entre o edifício isolado e toda a sua envolvente. Salientar que outro aspeto crucial, num processo de isolamento sísmico, prende-se com a execução das ligações ao exterior do edifício, quer sejam dos acessos ou das redes interiores dos edifícios, como por exemplo as condutas de abastecimentos de água e de gás [26].

A durabilidade é uma característica fundamental de um sistema de isolamento sísmico: um dispositivo de isolamento de base deve manter as suas propriedades ao longo da sua vida útil. Estima-se que a vida útil de um dispositivo de isolamento de base seja superior a 50 anos, o que deve coincidir com a vida útil da estrutura a ser isolada. As características do isolador podem ser solicitadas apenas por curtos períodos durante o período de vida útil da estrutura, como por exemplo, em um evento sísmico de 20 segundos ao longo de 50 anos. No entanto, é crucial que o isolador esteja operacional durante esses momentos, pelo que são necessárias ações de vistoria e manutenção [31].

2.3 Tipos de Isolamento de Base

Compreender as características do comportamento dos diferentes aparelhos de isolamento sísmico é imprescindível para uma escolha adequada do mesmo. Atualmente, existem diversos tipos de sistemas de isolamento de base, sendo a sua escolha determinada pela viabilidade econômica dos mesmos. Atualmente, os mais usados são os aparelhos elastoméricos e os aparelhos pendulares com atrito, que podem ter associação com aparelhos que permitem dissipar energia [32].

2.3.1 Aparelhos Elastoméricos

Estes tipos de aparelhos são agrupados em Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB – *High Damping Rubber Bearings*) e os Apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo (LRB – *Lead Rubber Bearings*) [11,33].

Os aparelhos elastoméricos são compostos por camadas finas de borracha (elastômero) intercaladas por placas de aço, posicionadas horizontalmente, com o objetivo de criar um isolador com alta rigidez vertical, demonstrado na Figura 10, porém flexível na direção horizontal. As camadas de borracha são vulcanizadas e unidas às placas de aço durante o processo de vulcanização [26]. As camadas de borracha, geralmente, têm espessuras entre 8 e 20 mm, sendo separados por chapas de aço com 2 ou 3 mm de espessura. No topo e na base dos apoios, são aplicadas placas de aço mais espessas, com pelo menos 20 mm, para garantir ligações sólidas entre o apoio, a superestrutura e os elementos de fundação [26].

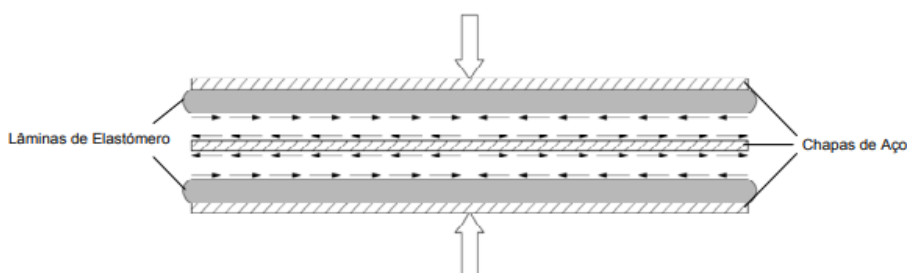


Figura 10 - Interação entre as placas de aço e as lâminas de elastômero para carregamentos verticais.
Adaptado de [32]

As chapas de aço são responsáveis por conter a expansão lateral das camadas de borracha nos apoios elastoméricos, aumentando a sua rigidez vertical, sem aumentar a rigidez ao corte e, assim sendo, sem afetar a flexibilidade horizontal dos aparelhos [34].

O elastômero é um material que provém do processo de vulcanização de um composto formado por borracha natural, matérias-primas para borrachas sintéticas e aditivos. Este material, frequentemente denominado por “borracha”, apresenta características muito similares às da borracha natural [26]. A grande deformabilidade e capacidade de recuperar rapidamente a forma original, permitindo deste modo a acumulação de energia, é uma das suas principais

características [32]. Alguns elastômeros são capazes de acomodar deformações até 1000%, sem atingir a rotura, recuperando a forma original, o que lhes permite acumular mais energia do que qualquer outro material [19].

Os parâmetros utilizados para definir a rigidez horizontal e vertical são as características geométricas do isolador, como a espessura da camada ou as dimensões gerais do isolador, e as características mecânicas do elastômero [35]. Este sistema sofre uma deformação horizontal total que resulta das deformações individuais de cada camada de elastômero [9,36].

O elastômero é um material praticamente incompressível, ou seja, deforma-se quase sem variação de volume através da alteração da sua forma. A rigidez vertical elevada de um bloco de elastômero é alcançada através da colocação de chapas de aço entre as camadas. A restrição lateral das camadas, é também, responsável por uma maior rigidez de flexão. A reduzida rigidez horizontal é atribuída ao facto de as chapas de aço não restringirem a deformação lateral do aparelho [9,36].

A relação tensão-deformação de um bloco de elastômero é influenciada pela sua forma, sendo que a sua rigidez horizontal será muito maior quanto mais baixo for o apoio e quanto maior for a sua secção transversal. Neste contexto, o “fator de forma” é um elemento crucial na capacidade de deformação de um bloco de elastômero. Este fator define-se como a relação entre a área sob carga (superfície perpendicular à carga) e a área livre (superfície lateral do bloco), conforme ilustrado na Figura 11 [37].

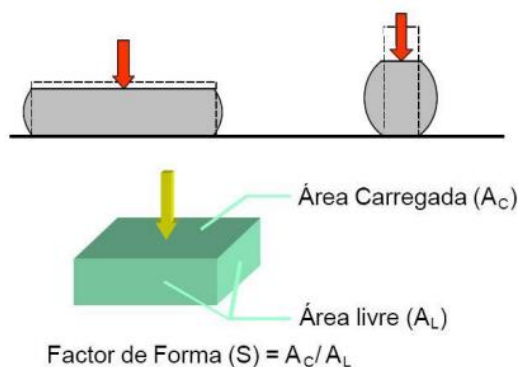


Figura 11 - Modo de deformação dos blocos de elastômero [19]

Em suma, os aparelhos elastoméricos têm capacidade de suporte vertical, flexibilidade horizontal e capacidade de restituição do sistema à posição inicial. No entanto, a sua capacidade de amortecimento não é muito elevada. Para aparelhos de baixo amortecimento, essa capacidade é de cerca de 5% do amortecimento crítico enquanto os aparelhos de alto amortecimento variam entre 10 e 15% do amortecimento crítico. Ambos assumem um comportamento linear, tal como acontece com a sua relação força-deslocamento, ilustrado na Figura 12 [31].

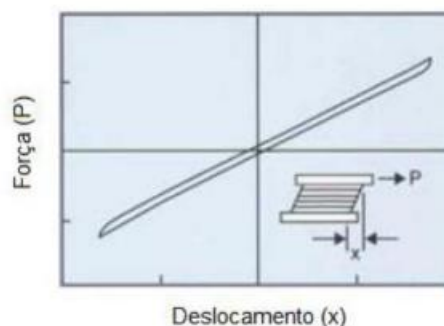


Figura 12 - Relação Força-Deslocamento num apoio elastomérico simples [38]

No decorrer deste trabalho, vamos observar os resultados de um sistema equipado com isolamento HDRB e comparar os resultados do mesmo com outras soluções de isolamento. O procedimento adotado no caso dos aparelhos HDRB e LRB é explicitado posteriormente, aquando da descrição das características do mesmo.

2.3.1.1 HDRB – Apoios de Borracha de Alto Amortecimento

Os apoios de borracha de alto amortecimento (*High Damping Rubber Bearings – HDRB*) são amplamente utilizados como isoladores sísmicos em pontes e na construção e reabilitação de edifícios. A Figura 13 ilustra a geometria de um aparelho HDRB e a sua aplicabilidade num edifício.



Figura 13 - Constituição do apoio HDRB (à esquerda) [39] e aplicação de apoio HDRB em contexto real (à direita) [40]

As propriedades fundamentais de um apoio HDRB estão intrinsecamente ligadas às características mecânicas do seu componente principal, ou seja, a borracha de alto amortecimento. Deste modo, é crucial destacar as particularidades mais significativas deste elastómero para compreender o comportamento dos sistemas de isolamento que utilizam [26].

O comportamento mecânico da borracha de alto amortecimento é descrito por parâmetros como o módulo de compressibilidade, o módulo de distorção e o amortecimento. Relativamente ao módulo de distorção G_{din} , os compostos de borracha utilizados no fabrico dos apoios elastoméricos tem um valor entre 0,4 e 1,4 MPa, juntamente com um coeficiente de amortecimento entre 10% e 20% [41].

A partir da Figura 14 (A), podemos observar que a borracha tende a reduzir o módulo de distorção à medida que a deformação aumenta, resultando, consequentemente, numa diminuição da rigidez horizontal do apoio. Assim sendo, o aumento da deformação também leva a uma diminuição do amortecimento, embora, a uma escala menos acentuada. Relativamente à Figura 14 (B), conforme demonstrado, o efeito da diminuição da temperatura tende a aumentar tanto o valor do módulo de distorção e do amortecimento da borracha. Portanto, a redução da temperatura torna os dispositivos de apoio mais rígidos, o que pode levar a uma alteração no comportamento esperado dos mesmos. Assim, medidas devem ser tomadas, quando necessário, para mitigar a influencia da diminuição da temperatura [26].

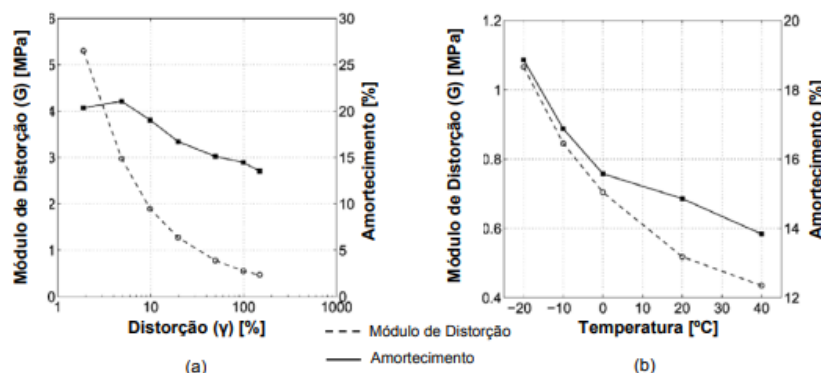


Figura 14 - Dependência do módulo de distorção e do amortecimento da borracha de alto amortecimento, relativamente à variação de (A) deformação a $T=23^\circ\text{C}$ (B) temperatura a $\gamma = 100\%$ [42]

A Figura 15 mostra a notável deformabilidade no plano horizontal dos apoios HDRB, evidenciada por ensaios experimentais que revelam que estes apoios podem acomodar distorções até 500%, quando submetidos a ensaios cíclicos de corte [26].



Figura 15 - Deformação horizontal de um apoio HDRB [19]

A Figura 16 apresenta o comportamento típico de um apoio HDRB quando sujeito a carregamentos cíclicos de corte. O comportamento observado na variação da rigidez da borracha de alto amortecimento, mencionado anteriormente, é novamente evidenciado na relação entre a força e o deslocamento do apoio HDRB.

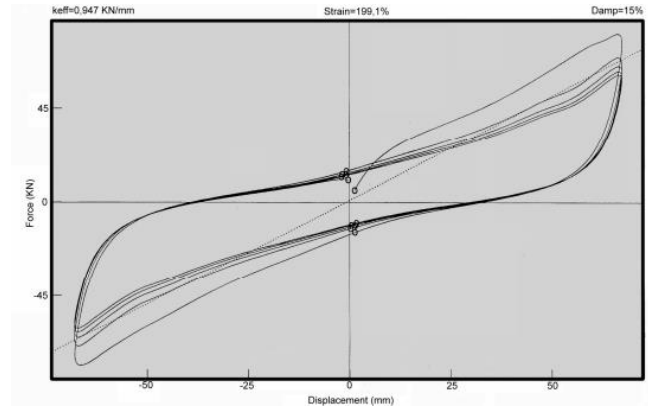


Figura 16 - Relação Força-Deslocamento num apoio HDRB [43]

Os apoios HDRB apresentam um comportamento não linear, evidenciado pela tendência de aumento da sua rigidez tangente quando sujeitos a grandes deformações. Este tipo de comportamento é, regularmente, considerado uma vantagem, visto que o aumento da rigidez limita as deformações dos aparelhos. No entanto, esta característica também pode ser um inconveniente, uma vez que a eficácia de um sistema de isolamento depende da deformabilidade dos apoios [34].

2.3.1.2 Modelo de Comportamento HDRB

A definição de uma metodologia para a análise do comportamento dos aparelhos isoladores é fulcral no âmbito do estudo de uma solução de isolamento sísmico. A correta definição do modelo de um aparelho de apoio HDRB é fundamental, pois possibilita uma simulação confiável do seu comportamento na estrutura isolada. O comportamento fundamental de um apoio HDRB pode ser compreendido como a ação paralela entre uma mola e um amortecedor [44], conforme ilustrado na Figura 17. É importante salientar que as componentes que determinam a força desenvolvida no apoio ($c \cdot \dot{X}$ e $K_H \cdot X$) são independentes, ou seja, não ocorrem simultaneamente, e quando uma atinge o seu valor máximo, a outra toma um valor nulo.

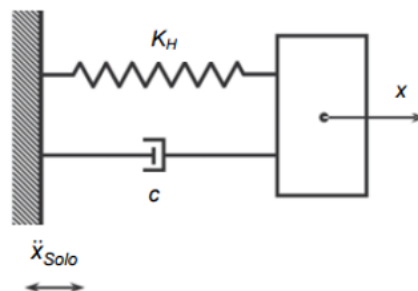


Figura 17 - Modelo Esquemático do Funcionamento de um apoio HDRB [45]

De seguida, encontra-se a expressão da força desenvolvida no apoio:

$$F(x) = F_{\text{Amortecimento}} + F_{\text{Restituição}} = c \cdot \dot{X} + K_H \cdot X \quad (1)$$

em que,

X - Deslocamento horizontal relativo entre topo e a base do apoio;

$\dot{X}$ - Velocidade de deslizamento;

c - Constante de amortecimento do apoio;

K_H – Rigidez horizontal do apoio.

A principal dificuldade na definição do comportamento de um apoio HDRB é estimar a rigidez horizontal (K_H), uma vez que o seu amortecimento, embora dependa do nível de deformação, geralmente permanece em torno de 10% do amortecimento crítico [26].

2.3.1.3 Apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo (LRB)

Os apoios de borracha com núcleo de chumbo (*Lead Rubber Bearings* – LRB) utilizam a mesma estrutura base dos apoios elastoméricos, que consiste em camadas finas de borracha intercaladas por placas de aço, com a introdução de um núcleo de chumbo no centro, conforme ilustrado na Figura 18.



Figura 18 - Constituição de um apoio LRB. Adaptado de [40]

Um apoio LRB funciona como um aparelho híbrido, combinando as propriedades do elastômero de borracha natural com as propriedades do chumbo. Isto permite obter um aparelho que fornece características essenciais para um sistema de isolamento sísmico, tais como, o amortecimento, a flexibilidade horizontal e a capacidade de restituição à posição inicial [26].

Através destes apoios, o fenômeno de dissipação de energia não é mais realizado pela borracha, tal como ocorria com o HDRB, mas sim, pelo núcleo de chumbo. A inserção de um núcleo de chumbo num bloco de borracha natural é feita para compensar a baixa capacidade desse elastômero em dissipar energia [26]. Este tipo de apoio pode atingir níveis de amortecimento de até 30% do amortecimento crítico [45]. Na Figura 19, é explicitado o comportamento mecânico de um apoio elastomérico com núcleo de chumbo.

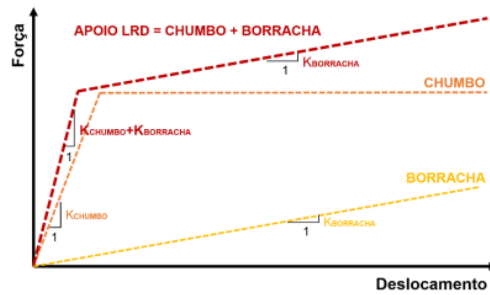


Figura 19 - Comportamento ideal do chumbo, borracha natural e do apoio LRB para ações de corte.
Adaptado de [27]

O núcleo de chumbo aumenta a rigidez inicial do apoio, limitando a força que marca o início da resposta do apoio como isolador, e aumenta, também, a sua capacidade de dissipação de energia. Previamente à plastificação do chumbo, os apoios LRB apresentam uma rigidez bastante elevada que permite prevenir deslocamentos significativos, sob a ação de carregamentos de serviço [26]. Após a plastificação do núcleo de chumbo, apenas as camadas de borracha de baixo amortecimento conferem rigidez lateral ao apoio, enquanto a rigidez lateral baixa proporciona a flexibilidade horizontal necessária para isolar a estrutura. Após a plastificação, o núcleo de chumbo dissipa energia com comportamento cíclico, ou seja, histerético. Além disso, o núcleo de chumbo não é afetado por fadiga, pois o chumbo regenera a temperaturas normais [29].

2.3.2 Aparelhos Pendulares com Atrito

Como alternativa aos sistemas de apoio elastoméricos, os Aparelhos Pendulares com Atrito têm denotado um aumento significativo de aplicações nos últimos anos. Esses sistemas têm sido amplamente utilizados em diversos projetos de estruturas novas [26].

Os Apoios Pendulares com Atrito (FPS – *Friction Pendulum System*), representado na Figura 20, são constituídos por dois elementos de aço inoxidável sobrepostos. Um dos elementos consiste numa superfície côncava de aço, sobre a qual existe um material com propriedades deslizantes, com o objetivo de minimizar o atrito entre as duas superfícies. A outra componente deste sistema é uma placa com uma extremidade de aço inoxidável articulada, revestida por um material com baixo coeficiente de atrito, que desliza sobre a superfície polida côncava (esférica) que constitui o segundo elemento [17].

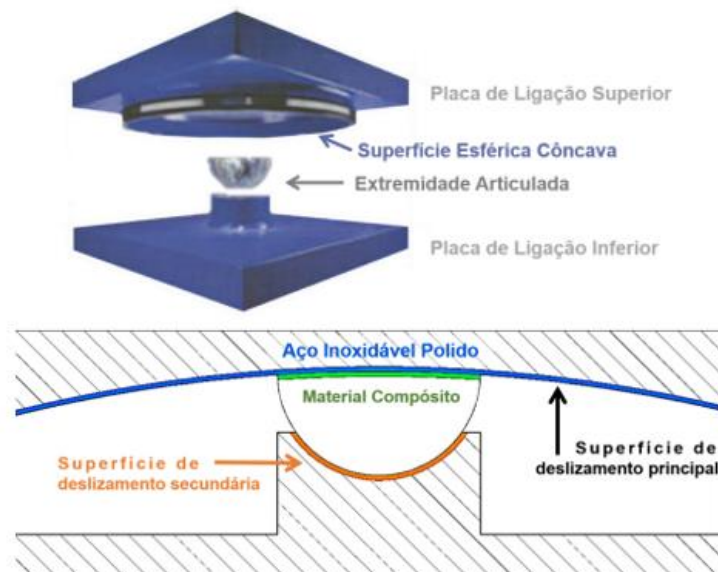


Figura 20 - Estrutura Interna de um apoio FPS. Adaptado de [11]

Os esquemas de movimentação destes aparelhos têm por base o mecanismo de funcionamento do pêndulo simples, com capacidade de restituição da posição inicial, como ilustrado na Figura 21 (A). Quando sujeitos a ações sísmicas, as peças articuladas dos aparelhos movimentam-se sobre as superfícies côncavas, resultado em movimentos pendulares de pequena amplitude, na estrutura suportada [26].

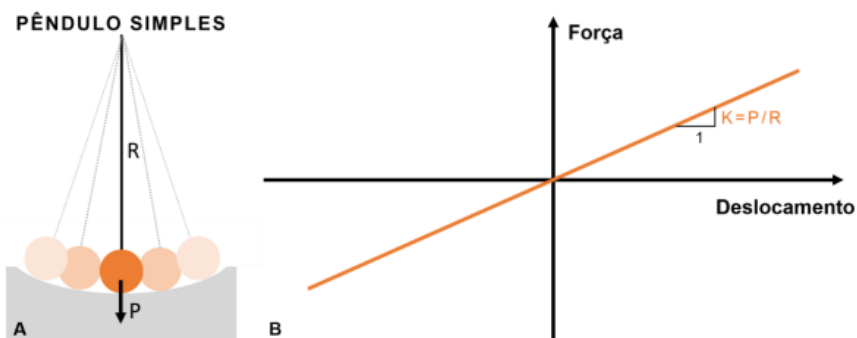


Figura 21 - (A) Esquema de movimento e (B) relação força-deslocamento de um pêndulo simples [11]

A rigidez associada ao movimento pendular dos aparelhos FPS confere ao sistema a capacidade de retornar à posição inicial, ou seja, à posição neutra [46].

A extremidade articulada (representada na figura com o aparelho) é estável para todas as forças dinâmicas e desempenha um papel crucial no amortecimento do sistema, além de suportar as cargas verticais associadas à estrutura isolada. Conforme ilustrado na Figura 22, o amortecimento do sistema é promovido pelo atrito entre as superfícies de deslizamento [14].



Figura 22 - Diferentes fases do movimento do apoio FPB sujeito a ações sísmicas horizontais [11]

A recuperação da posição inicial de uma estrutura isolada por um sistema de aparelhos FPS é alcançada pela ação do peso da própria estrutura, devido à geometria esférica da superfície de deslizamento dos dispositivos isoladores. Quando o apoio se afasta da posição central, a curvatura da superfície de deslizamento gera uma força de restituição. Essa força é provocada pela ação vertical do peso da estrutura e resulta em um movimento de recuperação, semelhante ao movimento do pêndulo [26].

As geometrias dos aparelhos FPS regulam o movimento, sendo que o raio de curvatura da superfície côncava determina o comprimento equivalente do braço do pêndulo e, conseqüentemente, a frequência própria do seu movimento [14].

A presença da superfície de deslizamento secundária na Figura 23, localizada entre a articulação e um dos limites da peça (oposto à superfície côncava principal), assegura que a transmissão de cargas entre a superestrutura e o aparelho ocorra sempre na direção vertical, conforme ilustrado na Figura 23. Isto garante que o eixo da superestrutura permaneça na vertical, preservando, simultaneamente, o movimento pendular do isolador, que é responsável pela nova frequência da estrutura. O centro de rotação da peça responsável pela articulação é móvel e está localizado próximo do centro da área de contacto entre a articulação e a superfície côncava principal [14].

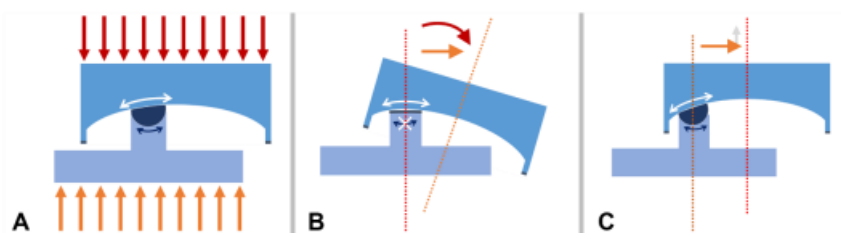


Figura 23 - (A) Extremidade Articulada para transmissão de cargas superestrutura-fundação; Apoio FPB em fase desviada com (B) e sem (C) deslizamento na superfície secundária [11]

A extremidade articulada possibilita a transferência da carga vertical (peso da estrutura) da superestrutura para a subestrutura e, ao mesmo tempo, permite translações relativas entre as extremidades do apoio FPS em resposta aos movimentos do solo [14].

A superfície de base é equipada com um anel envolvente que limita os deslocamentos a um valor máximo, atuando como uma medida de segurança. Além de o anel ajudar a proteger os componentes internos dos riscos ambientais, este serve como uma proteção extra, assegurando a integridade do sistema de isolamento no caso da força sísmica superar os valores para os quais o sistema foi dimensionado [47].

A dissipação de energia destes aparelhos é realizada por atrito. Podemos identificar dois tipos de atrito: estático e dinâmico. O atrito estático é responsável pela resistência lateral às cargas de serviço. O atrito dinâmico, por sua vez, controla os deslocamentos horizontais provocados pelas ações sísmicas durante o movimento deslizante e, da mesma forma, dissipa energia. Normalmente, os atrito estático e dinâmicos assumem valores próximos e são considerados constantes ao longo do movimento [48].

A força de atrito dinâmica, gerada na superfície de deslizamento, fornece o amortecimento necessário para dissipar a energia proveniente do sismo, provocando uma redução bastante significativa das forças laterais e dos movimentos vibratórios transmitidos à estrutura [49].

Deste modo, o amortecimento é definido pelo coeficiente de atrito que caracteriza o apoio. De acordo com [50], os apoios pendulares com atrito possibilitam a obtenção de níveis de amortecimento na ordem dos 15 a 30% do amortecimento crítico.

Os aparelhos FPS apresentam algumas vantagens em relação aos apoios elastoméricos:

- Devido à sua altura reduzida, estes dispositivos podem ser instalados em locais com alguma restrição de espaço, economizando custos de fundação e custos de paragens na construção [49];
- A força lateral gerada nestes aparelhos, durante a ocorrência de um sismo, é proporcional ao peso suportado pelos aparelhos. Isso permite que o centro de rigidez do sistema de isolamento seja coincidente com a projeção vertical do centro de massa da estrutura, reduzindo os efeitos de torção produzidos por estruturas assimétricas [51];
- As suas propriedades não são afetadas pelo envelhecimento nem pela variação da temperatura [52]. No entanto, é importante realizar uma manutenção cuidadosa da superfície de deslizamento para evitar a acumulação de detritos. Estes detritos podem levar à deterioração dos materiais e, conseqüentemente, das propriedades dos mesmos [26].

Como desvantagem dos dispositivos FPS destaca-se a necessidade de uma manutenção e cuidados especiais com a superfície de deslizamento e o facto de se associar uma componente vertical aos deslocamentos horizontais [53].

2.3.2.1 Modelo De Comportamento FPS

O comportamento dinâmico de um apoio FPS subdivide-se em duas fases distintas: uma fase estática e uma fase dinâmica. Na fase estática, a força desenvolvida no apoio não é suficiente para superar o atrito estático e iniciar o movimento pendular do apoio. Quando a força de atrito estática é excedida, o apoio entra na fase dinâmica ou de deslizamento, onde ocorre a sobreposição de efeito de geração da força de atrito com o desenvolvimento da força de restituição [26].

A transição entre estas duas fases é controlada pelo atrito estático presente na superfície de deslizamento (entre o material compósito e a superfície de aço inoxidável) [11]. Antes de superar a força de atrito estática, o apoio FPS está na fase estática, ou seja, não há movimento deslizante. Durante esta fase, os apoios FPS funcionam como se fossem apoios fixos convencionais, com a estrutura isolada respondendo com a frequência própria da estrutura não isolada [47].

O sistema de isolamento atua com uma ligação rígida, transferindo a totalidade da força solicitante para a superestrutura. Portanto, é essencial que a superestrutura tenha capacidade suficiente para suportar essa carga [54].

Entre os materiais em contacto na superfície de deslizamento principal, o atrito estático é controlado para que cargas características de serviço não superem a força de atrito estático [14]. Quando a força sísmica excede a força de atrito estático, o movimento inicia-se e o dispositivo de isolamento entra na fase dinâmica. A estrutura isolada passa a vibrar com a frequência própria dos apoios FPS [47].

Como mencionado anteriormente, a configuração dos apoios FPS assegura que todos os apoios instalados numa estrutura deslizem simultaneamente durante as ações sísmicas. O comportamento dinâmico de uma estrutura isolada é, portanto, descrito pelo movimento de um pêndulo simples, com um comprimento de braço específico e uma única frequência própria de vibração [55].

Deste modo, a frequência de vibração própria de um apoio FPS, controlada pela escolha do raio de curvatura da superfície de deslizamento (R) e considerando o comportamento da estrutura isolada equivalente a um corpo rígido (com uma massa total M) e translação sobre o sistema de isolamento, é deduzida da seguinte forma:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{P/R}{P/g}} \Leftrightarrow f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{R}} \quad (2)$$

em que,

K - Rigidez lateral do apoio;

M - Massa total da superestrutura;

P - Peso total da superestrutura;

g - Aceleração da gravidade ($\approx 9,81 \text{ m/s}^2$);

R - Raio de curvatura da superfície de deslizamento.

A frequência própria do pêndulo simples corresponde à frequência de oscilação da massa deslizante de um apoio FPS, enquanto a frequência de vibração de uma estrutura relativamente rígida isolada por intermédio de apoios FPS corresponde à frequência natural de vibração da própria estrutura [47].

O comportamento do braço do pêndulo corresponde ao raio de curvatura da superfície côncava [14]. Unicamente o raio de curvatura determina a frequência própria do comportamento dinâmico do sistema isolado [55].

É importante salientar que a frequência lateral não é influenciada pelo peso ou massa da estrutura suportada. Ao seleccionar a frequência desejada para o sistema isolado, basta especificar o raio de curvatura da superfície de deslizamento [56]. Tipicamente, um apoio FPS apresenta frequências dinâmicas de vibração entre 0,2 a 0,5 Hz [45], sendo que o comportamento destes aparelhos está unicamente relacionado com a escolha do raio de curvatura da superfície de deslizamento, sendo independente da massa da estrutura isolada.

A Figura 24 mostra uma vista unidirecional de um aparelho FPS com um raio de curvatura da superfície côncava, R , e uma carga aplicada, P , sujeita a uma força lateral, F , na extremidade articulada deslizante com deslocamento, u . As reações na superfície esférica são a força normal, N e a força de atrito, F_a . O coeficiente de atrito geralmente é determinado em função de vários fatores, sendo a velocidade e a pressão os principais [57].

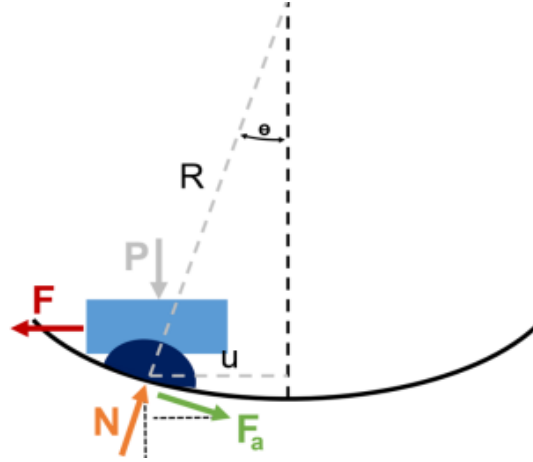


Figura 24 - Diagrama de Corpo Livre de um apoio FPS para um ângulo de rotação θ [11]

À medida que a força gerada pelo sismo (Q) aumenta, a força de reação horizontal (F_m) também aumenta, mantendo o corpo imóvel. Este estado persiste até que a força gerada pelo sismo (Q) ultrapasse a força de atrito. Nesse ponto, a força F_m diminui e passa a ser designada por força de atrito cinética (F_c) [58].

A Figura 25 ilustra o comportamento descrito:

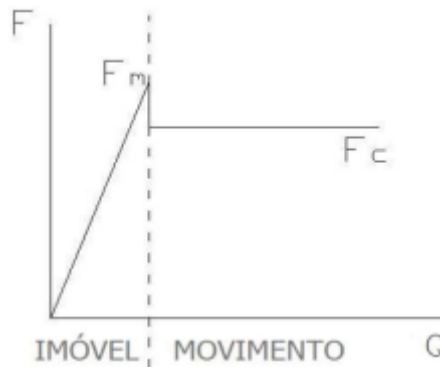


Figura 25 - Força de atrito estático e força de atrito cinético - equilíbrio e movimento [58]

A força de atrito F_m gerada pelo isolador FPS, que representa a reação horizontal antes do movimento, é diretamente proporcional à componente da carga vertical N_{sd} , que corresponde ao peso total da estrutura e às forças geradas pelas acelerações verticais devido à ação sísmica.

A força de atrito F_m é expressa pela seguinte equação:

$$F_m = \mu \times N_{sd} \quad (3)$$

A força horizontal máxima (F_{max}) que pode ser atingida é determinada por:

$$F_{max} = F_m + K_r \times d \quad (4)$$

em que,

K_r – Rigidez dada por:

$$K_r = \frac{N_{sd}}{R} \quad (5)$$

μ – Coeficiente de atrito;

N_{sd} – Carga vertical que atua no isolador;

d – Deslocamento.

As equações apresentadas previamente num modelo bilinear de força-deslocamento encontram-se esquematizadas na Figura 26.

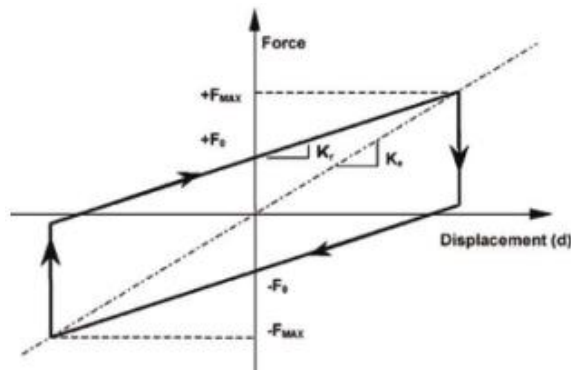


Figura 26 - Modelo bilinear de força-deslocamento [43]

O valor do coeficiente de atrito μ varia de acordo com a superfície de contacto, dependendo do tipo de isolador selecionado. Este coeficiente controla a percentagem da força lateral transmitida para a estrutura, a capacidade de dissipação e o amortecimento efetivo do sistema para ações sísmicas. No catálogo usado [41] para a escolha do isolador, existem dois tipos de coeficiente de atrito: o *low friction* com um coeficiente de 2.5%, valor adotado no modelo, e o *medium friction* com um coeficiente de 5.5%.

Como ilustrado na Figura 27, o comportamento do atrito característico da relação força-deslocamento dos apoios FPS, resulta num ciclo particular de histerese no qual a “força de cedência” depende do coeficiente de atrito da superfície deslizante e da intensidade da carga vertical atuante nessa mesma superfície. Também é possível evidenciar a energia que é dissipada por atrito durante a ocorrência de um sismo.

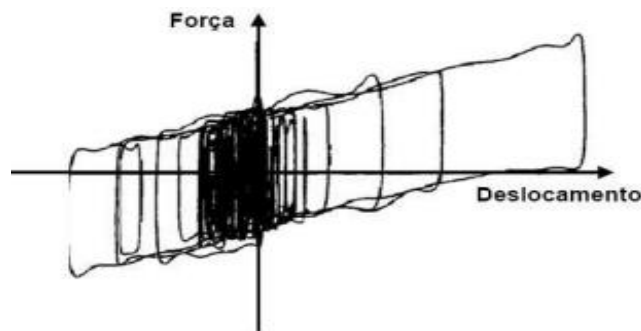


Figura 27 - Relação Força-Deslocamento característica de um apoio FPS [18]

Este comportamento pode ser entendido, através da Figura 28, como a combinação da resposta linear de um pêndulo simples com o comportamento de atrito de um bloco deslizando lateralmente sobre uma superfície plana.

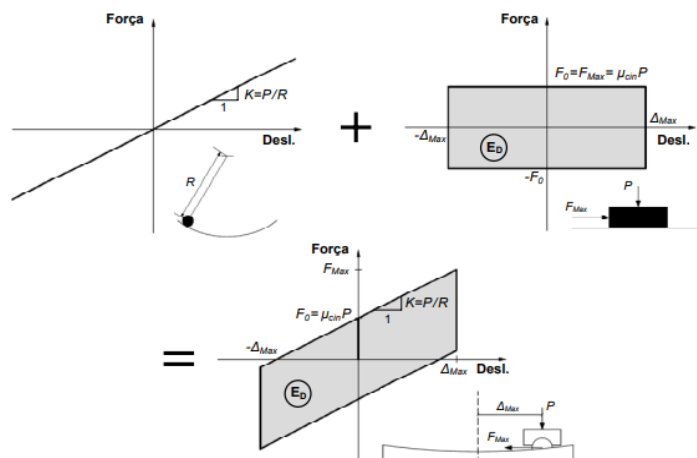


Figura 28 - Definição do comportamento característico do apoio FPS. Adaptado de [56]

A curva de histerese ideal representada no gráfico anterior é baseada em considerações teóricas, com a premissa de um coeficiente de atrito constante. No entanto, é importante observar que os apoios FPS demonstram um comportamento repetitivo, cíclico e uniforme [59].

Para a atuação de cargas laterais de serviço, como aquelas devidas à ação do vento, o coeficiente de atrito estático proporciona a rigidez inicial necessária para evitar deslocamentos. Quando uma força lateral superior à força de atrito estática é aplicada, o movimento do apoio é iniciado e a rigidez lateral corresponde à rigidez dependente do raio de curvatura.

Como referido anteriormente, a energia introduzida pelo sismo é dissipada histereticamente pela força de atrito gerada na superfície de deslizamento. A energia dissipada por cada ciclo pode ser obtida pela área interior da relação força-deslocamento do apoio. Esta energia dissipada pode ser expressa pela seguinte fórmula [60]:

$$E_D = 4 \times \mu_{cin} \times P \times \Delta_{max} \quad (6)$$

com,

μ_{cin} – Coeficiente de atrito cinético;

P – Carga vertical suportada pelo apoio;

Δ_{max} – Deslocamento máximo no aparelho de apoio.

A Figura 29 ilustra a evolução do ciclo de histerese para meio ciclo de movimento.

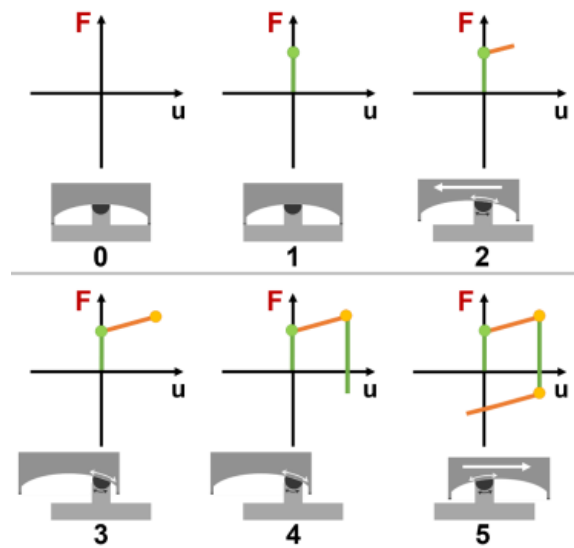


Figura 29 - Progresso do sistema de isolamento para meio ciclo de histerese. Adaptado de [31]

A sequência de movimentos e interações que ocorrem entre a estrutura e os apoios do tipo pendular com atrito, durante a ocorrência de um evento sísmico, pode ser descrito numa série de etapas distintas. Antes do início do movimento (posição 0 a 1), a resistência estática do atrito tem de ser vencida, de modo que se inicie o movimento pendular. Uma vez que o atrito é superado, o apoio inicia um movimento pendular, enfrentando a resistência lateral característica de um pêndulo simples (posição 2). Neste estágio inicial, a componente da força de restituição atua de forma desfavorável ao movimento. À medida que o movimento prossegue, o apoio atinge a sua máxima deformação quando o deslocamento máximo é alcançado (posição 3). Este ponto marca o momento em que a solicitação sísmica inverte a sua direção e o apoio apresenta velocidade nula. A posição 3 corresponde ao valor máximo de força lateral transmitida à estrutura sendo a soma do valor constante da força de atrito com o máximo valor da força de restituição. Entre a posição 3 e 4, a força lateral da solicitação sísmica tem que, repetidamente, superar a força de atrito estático para o movimento se iniciar no sentido oposto. Finalmente, entre a posição 4 e 5, quando o apoio retorna à sua posição inicial, meio ciclo de histerese é completado, marcando o momento em que a velocidade do apoio é máxima e a força lateral consiste apenas na parcela correspondente ao atrito. Da posição 4 para a posição inicial a parcela da força de restituição associada à força lateral contribui para o movimento [61].

Capítulo 3: Enquadramento Normativo

Como mencionado anteriormente, o isolamento de base representa um sistema eficaz de proteção sísmica, no entanto, a sua adoção tardou em aparecer.

Na atualidade, existem diversos conjuntos de normas que fornecem especificações sobre o tema do isolamento sísmico. É relevante destacar a última versão do Eurocódigo 8 (EC8), que apresenta prescrições relativas ao isolamento sísmico de edifícios [62].

A existência de regulamentação específica permite uma definição precisa da aplicação dos sistemas de isolamento de base. Esses regulamentos desempenham um papel vital ao impulsionar a expansão do uso dos sistemas de isolamento, promovendo assim a sua adoção generalizada.

O Eurocódigo 8 dedica um capítulo ao isolamento sísmico de estruturas, no qual são estabelecidas regras e metodologias para a análise e o dimensionamento dos aparelhos de apoio. Este capítulo aborda algumas das principais definições do EC8, destacando as informações relacionadas ao isolamento de base.

3.1 Seleção do Tipo de Análise Adequada

Um dos principais propósitos dos diversos regulamentos, relacionados à técnica de isolamento sísmico de edifícios, é a identificação dos métodos de análise apropriados para avaliar a resposta sísmica das estruturas isoladas. Tendo em conta que a estrutura de um edifício isolado é analisada no domínio elástico, a definição de uma metodologia de análise global de uma estrutura isolada depende, essencialmente, das características de funcionamento dos sistemas de isolamento [26].

O Eurocódigo 8 [13] propõe as seguintes abordagens distintas para a análise sísmica de estruturas:

- Análise estática linear – método das forças laterais;
- Análise dinâmica linear – análise modal por espectro de resposta;
- Análise estática não linear – análise *pushover*;
- Análise dinâmica não linear – análise no domínio do tempo.

Nas secções seguintes serão apresentadas as particularidades referentes aos diversos tipos de análise, com ênfase na análise no domínio do tempo.

As quatro abordagens enunciadas pelo EC8 são métodos aplicáveis a qualquer estrutura. Contudo o método *pushover* não será abordado, pois para edifícios equipados com isolamento de base, essa análise não é aplicável.

3.1.1 Método das Forças Laterais

Esta abordagem define uma série de forças que atuam sobre um edifício para representar o efeito do movimento sísmico do solo, tipicamente descrito por um espectro de resposta sísmico. Assume-se que o edifício responde predominantemente no seu modo fundamental. Para que esta suposição seja válida, o edifício deve ser regular e não deve torcer significativamente quando o solo se move. A resposta é obtida a partir de um espectro de resposta de projeto [63].

O método de análise linear simplificada, também conhecido como método estático equivalente ou método das forças laterais equivalentes, é a abordagem menos complexa recomendada pelos regulamentos para avaliar a resposta sísmica de estruturas isoladas. Este método considera apenas o primeiro modo de vibração estrutural e envolve a aplicação de duas translações horizontais, além dos efeitos adicionais de torção, assumindo que a estrutura se comporta como um corpo rígido em translação sobre o sistema de isolamento [26]. O EC8 permite a aplicação do método simplificado quando são verificadas as condições seguintes:

- I. A distância a uma falha ativa com potencial para originar um sismo de magnitude $M_s \geq 6,5$ ser superior a 15 km;
- II. A maior dimensão de estrutura em planta ser inferior a 50m;
- III. A subestrutura ser suficientemente rígida para minimizar os efeitos de deslocamentos diferenciais do solo;
- IV. Todos os dispositivos estarem localizados sobre elementos da subestrutura com capacidade de suporte para cargas verticais;
- V. O período efetivo da estrutura isolada ser, no mínimo, três vezes superior ao período que a estrutura teria se tivesse base fixa;
- VI. O período da estrutura isolada ser inferior a 3 segundos;
- VII. A estrutura resistente do edifício ter uma distribuição regular e simétrica em relação a dois eixos ortogonais em planta;
- VIII. O movimento de rotação global do edifício em relação a eixos horizontais (*rocking rotation*) ser desprezável;
- IX. O quociente entre a rigidez vertical e a rigidez horizontal do sistema de isolamento ser igual ou superior a 150.

A análise estática representa a metodologia menos complexa, para avaliar a resposta sísmica de estruturas isoladas. Atualmente, o uso desta metodologia é praticamente dispensável, visto que, análises mais sofisticadas, capazes de fornecer resultados mais precisos, podem ser facilmente realizadas por meio de programas computacionais. Contudo, as condições de aplicação da análise estática, conforme estabelecidas nas regulamentações, continuam a ser uma ferramenta bastante útil para a determinação das propriedades dos edifícios isolados. Se essas condições forem cumpridas, garantem que tais edifícios exibem um comportamento estrutural mais regular e com maior previsibilidade [26].

3.1.2 Análise Modal por Espectro de Resposta

Esta abordagem permite considerar os múltiplos modos de resposta de um edifício no domínio da frequência. A resposta da estrutura pode ser definida como uma combinação de várias formas modais. A análise computacional permite determinar esses modos para uma estrutura. Para cada modo, a resposta é obtida a partir do espectro de projeto, baseada na frequência modal e na massa modal, e as respostas modais são combinadas para estimar a resposta total da estrutura.

O uso de análises dinâmicas, para avaliar a resposta sísmica das estruturas, proporciona respostas sísmicas mais precisas relativamente a qualquer tipo de análise estática [27]. Os programas computacionais, neste contexto, o *SAP2000*, facilitam a execução deste tipo de análises.

Nesta análise, são levados em consideração os deslocamentos horizontais e o movimento de torção em torno do eixo vertical, assumindo que tanto a superestrutura como a subestrutura têm um comportamento deformável, originando os modos de vibração. Isso implica considerar a excentricidade total da massa da superestrutura calculando os deslocamentos em todos os pontos da estrutura, combinando os deslocamentos de translação e rotação [9].

3.1.3 Análise Não Linear

A análise no domínio do tempo pode ser aplicada para avaliar a resposta sísmica de qualquer tipo de estrutura isolada, independentemente das características do sistema de isolamento serem não lineares ou lineares. Portanto, a análise linear no domínio do tempo pode substituir a análise modal por espectro de resposta na determinação da resposta sísmica de estruturas isoladas por sistemas de isolamento, desde que o comportamento do sistema possa ser representado de forma linear [26]. No entanto, caso as características dos isoladores apresentem comportamento não linear, torna-se obrigatório recorrer a uma análise dinâmica não-linear.

A análise no domínio do tempo, requer que a ação sísmica seja definida através de uma série de acelerações ao longo do tempo. A forma mais comum de definir a ação sísmica ao longo do tempo é através de séries de acelerações (acelerogramas), pois essa, é a entrada admitida pela maioria dos programas de cálculo [64].

O EC8 indica que a resposta da estrutura com uma análise temporal não linear pode ser alcançada pela integração direta das equações diferenciais do movimento, utilizando acelerogramas que representam os movimentos do terreno. Estes acelerogramas têm de ser compatíveis com as definições regulamentares da ação sísmica [65].

Uma vez que o comportamento da estrutura é não-linear, esta deve ser analisada diretamente através de uma série de acelerações. Contudo, a verificação da sua segurança não pode ser realizada apenas com a análise de um único sismo, tornando o processo moroso [66].

O EC8 [13], estabelece que os acelerogramas:

- Têm de corresponder aos espectros de resposta elásticos horizontal e vertical para 5% de amortecimento viscoso ($\xi = 5\%$);
- A duração mínima, T_s , da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser 30 s e 10 s, quando sujeitos a ações sísmicas do Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente;
- A duração deve ser compatível com a magnitude e com outras características do acontecimento sísmico relevantes para o estabelecimento do valor de a_g ;
- Devem respeitar as seguintes regras:
 1. Utilizar no mínimo 3 acelerogramas;
 2. a média dos valores da resposta espectral de aceleração com o período nulo deve ser superior ao valor de $a_g S$ para o local em questão;
 3. no domínio dos períodos entre $0.2T_1$ e $2T_1$, sendo T_1 o período fundamental da estrutura na direção segundo a qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, deverá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento.

É importante destacar que, conforme as especificações do EC8 [13], a avaliação da resposta sísmica de dimensionamento, através de análises não lineares no domínio do tempo, pode ser determinada através da média dos resultados obtidos a partir de pelo menos sete acelerogramas distintos. Portanto, neste estudo, foram adotados dez acelerogramas distintos.

Neste contexto, é possível estabelecer um espectro médio de resposta, o qual pode ser confrontado com o espectro regulamentar. Caso haja discordância entres estes espectros, torna-se necessário determinar os fatores de correlação a serem aplicados à função de densidade espectral, seguido por uma revisão de processo de cálculo. No final, é fundamental assegurar que o espectro de resposta médio deverá ser próximo do espectro de resposta definido pelo EC8 para a ação sísmica correspondente [26].

Independentemente do método utilizado, as acelerações e as forças de inércia resultantes do sismo devem ser avaliadas levando em consideração o valor máximo da rigidez e o valor mínimo dos coeficientes de amortecimento e de atrito. Por outro lado, os deslocamentos relativos devem ser avaliados considerando o valor mínimo da rigidez e o valor mínimo dos coeficientes de amortecimento e de atrito. Esta abordagem garante a determinação dos valores mais elevados de esforços e deslocamentos, representando as situações mais desfavoráveis [9].

3.2 Dimensionamento do Sistema de Isolamento de Base

3.2.1 Comportamento dos Aparelhos

Dado que o comportamento dos sistemas de isolamento de base, abordados nesta dissertação, é não linear, o método correto para a análise destas estruturas é a análise dinâmica no domínio do tempo [19].

Independentemente das características do sistema de isolamento (lineares ou não lineares), a análise no domínio do tempo pode ser utilizada para avaliar a resposta sísmica de qualquer tipo de estrutura isolada [37].

De acordo com o Eurocódigo 8 [13], para que o comportamento do sistema de isolamento de base seja considerado equivalente a linear, se for constituído por dispositivos tais como apoios de elastómero laminado [19], como é o caso dos HDRB, ou se for composto por aparelhos do tipo elasto-plástico que apresentam um comportamento histerético bilinear [35], é necessário que sejam satisfeitas as seguintes condições:

- a) A rigidez efectiva do sistema de isolamento não pode ser inferior a 50% da rigidez efectiva para um deslocamento de $0,2d_{dc}$ (d_{dc} - deslocamento do centro de rigidez);
- b) O coeficiente de amortecimento efectivo do sistema de isolamento não é superior a 30 %;
- c) A relação força-deslocamento do sistema de isolamento não varia mais de 10% em função da velocidade do carregamento ou do valor das cargas verticais;
- d) O aumento da força de restituição no sistema de isolamento para deslocamentos entre $0,5d_{dc}$ e d_{dc} , não pode ser inferior a 2,5% da força gravítica total acima do sistema de isolamento.

Se as condições de a) a d) forem cumpridas, o EC8 permite a aplicação de dois métodos lineares: a análise modal por espectro de resposta e a análise linear simplificada. Caso contrário, deve ser aplicada uma análise no domínio do tempo, utilizando uma lei de comportamento dos dispositivos que reproduza de forma adequada o comportamento do sistema no domínio das deformações e das velocidades previstas na situação de projeto sísmico [9].

Na condução deste estudo, foram testados aparelhos pendulares com atrito (FPS), sendo posteriormente testados os aparelhos isoladores de borracha de alto amortecimento (HDRB). Dado que a análise no domínio do tempo é o método recomendado para a avaliação de sistemas de isolamento do tipo pendular com atrito (FPS) [20], optou-se por empregar este método para os dois sistemas de isolamento em estudo. Ambos os sistemas serão analisados de forma independente e, posteriormente, será realizada uma análise comparativa.

3.2.2 Verificações de Segurança ou Exigências de Desempenho da Estrutura

O Eurocódigo 8 estabelece dois tipos de exigências, relativamente à ação sísmica, para o projeto de estruturas:

- Requisito de não colapso (Estado Limite Último): a estrutura deve ser projetada e construída para resistir, sob a ação sísmica rara, sem sofrer colapso total ou local, mantendo a integridade estrutural e resistência residual lateral. Isso garante a preservação da vida dos utentes aquando da ação sísmica;
- Requisito de limitação de danos (Estado Limite de Serviço): a estrutura deve ser projetada e construída para suportar as ações sísmicas e minimizar os danos estruturais.

Na secção 4.4 do EC8, são expostas as verificações de segurança que os edifícios devem cumprir, das quais se destacam [13]:

- O Eurocódigo 8 exige uma maior fiabilidade para os dispositivos de isolamento, através da aplicação de um fator de majoração, com um valor recomendado de $\gamma_X = 1.2$, aos deslocamentos sísmicos. Este valor deve ser utilizado na verificação da segurança dos isoladores e no dimensionamento das juntas [9];
- A subestrutura deve ser verificada sob os esforços que lhe são transmitidos pelo sistema de isolamento e a forças de inércia que lhe são diretamente aplicadas [13];
- As verificações da segurança relativas ao equilíbrio e à resistência da subestrutura e da superestrutura devem ser efetuadas de acordo com as verificações de segurança sem ser necessário satisfazer o dimensionamento pela capacidade resistente ou das condições de ductilidade global ou local [13];
- A avaliação da resistência dos isoladores deve ser realizada no Estado Limite Último (ELU), considerando as forças verticais e deslocamentos máximos possíveis na situação sísmica, incluindo os efeitos de derrubamento. Alternativamente, a avaliação pode ser feita em termos do deslocamento relativo horizontal total entre as faces inferior e superior do isolador. Neste caso, o deslocamento horizontal deve abranger a deformação devido à ação sísmica de cálculo, além dos efeitos de retração, fluência, temperatura e pré-esforço (se aplicável) [13].

3.2.3 Disposição dos Sistemas de Isolamento de Base

O EC8 estabelece princípios de concepção para os edifícios resistentes aos sismos. São exemplos: a simetria e redundância da estrutura, a simplicidade estrutural, a uniformidade, a resistência e rigidez nas duas direções, a resistência e rigidez à torção, a ação de diafragma ao nível dos pisos e a fundação adequada. Além dessas disposições apresentadas, o EC8, também, inclui especificidades para os aparelhos de isolamento:

- O espaço entre a superestrutura e a subestrutura deve ser suficiente de forma a poder realizar-se a manutenção, inspeção e a substituição dos aparelhos de apoio. Os aparelhos de apoio deverão, se for necessário, ser protegidos de ações perigosas como incêndios e ataques químicos ou biológicos.
- Controlo de movimentos indesejáveis: para minimizar os efeitos de torção, o centro de rigidez efetivo e o centro de amortecimento do sistema de isolamento devem estar o mais próximo possível da projeção do centro de massa na interface de isolamento. De modo, a minimizar comportamentos diferentes dos dispositivos de isolamento, a tensão de compressão induzida nesses dispositivos pelas ações permanentes deverá ser o mais uniforme possível. Desta forma, a distribuição espacial dos isoladores deve ser bem definida [13].

Em relação às disposições gerais de cálculo, vários aspetos foram considerados, tais como o controlo de movimentos indesejáveis, deslocamentos em relação ao terreno e estruturas circundantes, bem como disposições gerais para dispositivos de isolamento. Para isso, foram seguidas as recomendações do capítulo 10 do EC8, especificamente no subcapítulo 10.5. Embora todas as recomendações tenham sido consideradas, uma exigência que se destacou foi o controlo dos movimentos sísmicos diferenciados no terreno, cuja verificação será realizada posteriormente.

Capítulo 4: Estudo de Casos

No presente capítulo apresenta-se a descrição do edifício utilizado neste estudo, e o modelo desenvolvido por Diogo Alves [67], baseado no Projeto Original do edifício H05 a ser construído futuramente no Hospital das Forças Armadas (HFAR), no Lumiar [68]. Serão, também, detalhadas as decisões que foram tomadas na modelação deste edifício no programa *SAP2000*.

Serão apresentados três casos que exemplificam a aplicação de sistemas de isolamento de base no mesmo edifício. Estes casos baseiam-se na implementação de dois sistemas de isolamento sísmico. Será analisada a utilização de apoios pendulares com atrito (FPS). Posteriormente, será analisada a implementação de apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB), em conjunto com apoios deslizantes, sendo num dos casos considerado o atrito nas superfícies de deslizamento e noutro caso considerada a situação sem atrito.

Os diferentes casos têm como objetivos: determinar os deslocamentos e acelerações em altura, os movimentos dos aparelhos de apoio e as forças de corte basal para as diferentes tipologias de aparelhos, realizando posteriormente uma comparação entre eles. Os três casos encontram-se resumidos na Tabela 2.

Tabela 2 - Casos Estudados

Casos Estudados	
Caso 1	Solução com apoios FPS
Caso 2	Solução com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito
Caso 3	Solução com apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito

4.1 Informações Relativas ao Projeto Original

Como mencionado anteriormente, o modelo utilizado é baseado num projeto real. O relatório “Estruturas e Fundações para o edifício H05 do Hospital Das Forças Armadas” contém as informações necessárias para a modelação da estrutura em estudo [68].

É relevante mencionar que o modelo utilizado não foi elaborado de raiz, uma vez que o estudo é uma continuação do modelo elaborado pelo colega Diogo Alves [67]. Neste sentido, é importante salientar as modificações realizadas no modelo, as quais serão detalhadas no presente capítulo.

De acordo com o relatório original do projeto, o edifício no HFAR terá “*uma configuração retangular em planta, terá uma área de implantação de 1 365 m², 3 pisos acima do solo e uma cave, perfazendo uma área de construção total de 6 040 m²*” [68]. No que diz respeito às funcionalidades de cada piso, é importante salientar que o piso -1, encontrando-se enterrado, é uma garagem destinada ao estacionamento automóvel. Os restantes pisos, nomeadamente os pisos 0,1 e 2 são zonas de quartos e serviços hospitalares. A cobertura, embora não seja acessível, contém equipamentos pesados e uma casa das máquinas.

De seguida, apresenta-se, a título ilustrativo, o Desenho de Implantação.



Figura 30 - Desenho de Implantação do Projeto Original [68]

O relatório, também, salienta que: *“Tratando-se de um edifício hospitalar localizado em zona de elevada sismicidade e atendendo a que para além de resistir ao colapso a sua estrutura deverá permitir assegurar a operacionalidade do hospital mesmo para situações como a ocorrência de sismos de forte intensidade, as exigências de desempenho estrutural são superiores às normalmente consideradas no projeto de outros tipos de edifícios.”* [68].

No relatório [68], a solução estrutural do projeto é descrita da seguinte forma:

- As lajes são apoiadas nos pilares e paredes estruturais interiores e em vigas de bordadura, dispostas segundo os alinhamentos exteriores;
- Escadas em betão armado;
- “Lajes fungiformes estruturando os pavimentos horizontais ao nível dos pisos, compreendendo bandas maciças de espessura total constante, em geral de 0.40m...”;
- “Pilares distribuídos preferencialmente segundo os alinhamentos e paredes estruturais ... envolvendo núcleos de acessos verticais...”.

Tendo em conta a maior dimensão do edifício, que é de aproximadamente 83 metros, não foi considerada nenhuma junta de dilatação em projeto. Embora a possibilidade de adotar juntas tenha sido considerada, ela não foi implementada devido a restrições arquitetónicas, conforme mencionado no relatório. “Por outro lado e em complemento, desses condicionamentos, considera-se ser também de referir que a médio prazo, as juntas tendem a ser uma fonte de problemas porque se degradam, podem tornar-se pontes térmicas e pontos de infiltração, exigindo, por conseguinte, do Dono da Obra custos de manutenção.” [68].

De forma geral, os materiais utilizados na estrutura foram o aço A500 NR SD e o betão C35/45 [69]. Além disso, houve um cuidado especial em garantir que a geometria da solução estrutural do projeto original é compatível com a solução arquitetónica das diversas fachadas.

Por último, a solução adotada faz referência às “Especificações técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares” [70]. Destacam-se alguns dos princípios presentes no EC8 [13], particularmente:

- Resistência e rigidez à torção;
- A distribuição de elementos estruturais resistentes verticais segundo uma malha ortogonal e regular;
- Simplicidade estrutural, quer em planta quer em altura;

- A adoção de soluções para os pisos que desempenham função de ligação e transmissão das forças sísmicas aos pilares e paredes resistentes;
- A adoção, tanto quanto possível, de uma distribuição de massas e rigidez pouco variável em altura.

4.2 Modelação do Edifício

Como mencionado no subcapítulo anterior, este estudo, é uma continuação de um tema previamente abordado. Partiu-se do modelo utilizado no estudo de [67] e procedeu-se à modelação do edifício com um refinamento e revisão do mesmo. A Figura 31 mostra a planta original. No Anexo A, é possível consultar o modelo tridimensional do projeto original.

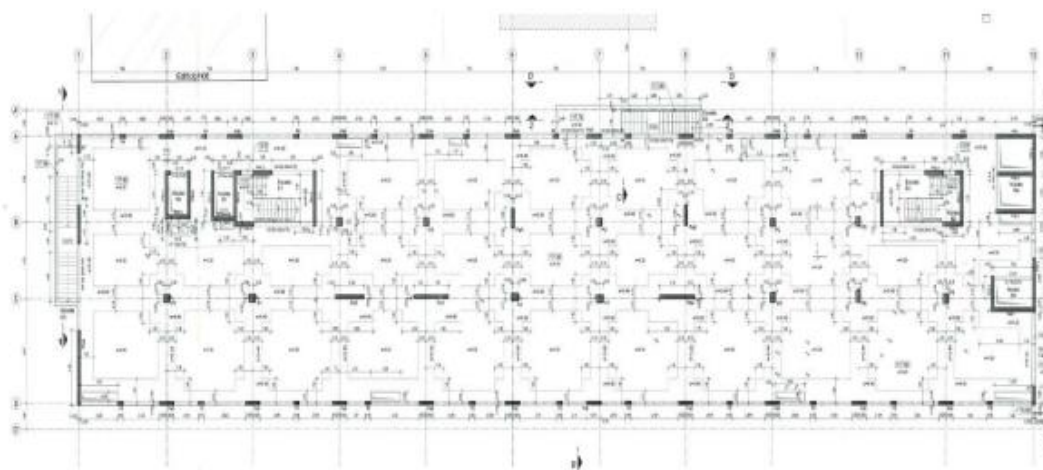


Figura 31 - Planta original do piso 0 [68]

A modelação de estruturas de edifícios é um processo complexo que requer a consideração de vários pressupostos para obter uma representação precisa do comportamento da estrutura em resposta às ações extremas, nomeadamente, a ocorrência de sismos. O rigor da modelação é fundamental para garantir que as conclusões derivadas da análise sejam confiáveis e aplicáveis à realidade. Portanto, é essencial que a modelação capture com rigor todas as características relevantes do edifício em estudo [26].

A modelação realizada neste estudo foi conduzida com o objetivo de equilibrar o rigor na representação do comportamento real do edifício com a simplicidade do modelo computacional. É importante evitar a criação de modelos estruturais excessivamente complexos, uma vez que, pode dificultar a interpretação dos resultados e tornar o processo de análise moroso. Em vez disso, a abordagem correta, é uma representação da realidade que seja o mais fiel possível, mantendo um nível de simplicidade para garantir a facilidade de uso e compreensão do modelo. Esta postura permite obter resultados confiáveis com um grau significativo de precisão [27].

De acordo com [67] as lajes da estrutura foram modeladas através de elementos de área (*Shell-Thick*), com o intuito de constituírem malhas de elementos finitos compatíveis. Os elementos constituintes, vigas, paredes e pilares, anteriormente apresentados, foram modelados com elementos *frame*. Visto que não se pretende considerar a contribuição das vigas para resistir a momentos torsores, definiu-se um valor praticamente nulo para a constante de torção (J) destes elementos. As paredes foram modeladas com troços rígidos ao nível dos pisos. Estes elementos, denominados por vigas rígidas, têm como objetivo ligar os elementos das paredes aos nós das vigas, permitindo que o movimento de rotação das paredes seja transmitido às vigas. É importante salientar que estes elementos não representam a rigidez das várias paredes, uma vez que o elemento vertical é que funciona como simulador da rigidez da parede.

Adicionalmente, foi adotada uma regularização do edifício através do realinhamento dos pilares e paredes, uma vez que estes apresentavam desvios com valores compreendidos entre 10 e 20 centímetros. A eliminação destes desvios causou constrangimentos mínimos para a Arquitetura, mas simplificou consideravelmente o modelo estrutural.

4.2.1 Alterações Executadas no Modelo

Uma das alterações consistiu na introdução no modelo de paredes de contenção na zona da cave (30 centímetros de espessura). Esta escolha difere do modelo anterior de [67], nos quais as paredes de contenção não foram consideradas. Além de influenciar o comportamento sísmico, ao não utilizar paredes de contenção, os plintos que suportam os aparelhos de apoio, são obrigados a suportar todas as forças horizontais transmitidas pelos isoladores, sendo que parte dessas forças poderiam ser absorvidas pelas paredes periféricas. Isso resultou numa diminuição das dimensões dos plintos e um aumento do espaço útil disponível. Face a esta situação foram adotados 50 plintos idênticos com a dimensão de 0.6 x 0.6 metros, em vez dos 0.7 x 0.7 metros previstos na solução de [67]. Estes plintos encontram-se ligados através de uma grelha de vigas de travamento com uma altura de 0.5 metros e 0.5 metros de largura (inferior à largura do plinto). No Anexo A, encontra-se o modelo utilizado no presente estudo, incluindo as respetivas alterações implementadas.

A modelação estrutural do edifício também incluiu a definição de restrições ao movimento das lajes de cada piso, garantindo que estas apresentassem um comportamento semelhante ao de um diafragma rígido, ou seja, sem deformações relativas no seu plano. A aproximação do comportamento das lajes ao de um diafragma rígido é adequada, uma vez que esses elementos possuem elevada rigidez ao nível do plano. É importante salientar que é necessário definir diafragmas distintos para cada laje do edifício, de modo a permitir os movimentos entre os vários pisos.

4.3 Metodologia para o Dimensionamento dos Aparelhos de Apoio

Este ponto tem como objetivo detalhar a metodologia adotada para o dimensionamento dos sistemas de isolamento sísmico do edifício em estudo, abrangendo todos os pressupostos assumidos durante o processo preliminar de dimensionamento. Serão identificados os principais passos desse processo, fornecendo uma visão abrangente das etapas envolvidas.

Após a conclusão da modelação do edifício, foi realizada a análise modal da estrutura com o intuito de caracterizar os modos de vibração mais relevantes, nomeadamente os dois primeiros modos. No processo de dimensionamento dos sistemas de isolamento sísmico, é essencial realizar a análise do modelo de base fixa para determinar as frequências de vibração fundamentais e a distribuição do peso estrutural pelos diferentes apoios. Para estimar a frequência do isolamento de base, é necessário conhecer a rigidez da estrutura sobre o isolamento de base. Deste modo, adotou-se um modelo com determinadas condições de apoio com o objetivo de determinar as suas principais frequências. Neste modelo são restringidos, nos apoios, os deslocamentos nas direções X e Y, permitindo apenas a rotação, uma vez que os aparelhos de apoio não têm capacidade de absorver momentos.

Cada modo de vibração da estrutura possui uma frequência associada, que corresponde à frequência natural de vibração. Além disso, cada modo de vibração está relacionado com um período de vibração, sendo este definido como o tempo necessário para uma oscilação completa na respetiva direção. Para uma análise mais aprofundada de cada modo de vibração, foram registados os fatores de participação de massa, os quais indicam a influência de cada modo em cada direção. Os resultados da análise modal da estrutura de base fixa estão apresentados na Tabela 3, de onde resultaram os períodos, as frequências de vibração e o somatório da participação modal de acordo com os modos de vibração correspondentes.

Tabela 3 - Períodos da análise modal da estrutura de base fixa, com as condições de apoio definidas

Modos de Vibração da Estrutura com Base Fixa								
Modos	Frequências	Períodos	UX	UY	RZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum RZ$
Vibração	(Hertz)	(segundos)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	1.52	0.66	65.94	0.05	0.01	65.94	0.05	0.01
2	1.65	0.61	0.05	67.43	1.37	65.99	67.48	1.37
3	2.41	0.41	0.00	1.57	64.10	65.99	69.05	65.48
4	4.09	0.24	0.03	0.1	0.04	66.02	69.14	65.51
5	4.27	0.23	14.53	0.00	0.00	80.55	69.14	65.51
6	4.40	0.23	0.00	6.16	0.50	80.55	75.30	65.56
7	4.45	0.22	0.00	0.00	3.71	80.55	75.30	69.27
8	4.54	0.22	0.00	0.79	0.00	80.55	76.09	69.37
9	4.59	0.22	0.00	0.23	0.10	80.55	76.33	69.37
10	4.66	0.21	0.00	0.00	1.17	80.55	76.33	70.54

No primeiro modo de vibração, observa-se uma translação na direção X, com cerca de 66% da massa atuante participando nessa mobilização. O período associado a este modo é de 0.66 segundos, resultando numa frequência própria de 1.52 Hertz.

No segundo modo de vibração, ocorre uma translação ao longo do eixo Y, com cerca de 67% da massa atuante participando nessa mobilização, e a frequência própria é de 1.65 Hertz. Relativamente às restantes direções não se registam movimentos significativos.

No terceiro modo, a frequência de vibração é de 2.41 Hertz, e o movimento principal ocorre em rotação em torno do eixo Z, participando nessa mobilização aproximadamente 64% da massa atuante. Associado a este modo, tem-se um período de vibração de 0.41 segundos.

As Figuras seguintes ilustram os 3 primeiros modos de vibração da estrutura.

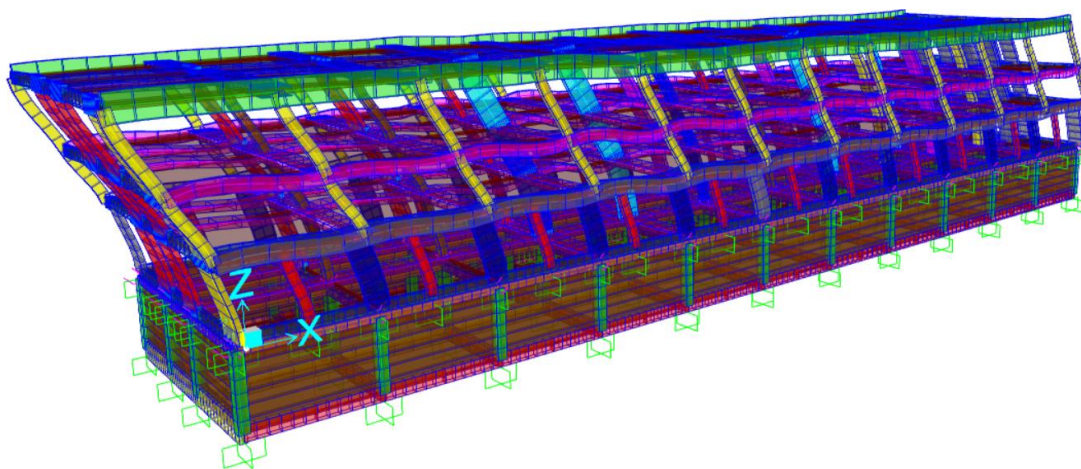


Figura 32 - Primeiro modo de vibração (Translação em X – Longitudinal)

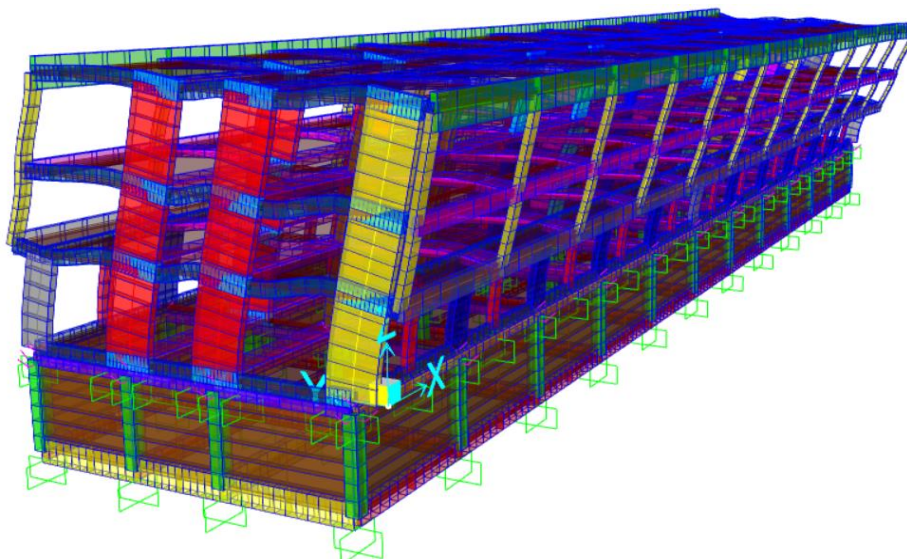


Figura 33 - Segundo modo de vibração (Translação Y – Transversal)

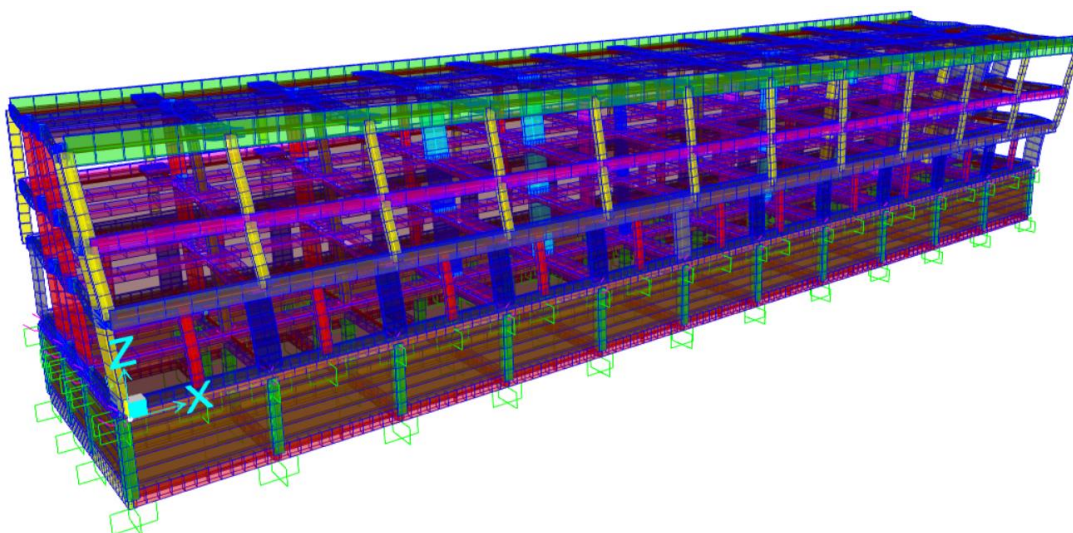


Figura 34 - Terceiro modo de vibração (Translação em X e em Y)

Como descrito previamente no Capítulo 2, existem várias soluções de isolamento de base. Este subcapítulo visa dimensionar e modelar um tipo de solução específica: apoios pendulares com atrito. Relativamente ao dimensionamento dos aparelhos de apoios HDRB e apoios deslizantes, vamos testar a solução definida por [67] com as respetivas alterações na estrutura previamente mencionadas.

4.3.1 Dimensionamento dos Apoios Pendulares com Atrito

O processo de dimensionamento dos apoios pendulares com atrito (FPS) é relativamente mais simples, em comparação com os apoios HDRB, visto que se baseia, essencialmente, na definição do raio de curvatura da superfície de deslizamento (R). Este cenário ocorre porque a frequência de isolamento do apoio pendular com atrito depende diretamente do valor de R .

O passo inicial do processo de dimensionamento do sistema de isolamento do edifício, prende-se com a definição do valor pretendido para a frequência de vibração da estrutura isolada ($f_{Base\ Isolada}$). É prática habitual considerar que o valor da frequência deve pertencer ao seguinte intervalo:

$$4 \times T_{Base\ Fixa} \leq T_{Base\ Isolada} \leq 3\ s \Leftrightarrow 0,333(3)Hz \leq f_{Base\ Isolada} \leq \frac{f_{Base\ Fixa}}{4} \quad (7)$$

onde $T_{Base\ Fixa}$ representa o período fundamental da estrutura de base fixa, $T_{Base\ Isolada}$ representa o período efetivo da estrutura com isolamento de base e $f_{Base\ Fixa}$ representa a frequência da estrutura de base fixa.

Com o intuito que o valor da frequência própria para a estrutura com isolamento de base seja entre um terço e um quarto do valor da frequência da estrutura de base fixa, é desejável que a frequência do edifício isolado, seja inferior a 0,38Hz, visto que a frequência própria da estrutura de base fixa é de 1.52Hz.

A período próprio de vibração de uma estrutura isolada com apoios pendulares é determinada através da definição da rigidez horizontal efetiva do sistema de isolamento, a qual depende das características geométricas adotadas para os aparelhos isoladores e da carga vertical no apoio [26].

O raio de curvatura adotado foi determinado com base na seguinte equação:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{Total}}{K_{Total}}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{Total}}{\frac{N}{R}}} = 2\pi \sqrt{\frac{M \times R}{M \times g}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (8)$$

em que,

M_{Total} – Massa da estrutura;

K_{Total} – Rigidez horizontal total do sistema;

N – Esforço normal total da estrutura;

g – Aceleração da gravidade, onde se admitiu um valor de 9.81 m/s²;

R – Raio de curvatura do aparelho isolador.

Para permitir uma melhor comparação com o trabalho apresentado por Diogo Alves [70], a estrutura isolada, foi dimensionada para um período $T = 3.20$ segundos, valor considerado no referido documento. Portanto, a partir da equação anterior, o raio de curvatura é dado por:

$$R = \left(\frac{3.20}{2\pi}\right)^2 \times 9.81 = 2.54m \quad (9)$$

Perante o valor obtido previamente, foi adotado um valor de raio de curvatura de 2.5m. É importante realçar que o raio de curvatura não deve tomar valores muito elevados de modo a não comprometer a capacidade de o sistema regressar à posição inicial.

A Figura 35 ilustra a numeração e disposição dos aparelhos definidos e a Tabela 4 apresenta as suas características. No Anexo D encontram-se tabeladas as cargas verticais, relativamente à combinação do E.L.U e à combinação sísmica, a que os apoios estão sujeitos bem como a respetiva rigidez.

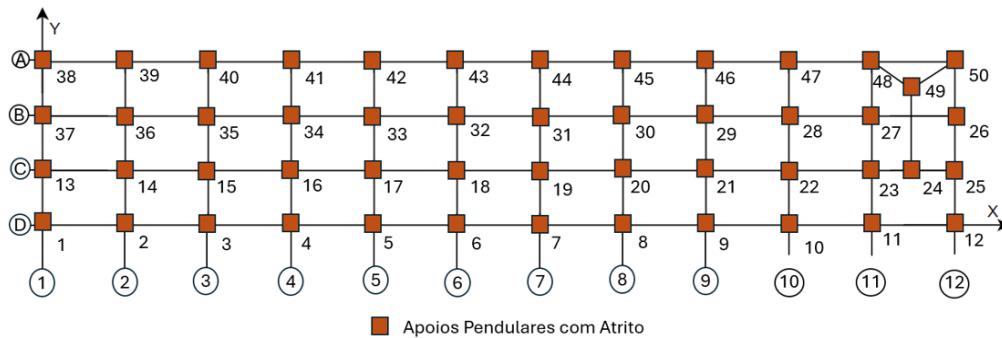


Figura 35 - Numeração dos apoios pendulares com atrito

Tabela 4 – Excerto das características dos apoios pendulares com atrito (Tabela Completa no Anexo D)

Apoios	Combinação Fundamental do E.L.U.	Combinação Sísmica $P_q + 0.4S_c$	Rigidez Horizontal
	Carga Vertical (KN)	Carga Vertical (KN)	K_e (KN/m)
1	1981.38	978.97	792.55
2	2782.43	1424.46	1112.97
3	3052.13	1541.26	1220.85
...	...	...	...
50	750.79	401.68	300.32

Como já referido anteriormente, o centro de massa da estrutura é coincidente com o centro de rigidez do sistema, uma vez que, a força lateral gerada nos apoios, é proporcional à carga vertical suportada. Deste modo, o centro de massa e rigidez situam-se a 41.37 m de comprimento e 9.91m de largura.

Através da consulta aos catálogos de fornecedores dos apoios pendulares com atrito [41], foi possível estabelecer o valor limite de carga que cada aparelho pode suportar, o qual ocorre quando o aparelho está parado (capacidade suporte do aparelho). Este valor é determinado pela combinação com o esforço axial mais elevado, definindo a combinação fundamental do Estado Limite Último. Relativamente à combinação sísmica, o objetivo é calcular o desempenho durante o sismo. Deste modo, estima-se a carga que estará presente durante o mesmo (carga quase permanente), uma vez que a rigidez depende da carga vertical.

Estes catálogos estabelecem para os apoios pendulares com atrito dois limites. Um limite, para a carga vertical resultante da aplicação das combinações sísmicas, para o qual o fabricante garante um bom funcionamento do aparelho até ao deslocamento máximo previsto (neste caso considerou-se 30 cm). E um outro limite, com valores significativamente superiores, para a carga vertical resultante da aplicação da combinação fundamental do Estado Limite Último, para o qual o fabricante garante um bom funcionamento em situação estática.

4.4 Ação Sísmica: Acelerogramas

De acordo com as especificações do EC8 [13], a avaliação da resposta sísmica de dimensionamento, por meio de análises não lineares no domínio do tempo, pode ser determinada através da média dos resultados obtidos a partir de pelo menos sete acelerogramas distintos. Neste estudo, foram adotados dez acelerogramas diferentes, correspondentes à ação sísmica afastada (zona 1.3) para um solo do tipo B.

Os acelerogramas foram gerados artificialmente, de forma a produzir sinais com uma duração total de 40 segundos, tendo sido fornecidos pelo Prof. Luís Guerreiro. Esta duração foi considerada com o intuito de garantir que todos os sinais incluíssem uma fase estacionária de pelo menos 30 segundos (sismo tipo 1), conforme exigido pelo EC8 [13], para os casos em que não há dados específicos disponíveis sobre as características da sismicidade local.

No Anexo B, encontram-se ilustradas as dez séries de acelerações utilizadas ao longo do presente estudo, acompanhadas pelas representações dos correspondentes espectros de resposta. Na Figura 36, é exibido o espectro de resposta relativo à média dos dez acelerogramas utilizados, juntamente com o espectro de resposta regulamentar (EC8), que serviu de base para a geração das dez séries de acelerações. Assim, observa-se que os acelerogramas proporcionam uma aproximação adequada do espectro original. Embora a proximidade entre os dois espectros, representados na Figura 36, não seja tão marcante para a gama de períodos de vibração mais baixos, esse facto não é importante no contexto do estudo do caso, uma vez que os modos de vibração associados a esses períodos não têm uma contribuição significativa na resposta de um edifício com isolamento sísmico.

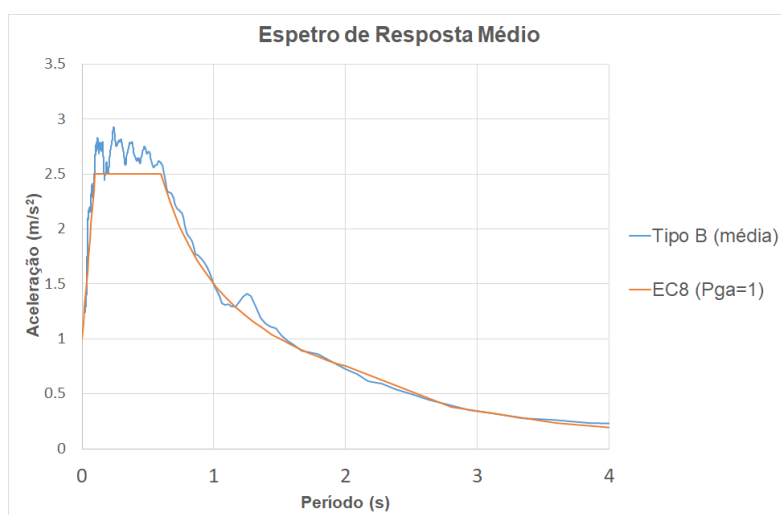


Figura 36 - Comparação entre o espectro obtido pela média dos 10 acelerogramas gerados e o espectro de resposta do EC8

No entanto, há um aspeto específico do funcionamento dos apoios FPS que requer cuidados adicionais na modelação, comparativamente com os casos dos apoios HDRB. Essa particularidade surge porque a rigidez lateral dos apoios pendulares com atrito depende da carga vertical que eles suportam, obrigando deste modo ao cálculo prévio do valor de esforço vertical em cada apoio.

A análise não linear dos apoios FPS tem de ponderar a atuação simultânea da ação sísmica e das ações verticais quase-permanentes. Ao contrário, a análise não permitiria a consideração do propósito de funcionamento dos apoios pendulares, que dependem da atuação das cargas verticais para promoverem a rigidez lateral do sistema de isolamento e para desenvolverem a restituição da posição inicial da estrutura.

4.4.1 Definição da Ação Sísmica

Conforme mencionado anteriormente, os apoios FPS apresentam um comportamento não linear. Portanto, a análise da estrutura isolada deve ser realizada no domínio do tempo (*Time-History*). A fim de simular a ação sísmica, são utilizados diferentes registos de aceleração artificiais (cada um deles unicamente carregado e emulado), num total de 10 registos (podem ser encontrados no Anexo B), modelados numericamente. Ao aplicar cada registo, foi considerado o estado inicial correspondente à aplicação das cargas quase-permanentes.

Outras considerações incluem a adoção de um amortecimento de 2% no caso de superestruturas isoladas, uma vez que se espera que tenham uma deformação baixa e dentro do domínio elástico, enquanto todos os modelos fixos continuam a ter um amortecimento estrutural de 5%, como é habitual [71].

Os acelerogramas artificiais foram gerados de modo a apresentarem uma aceleração de pico de 1,0 m/s². Para serem utilizados devem ser multiplicados por um fator de escala, fator este que depende das condições em análise. A Tabela 5 demonstra os valores adotados para a obtenção desse fator, de acordo com as características geotécnicas indicadas no relatório de Projeto do edifício de Base Fixa [69]. Considerou-se uma classe de importância IV, visto que se trata de um edifício hospitalar e uma aceleração do solo para a Zona Sísmica Tipo 1.

Tabela 5 - Definição dos dados sísmicos

Dados Sísmicos							
Local	Tipo de Terreno	Classe de Importância γ_{IV}	Aceleração do Solo a_{gr} (m/s ²)	$a_g = a_{gr} \times \gamma_{IV}$	S_{max}	S	$a_g \times S = S_d$
Lisboa, Portugal, Zona 1.3	B	1.95	1.5	2.925	1.35	1.125	3.29
Nota: O fator de escala estabelecido será utilizado em todos os casos, uma vez que todos os modelos estruturais são projetados para a mesma localização, tipo de sismo e classe de importância.							

Na Figura 37, é apresentado o menu de preenchimento do *SAP2000*, para a definição de um dos casos de análise.

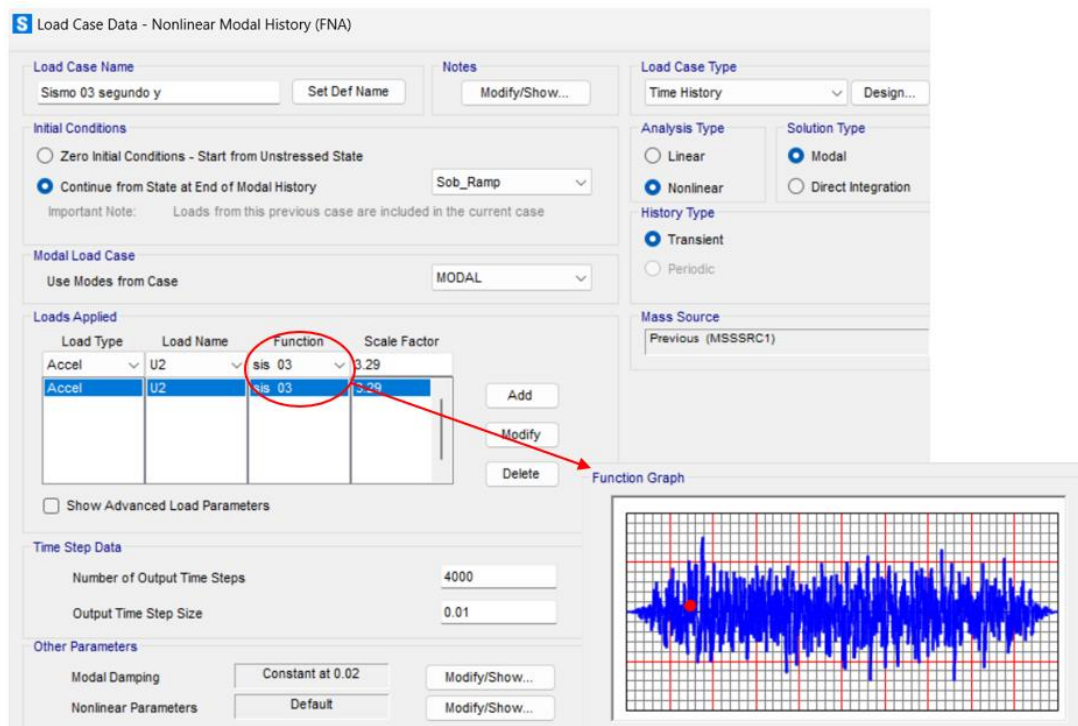


Figura 37 - Menu de preenchimento do SAP2000 para a definição de um dos casos de análise

Após a definição dos casos de análise, os resultados obtidos nas análises da resposta sísmica na direção X são somados em valor absoluto (*Absolute Add*), assegurando a consideração da resposta estrutural máxima, independentemente da direção em que ocorre, como ilustrado na Figura 38. Para cada sismo, são registados os valores máximos de cada variável, sendo posteriormente calculada a média dos valores máximos. Após a determinação desses valores, procede-se à sua soma, numa combinação através do *Absolute Add*, dividindo-se pelo número total de sismos. O mesmo procedimento é replicado para os resultados das análises na direção Y.

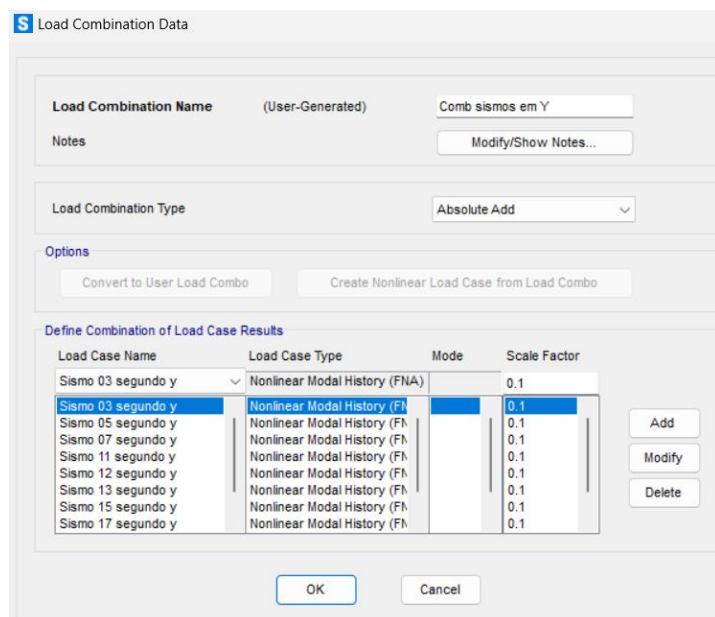


Figura 38 - Menu de preenchimento do SAP2000 com as combinações em Absolute Add

4.4.2 Carregamento Estático

Os apoios pendulares com atrito só funcionam quando existe carga vertical. Devido à natureza da análise no domínio do tempo, é essencial que, numa primeira fase, sejam aplicadas as cargas quase-permanentes. Após a aplicação destas, procede-se à aplicação da carga estática. Esta deve ser aplicada de forma lenta e constante, para garantir um comportamento estático da mesma. Neste sentido, é necessário utilizar uma *“nonlinear transient history Ramp function”* (através de uma solução modal) que permite aplicar uma carga lentamente, conforme definido pelo utilizador, e depois permite mantê-la em estado estacionário para evitar perturbações.

Os apoios pendulares com atrito necessitam de uma carga vertical preexistente antes do início de um evento sísmico. Essa carga deve ser aplicada de forma estática, e para simular essa condição, utiliza-se o efeito de rampa. Neste caso, foi estabelecido um efeito de rampa de 10 segundos antes de atingir a carga máxima, e depois mantido estável durante mais 40 segundos, num total de 50 segundos, em que os passos de integração foram definidos também em 500 passos de 0,1 s. Por último, mas não menos importante, deve referir-se que a função de rampa varia de zero até à totalidade da carga aplicada, correspondente ao fator 1, representando 100% da carga quase-permanente.

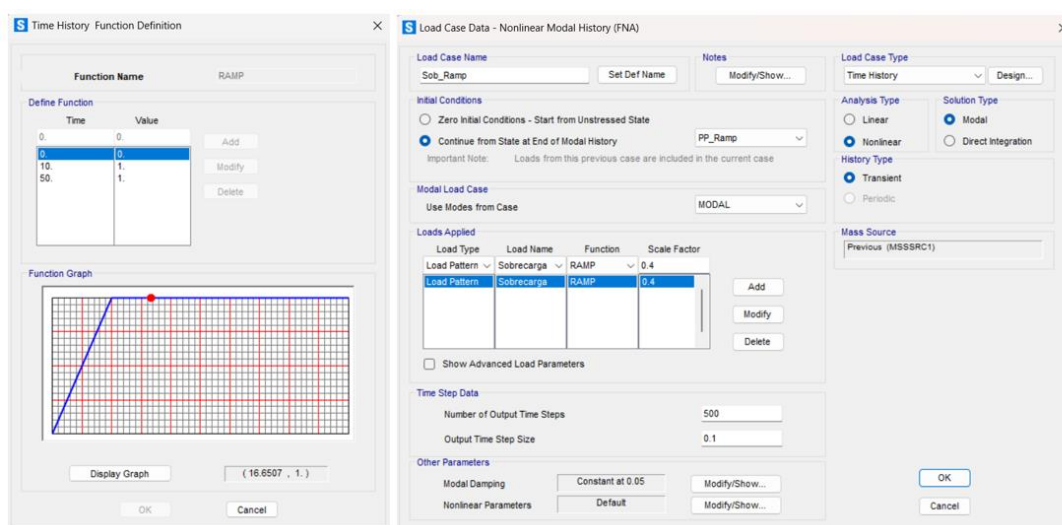


Figura 39 - Definição da “Time History Ramp Function” e do caso de carga estático

4.5 Modelação Computacional FPS

Atualmente, a maioria dos programas de análise estrutural, nomeadamente o *SAP 2000*, incluem modelos de FPS nas suas bibliotecas de elementos estruturais não-lineares.

Como referido anteriormente, os aparelhos FPS apresentam um comportamento não linear. Deste modo a análise da estrutura isolada terá de ser realizada no domínio do tempo. O

programa *SAP2000* permite a modelação deste tipo de apoios através dos elementos de ligação/suporte isoladores por atrito (*Link/Support Elements – Friction Isolator*). Os apoios FPS podem ser modelados com um ou dois nós, dependendo se são considerados como elementos de suporte ou de ligação, respetivamente [72]. Na presente dissertação foram modelados como elementos de ligação. A altura dos apoios é negligenciada e o seu comprimento é considerado nulo.

É possível definir as propriedades lineares e não-lineares dos apoios FPS. Enquanto as propriedades lineares são utilizadas para análises modais lineares, as propriedades não lineares são apenas consideradas em análises não lineares no domínio do tempo [26].

As características de rotação destes dispositivos podem ser modeladas permitindo a livre rotação do aparelho segundo o eixo vertical e segundo os eixos horizontais [26].

Perante o comportamento não linear dos apoios pendulares com atrito, é possível definir propriedades lineares para os apoios de modo a estimar o desempenho dos mesmos num processo simplificado.

De seguida, encontram-se as propriedades relativamente aos apoios pendulares com atrito.

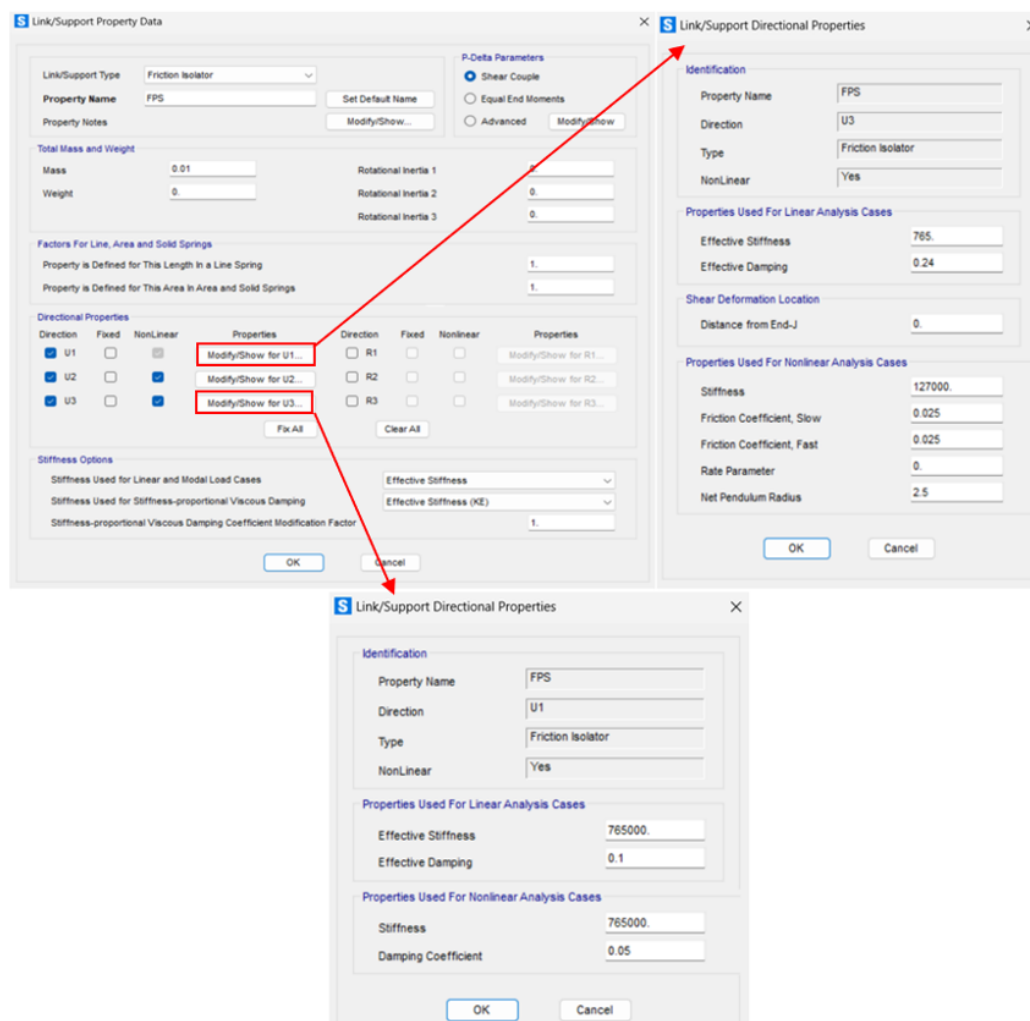


Figura 40 - Definição das características dos isoladores FPS

Na direção vertical, designada como direção 1 no programa, são definidas a rigidez e, eventualmente, o amortecimento para análise linear e não linear. A rigidez vertical dos apoios FPS é bastante elevada. Considera-se, como valor indicativo, uma rigidez vertical mil vezes superior à rigidez lateral. Na generalidade, num apoio pendular com atrito não há amortecimento vertical. As propriedades verticais são consideradas constantes ao longo do tempo.

As duas direções horizontais, designadas como direção 2 e 3 no programa, são definidas de forma idêntica. Vale reafirmar que, na configuração básica dos apoios FPS, a frequência própria de vibração e o atrito efetivo são constantes e independentes da direção do movimento [55].

Nas direções horizontais, em relação às propriedades não lineares, é necessário definir os valores do coeficiente de atrito estático e cinético, que serão considerados constantes e o raio de curvatura da superfície de deslizamento (R).

Os apoios FPS também se definem tendo em conta o coeficiente de atrito da superfície de deslizamento, sendo que o movimento ocorre, somente, quando o atrito entre a ponta de apoio e a superfície de deslizamento é superado.

A modelação dos apoios pendulares com atrito foi realizada com o elemento de ligação *Link Friction Isolator*. Este elemento permite simular a superfície côncava dos apoios, aproximando o modelo da realidade. Para definir este tipo de elemento, é necessário associar propriedades como a rigidez na direção horizontal e vertical, os coeficientes de atrito e o raio de curvatura do apoio.

4.6 Modelação Computacional dos Apoios HDRB

Na presente dissertação, foi testada uma solução mista compostas por apoios HDRB e apoios deslizantes. Nesta abordagem, consideraram-se duas situações, uma com apoios deslizantes sem atrito e outra com apoios deslizantes com atrito, correspondentes aos casos 2 e 3, respetivamente. O programa de cálculo estrutural *SAP2000* incorpora a funcionalidade de modelação de sistemas de isolamento sísmico (apoios elastoméricos e apoios deslizantes) através de elementos de ligação/suporte (*Link/Support Elements*). Estes elementos permitem definir as propriedades dos apoios nas direções ortogonais ao plano e na direção vertical. Além disso, é possível modelar o comportamento (linear ou não linear) dos aparelhos segundo as direções referidas.

Um edifício isolado com aparelhos de apoios de borracha de alto amortecimento pode ser analisado através de métodos lineares, sejam estáticos ou dinâmicos, devido ao comportamento linear dos dispositivos isoladores. O estudo do impacto da ação sísmica na resposta destes edifícios pode ser realizado através de uma análise modal por espectro de resposta ou através de uma análise linear ao longo do tempo. É importante, portanto, especificar as particularidades inerentes à definição de cada uma dessas metodologias de análise. Uma vez que foi adotada uma análise no domínio do tempo é importante demonstrar as diferenças na modelação relativamente a [67].

Para determinar a rigidez do sistema de isolamento considerou-se um elemento *Link Linear*, no qual foram introduzidas a rigidez horizontal e vertical do sistema de isolamento que se pretende simular. A rigidez horizontal é assumida como sendo igual nas duas direções horizontais, devido à consideração de apoios cilíndricos. Na direção vertical assumiu-se que os aparelhos eram fixos, para simular apoios praticamente indeformáveis nesta direção.

Outro aspeto relevante na modelação dos casos 2 e 3, foi a modelação do efeito do atrito. De acordo com a nomenclatura do programa, as duas direções horizontais, U2 e U3, são definidas de forma idêntica. De modo a simular o comportamento adequado, foi atribuído uma rigidez elevada, bem como um valor bastante alto no raio de curvatura. A Figura 41 ilustra a definição das características dos apoios deslizantes considerando o Atrito.

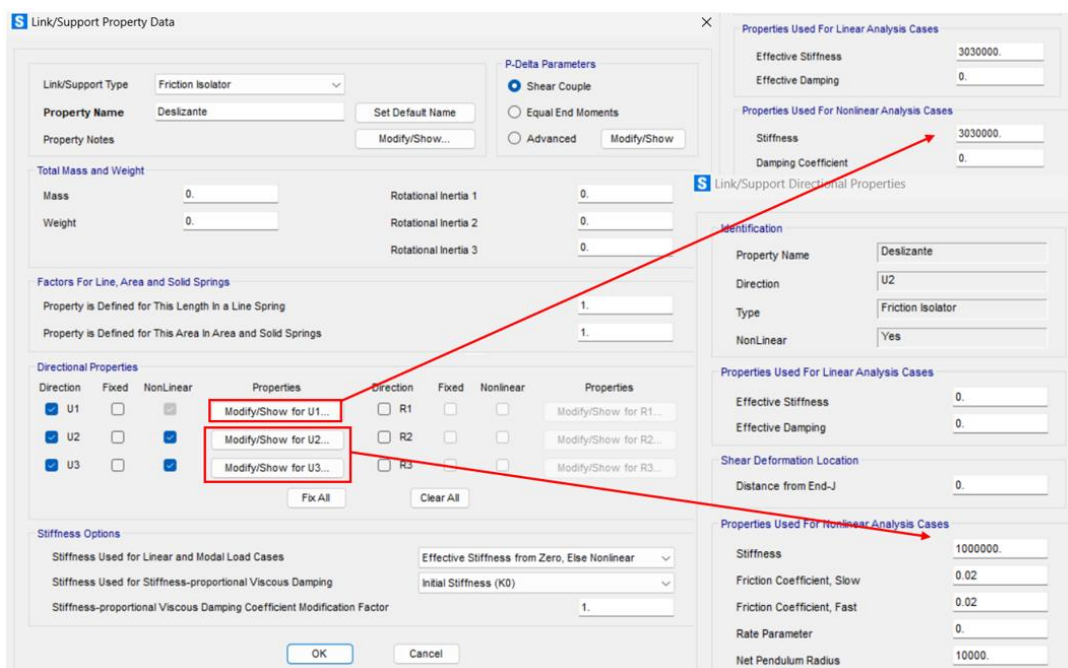


Figura 41 - Definição das características dos apoios deslizantes considerando o atrito

Relativamente ao modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes onde não foi considerado o Atrito, a única diferença nos parâmetros é que as direções U2 e U3 não se encontram ativadas no programa computacional, pelo que o movimento é livre.

Como foi referido anteriormente, a análise a realizar nos diferentes casos será uma análise no domínio do tempo (*Time-History*). O estudo do edifício isolado por apoios HDRB e apoios deslizantes é realizado através de análises lineares no domínio do tempo. A definição deste tipo de análises é feita de forma bastante semelhante ao descrito para as análises não lineares no domínio do tempo, sendo observada apenas uma diferença importante entre ambas.

Na definição do método de análise linear no domínio do tempo no *software SAP2000*, é fundamental especificar que as propriedades de amortecimento da estrutura isolada variam de acordo com a frequência angular (p) dos modos de vibração. Esta variação é derivada da suposição de que a matriz de amortecimento da estrutura é formada pela combinação linear das matrizes de massa e rigidez estruturais, conforme expresso pela relação definida na equação 10 [26].

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{p} + \beta \times p \right) \quad (10)$$

em que,

α – Coeficiente proporcional à massa estrutural;

β – Coeficiente proporcional à rigidez estrutural.

Se esta medida não for adotada, as propriedades de amortecimento específicas do sistema de isolamento não são levadas em consideração durante a análise, uma vez que o programa pressupõe que o edifício possui apenas o amortecimento característico da estrutura suportada. Portanto, é necessário estabelecer uma relação, com uma configuração semelhante à mostrada na Figura 42, que seja capaz de representar adequadamente as características de amortecimento do sistema estrutural em análise.

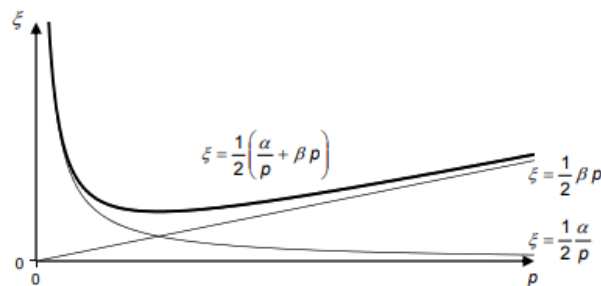


Figura 42 - Relação entre o fator de amortecimento e a frequência angular [27]

De modo a reproduzir esta relação no programa computacional, foi estabelecida uma frequência angular (p) para obter um determinado valor de amortecimento (ξ). Para o presente estudo, adotamos um valor de 0.3Hz e 2Hz para a frequência, de forma a obter um amortecimento entre 2 e 12.5%. Com estes valores estabelecidos, procedemos à calibração dos coeficientes α e β , conforme ilustrado na Figura 43.

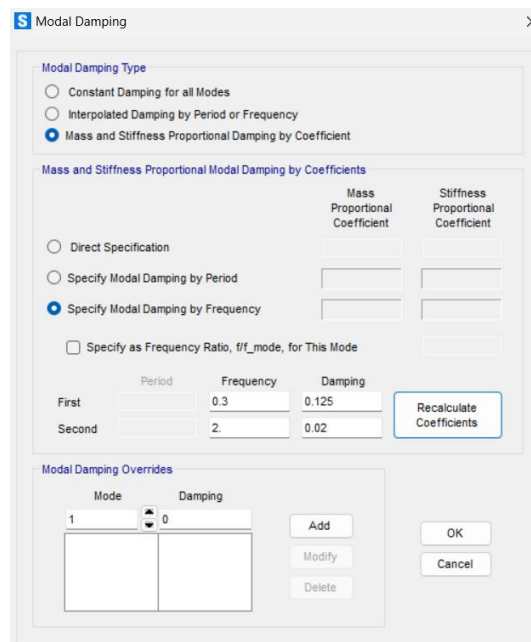


Figura 43 - Calibração dos parâmetros α e β no programa SAP2000

4.7 Controlo dos Movimentos Sísmicos Diferenciais no Terreno

O EC8 [13], para o controlo dos deslocamentos sísmicos diferenciais no terreno, determina o seguinte:

- (1) Os elementos estruturais localizados acima e abaixo da interface de isolamento deverão ser suficientemente rígidos tanto na direção horizontal como vertical, para que sejam minimizados os efeitos dos deslocamentos sísmicos diferenciais do terreno [13].
- (2) Nos edifícios, considera-se satisfeito o disposto em (1) se forem satisfeitas todas as condições que se seguem [13]:
 - a) Existe um diafragma rígido por cima e por baixo do sistema de isolamento, constituído por uma laje de betão armado ou por uma grelha de vigas de travamento [13];
 - b) Os dispositivos que constituem o sistema de isolamento estão fixados nas suas extremidades aos diafragmas rígidos acima definidos, quer diretamente quer, se não for exequível, por meio de elementos verticais cujo deslocamento horizontal relativo na situação de projeto sísmico deverá ser inferior a $1/20$ do deslocamento relativo do sistema de isolamento [13].

Para o presente estudo, na interface inferior do sistema, foram adotados 50 plintos com secção transversal de 0.6 x 0.6 metros e uma altura de 4.5 metros. Estes plintos encontram-se ligados através de uma grelha de vigas de travamento com uma altura de 0.5 metros e 0.5 metros de largura (ligeiramente inferior à largura do plinto). Adicionalmente, a grelha de vigas está também ligada às paredes de contenção periféricas. A Figura 44 demonstra as características anteriormente mencionadas.

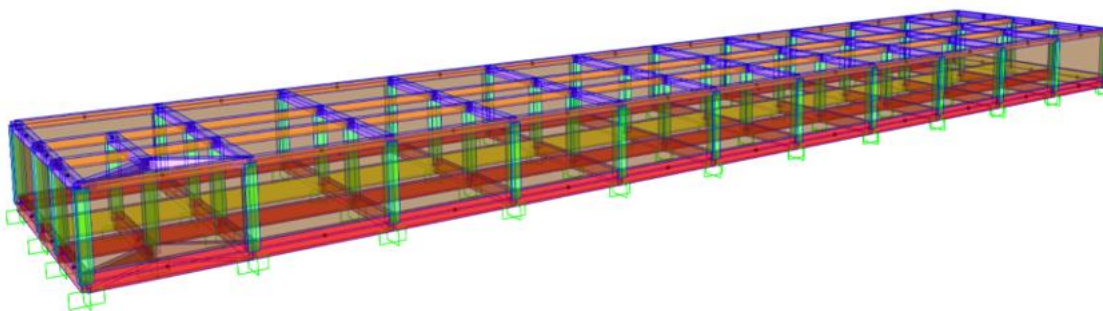


Figura 44 - Sistema de isolamento com a grelha de vigas de travamento e parede de contenção

Após a medição dos deslocamentos no topo de cada plinto (δ), devido à aplicação da combinação sísmica, verificamos que os 50 plintos cumprem os requisitos impostos pelo EC8. Encontra-se no Anexo C a verificação de deslocamentos na interface do sistema de isolamento nos apoios FPS. Esta verificação foi realizada apenas para este caso, visto que é o mais gravoso. Assim, não houve necessidade de verificar os restantes casos.

Capítulo 5: Análise dos Resultados

Este capítulo abrange a análise dos resultados dos casos mencionados no Capítulo 4. Utilizando os dados relativos ao comportamento sísmico do modelo de base fixa, descritos no Projeto Original [68], e o sistema de isolamento de base pré-dimensionado, realizou-se a análise do desempenho sísmico da solução de base isolada. Posteriormente, foi realizada uma análise preliminar do desempenho dos vários casos, comparando os resultados.

5.1 Análise de Desempenho da Estrutura de Base Fixa

De modo a avaliar o desempenho sísmico da Estrutura de Base Fixa, este subcapítulo apresenta todos os dados disponíveis relacionado ao seu comportamento sísmico, incluindo a caracterização dos modos de vibração mais relevantes da Estrutura de Base Fixa. Os dados apresentados de seguida, foram retirados do relatório – “Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas – Cálculos Justificativos” [69].

Os resultados da análise modal da estrutura de base fixa do Projeto Original estão apresentados na Tabela 6, de onde resultaram os períodos, as frequências de vibração e o somatório da participação modal de acordo com os modos de vibração correspondentes [69].

Tabela 6 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura de base fixa [69]

Modos de Vibração da Estrutura com Base Fixa								
Modos Vibração	Frequências (Hertz)	Períodos (segundos)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣRZ (%)
1	1.26	0.79	0.1	70.8	36.0	0.1	70.8	36.0
2	1.53	0.65	1.1	0.1	0.8	1.2	70.9	38.8
3	1.76	0.57	62.4	0	0.9	63.4	70.9	37.7
4	2.07	0.48	1.2	2.6	31.2	64.8	73.5	68.9
5	2.12	0.47	0	1.7	2.4	64.8	75.2	71.3
6	3.35	0.30	0	9	6.4	64.8	84.2	77.7
7	3.53	0.28	0.3	0	0	65.1	84.2	77.7
8	4.21	0.24	0	0.1	0	65.1	84.3	77.7
9	4.25	0.24	0	0	0	65.1	84.3	77.7
10	4.25	0.23	0.3	0	0.1	65.4	84.3	77.8

De acordo com o relatório do Projeto Original [68], é mencionado que foram analisados os primeiros 50 modos de vibração. Para o modelo de base fixa utilizado na presente dissertação, são apresentados os primeiros 10 modos.

No primeiro modo de vibração, observa-se uma translação na direção Y, com cerca de 71% da massa atuante participando nessa mobilização, e uma rotação em torno do eixo Z, com aproximadamente 36% da massa efetiva. O período associado a este modo é de 0.79 segundos, resultando numa frequência própria de 1.26 Hertz.

No segundo modo de vibração, não ocorre qualquer mobilização significativa de massa. A frequência própria associada ao segundo modo é de 1.53 Hertz e o seu período é de 0.65 segundos.

No terceiro modo, a frequência de vibração é de 1.76 Hertz, e o movimento principal ocorre ao longo do eixo X, participando nessa mobilização aproximadamente 63% da massa atuante. Associado a este modo, tem-se um período de vibração de 0.57 segundos.

O quarto modo é caracterizado, essencialmente, por uma torção (rotação em torno do eixo Z), com um fator de massa nessa direção de 31.2% nessa direção. A sua frequência própria é de 2.07 Hertz e o seu período de vibração é de 0.48 segundos.

De acordo com o Projeto Original [68], as forças de corte basal nas direções X e Y, sob a ação sísmica tipo 1 para a Estrutura de Base Fixa, são as seguintes:

Tabela 7 - Forças de Corte Basal do Projeto Original [68]

Forças de Corte Basal na Estrutura de Base Fixa		
Ação Sísmica	Direção X (KN)	Direção Y (KN)
Sismo 1, X	40483	12166
Sismo 1, Y	18543	30508

Os valores das forças de corte basal funcionam como indicador do nível de esforços a que os elementos estruturais se encontram submetidos, aquando da ação sísmica. A Tabela 7 ilustra os valores relativos à Ação Sísmica Tipo 1, uma vez que esta é a ação mais condicionante. Os valores destacados a negrito na tabela são os valores máximos das reações horizontais nos apoios da estrutura.

O coeficiente sísmico, β , é dado pelo quociente entre as forças de corte basal para cada direção e o peso próprio da estrutura, como se encontra representado na seguinte equação:

$$\beta = \frac{F_b}{W_{Tot}} \quad (11)$$

Uma vez que a Estrutura de Base Fixa tem uma carga vertical total de 145 403 KN, conclui-se que as forças de corte basal representam aproximadamente 27,8% desse valor no cenário mais crítico.

De seguida, apresentam-se os coeficientes sísmicos, nas direções X e Y, sob a Ação Sísmica Tipo 1 para a Estrutura de Base Fixa.

Tabela 8 - Coeficientes Sísmicos na Estrutura de Base Fixa [68]

Coeficientes Sísmicos da Estrutura de Base Fixa		
Ação Sísmica	Direção X (KN)	Direção Y (KN)
Sismo 1, X	0.278	0.084
Sismo 1, Y	0.128	0.210

De acordo com o relatório do Projeto Original [68], os deslocamentos máximos entre pisos são os seguintes:

Tabela 9 - Deslocamentos máximos para a estrutura de base fixa do projeto Original [68]

Deslocamentos Máximos para a Estrutura de Base Fixa		
Altura (m)	d_x (m)	d_y (m)
12.5	0.1043	0.0732
8	0.0721	0.0496
4.5	0.0452	0.0316
0	0.0153	0.0141

5.2 Análise do Desempenho Sísmico das Soluções de Base Isolada

Para os diferentes casos apresentados, os objetivos principais são a determinação dos deslocamentos e acelerações da estrutura em função da altura, bem como a força de corte basal. Adicionalmente, será realizada uma comparação da análise modal para os respectivos casos em análise.

A Figura 45 ilustra o pavimento rígido do modelo computacional utilizado. Considerando o pavimento rígido, ao identificar os deslocamentos em dois pontos diagonalmente opostos, obtém-se a descrição do movimento da laje. Deste modo, serão analisados os pilares no alinhamento A12 e D1, demonstrando-se, posteriormente, os resultados mais gravosos, não sendo necessário calcular os pilares restantes.

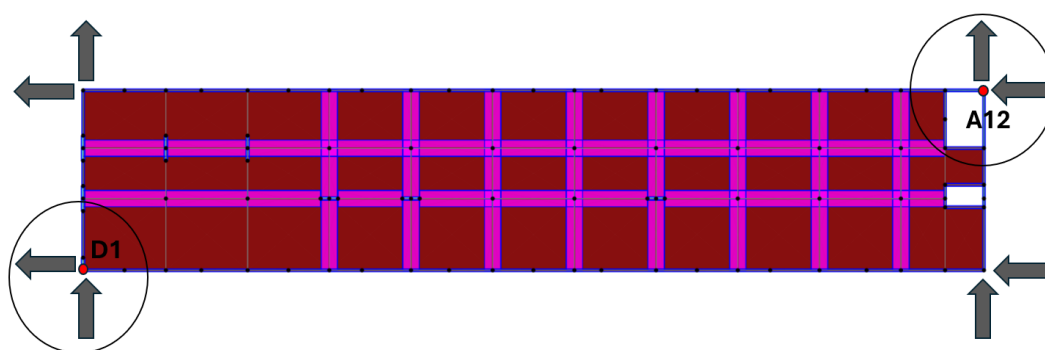


Figura 45 - Pavimento rígido no plano XY(Z=0) do modelo computacional utilizado

5.2.1 Caso 1: Solução com Apoios FPS

De modo a calcular os modos de vibração é necessário considerar uma rigidez elástica equivalente calculada a partir das características dos aparelhos de apoio. Após a introdução no *software* SAP2000 da rigidez definida para os aparelhos de apoio procedeu-se a uma análise modal.

Através da execução da análise modal do edifício do caso 1, cujos resultados relativos aos primeiros 10 modos de vibração são apresentados na Tabela 10, verifica-se que a estrutura revela um comportamento regular, sendo os primeiros 3 modos referentes à deformação do sistema de isolamento.

Tabela 10 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura com isolamento de base para o caso 1

Modos de Vibração da Estrutura (Caso 1)								
Modos Vibração	Frequências (Hertz)	Períodos (segundos)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣRZ (%)
1	0.31	3.23	0.41	84.20	3.80	0.41	84.20	3.80
2	0.32	3.17	87.51	0.52	0.11	87.92	84.72	3.90
3	0.35	2.86	0.23	3.69	81.50	88.14	88.42	85.41
4	2.23	0.45	0.00	0.11	0.00	88.14	88.53	85.31
5	2.28	0.44	0.06	0.00	0.00	88.20	88.53	85.41
6	3.21	0.31	0.00	0.00	0.05	88.20	88.53	85.46
7	3.81	0.26	0.00	0.00	0.00	88.20	88.53	85.46
8	4.23	0.24	0.00	0.00	0.01	88.20	88.53	85.47
9	4.38	0.23	0.00	1.95	0.02	88.20	90.48	85.49
10	4.41	0.23	0.00	2.51	0.01	88.20	92.99	85.50

No primeiro modo de vibração, observa-se uma translação na direção Y, com cerca de 84% da massa atuante participando nessa mobilização e uma rotação em torno do eixo Z, com aproximadamente 4% da massa efetiva. O período associado a este modo é de 3.23 segundos, resultando numa frequência própria de 0.31 Hertz.

No segundo modo de vibração, ocorre uma translação ao longo do eixo X, com cerca de 88% da massa atuante participando nessa mobilização, e a frequência própria é de 0.32 Hertz. Relativamente às restantes direções não se registam movimentos significativos.

No terceiro modo, a frequência de vibração é de 0.35 Hertz, e o movimento principal ocorre ao longo do eixo Z, participando nessa mobilização aproximadamente 82% da massa atuante e uma rotação em torno do eixo Y, com aproximadamente 4% da massa efetiva. Associado a este modo, tem-se um período de vibração de 2.86 segundos.

As Figuras 46 e 47 apresentam as deformadas da estrutura correspondentes aos dois primeiros modos de vibração da estrutura. Pode-se observar que, em comparação com a estrutura de base fixa apresentada no subcapítulo 4.3, a estrutura com isolamento de base comporta-se como um corpo rígido, não sendo visíveis deslocamentos significativos entre os pisos.

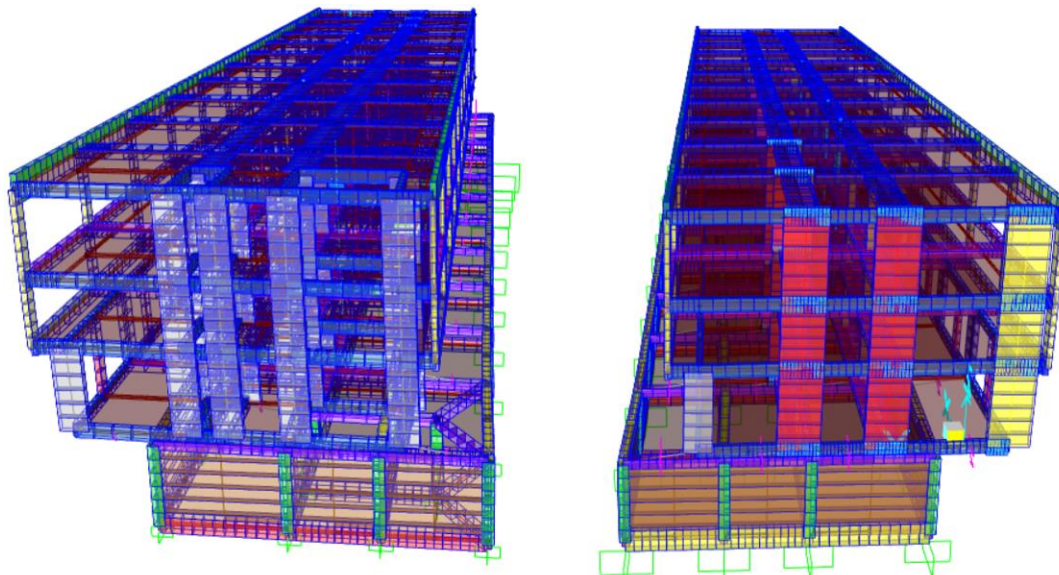


Figura 46 - Primeiro modo de vibração para o caso 1

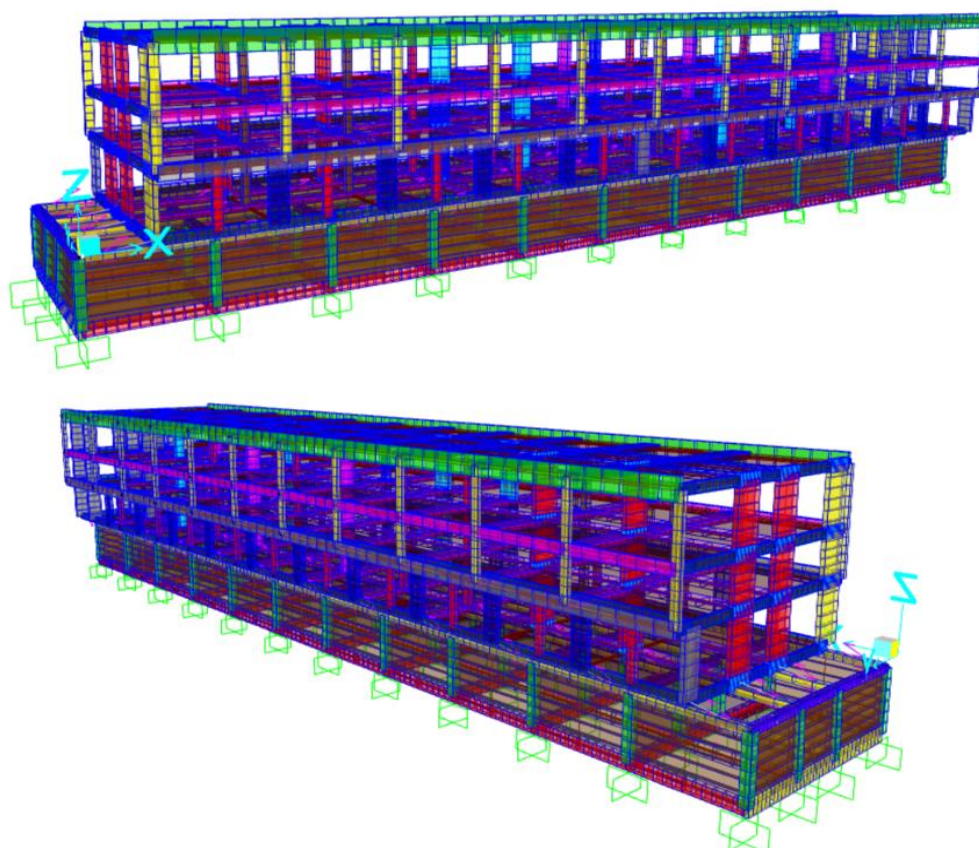


Figura 47 - Segundo modo de vibração para o caso 1

Os valores previamente demonstrados resultam da avaliação de resultados obtidos com o modelo elástico equivalente (modos de vibração). Deste modo, prosseguimos para uma análise no domínio do tempo para avaliar o desempenho do edifício isolado. Considerou-se a evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios (ver Figura 48), segundo ambas as direções, referentes ao canto do edifício localizado no alinhamento D1, cuja localização em planta pode ser verificada na Figura 45.

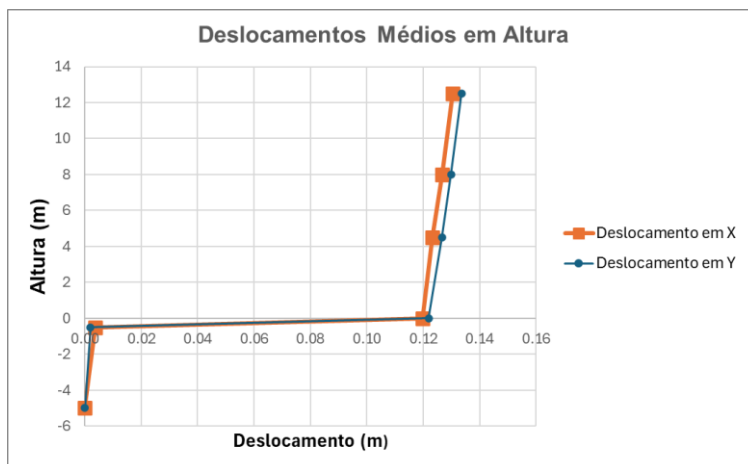


Figura 48 - Evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 1

Verificou-se que os valores relativos aos deslocamentos horizontais da estrutura segundo a direção X se revelam bastante semelhantes aos deslocamentos obtidos segundo a direção Y. Também se observou que os deslocamentos são praticamente constantes em altura, o que indica que a deformação é bastante reduzida. No Anexo G, apresenta-se a evolução em altura dos deslocamentos para todos os sismos, segundo a direção X e Y, para o respetivo caso, considerando os dois alinhamentos em estudo.

De seguida, verificou-se a evolução em altura das acelerações máximas induzidas pela ação sísmica, no mesmo alinhamento estrutural onde se analisaram os deslocamentos máximos horizontais. Para o mesmo alinhamento, neste caso o D1, a variação dos valores médios das acelerações máximas obtidos da análise não linear, considerando os 10 sismos, está ilustrada na Figura 49. A estrutura apresenta uma aceleração em torno de 7.9 m/s^2 no topo dos plintos (subestrutura não afetada pelo isolamento).

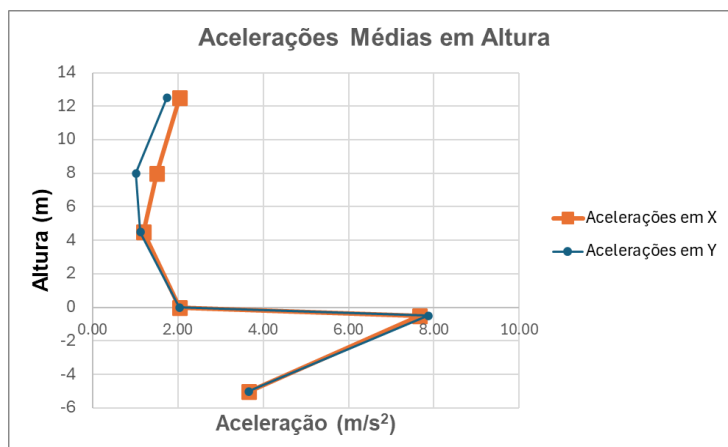


Figura 49 - Evolução das acelerações médias máximas, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 1

Verificou-se que os valores relativos às acelerações da estrutura segundo a direção X se revelam semelhantes às acelerações obtidas segundo a direção Y. Os valores das acelerações para o edifício isolado são inferiores à aceleração do solo, o que é desejável. A Figura 49 ilustra que no topo dos aparelhos de apoio a aceleração é de aproximadamente 2.05 m/s², diminuindo até 1.20 m/s² no primeiro piso e aumentando posteriormente até ao topo do edifício, onde atinge o valor de 2.04 m/s². No Anexo H, pode ser consultada a evolução em altura das acelerações para todos os sismos, segundo a direção X e Y, para o respetivo caso, considerando os dois alinhamentos em estudo.

O Anexo F apresenta os valores da força de corte basal, nas direções X e Y, contabilizando a força que é absorvida pelas paredes, plintos e vigas de travamento. Na Figura 50, é representada pelo número 1. Na realidade, o que é pertinente, para descobrir a força que é transmitida ao edifício que se encontra suportado pelo isolamento de base, é descobrir a força que é representada pelo número 2, uma vez que, o objetivo é controlar a resposta sísmica do edifício isolado. Deste modo, é relevante calcular as forças de corte suportadas pelos aparelhos de apoio.

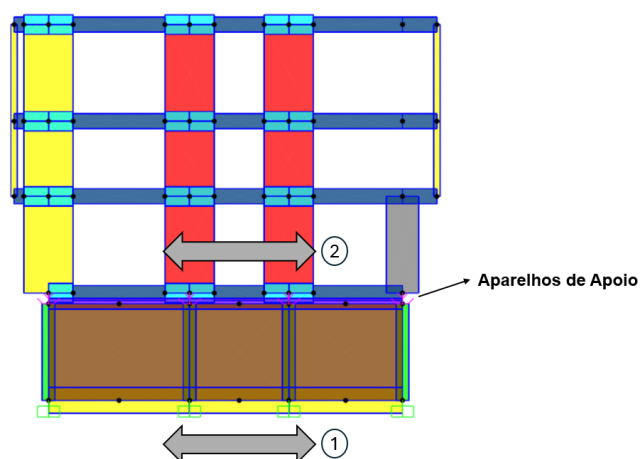


Figura 50 - Vista do programa SAP2000 no plano YZ (X=0) do modelo

A Tabela 11 apresenta a soma das forças de corte ao nível dos aparelhos de apoio para o respetivo caso.

Tabela 11 - Somas das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio (Caso 1)

Soma das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio	
Direção X (KN)	Direção Y (KN)
6344	6601

As forças de corte apresentadas na Tabela 11 equivalem a uma redução de aproximadamente 84% em X e 78% em Y, respetivamente, em comparação com os esforços registados no modelo de base fixa. Relativamente aos esforços localizados na base do edifício modelado verifica-se uma redução de aproximadamente 46% em X e 45% em Y.

No Anexo E, podemos observar as forças de corte, para os 50 apoios, para os diferentes casos.

De seguida são apresentados os coeficientes sísmicos, nas direções X e Y, considerando as forças de corte suportadas pelo isolamento de base.

Tabela 12 - Coeficientes sísmicos para o caso 1

Coeficientes Sísmicos para o Caso 1	
Direção X	Direção Y
0.0544	0.0566

5.2.1.1 Ciclos de histerese

Os esforços axiais em cada apoio FPS dependem da posição do apoio em planta. Como o valor do esforço axial afeta a rigidez e o comportamento histerético dos apoios, fez-se a avaliação da influência deste parâmetro no comportamento dos apoios. De forma a avaliar essa influência, analisa-se a relação força-deslocamento dos aparelhos FPS, em distintas localizações da estrutura, sabendo-se, do capítulo anterior, que os apoios têm uma frequência e raio constante e igual a 0.31Hz e 2.5m, respetivamente. Tendo em conta a simetria do edifício, consideramos um apoio de canto da estrutura (Apoio 1) e um apoio da parte central (Apoio 18).

A Figura 51 ilustra a localização dos apoios.

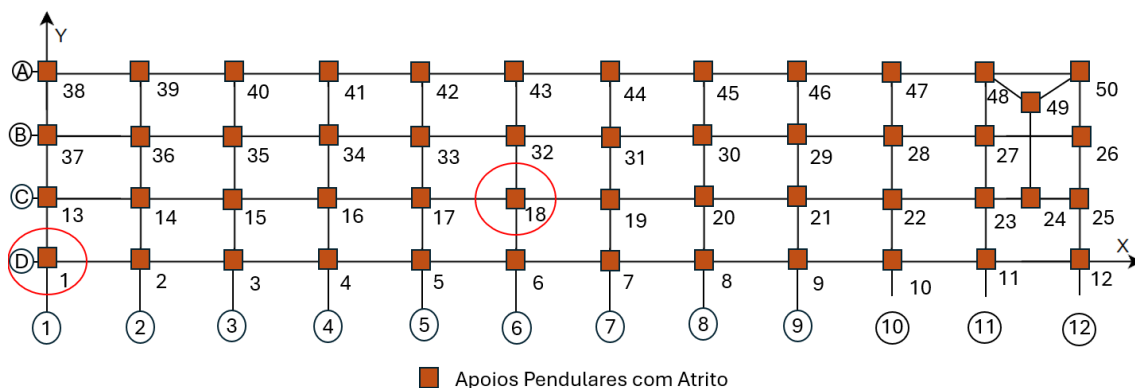


Figura 51 - Localização dos apoios pendulares com atrito, nomeadamente o Apoio 1 e 18

De seguida está a comparação das curvas força-deslocamento dos apoios FPS anteriormente identificados:

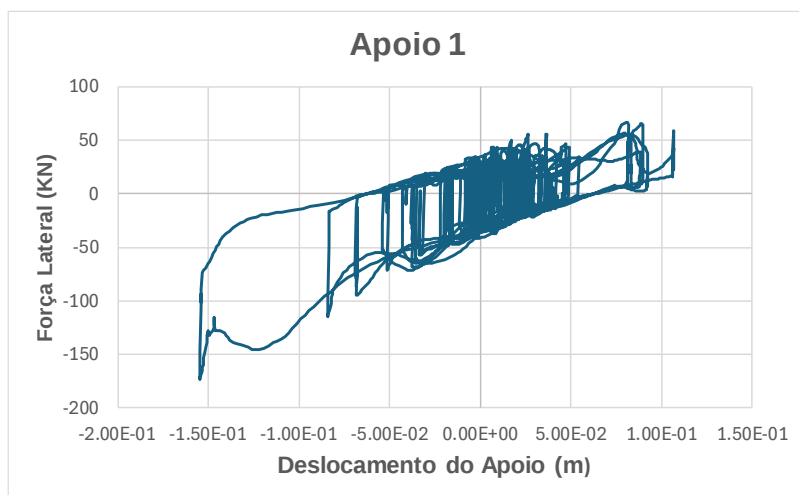


Figura 52 - Ciclo de histerese do Apoio 1

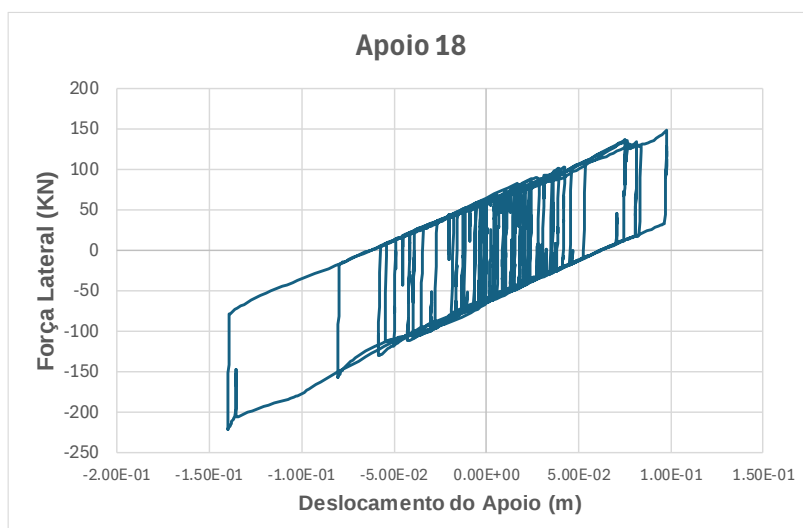


Figura 53 - Ciclo de histerese do Apoio 18

A curva de histerese do apoio 18 está bastante próxima da curva de histerese ideal apresentada no capítulo 2. No Anexo D, é possível verificar que os apoios 1 e 18 apresentam variações do carregamento vertical bastante significativas. O ponto nas curvas de histerese que apresenta o deslocamento máximo corresponde ao momento em que o apoio atinge a sua deformação máxima, sendo a velocidade nula.

Verifica-se que as flutuações do valor do carregamento vertical alteram, por um lado, a rigidez lateral do apoio e, por outro lado, a força de atrito resistente. Ao comparar a Figura 52 com a Figura 53, observa-se que a rigidez é afetada de forma aleatória pelas variações significativas do carregamento vertical associado à ação da componente vertical da ação sísmica.

Verifica-se que a relação força-deslocamento depende da localização dos apoios. Embora as diferenças nas curvas de histerese, os deslocamentos dos diferentes apoios FPS são bastante semelhantes, independentemente da sua localização.

Ao comparar os ciclos de histerese dos apoios 1 e 18, verifica-se que, apesar dos ciclos apresentarem uma tendência de movimento semelhante, há uma ligeira alteração devido à variação do esforço axial. No apoio 18, o declive é praticamente constante uma vez que a variação do esforço axial é reduzida. Pelo contrário, o apoio 1 já tem um declive mais irregular devido à maior variação do esforço axial. Deste modo, é possível associar as diferenças nas curvas de histerese à variação do carregamento axial no apoio: quanto mais significativa é a variação do carregamento axial maiores imperfeições apresenta a curva de histerese.

As Figuras 54 e 55 apresentam a variação da força axial em função do tempo, onde é possível verificar que o valor médio da força vertical no apoio pendular se mantém constante. É possível observar que o gráfico do apoio 18 apresenta uma variação muito reduzida comparativamente ao gráfico do apoio 1, demonstrado pela proximidade ao valor (-1), que se encontra escalado para o valor máximo.

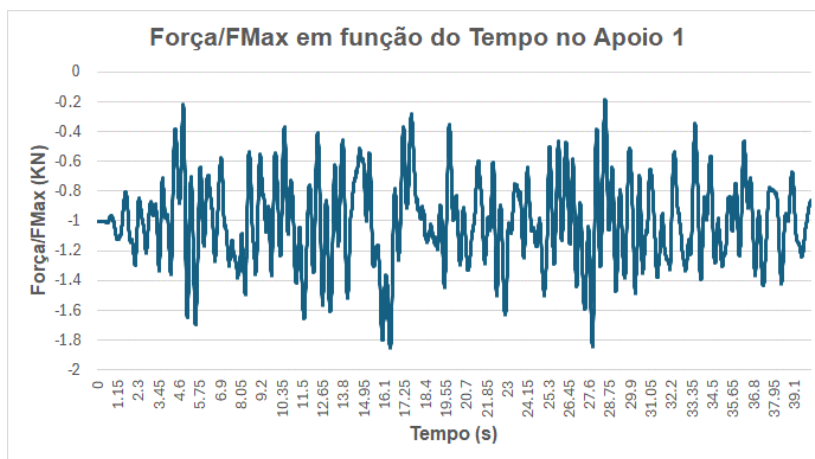


Figura 54 - Força Axial em Função do Tempo para o Apoio 1

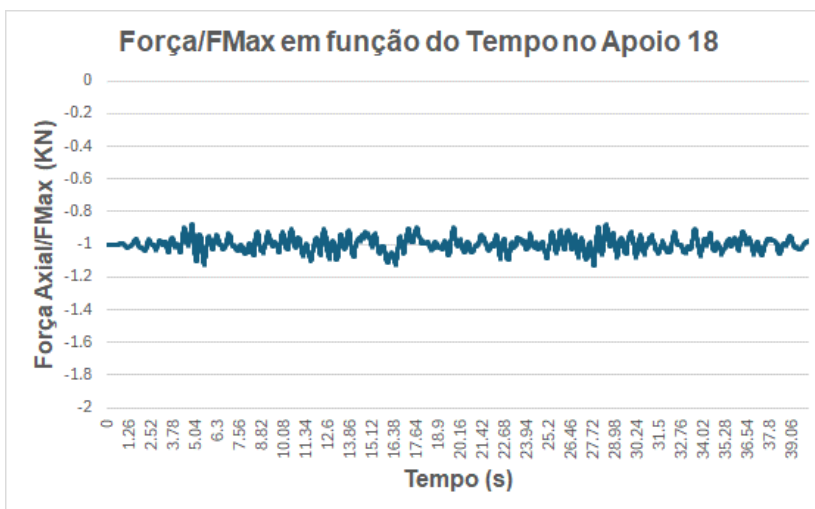


Figura 55 - Força Axial em Função do Tempo para o Apoio 18

5.2.2 Caso 2: Solução com Apoios HDRB e Apoios Deslizantes sem Atrito

De modo a calcular os modos de vibração é necessário considerar uma rigidez elástica equivalente calculada a partir das características dos aparelhos de apoio. Após a introdução no *software* SAP2000 da rigidez definida para os aparelhos de apoio procedeu-se a uma análise modal.

Através da execução da análise modal do edifício do caso 2, cujos resultados relativos aos primeiros 10 modos de vibração são apresentados na Tabela 13, verifica-se que a estrutura revela um comportamento regular, sendo os primeiros 3 modos referentes à deformação do sistema de isolamento.

Tabela 13 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura com isolamento de base para o caso 2

Modos de Vibração da Estrutura (Caso 2)								
Modos	Frequências	Períodos	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Vibração	(Hertz)	(segundos)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	0.31	3.25	0.00	93.11	0.00	0.00	93.11	0.00
2	0.31	3.23	92.99	0.00	0.09	92.99	93.11	0.10
3	0.35	2.85	0.09	0.01	91.87	93.08	93.12	91.97
4	2.29	0.44	0.04	0.02	0.00	93.12	93.14	91.97
5	2.31	0.43	0.01	0.06	0.00	93.13	93.20	91.97
6	3.37	0.30	0.00	0.00	0.03	93.13	93.20	92.00
7	3.98	0.25	0.00	0.00	0.00	93.13	93.20	92.00
8	4.45	0.22	0.00	0.00	0.00	93.13	93.20	92.00
9	4.62	0.22	0.00	0.00	0.00	93.13	93.20	92.00
10	4.87	0.21	0.01	0.00	0.00	93.14	93.20	92.00

No primeiro modo de vibração, observa-se uma translação na direção Y, com cerca de 93% da massa atuante participando nessa mobilização. O período associado a este modo é de 3.25 segundos, resultando numa frequência própria de 0.31 Hertz.

No segundo modo de vibração, ocorre uma translação ao longo do eixo X, com cerca de 93% da massa atuante participando nessa mobilização, e a frequência própria é de 0.31 Hertz. Relativamente às restantes direções não se registam movimentos significativos.

No terceiro modo, a frequência de vibração é de 0.35 Hertz, e o movimento principal ocorre ao longo do eixo Z, participando nessa mobilização aproximadamente 92% da massa atuante. Associado a este modo, tem-se um período de vibração de 2.85 segundos.

Os valores previamente demonstrados resultam da avaliação de resultados obtidos com o modelo elástico equivalente (modos de vibração). Deste modo, prosseguimos para uma análise no domínio do tempo para avaliar o desempenho do edifício isolado. Considerou-se a evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios (ver Figura 56), segundo ambas as direções, referentes ao canto do edifício localizado no alinhamento A12, cuja localização em planta pode ser verificada na Figura 45.

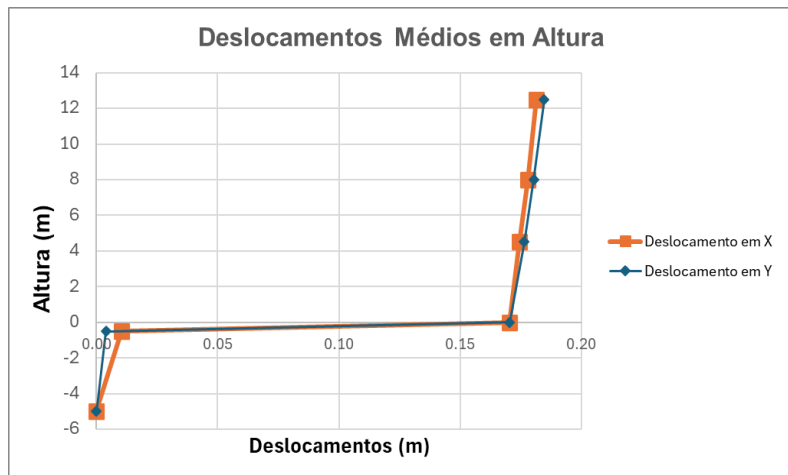


Figura 56 - Evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 2

Verificou-se que os valores relativos aos deslocamentos horizontais da estrutura segundo a direção X se revelam bastante semelhantes aos deslocamentos obtidos segundo a direção Y. Também se observou que os deslocamentos são praticamente constantes em altura, o que indica que a deformação é bastante reduzida. No Anexo G, apresenta-se a evolução em altura dos deslocamentos para todos os sismos, segundo a direção X e Y, para o respetivo caso, considerando os dois alinhamentos em estudo.

De seguida, verificou-se a evolução em altura das acelerações máximas induzidas pela ação sísmica, no mesmo alinhamento estrutural onde se analisaram os deslocamentos máximos horizontais. Para o mesmo alinhamento, neste caso o A12, a variação dos valores médios das acelerações obtidos da análise não linear, considerando os 10 sismos, está ilustrada na Figura 57. A estrutura apresenta uma aceleração em torno de 12.6 m/s^2 no topo dos plintos.

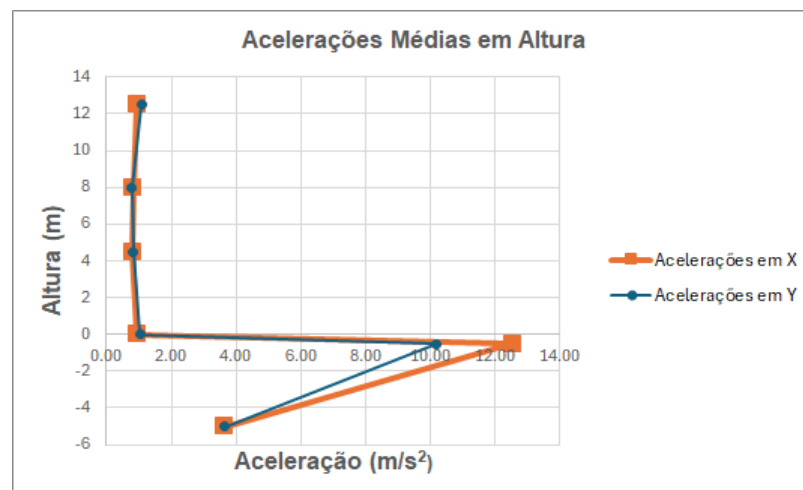


Figura 57 - Evolução das acelerações médias máximas, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 2

Verificou-se que os valores relativos às acelerações da estrutura segundo a direção X se revelam semelhantes às acelerações obtidas segundo a direção Y. Os valores das acelerações para o edifício isolado são inferiores à aceleração do solo, o que é desejável. A Figura 57 ilustra que no topo dos aparelhos de apoio a aceleração é de aproximadamente 1.04 m/s^2 , diminuindo até 0.79 m/s^2 no primeiro piso e aumentando posteriormente até ao topo do edifício, onde atinge o valor de 1.09 m/s^2 . No Anexo H, pode ser consultada a evolução em altura das acelerações para todos os sismos, segundo a direção X e Y, para o respetivo caso, considerando os dois alinhamentos em estudo.

O Anexo F apresenta os valores da força de corte basal, nas direções X e Y, contabilizando a força que é absorvida pelas paredes, plintos e vigas de travamento. Na Figura 50, é representada pelo número 1. Na realidade, o que é pertinente, para descobrir a força que é transmitida ao edifício que se encontra suportado pelo isolamento de base, é descobrir a força que é representada pelo número 2, uma vez que, o objetivo é controlar a resposta sísmica do edifício isolado. Deste modo, é relevante calcular as forças de corte suportadas pelos aparelhos de apoio. A Tabela 14 apresenta a soma das forças de corte ao nível dos aparelhos de apoio para o respetivo caso.

Tabela 14 - Soma das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio (Caso 2)

Soma das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio	
Direção X (KN)	Direção Y (KN)
6078	5975

As forças de corte apresentadas na Tabela 14 equivalem a uma redução de aproximadamente 84% em X e 80% em Y, respetivamente, em comparação com os esforços registados no modelo de base fixa. Relativamente aos esforços localizados na base do edifício modelado verifica-se uma redução de aproximadamente 54% em X e 59% em Y. No Anexo E, podemos observar as forças de corte, para os 50 apoios, para os diferentes casos.

De seguida são apresentados os coeficientes sísmicos, nas direções X e Y, considerando as forças de corte suportadas pelo isolamento de base.

Tabela 15 - Coeficientes Sísmicos da Estrutura para o caso 2

Coeficientes Sísmicos para o Caso 2	
Direção X	Direção Y
0.0521	0.0512

As deformadas dos dois primeiros modos de vibração da estrutura para o presente caso, são bastante semelhantes às deformadas do caso 1.

De acordo com o modelo desenvolvido por Diogo Alves [67], onde a metodologia adotada foi uma análise linear por espectro de resposta, é relevante validar a metodologia utilizada, uma vez que a análise desenvolvida no presente trabalho é uma análise no domínio do tempo.

As Tabelas seguintes ilustram os valores obtidos na presente dissertação e em [67].

Tabela 16 - Comparação entre as Forças de Corte Basal das diferentes metodologias

Forças de Corte Basal na Estrutura com Isolamento de Base		
	Direção X (KN)	Direção Y (KN)
Análise por Espectro de Resposta [67]	8797	8646
Análise no Domínio do Tempo (Caso 2)	6078	5975

Tabela 17 - Deslocamentos Máximos em Altura de [67]

Deslocamentos Máximos em Altura [67]		
Altura (m)	Direção X (KN)	Direção Y (KN)
12.5	0.216	0.216
8	0.211	0.211
4.5	0.206	0.207
0	0.201	0.201
-0.5	0.009	0.009

Tabela 18 - Deslocamentos Máximos em Altura (Caso 2)

Deslocamentos Máximos em Altura (Caso 2)		
Altura (m)	Direção X (KN)	Direção Y (KN)
12.5	0.181	0.185
8	0.180	0.181
4.5	0.174	0.176
0	0.170	0.170
-0.5	0.0101	0.004

De modo a fazer a comparação entre metodologias, o EC8 [13] estimula a seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \quad (12)$$

onde,

η - Coeficiente de correção do amortecimento;

ξ - Amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

De modo a calcular o coeficiente de correção e possibilitar a comparação utilizamos a relação $\frac{\eta_{12.5}}{\eta_{10}}$. Na presente dissertação, foi adotado um amortecimento de 12,5%, enquanto a análise adotada por [67] considerou um amortecimento de 10% para uma análise linear por espectro de resposta. É importante salientar que, como se está a realizar uma análise no domínio do tempo, o amortecimento não é introduzido pelo espectro de resposta, mas sim pelo amortecimento que deve ser associado a cada modo.

Após a aplicação desta expressão, verificamos que os valores obtidos se situam na mesma ordem de grandeza, logo a metodologia é válida. Constatou-se que os valores da análise por espectro de resposta são mais elevados devido a este tipo de análise ser mais conservativa.

Uma vez validada a metodologia, procedeu-se unicamente a análises não lineares no domínio do tempo para os respetivos casos anteriormente mencionados.

5.2.3 Caso 3: Solução com Apoios HDRB e Apoios Deslizantes com Atrito

De modo a calcular os modos de vibração é necessário considerar uma rigidez elástica equivalente calculada a partir das características dos aparelhos de apoio. Após a introdução no *software* SAP2000 da rigidez definida para os aparelhos de apoio procedeu-se a uma análise modal.

Através da execução da análise modal do edifício do caso 3, cujos resultados relativos aos primeiros 10 modos de vibração são apresentados na Tabela 19, verifica-se que a estrutura revela um comportamento regular, sendo os primeiros 3 modos referentes à deformação do sistema de isolamento.

Tabela 19 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo – Estrutura com isolamento de base para o caso 3

Modos de Vibração da Estrutura (Caso 3)								
Modos	Frequências	Períodos	UX	UY	RZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum RZ$
Vibração	(Hertz)	(segundos)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	0.30	3.29	0.00	88.37	0.01	0.00	88.37	0.01
2	0.31	3.25	88.04	0.00	0.08	88.04	88.37	0.09
3	0.35	2.86	0.00	0.02	85.34	88.12	88.39	85.43
4	2.28	0.44	0.00	0.07	0.00	88.14	88.46	85.44
5	2.30	0.44	0.00	0.02	0.00	88.18	88.48	85.44
6	3.33	0.30	0.00	0.00	0.05	88.18	88.48	85.48
7	3.94	0.25	0.00	0.00	0.00	88.18	88.49	85.48
8	4.38	0.23	0.00	4.05	0.00	88.18	92.54	85.49
9	4.39	0.23	0.00	0.11	0.08	88.18	92.65	85.57
10	4.45	0.22	0.00	0.01	2.73	88.18	92.65	88.29

No primeiro modo de vibração, observa-se uma translação na direção Y, com cerca de 88% da massa atuante participando nessa mobilização. O período associado a este modo é de 3.29 segundos, resultando numa frequência própria de 0.30 Hertz.

No segundo modo de vibração, ocorre uma translação ao longo do eixo X, com cerca de 88% da massa atuante participando nessa mobilização, e a frequência própria é de 0.31 Hertz. Relativamente às restantes direções não se registam movimentos significativos.

No terceiro modo, a frequência de vibração é de 0.35 Hertz, e o movimento principal

ocorre ao longo do eixo Z, participando nessa mobilização aproximadamente 85% da massa atuante. Associado a este modo, tem-se um período de vibração de 2.86 segundos.

Os valores previamente demonstrados resultam da avaliação de resultados obtidos com o modelo elástico equivalente (modos de vibração). Deste modo, prosseguimos para uma análise no domínio do tempo para avaliar o desempenho do edifício isolado. Considerou-se a evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios (ver Figura 58), segundo ambas as direções, referentes ao canto do edifício localizado no alinhamento D1, cuja localização em planta pode ser verificada na Figura 45.

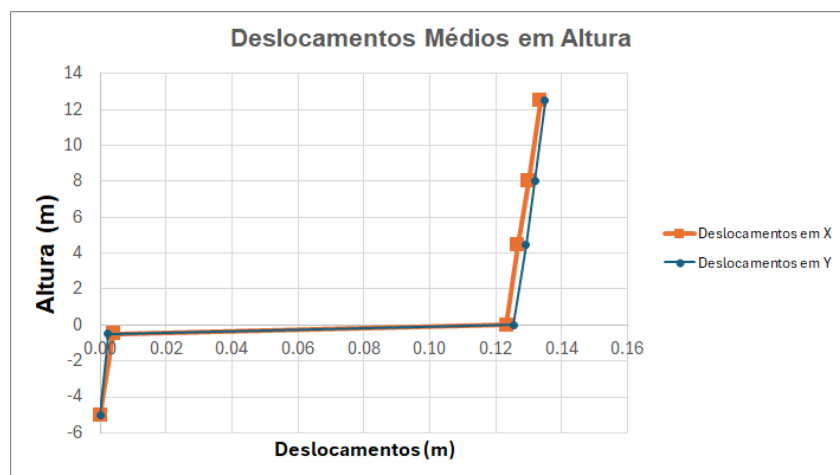


Figura 58 - Evolução dos deslocamentos relativos horizontais máximos médios, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 3

Verificou-se que os valores relativos aos deslocamentos horizontais da estrutura segundo a direção X se revelam bastante semelhantes aos deslocamentos obtidos segundo a direção Y. Deste modo, é aceitável a realização da análise dos mesmos somente para uma destas direções. No Anexo G, apresenta-se a evolução em altura dos deslocamentos para todos os sismos, segundo a direção X e Y, para o respetivo caso, considerando os dois alinhamentos em estudo.

De seguida, verificou-se a evolução em altura das acelerações máximas induzidas pela ação sísmica, no mesmo alinhamento estrutural onde se analisaram os deslocamentos máximos horizontais. Para o mesmo alinhamento, neste caso o D1, a variação dos valores médios das acelerações máximas obtidos da análise não linear, considerando os 10 sismos, está ilustrada na Figura 59. A estrutura apresenta uma aceleração em torno de 8.6 m/s^2 no topo dos plintos.

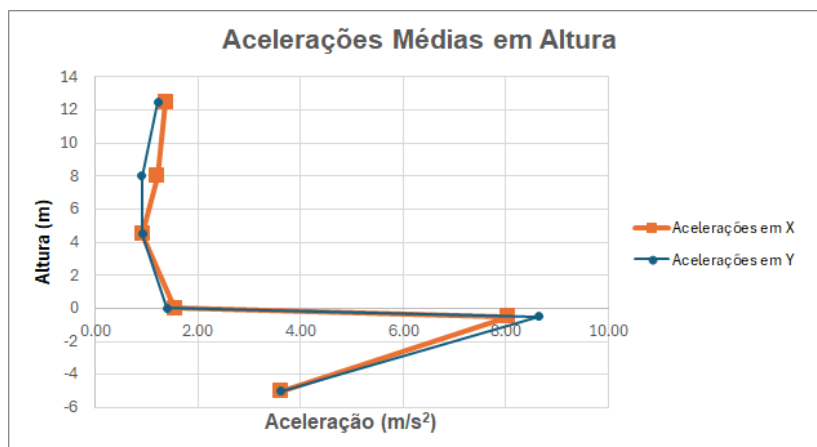


Figura 59 - Evolução das acelerações médias máximas, segundo a direção X e Y, obtidos para o caso 3

Verificou-se que os valores relativos às acelerações da estrutura segundo a direção X se revelam semelhantes às acelerações obtidas segundo a direção Y. Os valores das acelerações para o edifício isolado são inferiores à aceleração do solo, o que é desejável. A Figura 59 ilustra que no topo dos aparelhos de apoio a aceleração é de aproximadamente 1.56 m/s², diminuindo até 0.92 m/s² no primeiro piso e aumentando posteriormente até ao topo do edifício, onde atinge o valor de 1.38 m/s².

No Anexo H, pode ser consultada a evolução em altura das acelerações para todos os sismos, segundo a direção X e Y, para o respetivo caso, considerando os dois alinhamentos em estudo.

O Anexo F apresenta os valores da força de corte basal, nas direções X e Y, contabilizando a força que é absorvida pelas paredes, plintos e vigas de travamento. Na Figura 50, é representada pelo número 1. Na realidade, o que é pertinente, para descobrir a força que é transmitida ao edifício que se encontra suportado pelo isolamento de base, é descobrir a força que é representada pelo número 2, uma vez que, o objetivo é controlar a resposta sísmica do edifício isolado. Deste modo, é relevante calcular as forças de corte suportadas pelos aparelhos de apoio. A Tabela 20 apresenta a soma das forças de corte ao nível dos aparelhos de apoio para o respetivo caso.

Tabela 20 - Soma das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio (Caso 3)

Soma das Forças de Corte Basal nos Aparelhos de Apoio	
Direção X (KN)	Direção Y (KN)
5375	5431

As forças de corte apresentadas na Tabela 20 equivalem a uma redução de aproximadamente 87% em X e 82% em Y, respetivamente, em comparação com os esforços registados no modelo de base fixa. Relativamente aos esforços localizados na base do edifício modelado verifica-se uma redução de aproximadamente 51% em X e 55% em Y. No Anexo E, podemos observar as forças de corte, para os 50 apoios, para os diferentes casos.

De seguida são apresentados os coeficientes sísmicos, nas direções X e Y, considerando as forças de corte suportadas pelo isolamento de base.

Tabela 21 - Coeficientes Sísmicos da Estrutura para o caso 3

Coeficientes Sísmicos para o Caso 3	
Direção X	Direção Y
0.0461	0.0466

As deformadas dos dois primeiros modos de vibração da estrutura para o presente caso, são bastante semelhantes às deformadas dos casos previamente abordados.

5.3. Análise Comparativa do Desempenho entre os Casos Estudados

No presente ponto do trabalho, pretende-se identificar as principais diferenças observadas na resposta sísmica dos distintos casos em estudo. É importante salientar que esta comparação visa, principalmente, destacar as diferenças registadas nas respostas sísmicas dos casos e, também, da estrutura com base fixa do Projeto Original [70].

De acordo com as análises dos diferentes casos realizadas anteriormente, a comparação é centrada nos esforços máximos de corte basal, nos deslocamentos entre os pisos e nas acelerações nos respetivos pisos.

Comparando os resultados das análises da solução de base fixa com os respetivos casos, constata-se que, na Solução de Base Fixa, os primeiros modos mobilizam, na generalidade, 71% da massa efetiva em cada direção. Os modos seguintes apresentam incrementos relativamente reduzidos na massa atuante, o que dificulta a caracterização do comportamento sísmico desta solução. Por outro lado, no caso 1, a massa atuante mobilizada ronda os 87%, sendo suficiente para avaliar o comportamento sísmico global da estrutura. Nos casos 2 e 3, a massa atuante mobilizada ronda os 93 e 88%, respetivamente. Esta discrepância pode ser explicada pelo facto de grande parte da massa estar concentrada nas paredes de contenção, que se localizam abaixo do sistema de isolamento de base, representando cerca de 12% da massa total.

Importa também referir que, nos diferentes casos, os primeiros três modos têm uma direção predominante, com um movimento praticamente nulo nas outras direções, não havendo qualquer interação significativa entre movimentos relativos a duas direções nestes modos. Na estrutura de Base Fixa, verifica-se o contrário: o primeiro modo caracteriza-se pela interação entre a translação na direção Y e uma ligeira rotação em torno do eixo Z (torção).

Na Figura 60 e 61 é apresentada a evolução em altura dos deslocamentos horizontais máximos médios, relativos a todos os casos registados, para as respetivas direções X e Y.

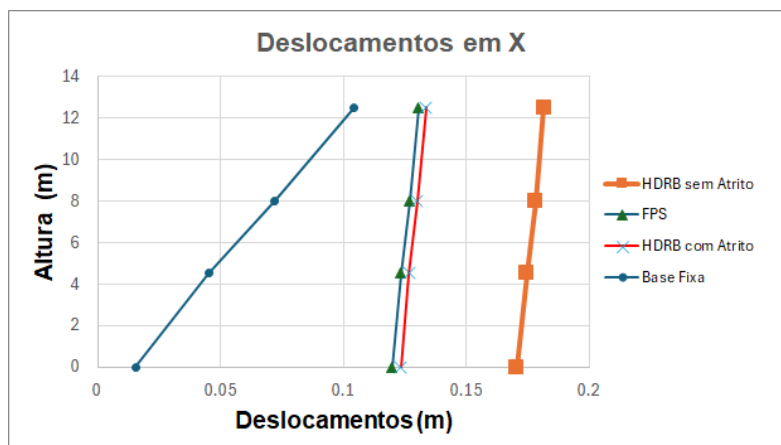


Figura 60 - Evolução em altura dos deslocamentos horizontais máximos médios, segundo a direção X, obtidos para os respetivos casos

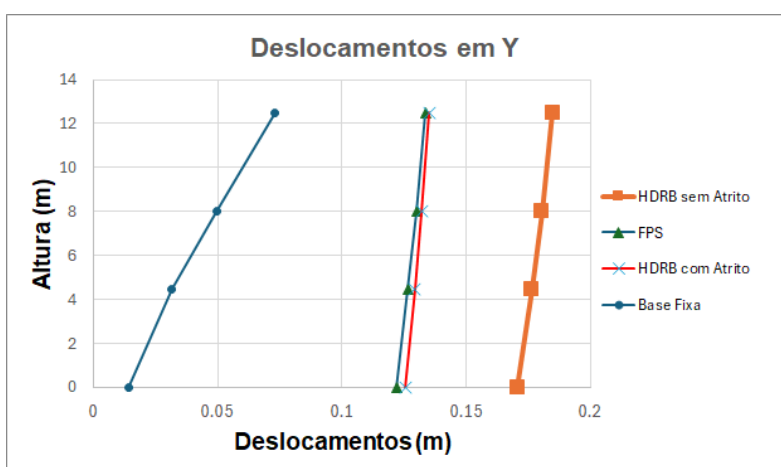


Figura 61 - Evolução em altura dos deslocamentos horizontais máximos médios, segundo a direção Y, obtidos para os respetivos casos

Através da análise dos gráficos anteriores evidencia-se que a solução com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito apresentam maiores valores de deslocamentos, na direção X e Y. Em relação aos restantes casos, as soluções compostas por apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito e a solução de apoios FPS permitem a ocorrência de menores deslocamentos entre os pisos.

Relativamente aos deslocamentos em altura, os resultados permitem afirmar que a estrutura com isolamento de base comporta-se, essencialmente, como um corpo rígido. Deste modo os deslocamentos relativos entre pisos são muito reduzidos e a deformação concentra-se na camada de descontinuidade. Além disso, é relevante salientar que esta redução dos deslocamentos acontece simultaneamente com a redução das acelerações sísmicas induzidas na estrutura, garantindo uma maior proteção ao conteúdo do edifício. Relativamente à estrutura de base fixa, os deslocamentos relativos são significativamente superiores, uma vez que o único mecanismo de dissipação de energia proveniente da ação sísmica é a deformação dos elementos estruturais verticais.

Os sistemas de isolamento sísmico constituídos por apoios FPS revelam-se mais adequados para o controlo dos deslocamentos, em comparação com os sistemas compostos por

apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito, uma vez que apresentam uma maior capacidade de dissipação de energia. Geralmente, os apoios FPS exibem uma capacidade de dissipação de energia superior à dos apoios HDRB.

Uma vez que o edifício é caracterizado por uma elevada rigidez estrutural, constatou-se que o mesmo se comporta praticamente como um corpo rígido em translação sobre os sistemas de isolamento, exibido, em altura, uma distribuição de acelerações horizontais aproximadamente constante.

Na Figura 62 e 63 é apresentada a evolução em altura dos valores das acelerações máximas, relativos a todos os casos registados, para as respetivas direções X e Y.

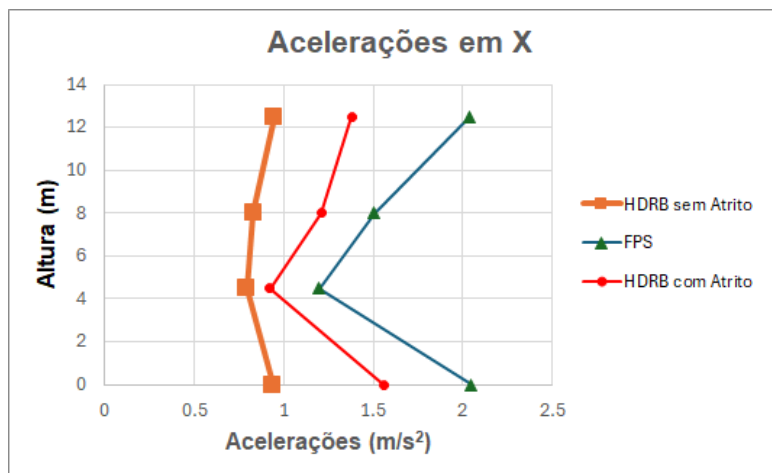


Figura 62 - Evolução em altura das acelerações médias máximas, segundo a direção X, obtidos para os respetivos casos

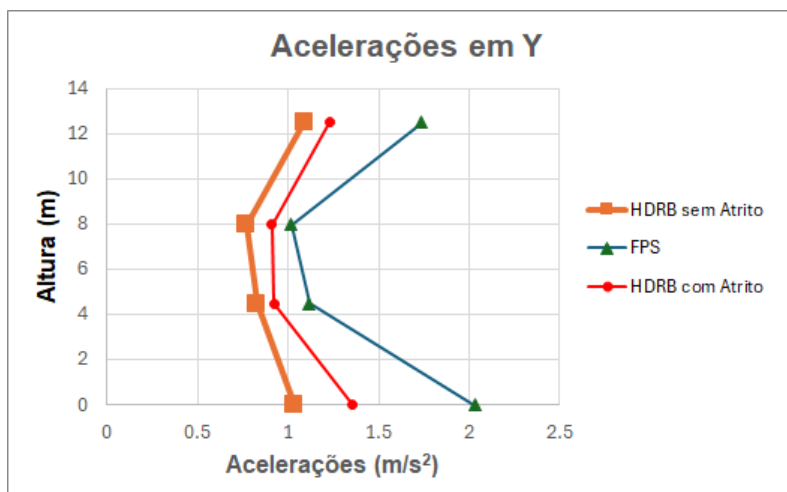


Figura 63 - Evolução em altura das acelerações médias máximas, segundo a direção Y, obtidos para os respetivos casos

Como demonstrado anteriormente, o atrito permite o controlo dos deslocamentos, evidenciado pelas Figuras 60 e 61. Contudo, ao considerar o efeito do atrito as acelerações vão ser significativamente superiores como é demonstrado pelas Figuras 62 e 63. O facto de considerarmos o atrito vai, inevitavelmente, aumentar as acelerações, uma vez que a determinada altura vai ocorrer uma mudança de estado (estrutura está fixa inicialmente e, subitamente, começar a movimentar-se) sendo necessário um valor de atrito estático mais

elevado para iniciar esse mesmo movimento. Contudo, ao não considerar o atrito, a distribuição das acelerações em altura é mais regular.

É importante realçar que ao dimensionarmos estruturas com uma solução de apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito podemos estar a cometer o erro de subestimar as acelerações. O objetivo será sempre dimensionar soluções que minimizem o atrito das superfícies deslizantes, de modo a se aproximar da solução ideal. Realisticamente, nunca podemos afirmar que não existe atrito, uma vez que o mesmo está sempre presente nas chapas dos aparelhos de isolamento. Contudo, isto não é verdade quando estamos a dimensionar apoios do tipo FPS. Neste caso o atrito tem uma função primordial. Após a análise da estrutura de base fixa e da estrutura com isolamento de base, constata-se que as forças de corte basal na estrutura isolada são significativamente inferiores. A Tabela 22 ilustra essa mesma diferença. Isto deve-se essencialmente à redução da frequência própria da estrutura, ou seja, à alteração das propriedades dinâmicas da estrutura, havendo também alguma contribuição derivada da dissipação de energia nos elastómeros e nos apoios pendulares com atrito.

Tabela 22 - Forças de Corte nas Estruturas com Isolamento de Base e com Base Fixa

Forças de Corte Basal Na Estrutura		
	Direção X (KN)	Direção Y (KN)
Base Fixa [69]	40482	30508
Caso 1	6344	6601
Caso 2	6078	5975
Caso 3	5375	5431

Verifica-se deste modo que o sistema de isolamento do caso 1, nomeadamente a solução de apoios FPS, foi o que evidenciou a menor redução das forças de corte basal relativamente ao modelo de base fixa. O menor esforço de corte basal (5375 KN) foi obtido através do caso 3, onde se utiliza a solução de apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito. O caso 2, onde são utilizados apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito apresenta valores entre os casos 1 e 3.

Uma das conclusões a retirar dos resultados obtidos é que a estrutura com base isolada apresenta um desempenho sísmico superior comparando com uma estrutura convencional “acoplada” ao solo pela sua fundação. Através da análise dos diversos casos é possível comprovar a eficácia de uma estrutura com isolamento de base, em relação ao controlo de danos de elementos não estruturais. Importa salientar que esta redução dos deslocamentos relativos, não resulta de um reforço da rigidez dos elementos estruturais verticais, mas sim de uma redução significativa das acelerações induzidas pela ação sísmica devido à implementação do isolamento de base. A diminuição das acelerações é um aspeto fulcral para qualquer edifício, particularmente, um edifício hospitalar, onde o equipamento médico e restante recheio do edifício pode chegar a custar até 44% do valor total da Infraestrutura [73]. Verificou-se que os sistemas de isolamento HDRB com apoios deslizantes com atrito conseguiu aliar os menores esforços de corte basais aos menores deslocamentos nos apoios isoladores, destacando-se como mais eficaz entres os casos analisados.

Capítulo 6: Conclusões

O presente capítulo tem como objetivo reunir as principais conclusões das comparações de resultados feitas no decorrer do desenvolvimento da dissertação, identificando a solução mais adequada para a estrutura em análise. Por último, serão apresentadas algumas temáticas para futuros desenvolvimentos.

6.1 Conclusões

A necessidade de projetar e conceber infraestruturas críticas, localizadas em áreas com um elevado grau de sismicidade, capazes de resistir aos efeitos devastadores das ações sísmicas, tem impulsionado o desenvolvimento de diversas tecnologias de proteção sísmica. Estas infraestruturas desempenham funções vitais, das quais a sociedade depende permanentemente. O isolamento de base é uma técnica de proteção sísmica eficaz e inovadora, no domínio da proteção sísmica de infraestruturas, pois além de impedir o colapso da mesma, mantém, na generalidade dos casos, a operacionalidade das infraestruturas.

O aparecimento da técnica de isolamento de base resulta do reconhecimento de que, nalguns casos, poderá não ser aceitável conceber edifícios cujo único mecanismo de defesa sísmica dependa do desenvolvimento de danos estruturais. Tal abordagem pode comprometer, significativamente, a recuperação da sua funcionalidade após um sismo, tornando-a, muitas vezes, impraticável.

O sistema de isolamento de base consiste em separar a superestrutura dos movimentos do solo durante um evento sísmico. Isto é alcançado através da diminuição da rigidez lateral na base da superestrutura, utilizando elementos deformáveis horizontalmente, criando assim uma camada de descontinuidade horizontal. Desta forma, as acelerações induzidas na estrutura são reduzidas, resultando em menores deformações e atenuando consideravelmente os danos estruturais e não estruturais. Este aspeto é particularmente relevante em instalações hospitalares, onde a conservação de materiais sensíveis é crucial para o pleno desempenho da sua função, e o valor monetário dos equipamentos médicos pode ser bastante elevado.

Um grande impedimento à disseminação do isolamento sísmico, frequentemente mencionado ao longo da última década, era a falta de regulamentação adequada. Atualmente, esse fator está praticamente resolvido. No decorrer deste trabalho, foram analisadas algumas especificações do Eurocódigo 8 (EC8).

O estudo em questão teve como objetivo a implementação de um sistema de isolamento de base para um futuro edifício, localizado no Hospital das Forças Armadas (Lumiar-Lisboa). Na presente dissertação desenvolveu-se uma proposta de pré-dimensionamento, recorrendo a um modelo de análise numérica tridimensional, segundo uma análise não linear no domínio do tempo, para um tipo de isolamento de base, nomeadamente, os apoios pendulares com atrito.

Posteriormente, foi analisada a implementação de apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB), em conjunto com apoios deslizantes, sendo num dos casos considerado o atrito nas superfícies de deslizamento e noutro caso considerada a situação ideal sem atrito.

De seguida, investigou-se o desempenho sísmico do edifício em causa através da avaliação de diversos parâmetros, como esforços, deformações e acelerações máximas em diferentes pavimentos, comparando os diversos casos e a respetiva solução de base fixa.

Os resultados obtidos para as soluções de base isolada revelam um aumento do período efetivo, o que se traduz numa redução da aceleração e, proporcionalmente, numa diminuição significativa dos esforços nos elementos estruturais. A estrutura com isolamento de base demonstra um desempenho superior nas forças de corte basal, sendo a redução da aceleração consideravelmente importante para a conservação de materiais sensíveis presentes em instalações hospitalares.

Uma vez que os aparelhos pendulares com atrito apresentam um comportamento não linear, a análise não linear no domínio do tempo revelou-se essencial para a obtenção dos resultados obtidos. A partir da análise temporal não linear foi aplicado à estrutura um conjunto de 10 sismos correspondentes a acelerogramas gerados artificialmente com base no EC8 para a zona de Lisboa. Observou-se que a estrutura tem uma aceleração elevada no solo de fundação, atingindo o seu valor máximo ao nível do isolamento de base. Todavia, as acelerações ao longo do piso apresentam valores menores e aproximadamente constantes relativamente aos casos anteriormente descritos, uma vez que o edifício analisado é caracterizado por uma elevada rigidez estrutural quando comparado com a rigidez do sistema de isolamento, observando-se que o mesmo se comporta praticamente como um corpo rígido em translação sobre os sistemas de isolamento.

Constatou-se que o sistema de apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito foi o que conseguiu combinar as menores deformações e acelerações com os menores esforços de corte basais, demonstrando-se o mais eficaz entre os diferentes casos estudados.

Em suma, convém realçar que a escolha adequada de um sistema de isolamento depende dos objetivos que se pretendam atingir durante o processo de dimensionamento da estrutura isolada, ou seja, uma vez que as principais preocupações podem ser relativas à redução do esforço de corte basal, ao controlo dos deslocamentos ou à limitação das acelerações transmitidas à estrutura, poderá acontecer que a solução mais adequada a cada um destes pontos corresponda a um sistema de isolamento diferente. Assim sendo, não se devem desconsiderar as variações existentes entre as características dos diversos apoios isoladores, uma vez que, em certas ocasiões, uma tipologia pode demonstrar-se mais adequada relativamente a todas as restantes.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

A realização do presente trabalho permitiu identificar aspetos relevantes para posterior desenvolvimento, nomeadamente:

- Estudar a aplicação deste tipo de isolamentos em estruturas do Serviço de Saúde Militar localizadas em zonas de elevada sismicidade, nas quais tal intervenção seja viável;
- A análise mais aprofundada, através da utilização de apoios pendulares com atrito de duplo pêndulo;
- Avaliar a resposta a nível dos pisos, através da definição de um espectro de resposta de piso.

Bibliografia

- [1] Zonas de Risco Sísmico em Portugal. Disponível em: <https://spessismica.pt/risco-sismico-em-portugal/>, consultado em 7 de maio de 2024.
- [2] P.B. Lourenço. "Conservação das estruturas do património cultural: Sismos, aplicações e outros desafios. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 18", 2022.
- [3] R. Muir-Wood, "Earthquake interdependence and insurance loss modelling", American Geophysical Union, Fall Meeting, 2005.
- [4] J. Pelaez, J. Delgado, F. Garcia, M. Anton e C. Lopez Casado, "Economic Losses for a Current 1755 Seismic Scenario", International Conference on the 250th anniversary of the 1755 Lisbon Earthquake, Lisboa, novembro 2005.
- [5] L. Sousa, "Risco Sísmico em Portugal Continental", Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006.
- [6] IPMA, Instituto Português do Mar e da Atmosfera. Disponível em: <https://www.ipma.pt/pt/geofisica/sismicidade/>, consultado em 7 de maio de 2024.
- [7] "Sismo na Síria e na Turquia 2023", *O Globo*, fevereiro de 2023 Disponível em : <https://oglobo.globo.com/mundo/noticia/2023/02/terremoto-na-turquia-e-na-siria-foi-pior-desastre-natural-em-100-anos-na-europa-diz-oms-veja-a-lista.ghtml>, consultado em 7 de maio de 2024.
- [8] A. Rodrigues, "Pre-design of Friction Pendulum Bearings as a Seismic isolation System for Buildings", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, outubro de 2021.
- [9] A. Meireles, *Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de base em Estruturas de Edifícios de Acordo com o Eurocódigo 8*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, julho de 2021.
- [10] IST-UL. "Especificações Técnicas para o dimensionamento de Ascensores de Edifícios Hospitalares sujeitos a Condições Sísmicas", ET11/2020. UIE/ACSS, 2020.
- [11] F. Amaral, "Análise da influência da componente vertical da acção sísmica na resposta de Apoios Pendulares com Atrito", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2013.
- [12] F. Oliveira, P. Morais, A. Suleman, "Sistemas Semi-Activos na Proteção Sísmica de Estruturas", em *Jornadas de Investigação e Inovação Cidades e Desenvolvimento LNEC*, Lisboa, Portugal, jun. 2012.
- [13] NP EN 1998-1: *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- [14] V. Zayas, "Earthquake Protective Column Support", US Patent No. 4644714 A, 24 de fevereiro de 1987.
- [15] DIS, Dynamic Isolation System, Inc., "Seismic isolation for buildings and bridges". Nevada, EUA, 2007.

- [16] Departamento de Ingeniería Civil UC (DIC-UC), "*Aislación Sísmica Y Disipación*", Pontificia Universidade Católica do Chile, Santiago, Chile, 2012.
- [17] M. Santos, "*Proteção Sísmica de Equipamentos com Isolamento de Base*", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, setembro de 2008.
- [18] L. Guerreiro, "*Isolamento Sísmico de Edifício*", Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 1997.
- [19] L. Guerreiro, "*A Borracha na Conceção Anti-sísmica*". FEUP, Porto, 2003.
- [20] L. Guerreiro, "*Isolamento Sísmico de Estruturas - Análise do Panorama Actual*". Instituto superior Técnico, DECIVIL, 2004.
- [21] L. Guerreiro, "*Isolamento de Base*", Apresentação PowerPoint, Instituto Superior Técnico, 2020.
- [22] D. Cardone, P. Narjabadifam, e D. Nigro, "Shaking table tests of the smart restorable sliding base isolation system (SRSBIS)", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.15, No.8, 2011.
- [23] L. Guerreiro, "*Isolamento de Base*" – Uma nova tecnologia de protecção sísmica", Seminário na Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Portugal, 25 de janeiro de 2006.
- [24] L. Guerreiro, "*Isolamento de Base*", Textos de Apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, abril de 2006.
- [25] L. Guerreiro, "*Sistemas de Proteção Sísmica de Estruturas*", Texto de apoio do Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, maio de 2007.
- [26] F. R. Figueiredo, "*Isolamento Sísmico de Base - Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Edifícios*", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2007.
- [27] G. C. Lee e Z. Liang, "*Design Principles of Seismic Isolation*", University at Buffalo, New York, EUA, 2012.
- [28] M. Gencoglu e M. Daskiran, "Shear stress indicator to predict seismic performance of residential RC buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Turquia, Mar. 2017.
- [29] M. D. Symans, "*Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*", Rensselaer Polytechnic Institute, FEMA, 2013.
- [30] J. D. Dowrick, "*Earthquake Resistant Design: for Engineers and Architects*", Chichester, John Wiley & Sons, 1987.
- [31] R. I. Skinner, W. H. Robinson, e G. H. McVerry, "*An Introduction to Seismic Isolation*", DSIR Physical Sciences, Wellington, New Zealand, John Wiley & Sons, 1993.
- [32] L. Guerreiro, "*Comportamento de Blocos de Elastómero (Borrachas)*", Textos de Apoio do Antigo Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, abril de 2003.
- [33] A. Henriques, "*Isolamento de base para reabilitação sísmica de edifícios de betão armado*", Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, 2020.

- [34] D. Grant, "Seismic Isolation and Supplemental Damping" em *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8 (2ª ed.)*, A. Y. Elghazouli, Ed., Boca raton, FL: CRC Press, 2017, pp. 255-292.
- [35] A. Duarte, "*Reabilitação Sísmica de Edifícios Através da Aplicação de Isolamento de Base.*", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2017.
- [36] M. J. S. Falcão, "*Sistemas Passivos de Proteção Sísmica: Uma abordagem baseada no desempenho de amortecedores de líquido sintonizado.*", LNEC, Lisboa, Portugal, 2011.
- [37] N. Esteves, "*Isolamento Sísmico com Sistemas Pendulares com Atrito*", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, julho de 2013.
- [38] M. Dolce, "Sistemi di Isolamento Sismico: La Progettazione Secondo L'ordinanza", Em *Corso di Ingegneria Antisismica*, Rende, Itália, maio de 2004.
- [39] Mageba, disponível em: www.mageba.ch, consultado em setembro de 2013.
- [40] L. Guerreiro, "Isolamento de Base em Edifícios", 1º Seminário de Verão da SPES, Lisboa, Portugal, julho de 2016.
- [41] FIP Industriale, "Elastomeric Isolators", Itália, consultado em maio de 2024.
- [42] S. Burtscher e A. Dorfmann, "Compression and shear tests of anisotropic high damping rubber bearings", *Engineering Structures*, Volume 26, 2004.
- [43] A. Marioni, "The use of High Damping Rubber Bearings for the protection of the structures from the seismic risk", em *Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, 25 de setembro de 1998.
- [44] V. A. Matsagar e R. S. Jangid, "Viscoelastic Damper Connected to Adjacent Structures Involving Seismic Isolation", *Journal of Civil Engineering and Management*. Vol. XI No.4, 2005.
- [45] Fédération Internationale du Béton (FIB), "*Structural Solutions for Bridge Seismic Design and Retrofit – A State of The Art –Chapter 6: Design for enhanced control of damage*", Task Group 7.4: Seismic Design and Assessment Procedures for Bridges, 6th Encontro, Kobe, Japão, 28 de novembro de 2005.
- [46] Z. A. Hacheem e I. K. AL-Shimmari, "Finite element analysis of a friction pendulum bearing base isolation system for earthquake loads", Vol. 16, setembro de 2010.
- [47] V. Zayas, S. Low e S. Mahin, "A simple pendulum technique for achieving seismic isolation". *Earthquake Spectra*, vol. 6, pp. 213-334, 1990.
- [48] C. Braun, "The sliding isolation pendulum – an improved recentring bridge bearing", Maurer Söhne, Munique, Alemanha, 2009.
- [49] Earthquake Protection Systems (EPS), disponível em: www.earthquakeprotection.com, consultado em maio de 2024.
- [50] D. J. Trummer e S. C. Sommer, "Overview of Seismic Base Isolation Systems, Applications and Performance During Earthquakes", Em *Fourth DOE Natural Phenomena Hazards Mitigation Conference*, Atlanta, GA, EUA, agosto de 1993.
- [51] M. C. Kunde e R. S. Jangid, "Seismic Behavior of Isolated Bridges: A state-of-the-art review", *Electronic Journal of Structural Engineering*, Vol. 3, 2003.

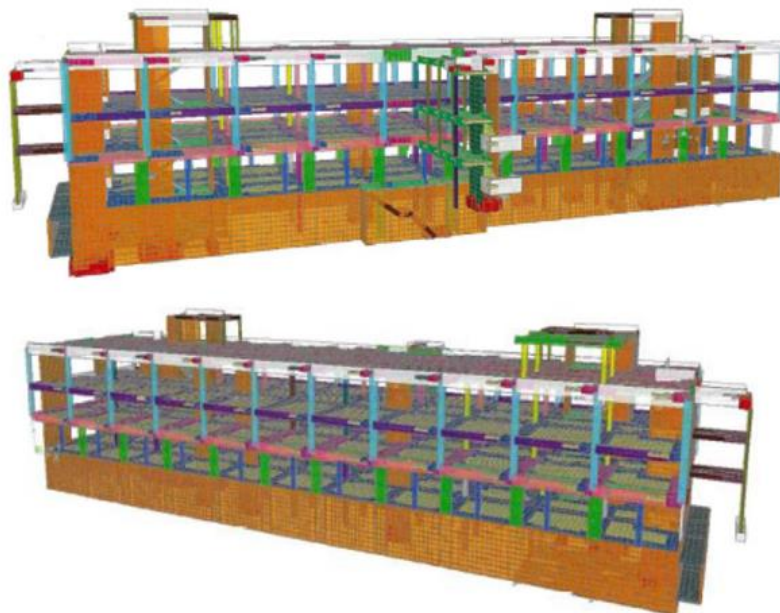
- [52] M. J. Falcão Silva, “Sistemas Passivos, Activos, Híbridos e Semiactivos para a Protecção Sísmica de Estruturas: Estado dos Conhecimentos”. Relatório de Estágio – Parte I, Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas, Departamento de Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2011.
- [53] J. Azevedo e L. Guerreiro, “Isolamento de Base em Estruturas Sujeitas à Acção Sísmica”. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, nº 38, 1994.
- [54] M. D. Chaudhari e A. Goyal, “Seismic performance enhancement of bridges using Sliding Friction Isolators mounted on flexible supports”, em *13ª Conferencia Mundial da Engenharia Sísmica*, Vancouver, Canadá, agosto de 2004.
- [55] V. Zayas e S. Low, “Sliding Pendulum Seismic Isolation System”, *US Patent 2006/0174555 A1*, 10 de agosto de 2006.
- [56] T. A. Morgan, “Design and Analysis Issues for Base Isolated Structures”, em *100th Anniversary Conference Commemorating the 1906 San Francisco Earthquake*, Earthquake Engineering Research Institute, abril de 2006.
- [57] G. Mosqueda, A. S. Whittaker, e G. L. Fenves, “Characterization and Modeling of Friction Pendulum Bearings Subjected to Multiple Components of Excitation. *Journal of Structural Engineering*, pp. 433-441, março de 2004.
- [58] F. P. Beer e E. R. Johnson Jr., “Mecânica Vectorial para Engenheiros: Estática”, McGraw-Hill, 1998.
- [59] J. L. Almazán e J. C. De La Llera, “Physical model for dynamic analysis of structures with FPS isolators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, Santiago, Chile, setembro de 2002.
- [60] CEN, “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges” EN 1998-2, novembro de 2005.
- [61] V. Zayas, “Earthquake Protective Column Support”, *US Patent 4644714 A*, 24 de fevereiro de 1987.
- [62] CEN, “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, EN 1998-1, dezembro de 2004.
- [63] J. Lopes, “Non Linear Seismic Analysis of the New Icelandic Conference and Concert Centre”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2007.
- [64] L. Guerreiro, “Geração de Séries de Acelerações. Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (ICIST), Portugal, 2002.
- [65] D. Falacho, “Análise de uma infraestrutura crítica dotada de isolamento de base sujeita à ação sísmica”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, outubro de 2022.
- [66] L. Guerreiro, Ação Sísmica, em *Texto de apoio: Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.
- [67] D. Alves, “Estudo para comparação do desempenho e custo de edifícios com e sem isolamento de base – Aplicação ao novo edifício do HFAR”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, outubro de 2023.

- [68] L. Pedrosa e F. Varino, *Relatório com Projeto de Execução para a construção do Edifício no Hospital das Forças Armadas*, confidencial, 2016.
- [69] L. Pedrosa e F. Varino, "Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas – Memória Descritiva e Justificativa", Ministério da Defesa Nacional Estado-Maior General das Forças Armadas, 2016.
- [70] IST, "*Especificações técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares*", Administração central do sistema de saúde, IP. UIE/ACSS, 2020.
- [71] A. Rodrigues, "*Pre-design of pendulum bearings as a seismic isolation system for buildings: Simplified approach for pre-design friction pendulum systems and verification of rocking effects*", Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, outubro de 2021.
- [72] CSI, "*Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*", Berkeley, California, EUA, agosto de 2010.
- [73] C. V. Tokas, "Non-structural Components and Systems – Designing Hospitals for PostEarthquake Functionality", em *Architectural Engineering Conference (AEI) 2011*, pp. 406–417, 2011.

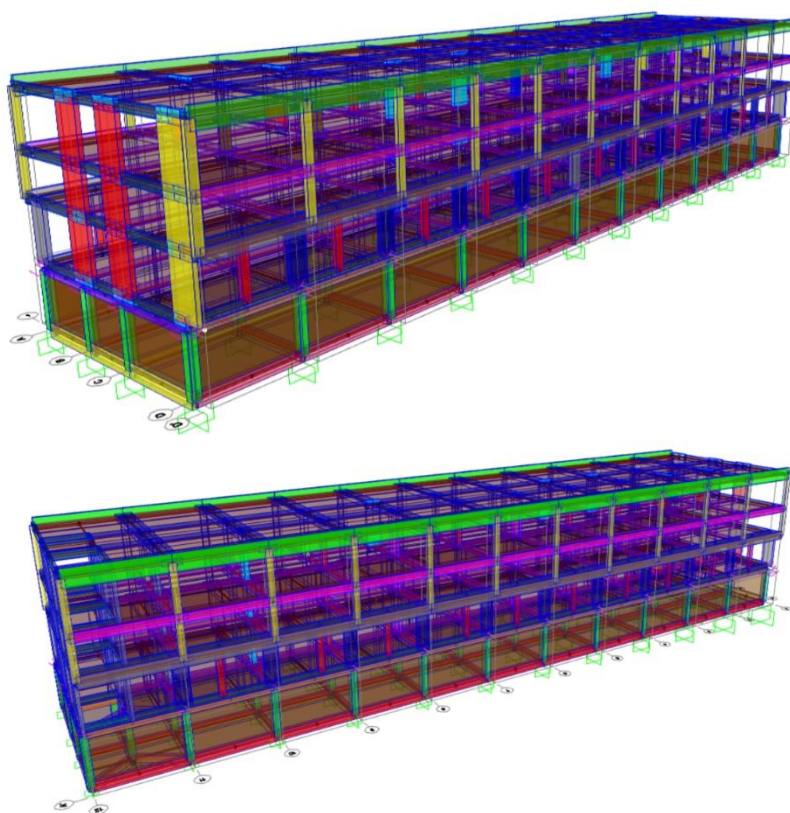
ANEXOS

Anexo A: Modelo Tridimensional da Estrutura do Projeto Original e da Estrutura com Sistema de Isolamento de Base

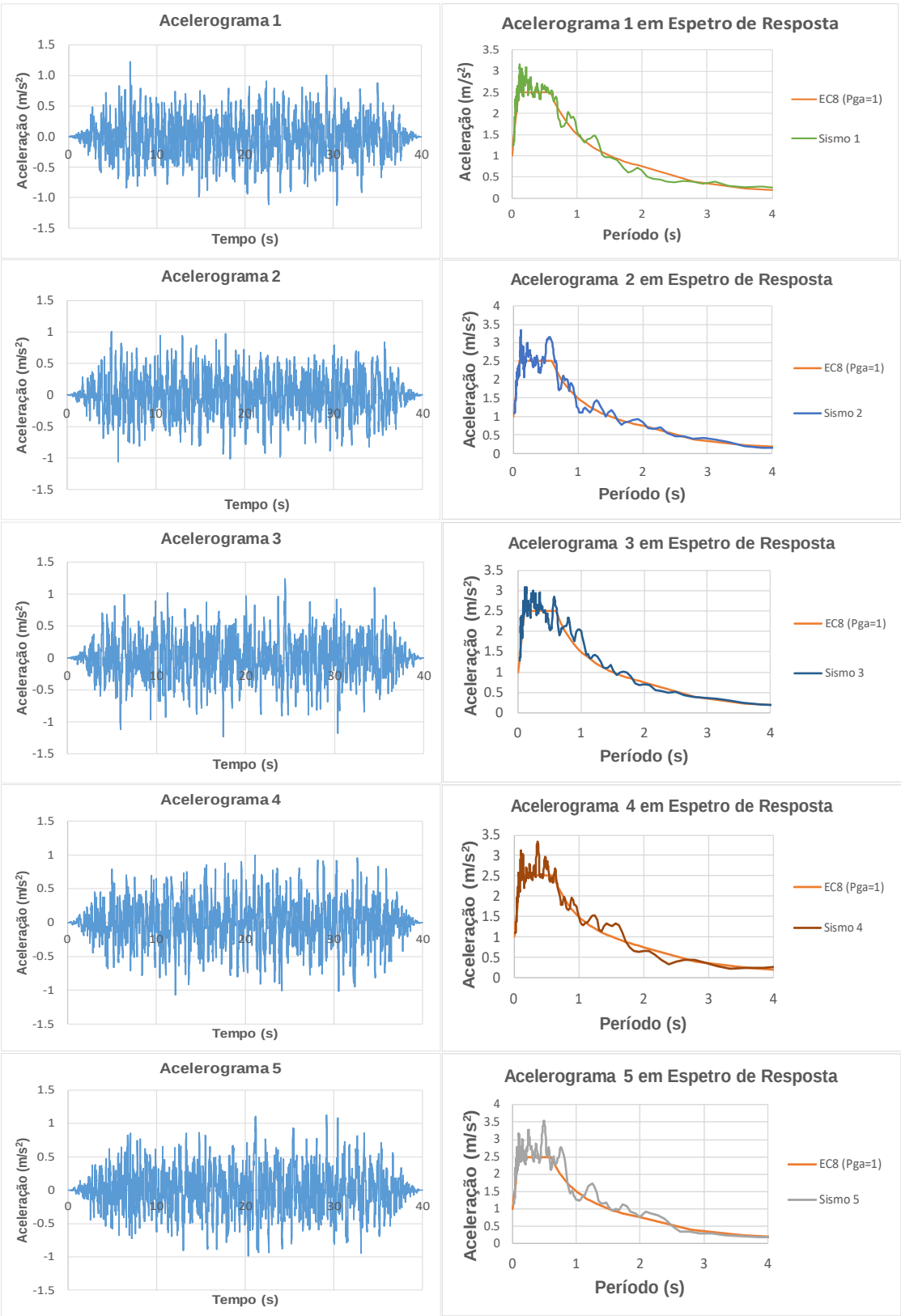
Modelo Tridimensional da Estrutura do Projeto Original

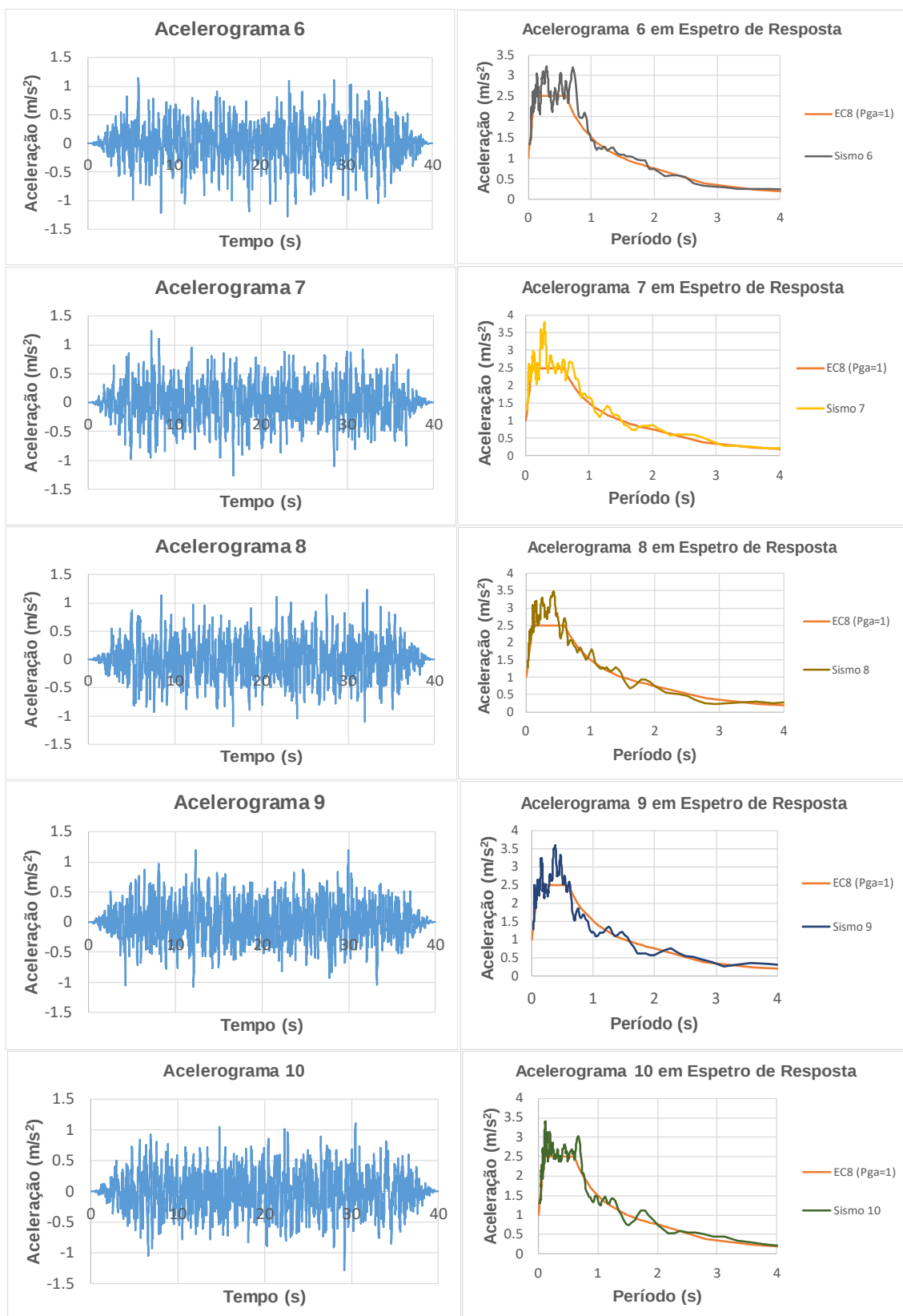


Modelo Tridimensional da Estrutura com Isolamento de Base



Anexo B: Acelerogramas Artificiais Utilizados no Estudo





Anexo C: Verificação de Deslocamentos na Interface Inferior do Sistema de Isolamento nos Apoios FPS

Plintos	Deslocamento Relativo do Sistema de Isolamento (Δ)		$(\Delta/20)$		Deslocamento Horizontal Relativo do Plinto (δ)		$(\Delta/20) > \delta$
	Ux (m)	Uy (m)	Ux (m)	Uy(m)	Ux (m)	Uy (m)	
A1	0.1198	0.1220	0.0060	0.0061	0.0006	0.0009	Verifica
A2	0.1198	0.1217	0.0060	0.0061	0.0013	0.0014	Verifica
A3	0.1198	0.1215	0.0060	0.0061	0.0013	0.0015	Verifica
A4	0.1198	0.1213	0.0060	0.0061	0.0012	0.0014	Verifica
A5	0.1198	0.1211	0.0060	0.0061	0.0012	0.0014	Verifica
A6	0.1198	0.1208	0.0060	0.0060	0.0013	0.0014	Verifica
A7	0.1198	0.1206	0.0060	0.0060	0.0012	0.0014	Verifica
A8	0.1198	0.1205	0.0060	0.0060	0.0012	0.0014	Verifica
A9	0.1198	0.1204	0.0060	0.0060	0.0013	0.0014	Verifica
A10	0.1198	0.1203	0.0060	0.0060	0.0013	0.0015	Verifica
A11	0.1198	0.1203	0.0060	0.0060	0.0011	0.0015	Verifica
A11,5	0.1198	0.1202	0.0060	0.0060	0.0004	0.0005	Verifica
A12	0.1198	0.1202	0.0060	0.0060	0.0007	0.0010	Verifica
B1	0.1198	0.1220	0.0060	0.0061	0.0011	0.0015	Verifica
B2	0.1198	0.1217	0.0060	0.0061	0.0018	0.0020	Verifica
B3	0.1198	0.1215	0.0060	0.0061	0.0019	0.0020	Verifica
B4	0.1198	0.1213	0.0060	0.0061	0.0017	0.0017	Verifica
B5	0.1198	0.1211	0.0060	0.0061	0.0017	0.0017	Verifica
B6	0.1198	0.1208	0.0060	0.0060	0.0019	0.0020	Verifica
B7	0.1198	0.1206	0.0060	0.0060	0.0017	0.0018	Verifica
B8	0.1198	0.1205	0.0060	0.0060	0.0018	0.0019	Verifica
B9	0.1198	0.1204	0.0060	0.0060	0.0017	0.0018	Verifica
B10	0.1198	0.1203	0.0060	0.0060	0.0018	0.0021	Verifica
B11	0.1198	0.1203	0.0060	0.0060	0.0017	0.0018	Verifica
B12	0.1198	0.1202	0.0060	0.0060	0.0008	0.0008	Verifica
C1	0.1198	0.1220	0.0060	0.0061	0.0011	0.0012	Verifica
C2	0.1198	0.1217	0.0060	0.0061	0.0017	0.0020	Verifica
C3	0.1198	0.1215	0.0060	0.0061	0.0018	0.0020	Verifica
C4	0.1198	0.1213	0.0060	0.0061	0.0021	0.0020	Verifica
C5	0.1198	0.1211	0.0060	0.0061	0.0021	0.0021	Verifica
C6	0.1198	0.1208	0.0060	0.0060	0.0021	0.0021	Verifica
C7	0.1198	0.1206	0.0060	0.0060	0.0019	0.0020	Verifica
C8	0.1198	0.1205	0.0060	0.0060	0.0020	0.0022	Verifica
C9	0.1198	0.1204	0.0060	0.0060	0.0021	0.0021	Verifica
C10	0.1198	0.1203	0.0060	0.0060	0.0019	0.0022	Verifica
C11	0.1198	0.1203	0.0060	0.0060	0.0016	0.0019	Verifica
C11,5	0.1198	0.1202	0.0060	0.0060	0.0013	0.0015	Verifica
C12	0.1198	0.1202	0.0060	0.0060	0.0009	0.0010	Verifica
D1	0.1197	0.1220	0.0060	0.0061	0.0010	0.0015	Verifica
D2	0.1197	0.1217	0.0060	0.0061	0.0013	0.0014	Verifica
D3	0.1197	0.1215	0.0060	0.0061	0.0014	0.0015	Verifica
D4	0.1197	0.1213	0.0060	0.0061	0.0014	0.0015	Verifica
D5	0.1197	0.1211	0.0060	0.0061	0.0014	0.0015	Verifica
D6	0.1197	0.1208	0.0060	0.0060	0.0014	0.0015	Verifica
D7	0.1197	0.1206	0.0060	0.0060	0.0014	0.0015	Verifica
D8	0.1197	0.1205	0.0060	0.0060	0.0014	0.0015	Verifica
D9	0.1197	0.1204	0.0060	0.0060	0.0014	0.0016	Verifica
D10	0.1197	0.1203	0.0060	0.0060	0.0014	0.0016	Verifica
D11	0.1197	0.1203	0.0060	0.0060	0.0014	0.0016	Verifica
D12	0.1197	0.1202	0.0060	0.0060	0.0007	0.0009	Verifica

Anexo D: Cargas Aplicadas nos Apoios FPS e Respetivo Valor de K_e

Apoios	Combinação Fundamental do E.L.U.	Combinação Sísmica $P_q + 0.4S_c$	Rigidez Calculada
	Carga Vertical (KN)	Carga Vertical (KN)	K_e (KN/m)
1	1981.38	978.97	792.55
2	2782.43	1424.46	1112.97
3	3052.13	1541.26	1220.85
4	3023.96	1541.26	1209.58
5	2995.77	1545.67	1198.31
6	3064.43	1600.85	1225.77
7	3047.69	1588.48	1219.08
8	3012.21	1552.45	1204.88
9	3084.66	1581.17	1233.86
10	3050.22	1580.75	1220.09
11	2869.60	1469.73	1147.84
12	1220.69	606.56	488.28
13	2245.94	1180.28	898.38
14	3628.01	1837.50	1451.20
15	3703.86	1873.50	1481.54
16	4266.36	2163.91	1706.54
17	4280.17	2185.98	1712.07
18	4145.84	2120.64	1658.34
19	4026.16	2065.32	1610.46
20	4299.15	2210.93	1719.66
21	4173.51	2145.52	1669.40
22	4156.39	2143.19	1662.56
23	3391.02	1754.95	1356.41
24	2502.96	1310.13	1001.18
25	1437.70	779.70	575.08
26	1189.72	673.82	475.89
27	3290.76	1768.13	1316.30
28	3842.38	1999.73	1536.95
29	3611.69	1870.48	1444.68
30	3901.48	2012.28	1560.59
31	3663.67	1882.23	1465.47
32	3936.18	2040.68	1574.47
33	3617.52	1862.93	1447.01
34	3614.44	1870.372	1445.78
35	3974.05	2055.541	1589.62
36	3976.54	2031.29	1590.62
37	2332.79	1212.68	933.12
38	1071.10	541.44	428.44
39	2533.10	1318.65	1013.24
40	2655.09	1355.09	1062.04
41	2657.55	1365.31	1063.02
42	2653.18	1342.77	1061.27
43	2703.73	1384.01	1081.49
44	2646.59	1346.82	1058.64
45	2660.47	1362.43	1064.19
46	2705.75	1383.81	1082.30
47	2647.61	1380.57	1059.04
48	2253.79	1213.31	901.52
49	1052.51	585.81	421.00
50	750.79	401.68	300.32

Anexo E: Forças de Corte nos Aparelhos de Apoio

Força de Corte nos Aparelhos de Apoio						
Apoios	Caso 1		Caso 2		Caso 3	
	Direção X (KN)	Direção Y (KN)	Direção X (KN)	Direção Y (KN)	Direção X (KN)	Direção Y (KN)
1	86.35	128.32	292.35	293.21	210.33	215.37
2	118.57	120.07	0	0	31.65	34.96
3	127.11	125.2	251.12	242.60	180.80	176.07
4	126.72	124.64	0	0	32.40	33.93
5	126.98	124.74	251.45	245.44	181.07	175.84
6	131.83	130.44	0	0	32.89	35.96
7	130.08	128.77	0	0	32.35	34.61
8	128.03	125.68	251.44	244.76	181.08	174.59
9	129.75	131.28	0	0	33.01	35.18
10	131.77	134.90	251.17	242.25	180.89	173.48
11	122.62	129.24	0	0	28.79	36.06
12	55.87	69.94	0	0	8.44	10.36
13	97.36	113.19	292.59	293.17	210.70	210.82
14	147.91	166.60	0	0	31.16	41.34
15	155.74	166.33	288.81	282.1	204.28	206.61
16	181.66	179.81	0	0	49.15	51.24
17	175.59	180.74	288.62	282.83	204.18	205.36
18	170.05	180.25	0	0	44.26	44.77
19	169.19	172.28	0	0	49.84	51.89
20	177.41	185.21	288.53	294.84	204.16	208.68
21	172.05	177.87	0	0	47.88	49.32
22	173.42	187.08	288.48	283.02	204.17	203.46
23	140.98	160.28	0	0	46.85	53.52
24	109.35	123.45	288.80	283.97	204.46	204.02
25	66.72	79.38	0	0	18.53	19.48
26	58.70	62.05	0	0	29.43	34.07
27	143.75	145.66	289.79	282.00	204.55	206.55
28	160.20	164.86	0	0	45.47	48.94
29	150.64	151.53	289.40	282.75	204.23	205.30
30	162.67	162.34	0	0	54.59	54.22
31	153.44	152.29	289.54	295.43	204.30	209.00
32	163.47	165.21	0	0	50.52	50.67
33	149.51	150.12	0	0	52.01	55.39
34	151.78	151.18	289.91	282.84	204.70	203.40
35	168.07	167.85	0	0	51.15	57.05
36	163.71	167.11	290.60	283.84	205.39	203.94
37	100.41	126.33	0	0	34.41	38.22
38	52.27	67.89	0	0	21.02	23.41
39	112.88	112.15	293.28	293.03	210.46	215.21
40	113.38	114.15	0	0	33.63	35.29
41	113.25	110.63	252.05	242.49	180.98	175.94
42	112.99	109.39	0	0	35.66	37.42
43	116.01	113.14	252.47	245.28	181.29	175.72
44	111.69	110.35	0	0	36.58	38.40
45	113.44	111.49	0	0	36.64	38.50
46	115.88	112.13	252.5	244.61	181.31	174.47
47	115.99	113.20	0	0	36.59	40.31
48	100.96	110.22	252.11	242.13	181.02	173.36
49	52.79	67.27	0	0	35.44	38.41
50	33.11	36.43	293.30	292.74	210.53	210.54
Somatório	6344.10	6600.76	6078.31	5975.33	5375.16	5430.60

Anexo F: Forças de Corte Basal nos Diversos Casos

- Apoios FPS (Caso 1)

Sismos	Forças de Corte Basal em X (KN)	Média em X (KN)	Forças de Corte Basal em Y (KN)	Média em Y (KN)
1	12736.52	11737.28	10851.12	11959.45
2	11574.54		11203.81	
3	12810.17		12804.32	
4	11162.43		12812.15	
5	11628.31		11616.78	
6	11845.86		11970.40	
7	10950.88		10363.58	
8	11345.50		13915.51	
9	11711.22		11941.56	
10	11607.37		12115.29	

- Apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Sismos	Forças de Corte Basal em X (KN)	Média em X (KN)	Forças de Corte Basal em Y (KN)	Média em Y (KN)
1	13602.03	13142.53	15638.43	14573.85
2	12618.74		14083.81	
3	14650.79		14262.22	
4	11747.25		14376.65	
5	12213.60		13204.60	
6	11897.99		14642.82	
7	11896.98		13272.60	
8	13974.07		16030.76	
9	14772.70		15055.98	
10	14051.18		15170.61	

- Apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito (Caso 3)

Sismos	Forças de Corte Basal em X (KN)	Média em X (KN)	Forças de Corte Basal em Y (KN)	Média em Y (KN)
1	11380.93	10932.92	10612.70	12055.70
2	10477.28		11957.54	
3	11924.47		12902.78	
4	9835.09		12516.72	
5	11977.37		10905.85	
6	10861.40		12833.03	
7	10686.78		10717.12	
8	11436.25		13289.92	
9	10293.03		13307.81	
10	10456.58		11510.81	

Anexo G: Valores dos Deslocamentos Horizontais nos Diversos Casos

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção X, no alinhamento D1, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1362	0.1333	0.1310	0.1225	0.1365	0.1065	0.1344	0.1161	0.1550	0.1321	0.1304
8	0.1335	0.1328	0.1277	0.1208	0.1313	0.1045	0.1316	0.1095	0.1495	0.1268	0.1268
4.5	0.1304	0.1310	0.1242	0.1188	0.1270	0.1026	0.1284	0.1032	0.1441	0.1228	0.1233
0	0.1269	0.1280	0.1209	0.1162	0.1232	0.1005	0.1249	0.0980	0.1393	0.1195	0.1197
-0.5	0.0033	0.0036	0.0036	0.0039	0.0040	0.0038	0.0036	0.0038	0.0043	0.0036	0.0037
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção X, no alinhamento A12, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1359	0.1339	0.1305	0.1230	0.1361	0.1062	0.1346	0.1158	0.1546	0.1317	0.1302
8	0.1336	0.1330	0.1276	0.1210	0.1312	0.1045	0.1315	0.1095	0.1493	0.1267	0.1268
4.5	0.1306	0.1312	0.1242	0.1189	0.1269	0.1027	0.1281	0.1032	0.1440	0.1228	0.1233
0	0.1272	0.1280	0.1210	0.1162	0.1232	0.1007	0.1246	0.0982	0.1393	0.1195	0.1198
-0.5	0.0033	0.0036	0.0035	0.0034	0.0034	0.0035	0.0033	0.0035	0.0043	0.0037	0.0036
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção Y, no alinhamento D1, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1370	0.1296	0.1323	0.1301	0.1343	0.1089	0.1395	0.1130	0.1735	0.1376	0.1336
8	0.1346	0.1269	0.1282	0.1257	0.1310	0.1084	0.1352	0.1086	0.1684	0.1322	0.1299
4.5	0.1312	0.1249	0.1262	0.1228	0.1268	0.1066	0.1321	0.1051	0.1632	0.1270	0.1266
0	0.1259	0.1216	0.1241	0.1196	0.1205	0.1034	0.1277	0.1007	0.1561	0.1204	0.1220
-0.5	0.0021	0.0017	0.0019	0.0019	0.0015	0.0018	0.0022	0.0019	0.0021	0.0020	0.0019
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção Y, no alinhamento A12, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1484	0.1241	0.1392	0.1285	0.1472	0.1042	0.1323	0.1119	0.1762	0.1405	0.1352
8	0.1430	0.1233	0.1333	0.1253	0.1405	0.1016	0.1287	0.1122	0.1676	0.1314	0.1307
4.5	0.1380	0.1214	0.1293	0.1223	0.1342	0.0990	0.1246	0.1057	0.1608	0.1173	0.1253
0	0.1302	0.1184	0.1265	0.1190	0.1252	0.0960	0.1191	0.1005	0.1516	0.1118	0.1198
-0.5	0.0031	0.0028	0.0031	0.0026	0.0030	0.0028	0.0028	0.0030	0.0029	0.0029	0.0029
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção X, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.2128	0.1924	0.1981	0.1461	0.1666	0.1535	0.1692	0.1559	0.2079	0.2177	0.1820
8	0.2086	0.1900	0.1947	0.1433	0.1634	0.1502	0.1663	0.1526	0.2045	0.2132	0.1787
4.5	0.2044	0.1864	0.1908	0.1405	0.1598	0.1468	0.1630	0.1498	0.2009	0.2083	0.1751
0	0.1998	0.1824	0.1863	0.1372	0.1558	0.1433	0.1593	0.1466	0.1968	0.2203	0.1728
-0.5	0.0049	0.0049	0.0060	0.0046	0.0049	0.0047	0.0050	0.0049	0.0059	0.0061	0.0052
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção X, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.2110	0.1919	0.1979	0.1459	0.1656	0.1524	0.1687	0.1552	0.2071	0.2173	0.1813
8	0.2071	0.1889	0.1941	0.1429	0.1627	0.1494	0.1661	0.1522	0.2040	0.2124	0.1780
4.5	0.2030	0.1856	0.1902	0.1400	0.1591	0.1461	0.1629	0.1492	0.2005	0.2074	0.1744
0	0.1985	0.1814	0.1856	0.1366	0.1552	0.1427	0.1592	0.1458	0.1965	0.2021	0.1704
-0.5	0.0056	0.0526	0.0060	0.0051	0.0048	0.0050	0.0056	0.0049	0.0058	0.0061	0.0102
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção Y, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.2103	0.1920	0.1959	0.1456	0.1663	0.1498	0.1665	0.1604	0.2121	0.2134	0.1812
8	0.2077	0.1883	0.1914	0.1421	0.1643	0.1481	0.1648	0.1569	0.2102	0.2083	0.1782
4.5	0.2042	0.1855	0.1880	0.1395	0.1614	0.1455	0.1620	0.1544	0.2073	0.2042	0.1752
0	0.1986	0.1810	0.1830	0.1357	0.1567	0.1414	0.1576	0.1508	0.2023	0.1982	0.1705
-0.5	0.0032	0.0041	0.0028	0.0023	0.0028	0.0025	0.0034	0.0028	0.0036	0.0032	0.0031
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção Y, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.2179	0.1933	0.1969	0.1461	0.1718	0.1557	0.1701	0.1612	0.2173	0.2157	0.1846
8	0.2123	0.1904	0.1930	0.1432	0.1671	0.1512	0.1660	0.1585	0.2127	0.2105	0.1805
4.5	0.2071	0.1870	0.1888	0.1400	0.1629	0.1471	0.1622	0.1556	0.2084	0.2051	0.1764
0	0.1992	0.1818	0.1829	0.1357	0.1563	0.1410	0.1562	0.1516	0.2015	0.1977	0.1704
-0.5	0.0040	0.0041	0.0042	0.0034	0.0036	0.0035	0.0039	0.0037	0.0040	0.0046	0.0039
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção X, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes considerando o Atrito (Caso 3)

Altura (m)	$\Delta_{Max}(m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1560	0.1227	0.1395	0.1135	0.1257	0.1158	0.1345	0.1215	0.1678	0.1374	0.1334
8	0.1546	0.1202	0.1363	0.1102	0.1226	0.1099	0.1306	0.1176	0.1643	0.1334	0.1300
4.5	0.1521	0.1170	0.1333	0.1084	0.1198	0.1053	0.1262	0.1143	0.1603	0.1295	0.1266
0	0.1485	0.1136	0.1302	0.1067	0.1169	0.1020	0.1218	0.1119	0.1560	0.1256	0.1233
-0.5	0.0038	0.0037	0.0038	0.0036	0.0041	0.0040	0.0037	0.0035	0.0048	0.0039	0.0039
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção X, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes considerando o Atrito (Caso 3)

Altura (m)	$\Delta_{Max}(m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1553	0.1227	0.1390	0.1138	0.1253	0.1160	0.1339	0.1218	0.1669	0.1374	0.1332
8	0.1542	0.1202	0.1360	0.1103	0.1226	0.1097	0.1303	0.1176	0.1636	0.1331	0.1298
4.5	0.1517	0.1170	0.1307	0.1087	0.1199	0.1051	0.1259	0.1142	0.1597	0.1290	0.1262
0	0.1483	0.1133	0.1301	0.1067	0.1171	0.1016	0.1212	0.1116	0.1555	0.1251	0.1230
-0.5	0.0040	0.0041	0.0036	0.0036	0.0037	0.0033	0.0036	0.0034	0.0050	0.0039	0.0038
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção Y, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes considerando o Atrito (Caso 3)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1554	0.1259	0.1377	0.1156	0.1213	0.1164	0.1369	0.1266	0.1726	0.1414	0.1350
8	0.1543	0.1225	0.1360	0.1118	0.1197	0.1112	0.1348	0.1227	0.1701	0.1364	0.1319
4.5	0.1522	0.1203	0.1340	0.1093	0.1173	0.1073	0.1318	0.1207	0.1668	0.1326	0.1292
0	0.1485	0.1172	0.1312	0.1063	0.1135	0.1026	0.1268	0.1184	0.1620	0.1274	0.1254
-0.5	0.0028	0.0022	0.0024	0.0021	0.0021	0.0020	0.0024	0.0022	0.0029	0.0022	0.0023
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

- Valores dos deslocamentos horizontais registados, segundo a direção Y, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes considerando o Atrito (Caso 3)

Altura (m)	$\Delta_{Max} (m)$										Média (m)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	0.1600	0.1236	0.1406	0.1136	0.1278	0.1155	0.1407	0.1235	0.1740	0.1389	0.1358
8	0.1575	0.1204	0.1367	0.1105	0.1242	0.1095	0.1358	0.1206	0.1686	0.1339	0.1318
4.5	0.1548	0.1175	0.1336	0.1075	0.1209	0.1044	0.1310	0.1185	0.1640	0.1289	0.1281
0	0.1500	0.1137	0.1297	0.1041	0.1158	0.0990	0.1238	0.1163	0.1576	0.1224	0.1233
-0.5	0.0033	0.0032	0.0031	0.0027	0.0032	0.0032	0.0029	0.0026	0.0035	0.0032	0.0031
-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Anexo H: Evolução em Altura das Acelerações nos Diversos Casos

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção X, no alinhamento D1, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s ²)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	2.24	2.10	2.00	1.81	1.90	2.14	1.95	2.15	1.90	2.23	2.04
8	1.29	1.42	1.37	1.60	1.63	1.62	1.35	1.55	1.48	1.72	1.50
4.5	1.20	1.18	1.16	1.17	1.14	1.26	1.22	1.35	1.19	1.12	1.20
0	2.27	1.98	2.00	1.91	1.90	1.95	1.87	2.21	1.95	2.43	2.05
-0.5	8.17	9.79	7.81	7.45	6.44	7.80	6.76	7.70	6.47	8.25	7.66
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção X, no alinhamento A12, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	2.24	2.10	2.00	1.80	1.90	2.12	1.95	2.16	1.91	2.23	2.04
8	1.30	1.43	1.37	1.60	1.63	1.64	1.36	1.32	1.48	1.73	1.49
4.5	1.21	1.19	1.16	1.17	1.16	1.27	1.24	1.36	1.14	1.15	1.21
0	2.33	1.97	2.04	1.94	1.93	1.98	1.90	2.21	1.99	2.42	2.07
-0.5	8.51	9.09	10.31	6.99	7.25	7.01	6.64	7.18	8.04	7.61	7.86
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção Y, no alinhamento D1, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s ²)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.63	1.49	1.46	1.92	1.59	1.96	1.74	2.11	1.64	1.84	1.74
8	0.95	1.01	0.96	0.96	1.05	0.93	1.12	1.15	1.03	1.03	1.02
4.5	1.05	1.03	1.10	0.97	1.21	1.07	1.32	1.14	1.11	1.17	1.12
0	1.85	1.94	2.23	2.08	1.77	2.15	2.44	2.05	1.73	2.10	2.03
-0.5	8.10	7.20	7.86	7.69	6.85	8.47	8.73	8.59	8.03	7.18	7.87
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção Y, no alinhamento A12, para o modelo com apoios FPS (Caso 1)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s ²)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	2.39	2.17	2.09	2.24	2.34	2.47	2.51	2.35	2.25	2.43	2.32
8	1.39	1.49	1.56	1.38	1.81	1.38	1.83	1.69	1.26	1.53	1.53
4.5	1.43	1.51	1.57	1.61	1.60	1.38	1.87	1.72	1.38	1.88	1.59
0	3.23	2.36	2.85	2.71	2.61	2.68	2.91	3.14	2.65	3.02	2.82
-0.5	7.18	6.69	8.09	7.37	6.73	7.81	6.44	7.06	6.01	5.79	6.92
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção X, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.02	0.92	0.92	0.79	0.91	0.81	0.90	0.97	1.09	1.10	0.94
8	1.05	0.83	0.82	0.64	0.78	0.76	0.73	0.74	0.88	1.03	0.83
4.5	0.86	0.84	0.78	0.60	0.71	0.68	0.88	0.66	0.95	0.91	0.79
0	1.05	0.99	0.80	0.79	0.81	0.87	0.85	0.93	1.15	0.99	0.92
-0.5	9.84	9.71	12.07	10.43	10.87	11.50	9.83	10.21	10.55	14.43	10.95
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção X, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.01	0.93	0.93	0.77	0.92	0.80	0.90	0.99	1.09	1.10	0.95
8	1.06	0.82	0.82	0.65	0.79	0.76	0.74	0.72	0.88	1.05	0.83
4.5	0.86	0.84	0.80	0.60	0.70	0.69	0.89	0.68	0.97	0.92	0.79
0	1.10	0.99	0.82	0.78	0.84	0.89	0.85	0.94	1.17	1.01	0.94
-0.5	13.42	15.28	11.21	14.41	10.78	11.32	14.93	11.47	9.96	12.68	12.55
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção Y, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.03	0.87	0.87	0.73	0.85	0.75	0.82	0.81	1.08	1.06	0.89
8	0.88	0.75	0.78	0.60	0.68	0.61	0.68	0.74	0.85	0.89	0.75
4.5	0.90	0.84	0.87	0.64	0.73	0.67	0.78	0.74	1.06	0.85	0.81
0	0.94	0.93	0.92	0.77	0.79	0.74	0.91	0.87	1.24	0.97	0.91
-0.5	9.62	9.45	9.80	10.90	10.69	11.62	12.94	10.96	10.21	10.75	10.69
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção y, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes sem atrito (Caso 2)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.03	1.16	1.02	0.97	1.10	0.93	1.10	1.23	1.20	1.13	1.09
8	0.91	0.78	0.80	0.61	0.69	0.63	0.68	0.75	0.93	0.91	0.77
4.5	0.86	0.85	0.80	0.69	0.80	0.71	0.85	0.79	1.07	0.85	0.83
0	1.01	1.10	0.88	0.92	0.91	0.94	1.10	1.19	1.30	1.03	1.04
-0.5	10.77	10.94	10.84	8.54	9.49	10.96	10.67	10.70	10.54	8.67	10.21
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.92	3.85	3.75	3.66	3.92	3.65

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção X, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito (Caso 3)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.56	1.52	1.18	1.26	1.24	1.55	1.25	1.56	1.30	1.39	1.38
8	1.20	0.99	1.30	1.10	1.24	1.23	1.14	1.35	1.18	1.38	1.21
4.5	0.99	0.84	0.95	0.83	0.84	0.98	0.88	1.01	0.98	0.92	0.92
0	1.68	1.56	1.37	1.37	1.45	1.73	1.23	1.93	1.44	1.79	1.56
-0.5	8.84	9.55	8.56	7.00	8.58	7.78	7.39	7.63	7.42	7.71	8.05
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.49	3.85	3.75	3.66	3.92	3.61

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção X, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito (Caso 3)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.55	1.52	1.14	1.26	1.26	1.55	1.27	1.54	1.30	1.38	1.38
8	1.21	1.00	1.30	1.11	1.23	1.24	1.14	1.36	1.18	1.33	1.21
4.5	1.02	0.86	0.94	0.83	0.84	0.98	0.88	1.01	0.97	0.94	0.93
0	1.73	1.54	1.39	1.41	1.47	1.75	1.19	1.96	1.46	1.80	1.57
-0.5	10.10	8.06	7.78	7.16	7.77	8.57	8.29	6.80	8.33	9.65	8.25
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.49	3.85	3.75	3.66	3.92	3.61

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção Y, no alinhamento D1, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito (Caso 3)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.30	1.31	1.23	1.22	1.15	1.16	1.28	1.44	1.11	1.09	1.23
8	0.81	0.94	0.83	0.99	0.91	0.76	0.91	0.94	1.00	1.00	0.91
4.5	0.87	0.92	0.85	0.91	0.89	0.91	0.88	0.87	1.12	1.03	0.93
0	1.32	1.27	1.35	1.45	1.28	1.44	1.47	1.71	1.21	1.46	1.40
-0.5	9.47	7.35	8.29	8.32	7.81	10.37	9.44	7.94	8.44	8.87	8.63
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.49	3.85	3.75	3.66	3.92	3.61

- Valores das acelerações registadas, segundo a direção Y, no alinhamento A12, para o modelo com apoios HDRB e apoios deslizantes com atrito (Caso 3)

Altura (m)	$a_{Max} (m/s^2)$										Média (m/s^2)
	Sismo										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
12.5	1.69	1.63	1.42	2.11	1.68	1.84	2.01	2.08	1.66	1.70	1.78
8	1.05	1.08	1.11	1.48	1.31	1.12	1.23	1.13	1.21	1.26	1.20
4.5	1.11	1.06	1.10	1.36	1.07	1.16	1.26	1.14	1.22	1.26	1.17
0	1.83	1.74	1.87	2.01	1.92	2.21	2.42	2.59	1.84	1.91	2.03
-0.5	9.98	7.44	8.77	6.65	7.49	7.87	7.73	8.47	7.58	7.01	7.90
-5	3.73	3.23	3.79	3.27	3.44	3.49	3.85	3.75	3.66	3.92	3.61