

Análise de uma infraestrutura crítica dotada de isolamento de base sujeita à ação sísmica

Daniela Carvalho Falacho

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 2022

“All models are wrong, some are useful”

George E. P. Box

Declaração

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

Agradecimentos

A conclusão desta etapa não seria possível sem o contributo de todas as pessoas que percorreram este caminho comigo, por isso manifesto um sincero agradecimento.

Começo por agradecer ao Professor Doutor Luís Guerreiro, o meu orientador, por todo o conhecimento e experiência que me transmitiu, pela sua atenção, dedicação e por toda a disponibilidade prestada. Ao meu coorientador, Professor Mestre António Perry da Câmara, pela sua cooperação, atenção e disponibilidade na realização deste trabalho.

Agradeço ao meu diretor de curso, Tenente-Coronel de Engenharia Pedro Matias pelo incentivo que me deu na escolha deste tema e por me ter indicado todos os meios que me possibilitaram avançar, um deles o contacto do Coronel Vieira, da Força Aérea, a quem agradeço por se disponibilizar a arranjar toda a informação relativa ao edifício em estudo desta dissertação.

Aos meus pais e irmão, por me incentivarem a alcançar todos os meus objetivos, o vosso exemplo e experiência são a maior força que me podiam ter dado, sem vocês não teria sido possível chegar a este ponto.

A Avó Esperança por sempre me ter acompanhado e incentivado em todas as minhas decisões mesmo que não fossem da bíblia dela, obrigado por seres a esperança que me move e está sempre presente. Aos meus avós e tios pela sua constante preocupação, carinho e transmissão de coragem.

Às minhas amigas, Sílvia e Bia, por estarem sempre ao meu lado.

Por último, agradeço aos meus camaradas por todas as experiências partilhadas, pela amizade e por todas as conquistas que alcançámos juntos ao longo dos anos.

Resumo

A sismicidade histórica de Portugal regista a ocorrência de fortes sismos no passado. Pode afirmar-se que, apesar de os sismos serem inevitáveis, as suas principais consequências não o são. Os danos devido a uma ocorrência sísmica podem ser mitigados; por isso, verifica-se uma necessidade crescente de projetar estruturas capazes de resistir a sismos de forma a serem minimizadas as acelerações induzidas por aquela ação.

A aplicação de sistemas de isolamento de base é um tipo de tecnologia que permite salvar inúmeras vidas com a redução dos danos numa estrutura, garantindo a sua operacionalidade quando sujeita a ações sísmicas. O isolamento de base consiste em separar a estrutura do solo, através da aplicação de aparelhos que separam o movimento horizontal da estrutura do movimento sísmico.

Pretende-se com este trabalho explorar a aplicação de sistemas de isolamento de base que possa ser utilizada em estruturas consideradas importantes, neste caso o Hospital das Forças Armadas, localizado no Lumiar.

Para este estudo foram elaborados um modelo de base fixa e um com base isolada, sendo que foram analisados dois tipos de sistemas de isolamento: com apoios elastoméricos e apoios pendulares com atrito. Os modelos permitiram prever o desempenho da estrutura a partir da análise de resultados dos esforços de corte basal, dos deslocamentos entre pisos e acelerações.

Com este estudo conclui-se que a aplicação de um sistema de isolamento de base reduz significativamente a resposta dinâmica da estrutura face um sismo quando comparada com a estrutura de base fixa.

Palavras-chave: Isolamento de base, ação sísmica, análise dinâmica, apoios elastoméricos, apoios pendulares com atrito

Abstract

The historic seismicity of Portugal records the occurrence of strong earthquakes in the past. It can be said that, although earthquakes are inevitable, their main consequences are not. Damage due to a seismic occurrence can be mitigated; therefore, there is a growing need to design structures capable of withstanding earthquakes in order to minimize the accelerations induced by that action.

The application of base isolation systems is a type of technology that saves countless lives by reducing damage to a structure, ensuring its operability after being subjected to seismic actions. Base isolation consists of separating the structure from the ground, through the application of devices that uncouple the horizontal movement of the structure from the seismic movement.

The aim of this work is to explore the application of base isolation systems that can be used in structures considered important, in this case the Hospital das Forças Armadas, located in Lumiar, Lisbon.

For this study, a model with a fixed base and one with an isolated base were developed, and two types of isolation systems were analyzed: with elastomeric systems and friction pendular systems. The models made it possible to predict the performance of the structure from the analysis of the results of the base shear forces, the displacements between floors and accelerations.

With this study it is concluded that the application of a base isolation system significantly reduces the dynamic response of the structure when compared to the fixed base structure.

Keywords: Base Isolation, seismic action, dynamic analysis, elastomeric system, friction pendulum system

Índice de conteúdos

Declaração	v
Agradecimentos.....	vii
Resumo	ix
Abstract	xi
Índice de figuras	xv
Índice de tabelas	xvii
Lista de acrónimos e siglas	xviii
Lista de Símbolos	xviii
Capítulo 1: Introdução	1
1.1 Enquadramento e Motivação.....	1
1.2 Objetivos e Metodologia	4
1.3 Estrutura da Dissertação	5
Capítulo 2: Isolamento de base.....	6
2.1 Conceito.....	6
2.1.1 Características essenciais	7
2.1.2 Sistema de Isolamento vs. Construção convencional	8
2.2 Tipos de Sistemas de Isolamento	10
2.2.1 Blocos de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB - High Damping Rubber Bearing)	12
2.2.2 Blocos de Borracha com Núcleo de Chumbo (LRB -Lead Rubber Bearing).....	14
2.2.3 Apoios Pendulares com atrito (FPB -Friction Pendulum Bearing).....	16
2.3 Vantagens e desvantagens do isolamento de base.....	18
2.3.1 Desvantagens	18
2.3.2 Vantagens.....	19
2.4 Exemplos de aplicação de sistemas de isolamento de base	20
Capítulo 3: Dimensionamento e métodos de análise.....	24
3.1 Dimensionamento do sistema de isolamento de base	24
3.1.1 Comportamento dos aparelhos	24
3.1.2 Verificação de segurança	26
3.1.2.1 Estado Limite Último	26
3.1.3 Disposições dos sistemas de isolamento de base	27
3.2 Métodos de análise do edifício	27

3.2.1 Ação Sísmica.....	29
3.2.2 Análise Modal por Espectro de Resposta.....	31
3.2.3 Análise dinâmica não linear - Análise no domínio do tempo.....	32
Capítulo 4: Estudo de Caso	34
4.1 Descrição do Edifício	34
4.2 Modelação do Edifício	35
4.2.1 Ações e Combinação de ações	38
4.3 Frequências Próprias e Modos de vibração do edifício com base fixa	40
Capítulo 5: Análise Estrutural.....	42
5.1 Dimensionamento dos aparelhos de apoio	42
5.1.1 Dimensionamento dos Blocos de borracha	42
5.1.2 Dimensionamento dos Apoios Pendulares com atrito	45
5.2 Ação Sísmica.....	49
5.3 Análise Modal por Espectro de Resposta	50
5.3.1. Frequências Próprias e Modos de vibração do edifício com Isolamento de base	51
5.3.2. Análise de resultados	54
5.3.3. Dimensionamento de Armaduras	57
5.4 Análise não linear	58
5.4.1 Análise de resultados	60
Capítulo 6: Conclusões	64
6.1 Conclusões	64
6.2 Desenvolvimentos Futuros	66
Bibliografia.....	67
Anexos.....	A

Índice de figuras

Figura 1 - Edifício destruído por sismo no leste do Afeganistão, em 22 de junho de 2022 [4]. ...	1
Figura 2 - Atividade Sísmica em Portugal [5].	2
Figura 3- Zonamento do EC8: sismo tipo 1 (afastado) e sismo tipo 2 (próximo) [8].	3
Figura 4 - Localização do sistema de isolamento sísmico [12].	6
Figura 5 - Espectro de resposta elástica horizontal para acelerações (A) e deslocamentos (B) [7].	7
Figura 6 - Esforço de corte basal nos solos em função das frequências próprias [16].	8
Figura 7 - Intervalos de frequências próprias de estruturas com e sem isolamento [18].	9
Figura 8 - Relação Força-Deslocamento num apoio elastomérico simples [10].	11
Figura 9 - Exemplos de isolamentos sísmicos [28].	11
Figura 10 – Estrutura interna de um apoio HDRB. Adaptado de [12] e [24].	12
Figura 11 - Curva histerética de um isolador elastomérico obtida durante testes dinâmicos com força horizontal crescente em função da deformação. Adaptado de [24].	12
Figura 12 - Apoio HDRB submetido a forças de corte. Adaptado de [12].	13
Figura 13 - Variação média no módulo de distorção dinâmico efetivo G_{din} em função de γ [24]. ...	14
Figura 14 - Variação média do coeficiente de amortecimento viscoso ξ em função de γ [24]. ..	14
Figura 15 - Estrutura interna de um apoio LRB. Adaptado de [12].	14
Figura 16 - Relação Força-Deslocamento de apoios LRB e HDRB. Adaptado de [16].	15
Figura 17 - Estrutura interna de um apoio FPB. Adaptado de [7].	16
Figura 18 - Comportamento do apoio FPD com a transmissão de cargas superestrutura- fundação. Adaptado de [7].	17
Figura 19 - Relação força-deslocamento do apoio FPB. Adaptado de [12].	17
Figura 20 - Diferentes soluções de colocação de sistemas de isolamento de base em edifícios com e sem cave. Adaptado de [32].	19
Figura 21 - Estrutura do Hospital da Luz em 2005, com isolamento de base. Adaptado de [33].	20
Figura 22 - Ancona, Centro Telecom Italia [36].	21
Figura 23 - Cobertura de aeroporto de Istambul equipado com apoios FPS. Adaptado de [37].	21
Figura 24 - Taipei Performing Arts Center, Taiwan. Adaptado de [37].	22
Figura 25 - Estruturas com isolamento de base nos hospitais Okmeydani and Goztepe, Turquia. Adaptado de [37].	23
Figura 26 - Edifício City Hall, Califórnia e apoio LRB [37].	23
Figura 27 - Espectro de resposta regulamentar definido no EC8 [8].	30
Figura 28 - Planta de implantação do futuro edifício do HFAR. Adaptado [43].	34
Figura 29 - Planta do piso 0 modelada no SAP2000	36
Figura 30 - Planta original do piso 0.	36
Figura 31 - Modelo de base fixa em SAP2000	38

Figura 32 - Primeiro Modo de vibração (Translação Y - Transversal).....	41
Figura 33 - Segundo Modo de vibração (Translação X - Longitudinal)	41
Figura 34 - Pontos de colocação dos aparelhos de apoio; Centro de massa e Centro de rigidez	44
Figura 35 - Definição dos apoios HDRB em planta	44
Figura 36 - Força de atrito estático e força de atrito cinético - equilíbrio e movimento [44].	45
Figura 37 - Modelo bilinear de força-deslocamento. Adaptado de [24]	46
Figura 38 - Definição dos apoios pendulares com atrito.....	48
Figura 39 - Espectros de resposta para a ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, $\xi = 5\%$	50
Figura 40 - Variação da aceleração espectral da estrutura de base fixa e base isolada, para a ação sísmica do tipo 1.....	51
Figura 41 - Primeiro modo de vibração nos modelos com aparelhos pendulares por atrito e blocos de borracha	53
Figura 42 – Segundo modo de vibração nos modelos com aparelhos pendulares por atrito e blocos de borracha.....	53
Figura 43 - Deformada da estrutura em função da altura, na direção X.....	55
Figura 44 - Deformada da estrutura em função da altura, na direção Y.....	55
Figura 45 - Forças de corte basal	56
Figura 46 - Topo da estrutura com translação em x	57
Figura 47 - Topo da estrutura com translação em Y.....	57
Figura 48 - Acelerograma artificial gerado	59
Figura 49 - Espectro médio dos 10 sismos.....	59
Figura 50 - Acelerações absolutas geradas pelos 10 Sismos.	60
Figura 51 - Deformada da estrutura para a ação dos sismos artificiais.....	61
Figura 52 - Comparação das forças de corte basal	62
Figura 53 - Força axial em função do tempo	62

Índice de tabelas

Tabela 1 - Comparação dos métodos de análise. Adaptado de [39].	28
Tabela 2 - Aceleração máxima de referência a_{gR} para as diferentes zonas sísmicas [8].	30
Tabela 3 - Classe e coeficiente de importância γ_I para a ação sísmica tipo 1 e 2. Adaptado de [8].	31
Tabela 4 - Parâmetros do espectro de resposta elástica horizontal [8].	32
Tabela 5 - Características dos elementos verticais	37
Tabela 6 - Características dos elementos horizontais	37
Tabela 7 - Cálculo de cargas de cada piso	39
Tabela 8 - Períodos e Frequência própria, fatores de participação modal para o edifício de base fixa	40
Tabela 9 - Definição dos aparelhos de apoio elastoméricos	43
Tabela 10 - Características dos blocos de borracha	45
Tabela 11 - Características dos apoios pendulares com atrito	48
Tabela 12 - Parâmetros utilizados na definição do espectro de resposta	49
Tabela 13 - Períodos e Frequência própria, fatores de participação modal cumulativos para o edifício de base isolada	52
Tabela 14 - Deslocamentos em altura - Estrutura com base fixa	54
Tabela 15 - Deslocamentos em altura - Estrutura com Blocos de borracha	54
Tabela 16 - Deslocamentos em altura - Estrutura com Apoios Pendulares de atrito	54
Tabela 17 - Valores dos esforços de corte basal (kN)	56
Tabela 18 - Dimensão, armaduras adotadas, áreas e percentagem de armadura nos pilares	58
Tabela 19 - Dimensão, armaduras adotadas, áreas e percentagem de armadura nas vigas	58
Tabela 20 - Deslocamentos horizontais dos sismos artificiais	60

Lista de acrónimos e siglas

CM	Centro de massa
CR	Centro de rigidez
EC8	Eurocódigo 8
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FPB	Friction Pendulum Bearings
FPS	Friction Pendulum System
HDRB	High Damping Rubber Bearing
HFAR	Hospital das Forças Armadas
LRB	Lead Rubber Bearings
SI	Sismic isolator

Lista de Símbolos

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície
a_{gR}	Aceleração máxima de referência
A_{piso}	Área de cada piso
d	Deslocamento
d_{dc}	Deslocamento do centro de rigidez
d_r	Deslocamento entre pisos
E_d	Valores de cálculo dos efeitos das ações
ξ	Coefficiente de amortecimento
F_c	Força de atrito cinética
F_m	Força de reação horizontal
f	Frequência
g	Aceleração da gravidade
G_k	Carga permanente
G_{din}	Módulo de distorção
h	Altura entre pisos
K_{apoio}	Rigidez horizontal de cada apoio
K_{total}	Rigidez horizontal total

M_s	Magnitude
M_{total}	Massa da estrutura
N_{apoio}	Esforço normal de cada apoio
N_{total}	Esforço normal total do sistema
P_{sd}	Valor da carga aplicada
Q	Força gerada pelo sismo
Q_k	Sobrecarga de utilização
r_c	Raio de curvatura
S	Coefficiente de solo
$Se(T)$	Espectro de resposta
$S_a(T)$	Aceleração espectral
T	Período de vibração
T_{eff}	Período efetivo
T_f	Período fundamental
μ	Coefficiente de atrito
ν	Coefficiente de Poisson
γ_x	Fator de majoração de segurança
γ	Distorção de corte
γ_M	Coefficiente parcial e propriedade do material
γ_I	Coefficientes de importância
η	Coefficiente de correção do amortecimento
Ψ_E	Fatores para combinação de uma ação variável

Capítulo 1: Introdução

1.1 Enquadramento e Motivação

Em resposta aos danos causados por ações acidentais extremas como os sismos, ocorridos em áreas densamente povoadas, o dimensionamento de edifícios, pontes e instalações industriais têm evoluído tendo como objetivo conseguir um melhor desempenho sísmico. A fim de mitigar os efeitos da ação sísmica em estruturas, muitas soluções foram desenvolvidas, sendo o isolamento de base a abordagem mais popular para o dimensionamento de sistemas de proteção sísmica [1].

O objetivo do isolamento de base é evitar danos na estrutura, aumentando o seu período fundamental e absorvendo grandes deslocamentos induzidos por movimentos sísmicos do solo na camada de isolamento. O isolamento faz com que a estrutura tenha uma resposta estrutural controlada com reduzidas acelerações e forças laterais transmitidas à estrutura. Para além disso, o isolamento de uma estrutura contribui para reduzir a probabilidade de danos em equipamentos, em componentes não estruturais e no seu conteúdo.

“Os sismos foram responsáveis por 26% das perdas económicas desde 1900, mas são os desastres naturais mais significativos em termos de número de mortos. Desde 1960, 40% das mortes por desastres naturais ocorreram como resultado de eventos sísmicos” [2].

A Europa tem sido sujeita a sismos de grande intensidade, como por exemplo: Bucharest, Roménia 1977; Montenegro, Jugoslávia 1979; Atenas, Grécia, 1999; Molise, Itália, 2002; Açores, Portugal, 1998. Pode dizer-se por isso, que a Europa tem uma elevada exposição relativamente ao seu património, devido à ocorrência de acidentes extremos. No entanto estes fenómenos verificam-se em muitas outras partes do mundo como é o caso do Chile 2010; Japão 2010; Haiti 2010 e recentemente Afeganistão 2022. A ocorrência destas catástrofes traz um elevado número de vítimas mortais e elevadas consequências económicas, para além de que obriga a uma eficiente gestão de meios de forma a facilitar as tarefas de resgate e salvamento.

A inclusão de sistemas de proteção sísmica, que melhoram o comportamento sísmico da estrutura, pode minimizar os danos causados. A Figura 1 mostra os danos causados pela ocorrência de um sismo no Afeganistão em 22 de junho de 2022.



Figura 1 - Edifício destruído por sismo no leste do Afeganistão, em 22 de junho de 2022 [4].

“O território de Portugal Continental e Insular é caracterizado por ser uma zona de sismicidade assinalável” [3]. A Figura 2 mostra a forte sismicidade a que Portugal está sujeito.

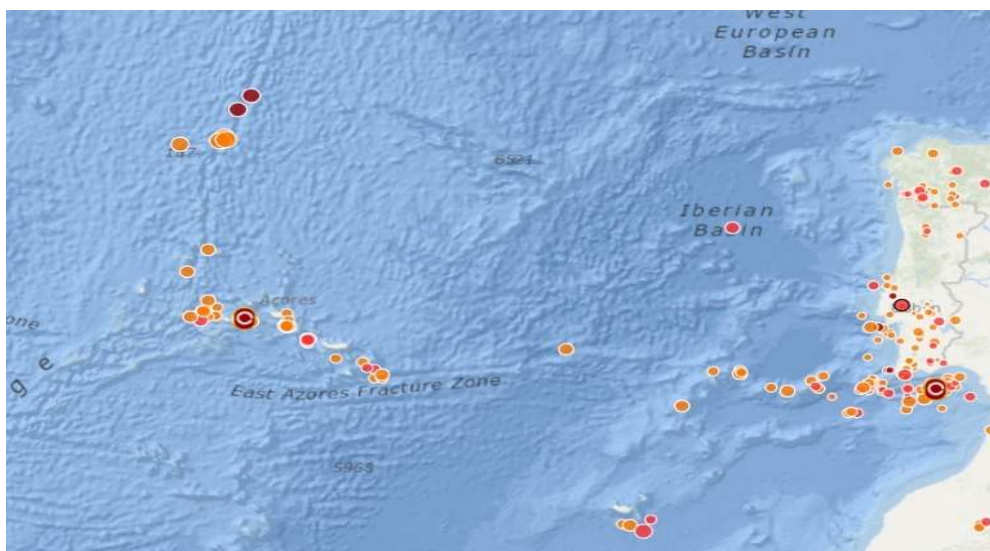


Figura 2 - Atividade Sísmica em Portugal [5].

A localização de epicentros na Figura 2 mostra que existem manchas bem definidas de maior concentração de epicentros, indiciando presença de zonas ativas não só na fronteira entre placas, como por todo o território de Portugal. Ao nível de Portugal Continental verifica-se que as maiores concentrações de epicentros são nas regiões do Vale do Tejo, de Évora, e no Sul Alentejo, que são zonas do país que estão mais expostas devido não só aos sismos inter-placas mas também à presença de falhas ativas que atravessam a região do Alentejo. Relativamente às ilhas, a região dos Açores apresenta uma importante atividade vulcânica e uma notável sismicidade. A atividade sísmica de natureza tectónica, isto é, a associada às principais falhas ativas existentes na Região dos Açores, manifesta-se usualmente sob a forma de um elevado número de microssismos (sismos de magnitude inferior a 3) [6]. Periodicamente, contudo, as ilhas dos Açores são abaladas por sismos moderados a fortes, os quais afetam uma ou mais ilhas do arquipélago e causam destruição com impactos económicos significativos. A ilha da Madeira, que se encontra localizada na placa africana, apresenta reduzida sismicidade, registando-se nos últimos 500 anos apenas um evento relevante e com potencial destrutivo moderado, no ano de 1748. Portugal, devido ao seu enquadramento, tem sofrido as consequências de sismos de moderada a forte magnitude [6].

De acordo com os dados de sismicidade histórica e instrumental [6], Portugal apresenta perigosidade sísmica moderada. Pelo que foi descrito anteriormente, pode dizer-se que a “ação sísmica é geralmente condicionante para o dimensionamento das estruturas a Sul de Portugal e no arquipélago dos Açores” [7].

O Eurocódigo 8 (EC8 – norma portuguesa NP EN1998) considera o território nacional dividido em zonas com idêntico grau de sismicidade (Figura 3). O EC8 define dois tipos de ação

sísmica: “Ação Sísmica tipo 1, consequência de sismos afastados (interplacas), e Ação Sísmica tipo 2, consequência de sismos próximos (intraplacas)” [7].

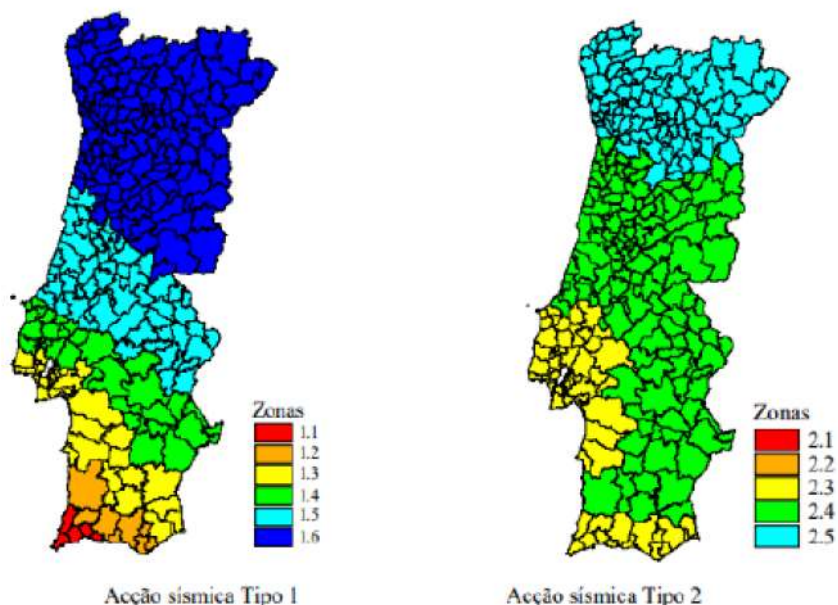


Figura 3- Zonamento do EC8: sismo tipo 1 (afastado) e sismo tipo 2 (próximo) [8].

O tipo de solo de fundação influencia a propagação da onda sísmica e as suas consequências na estrutura [8].

A vulnerabilidade que as construções apresentam relativamente ao seu comportamento sísmico, pode ser reduzida com a implementação da regulamentação e usando medidas construtivas adequadas. O EC8 define um nível mínimo de desempenho que deve ser verificado por todas as estruturas, para um nível pré-definido de ação sísmica. Este critério mínimo procura um risco “aceitável” num equilíbrio entre segurança e economia da construção. O nível de segurança é calibrado de acordo com a classe de importância da estrutura e deverá ser estabelecido pelo dono de obra. O EC8 define 4 classes de importância.

Na classe de importância mais alta inserem-se as estruturas de importância vital para a proteção civil, como é o caso dos hospitais, quartéis de bombeiros e centrais de energia. Na generalidade das construções são também tidas em conta as repercussões económicas pelo facto de as estruturas poderem ficar inoperacionais [9].

Atualmente, em Portugal o dimensionamento sísmico de uma estrutura ainda é realizado de uma forma conservativa e tradicional considerando elementos que plastifiquem e que promovem a ocorrência de danos durante a ação sísmica, pois só deste modo poderá haver a dissipação de energia. Este tipo de aplicação, geralmente, impede o controlo do dano nos elementos não estruturais e nos equipamentos, pondo em causa a operacionalidade da estrutura após o sismo [11]. Por este motivo o sistema de isolamento de base torna-se numa técnica de proteção sísmica mais eficaz, uma vez que não recorre à capacidade de deformação da estrutura

e por isso consegue garantir o funcionamento desta após a ocorrência sísmica. O sistema de isolamento de base é colocado entre o solo e a estrutura, ou seja, permite desacoplar a estrutura fazendo com que exista uma superfície horizontal de descontinuidade, capaz de reduzir a energia introduzida nas estruturas por um sismo, alterando a resposta da estrutura à ação sísmica.

Portugal é caracterizado por algumas regiões de sismicidade elevada e apesar do comportamento de edifícios isolados confirmar a eficácia da aplicação do isolamento de base, o país ainda não adotou esta técnica como prática regular de proteção sísmica. Ainda que o custo adicional deste sistema possa ser a maior causa para a sua reduzida aplicação, é importante salientar que a proteção do equipamento no interior da estrutura compensa o investimento nestes sistemas que oferecem níveis de segurança elevados.

1.2 Objetivos e Metodologia

A presente dissertação tem como objetivo a avaliação do comportamento de um edifício hospitalar sujeito à ocorrência de ações acidentais extremas e o estudo de uma solução de proteção sísmica destinada a diminuir a energia introduzida na estrutura e mitigar os danos provocados pela ação sísmica. Esta solução foi elaborada a partir da análise um modelo de base fixa e de um modelo com base isolada, sendo avaliado o seu desempenho a nível de esforços de corte basal e deslocamentos entre pisos. A aplicação do sistema de isolamento de base no modelo será testada através da aplicação de apoios elastoméricos e de apoios pendulares com atrito, de forma a avaliar qual a solução mais adequada para ser utilizada no sistema de proteção sísmica da estrutura hospitalar em estudo.

A metodologia utilizada no estudo desenvolveu-se em quatro fases:

- 1) Numa primeira fase, realizou-se uma pesquisa bibliográfica de enquadramento teórico do trabalho em estudo;
- 2) De seguida, efetuou-se a modelação da estrutura com base fixa e a modelação do sistema de isolamento de base;
- 3) Numa fase seguinte, avaliou-se o desempenho sísmico da solução com base fixa recorrendo à uma análise por espectro de resposta que foi comparada à solução com base isolada a partir da mesma análise. Avaliou-se o desempenho sísmico dos aparelhos pendulares com atrito a partir da análise não linear.
- 4) Por fim, pretende-se que o trabalho desenvolvido mostre a eficácia dos sistemas de isolamento de base, permitindo desta forma validar as análises anteriormente efetuadas e consolidando de forma prática as vantagens da utilização deste tipo de sistema para a proteção sísmica.

Os sistemas de isolamento de base aplicados e a estrutura em estudo foram modeladas recorrendo ao programa de modelação estrutural SAP2000. Os resultados foram analisados com recurso a folhas de cálculo e gráficos.

1.3 Estrutura da Dissertação

A dissertação de mestrado é constituída por seis capítulos.

No primeiro capítulo, no qual se insere esta secção, apresenta-se a contextualização do estudo, assim como os objetivos e a metodologia adotada.

No segundo capítulo, apresenta-se no geral os sistemas de proteção sísmica, incidindo com maior relevância no conceito de isolamento de base, o seu campo de aplicação e as suas características essenciais. Caracterizam-se e indicam-se alguns tipos de dispositivos de isolamento de base e apontam-se as vantagens e os limites de aplicação. No final do capítulo apresentam-se exemplos de aplicação real.

No terceiro capítulo apresentam-se as características necessárias para o dimensionamento dos sistemas de isolamento de base e as exigências mínimas que o EC8 apresenta relativamente ao seu comportamento, verificação de segurança e a disposição que o sistema deve apresentar. Este capítulo termina com explicação do conceito de ação sísmica e com a contextualização teórica das análises que serão utilizadas para o estudo da estrutura.

O quarto capítulo integra um estudo de caso, que consistiu em aplicar dois tipos de sistemas de isolamento de base a uma estrutura ainda por existir. Primeiramente é apresentado o dimensionamento de cada solução de aparelhos e de seguida são definidos o número e o tipo de aparelhos a colocar no local.

No quinto capítulo foram realizadas as análises da estrutura e obtidos os resultados apresentados. Posteriormente fez-se uma breve comparação dos resultados obtidos de forma a se perceber qual dos dois sistemas de isolamento em estudo, aparelhos elastoméricos ou aparelhos pendulares por atrito, apresenta melhores resultados.

Conclui-se, com o sexto capítulo, onde se apresentam as considerações finais obtidas nesta dissertação, assim como conclusões gerais do trabalho realizado e a identificação de possíveis investigações em trabalhos futuros.

Capítulo 2: Isolamento de base

Neste capítulo é introduzido o conceito de isolamento de base, apresentando as suas características gerais e particularizando para os vários tipos de sistemas. No decorrer do capítulo, realiza-se uma breve comparação entre o comportamento de edifícios com isolamento de base e de edifícios com a construção convencional. Por fim, uma breve descrição do dimensionamento dos sistemas de isolamento e são apontadas as limitações e as vantagens da sua aplicação.

O hospital em estudo é uma estrutura crítica, que segundo o EC8, apresenta importância vital para a proteção civil em caso de ações acidentais extremas como o sismo. Portugal encontra-se numa zona com alguma sismicidade, desta forma o sistema de proteção sísmica ganha especial interesse, uma vez que estes sistemas permitem reduzir a resposta sísmica e controlar os seus efeitos, assumindo por isso uma solução relevante.

Os sistemas de proteção sísmica podem ser classificados em sistemas passivos, ativos e semi-ativos. Os primeiros são caracterizados como sistemas que não necessitam de uma fonte de energia para o seu funcionamento, ao contrário dos ativos que necessitam da energia, de forma a controlar o movimento da estrutura. Por fim os sistemas semi-ativos necessitam da energia apenas para modificar as características dos dispositivos.

2.1 Conceito

O isolamento de base faz parte dos sistemas passivos de proteção sísmica e consiste em “desligar parcialmente a estrutura da sua fundação” [12], isto é, criar uma superfície de descontinuidade com “interposição de uma camada com baixa rigidez horizontal entre a estrutura e o solo de fundação” [12], como se pode ver na Figura 4. A estrutura tornar-se-á menos vulnerável aos movimentos horizontais do solo, para que haja proteção do edifício, mas também do seu conteúdo e ocupantes [12].

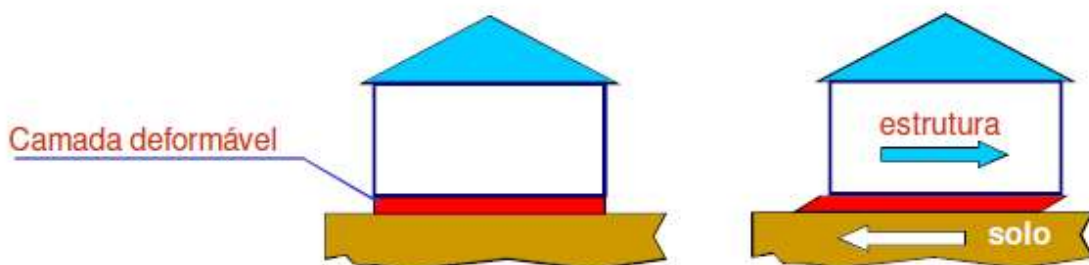


Figura 4 - Localização do sistema de isolamento sísmico [12].

O sistema de isolamento sísmico de base utiliza aparelhos de apoio que são os únicos elementos de ligação entre o solo e a estrutura, denominados de isoladores. Os isoladores são dimensionados para absorver os movimentos e a energia libertada durante um sismo [13].

2.1.1 Características essenciais

Este tipo de sistema deve apresentar as seguintes características:

- Capacidade de suporte das cargas verticais;
- Baixa rigidez horizontal que lhe permite uma elevada flexibilidade no plano horizontal;
- Capacidade de regressar à posição inicial;
- Capacidade elevada de dissipação de energia ($\xi > 5\%$) [12].

A interposição de uma camada deformável na base da estrutura tem como consequência, como foi referido anteriormente, a redução da aceleração. Isto deve-se ao facto de aumentar o período próprio de vibração da estrutura. Desta forma, torna-se importante também salientar que existem outras características vantajosas inerentes ao sistema para além das referidas acima, como os modos de vibração, a frequência própria e os efeitos de torção [14].

Na Figura 5 pode-se observar o espectro de resposta elástica horizontal de acelerações e deslocamentos, representado conforme o EC8. Trata-se de uma representação esquemática das alterações consequentes da redução da frequência própria para níveis de amortecimento de 2, 5 e 10%. Os sistemas de isolamento sísmico adotam níveis de amortecimento superiores a 10%, de forma a limitar os deslocamentos horizontais para valores admissíveis. Os deslocamentos máximos condicionam principalmente o custo dos isoladores, o dimensionamento de juntas estruturais e ligações [15].

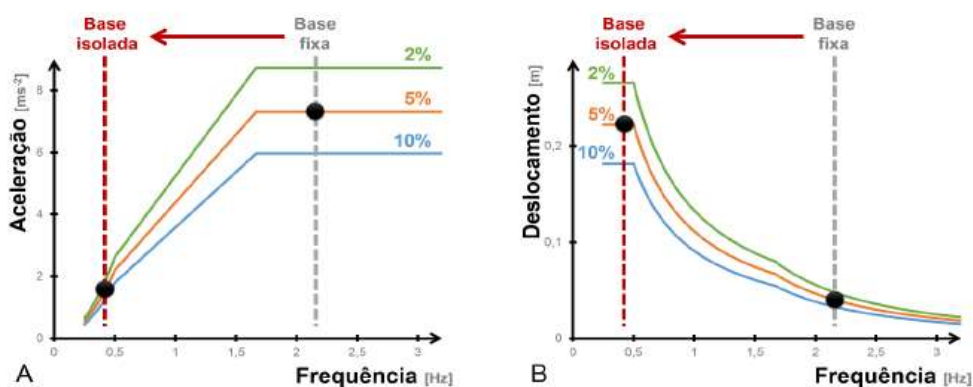


Figura 5 - Espectro de resposta elástica horizontal para acelerações (A) e deslocamentos (B) [7].

A eficácia de um sistema de isolamento depende da rigidez da estrutura e do tipo de solo de fundação. O gráfico da Figura 6 mostra que as estruturas fundadas em solos brandos (solos deformáveis) que não são uma boa opção para a utilização de isolamento de base, visto que se obtêm respostas superiores às que resultariam numa estrutura-não isolada. Assim, quanto mais rígido for o solo mais eficiente será a utilização de sistemas de isolamento de base. O mesmo se pode dizer relativamente à rigidez de uma estrutura. Quanto maior a sua rigidez mais eficiente se torna a utilização de aparelhos de isolamento [16].

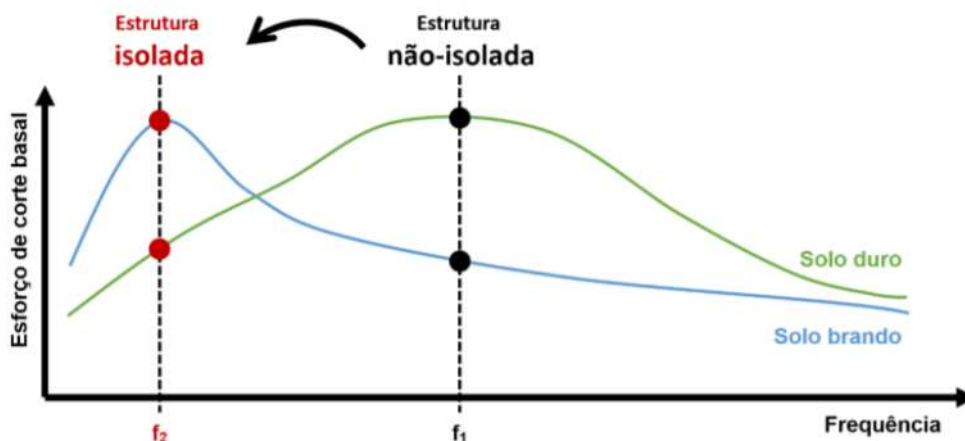


Figura 6 - Esforço de corte basal nos solos em função das frequências próprias [16].

2.1.2 Sistema de Isolamento vs. Construção convencional

A experiência mundial na aplicação de sistemas de isolamento sísmico revela a elevada eficiência e vantagens dos edifícios isolados em comparação com as estruturas de construção convencional. Países como o Japão, Chile, China e Itália tornaram obrigatória aplicação do sistema de isolamento sísmico em edifícios civis e instalações críticas (escolas, hospitais) [17].

Existem alguns desafios relativamente à proteção contra as ações acidentais extremas e como minimizar os deslocamentos entre pisos e as acelerações do solo. Grandes deslocamentos relativos entre pisos causam danos a componentes não estruturais e a equipamentos que interligam andares. Os deslocamentos entre pisos podem ser minimizados aumentando a rigidez da estrutura, o que conduz ao aumento das acelerações na estrutura, que podem danificar equipamentos internos sensíveis. As acelerações do piso podem ser reduzidas tornando o sistema mais flexível, mas isso leva a grandes deslocamentos entre pisos. A única maneira de reduzir simultaneamente os deslocamentos entre pisos e as acelerações nos pisos é usar o isolamento da base; o isolamento fornece a flexibilidade necessária, com os deslocamentos concentrados no nível do isolamento [17].

Construção convencional

As construções convencionais que são o caso de estruturas não isoladas, ou seja, estruturas de base fixa, apresentam, como se pode ver na Figura 7, frequências no intervalo onde ocorre a ação sísmica. Neste intervalo as acelerações da estrutura vão aumentar em cada piso, consequência das vibrações amplificadas neste intervalo, que originam deslocamentos e esforços entre pisos responsáveis por danificar elementos estruturais e não estruturais dos edifícios [14].

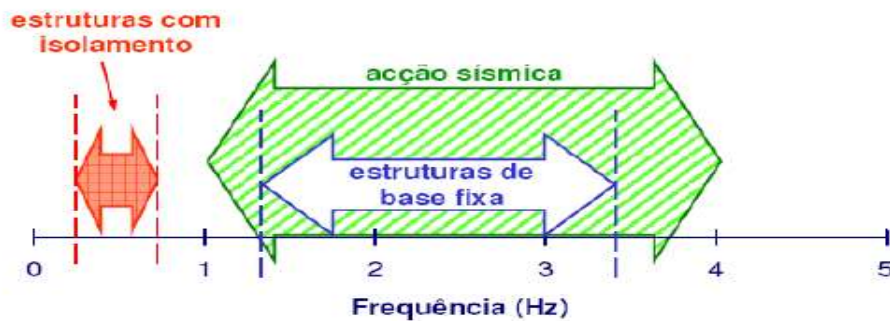


Figura 7 - Intervalos de frequências próprias de estruturas com e sem isolamento [18].

As técnicas mais convencionais de proteção sísmica não eliminam a possibilidade de ocorrência de danos. Estas técnicas procuram o aumento global da rigidez e resistência com elementos estruturais. Contudo, após um sismo, pode ser necessário reparar elementos da estrutura e torna-se necessário desocupar do edifício [19].

Sistema de isolamento de base

Em comparação com os métodos de dimensionamento convencionais, a alternativa de isolamento sísmico é benéfica por várias razões [19]. As estruturas com isolamento apresentam redução da frequência própria da estrutura, e consequentemente a diminuição das acelerações provocadas pelo sismo. Em consequência dos fatores apresentados anteriormente, os deslocamentos horizontais aumentam, sendo suportados pelo sistema de isolamento e não pela estrutura. Desta forma reduz-se a força transmitida à estrutura [20].

Em comparação com as estruturas convencionais, a frequência fundamental de uma estrutura, com a aplicação de isolamento está fora do intervalo onde as ações sísmicas têm maior conteúdo energético, como se pode observar na Figura 7 [21].

O principal objetivo deste sistema a nível da função estrutura é conservar a operacionalidade da estrutura durante e após a ação sísmica, reduzindo deformações e o consequente dano em elementos estruturais ou não estruturais, assim com garantir a segurança dos seus ocupantes.

2.2 Tipos de Sistemas de Isolamento

Neste momento existem vários sistemas de isolamentos de base, a sua escolha vai depender daquele que for economicamente mais viável. Os mais usados atualmente são os aparelhos elastoméricos e os aparelhos pendulares com atrito [46], que podem ter associação com dispositivos que permitem dissipar energia.

Aparelhos elastoméricos

Estes tipos de aparelhos são constituídos por blocos de borracha de alto amortecimento (HDRB - High Damping Rubber Bearings), ou por blocos de borracha com núcleo de chumbo (LRB- Lead Rubber Bearings) [46]. Estes apoios têm boa dissipação de energia e por isso são usados sem a associação de dissipadores de energia [46], dispositivos que contribuem para o amortecimento do sistema. Os apoios elastoméricos foram os primeiros a serem aplicados como isolamento de base em estruturas de edifícios. Trata-se da solução escolhida na maioria das estruturas isoladas ou na reabilitação sísmica [22].

Os isoladores elastoméricos são compostos por camadas alternadas de lâminas de aço e borracha vulcanizada. Geralmente, possuem forma circular, mas também podem ser fabricados em seção quadrada ou retangular [19].

Os aparelhos elastoméricos são caracterizados por possuírem uma rigidez horizontal baixa, rigidez vertical alta e uma adequada capacidade de amortecimento. Estas características permitem: aumentar o período fundamental de vibração da estrutura, resistir a cargas verticais e limitar deslocamentos horizontais em estruturas sísmicamente isoladas [19].

Este sistema sofre uma deformação horizontal total que resulta das deformações individuais de cada camada de elastómero. Com isso quanto maior for o número de camadas menor será a rigidez horizontal [22] [23].

Os parâmetros usados para determinar a rigidez vertical e horizontal são as características geométricas do isolador (como por exemplo: as dimensões gerais, a espessura de camada, etc.) e as características mecânicas do elastómero [19]. O elastómero é um material incompressível, isto é, que se deforma praticamente sem variação de volume através da alteração da sua forma. A rigidez vertical elevada obtém-se a partir da colocação das chapas de aço entre cada camada. Esta restrição lateral das camadas é, também, responsável por uma maior rigidez de flexão. A reduzida rigidez horizontal deve-se às chapas de aço que não intervêm na deformação lateral do aparelho [22] [23].

Resumidamente, os apoios elastoméricos têm capacidade de suporte vertical, flexibilidade horizontal e capacidade de restituição do sistema à posição inicial. A sua capacidade de amortecimento não é muito elevada, aproximadamente 5% do amortecimento crítico, e assume um comportamento linear, tal como acontece com a sua relação força-deslocamento (Figura 8), originando sistemas com baixa capacidade de dissipar energia [20]. Por este motivo utilizam-se sistemas com propriedades de amortecimento otimizadas, como os apoios HDRB ou LRB. A

capacidade de amortecimento dos isoladores é determinada pelo tipo de composto elastomérico, que geralmente é de alto amortecimento [24].

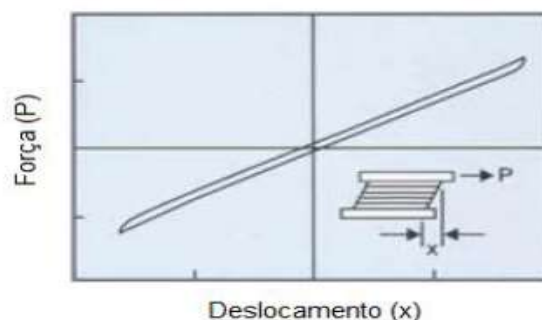


Figura 8 - Relação Força-Deslocamento num apoio elastomérico simples [10].

Os LRB possuem um núcleo de chumbo rígido pelo que diferem dos HDRB. Isto permite que não ocorram deslocamentos significativos na ocorrência de ações sísmicas [19]. Com a plastificação do núcleo o nível de rigidez diminui [28].

Aparelhos pendulares com atrito

Estes dispositivos constituem-se como alternativa ao sistema de apoios elastoméricos e registam diversas aplicações nos últimos anos [23].

Estes tipos de aparelhos têm por base o princípio de funcionamento do pêndulo simples, e dependem da geometria da superfície de deslizamento utilizada. Uma estrutura que seja isolada por aparelhos de deslizamento tem o seu período de oscilação dependente do raio de curvatura da superfície deslizante curva, ou seja, é independente da massa da estrutura. A dissipação de energia é fornecida pelo atrito desenvolvido durante o movimento das superfícies deslizantes. Estes sistemas podem ter a capacidade de restituir o sistema à posição inicial, consequência da curvatura da superfície deslizante que acomoda o deslocamento horizontal [19].

Na Figura 9 apresentam-se os referidos sistemas de isolamento mais populares.



Figura 9 - Exemplos de isolamentos sísmicos [28].

2.2.1 Blocos de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB - High Damping Rubber Bearing)

Como referido anteriormente, os apoios elastoméricos são constituídos por camadas de borracha, que conferem maior capacidade de dissipação de energia, exibindo uma rigidez variável, intercaladas com placas de aço. Na Figura 10 apresentam-se os referidos aparelhos.



Figura 10 – Estrutura interna de um apoio HDRB. Adaptado de [12] e [24].

Os apoios elastoméricos não têm amortecimento viscoso, mas sim amortecimento hysterético. A resposta hysterética de um apoio é derivada do comportamento inelástico que exhibe [28] [30].

Os compostos de borracha utilizados na produção dos apoios elastoméricos são caracterizados por um módulo de distorção G_{din} entre 0,4 MPa e 1,4 MPa e pelo coeficiente de amortecimento entre 10% e 20%. A Figura 11 mostra a deformação deste tipo de aparelhos conforme o aumento da força horizontal [24].

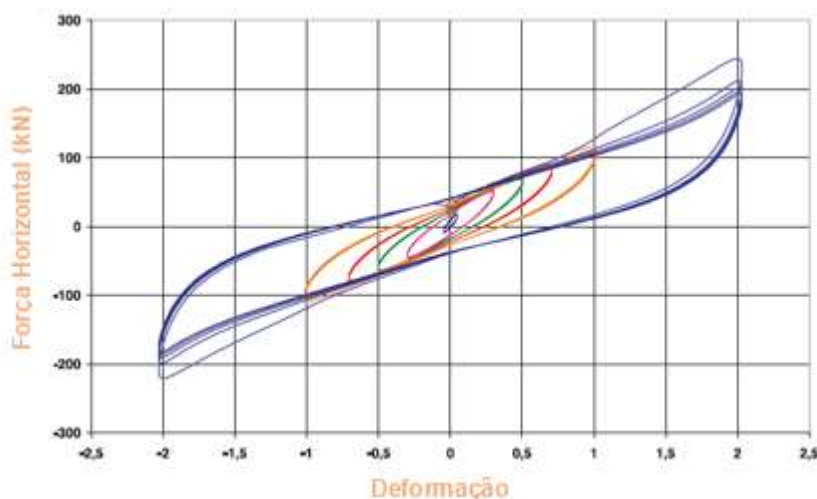


Figura 11 - Curva hysterética de um isolador elastomérico obtida durante testes dinâmicos com força horizontal crescente em função da deformação. Adaptado de [24].

A sua elevada capacidade de dissipação de energia deve-se aos valores elevados de coeficiente de amortecimento. Os fabricantes destes blocos disponibilizam diferentes compostos

com valores de coeficiente de amortecimento que normalmente se compreendem entre os 10% e os 16% [22]. A quantidade de energia dissipada histereticamente em cada ciclo é definida pela área interior à curva força-deslocamento desse ciclo. A capacidade dos elastómeros acumularem energia está associada à sua grande deformabilidade mas também à capacidade de recuperar rapidamente a forma original [27].

Os apoios elastoméricos têm capacidade de se deformar através da alteração da sua forma, mas conseguindo manter praticamente todo o seu volume. Como foi referido anteriormente, estes tipos de apoios têm chapas de aço na sua constituição e com isso revela-se um material importante na obtenção de uma elevada rigidez vertical, que se obtém através da restrição lateral das camadas. A sua deformação lateral não depende das chapas de aço, deste modo confere-se uma baixa rigidez horizontal como se pretende. [22].

Na Figura 12 apresenta-se um apoio HDRB submetido a forças de corte.



*Figura 12 - Apoio HDRB submetido a forças de corte.
Adaptado de [12].*

A rigidez lateral dos apoios elastoméricos varia com a distorção. No caso dos apoios HDRB a rigidez lateral é elevada para deformações pequenas e reduzida para grandes deformações, ou seja, o módulo de distorção da borracha diminui com o aumento de deformação [32].

Deste modo pode dizer-se que, os apoios de alto amortecimento são caracterizados por uma variação significativa do módulo de distorção G_{din} , quando a distorção de corte γ é inferior a 0,5. Isto permite evitar deslocamentos excessivos sob excitações dinâmicas de baixa intensidade como cargas de vento. O valor G_{din} permanece praticamente constante para valores γ entre 1 e 2, correspondentes ao intervalo onde se localiza usualmente a deformação máxima de projeto dos sistemas de isolamento. O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente ξ também varia em função de γ .

A Figura 13 e Figura 14, apresentadas em seguida mostram o curso típico do módulo de distorção dinâmico efetivo G_{din} e do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente ξ , em função da distorção do apoio elastomérico γ .

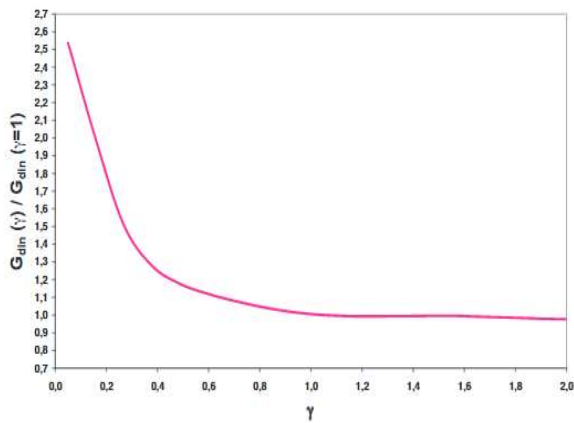


Figura 13 - Variação média no módulo de distorção dinâmico efetivo G_{din} em função de γ [24].

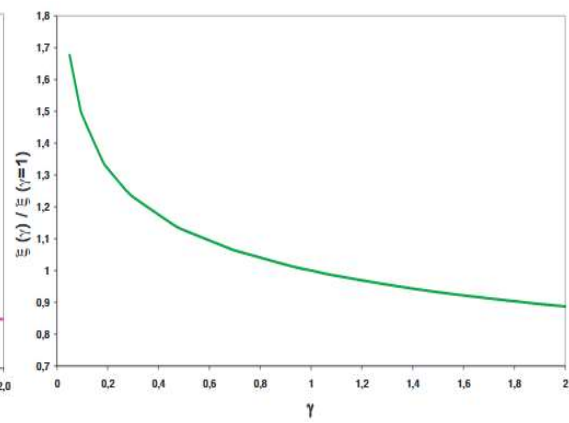


Figura 14 - Variação média do coeficiente de amortecimento viscoso ξ em função de γ [24].

Os materiais destes apoios contêm aditivos antienvelhecimento adequados que garantem variação limitada das características físicas e mecânicas no tempo [24].

2.2.2 Blocos de Borracha com Núcleo de Chumbo (LRB -Lead Rubber Bearing)

Os apoios de borracha com núcleo de chumbo são constituídos por camadas finas de elastômetro (usualmente borracha) interpostas por chapas de aço, colocadas na direção horizontal. Até aqui semelhante ao que foi apresentado anteriormente, nos apoios HDRB, contudo nos apoios LRB é inserido um núcleo cilíndrico de chumbo como se pode verificar na Figura 15.

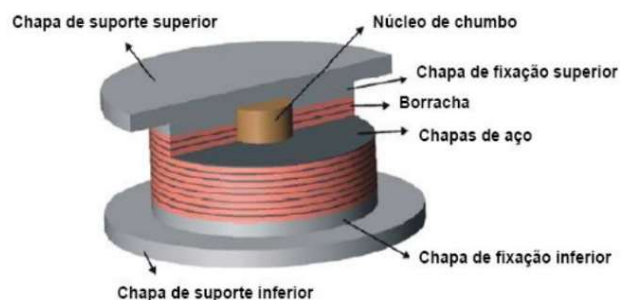
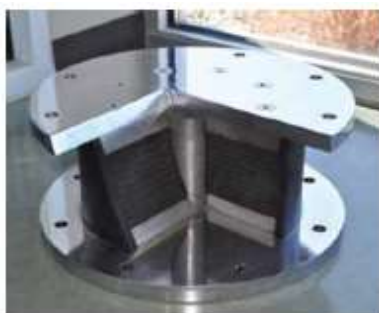


Figura 15 - Estrutura interna de um apoio LRB. Adaptado de [12].

O chumbo apresenta um bom comportamento relativamente às suas propriedades quando exposto a ações extremas, mesmo a baixas temperaturas. A sua capacidade de recuperação leva a que as repetidas plastificações não causem problemas de fadiga. Este material apresenta uma tensão de plastificação ao corte reduzida e comporta-se como um sólido

elasto-plástico o que aumenta a capacidade de dissipação de energia. A inserção do chumbo tem como objetivo aumentar a rigidez horizontal inicial do bloco e sua capacidade de dissipação de energia.

A borracha tem flexibilidade horizontal, capaz de assegurar os deslocamentos induzidos na estrutura. Deste modo, o amortecimento necessário para o sistema de isolamento sísmico é obtido através da combinação destas propriedades inerentes da borracha com a dissipação de energia assegurada pelo núcleo de chumbo [20].

Os apoios LRB são caracterizados por uma elevada rigidez inicial, antes da plastificação para pequenas deformações. A tensão de cedência ao corte do chumbo é cerca de 10MPa, após a plastificação do núcleo a rigidez lateral é conferida pelas camadas de borracha. A rigidez antes da cedência é cerca de 10 vezes superior à rigidez após cedência [27].

Estes apoios podem atingir níveis de amortecimento superiores a 25%, devido a plastificação do núcleo. O seu comportamento é estável perante carregamentos cíclicos e perante temperaturas usuais não apresentam alterações de comportamento relevantes [29].

Ambos os apoios elastoméricos apresentados, HDRB e LRB, assumem-se como soluções eficazes. A Figura 16 mostra o comportamento de ambos os apoios ao corte. O comportamento dos apoios LRB ao corte é semelhante ao comportamento dos apoios HDRB.

No entanto, os apoios LRB apresentam maior rigidez inicial e maior quantidade de energia dissipada por ciclo, que é possível verificar a partir da Figura 16, onde a área interior da curva força-deslocamento é maior.

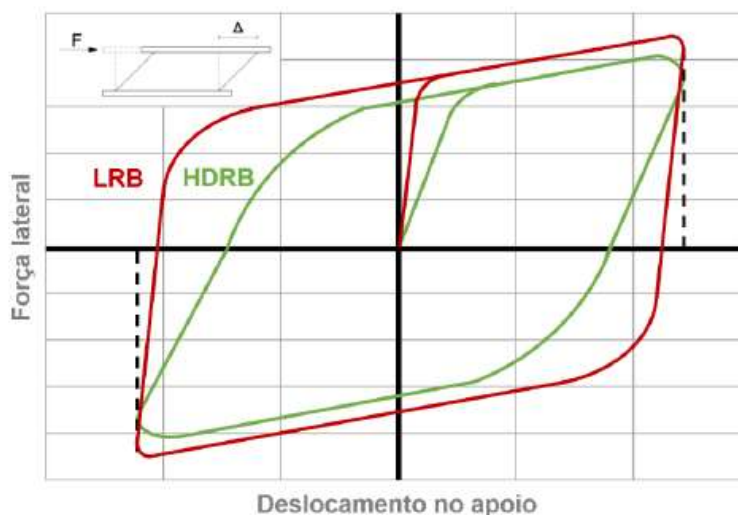


Figura 16 - Relação Força-Deslocamento de apoios LRB e HDRB. Adaptado de [16].

2.2.3 Apoios Pendulares com atrito (FPB -Friction Pendulum Bearing)

Os apoios FPB fazem parte do grupo dos apoios deslizantes, como referido anteriormente. A Figura 17 mostra a constituição do apoio FPB que é composto por duas peças deslizantes, uma extremidade articulada que desliza sobre uma superfície esférica côncava [30].

A superfície côncava é polida e de aço inoxidável. A peça deslizante articulada é revestida por um material com reduzido coeficiente de atrito e capacidade de suporte elevada [22].

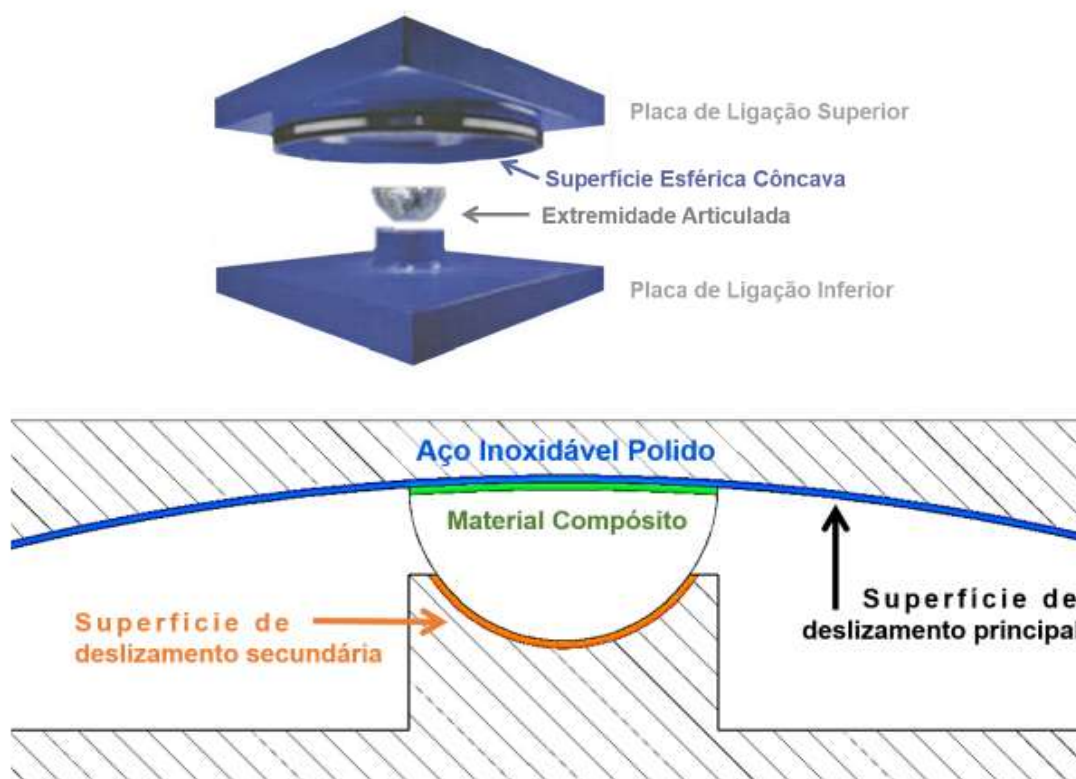


Figura 17 - Estrutura interna de um apoio FPB. Adaptado de [7].

Quando a estrutura é sujeita a uma ação sísmica ocorre o deslocamento relativo das duas peças que promovem movimentos pendulares de pequena amplitude por parte da estrutura [22]. O movimento nos apoios FPB é condicionado pela sua geometria. O raio de curvatura r_c da superfície côncava condiciona o período de oscilação T da estrutura, uma vez o comprimento equivalente do braço do pêndulo depende do r_c [7].

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

Neste tipo de sistemas a força horizontal de restituição que permite o regresso à posição inicial (Figura 18) resulta da ação vertical imposta pela estrutura. Desta forma, o centro de rigidez do sistema de isolamento coincide com a projeção vertical do centro de massa do edifício. Os

efeitos do movimento de torção em edifícios com distribuição de massa assimétrica reduzem significativamente [47]. Assim pode dizer-se que o valor da rigidez horizontal do sistema é proporcional à massa da estrutura [23].

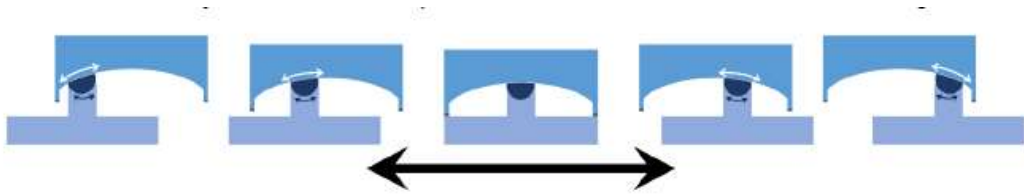


Figura 18 - Comportamento do apoio FPD com a transmissão de cargas superestrutura-fundação. Adaptado de [7].

O atrito correspondente ao deslizamento das duas peças é responsável pela dissipação de energia, que fornece o amortecimento necessário para dissipar a energia do sismo, conduzindo a valores de coeficiente de amortecimento bastante elevados, na ordem dos 15% a 30% [31]. Deste modo vai existir uma elevada redução das forças laterais e dos movimentos vibratórios transmitidos à estrutura.

Na Figura 19 está representada a relação força-deslocamento que corresponde ao comportamento de um apoio FPB, quando comparado a um pendulo (apoio pendular) este teria um funcionamento linear, mas com a dissipação de energia provocada pelo atrito este passa a adotar um comportamento-não linear.

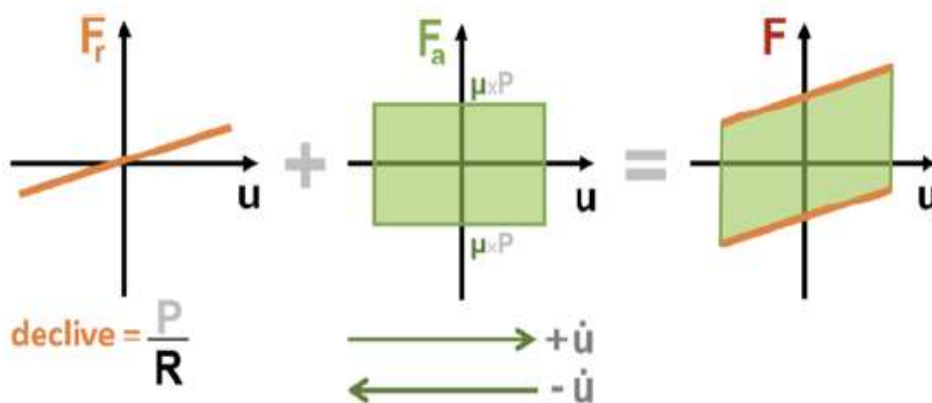


Figura 19 - Relação força-deslocamento do apoio FPB. Adaptado de [12].

2.3 Vantagens e desvantagens do isolamento de base

2.3.1 Desvantagens

Apesar de apresentar grandes benefícios em comparação com outras técnicas de reforço sísmico, o sistema de isolamento também tem algumas limitações na sua aplicação. De uma forma geral a sua aplicação depende de:

- Tipo de solo e rigidez da estrutura;
- Durabilidade;
- Junta sísmica;
- Localização dos sistemas de isolamento;
- Viabilidade económica.

Se a estrutura apresentar uma rigidez elevada (p.e. maior frequência própria) e se o solo presente for duro, a utilização do sistema de isolamento de base será mais eficaz [16]. Assim, como mostrado anteriormente na Figura 4, as estruturas com rigidez elevada em solos duros são apropriadas para a aplicação do isolamento de base, uma vez que a frequência do sistema estrutural passa da região de maior aceleração espectral para a região do espectro de baixas acelerações. Em solos moles a frequência própria do sistema é próxima da frequência de excitação o que aumenta a resposta dinâmica [14].

Um aparelho de isolamento deverá preservar as suas características durante a sua vida útil (i.e., vida útil da estrutura a isolar, 50 anos). As estruturas poderão ser solicitadas por um episódio de 15 segundos em 50 anos e nesse instante o isolador deve estar operacional. Segundo F. Amaral (2013), apesar destes aparelhos serem alvos de diversos testes, de forma a comprovar a sua durabilidade a longo prazo, na realidade o período de vida útil destes dispositivos ainda não foi ultrapassado em nenhuma aplicação atual. No entanto, em viadutos em autoestradas têm sido utilizados aparelhos de apoio há mais de 40 anos exibindo boa durabilidade. Camadas de proteção têm sido utilizadas de modo a garantir durabilidade e estabilidade no desempenho dos dispositivos a longo prazo para diferentes condições de serviço e/ou acidente. (e.g. proteção ao fogo; ataques químicos e/ou biológicos) [11].

De modo a garantir um isolamento eficaz a única ligação entre a estrutura e o movimento do solo, no plano horizontal, deve ser o próprio sistema de isolamento. É necessário dimensionar juntas sísmicas em redor da estrutura e garantir ligações flexíveis de todas as infraestruturas ao exterior [25].

As juntas sísmicas limitam a aplicação da técnica de isolamento de base e acrescem aos custos de manutenção do sistema estrutural. Em certas tipologias, como quarteirões, ou em zonas de grande densidade de edifícios, a técnica de isolamento de base é de difícil aplicação. A execução de juntas sísmicas é um obstáculo para o uso deste sistema de proteção sísmica na reabilitação de estruturas [20].

Na Figura 20 apresentam-se diferentes soluções de colocação do sistema de isolamento de base. A escolha do local de colocação do isolamento de base depende de alguns problemas

construtivos. É necessário tomar algumas precauções relativamente a ligações elétricas, água, esgotos, gás, entre outras, devendo existir uma folga neste tipo de condutas para acomodar os deslocamentos. Independentemente da solução de aplicação escolhida o acesso aos isoladores para a sua manutenção ou reparação é fundamental.

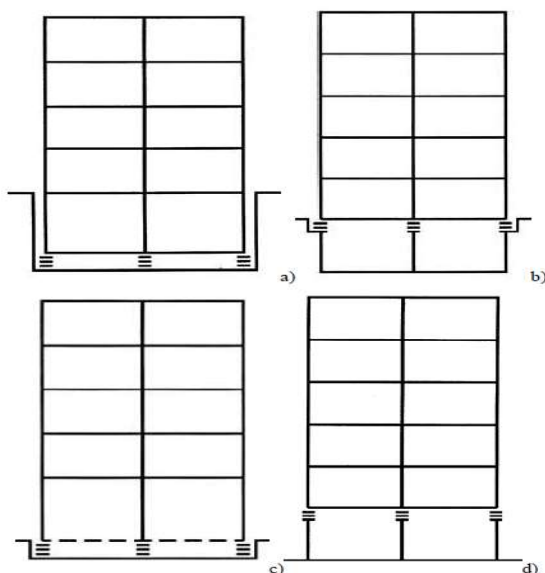


Figura 20 - Diferentes soluções de colocação de sistemas de isolamento de base em edifícios com e sem cave. Adaptado de [32].

Por fim, a aplicação destes sistemas ainda apresenta um custo adicional e isto torna-se um dos principais fatores pelo qual a sua utilização ainda é limitada. Apesar disso é importante realçar que o risco compensa o custo.

2.3.2 Vantagens

Quando comparado com o dimensionamento sísmico convencional o sistema de isolamento de base é mais vantajoso. As estratégias mais convencionais consistem no reforço por aumento da resistência e rigidez das estruturas através da adição de novos elementos estruturais. A principal vantagem do sistema de isolamento base em comparação com o dimensionamento convencional é a diminuição significativa das acelerações induzidas na estrutura e seu recheio pela ação sísmica. Como consequência direta da aplicação do sistema de isolamento existe um aumento do período fundamental da estrutura e consequente diminuição da solicitação sísmica aplicada à superestrutura, sem ser necessário aumentar a sua rigidez horizontal global [46].

A aplicação do sistema de isolamento base torna-se economicamente mais vantajosa quando comparado com os custos relacionados com a reparação da estrutura, assim como o conteúdo danificado e a interrupção temporária da operacionalidade da estrutura para sofrer reparações após a ocorrência de uma ação sísmica.

2.4 Exemplos de aplicação de sistemas de isolamento de base

Os sistemas de isolamento de base são aplicados em estruturas como é o caso das pontes e hospitais, ou seja, locais que revelem uma maior importância económica e humana. Em seguida apresentam-se alguns exemplos de aplicação em edifícios reais.

I. Hospital da Luz, Lisboa, Portugal (2007):

A nível nacional tem-se o exemplo do Hospital da Luz em Lisboa (Figura 21), que foi o primeiro edifício com isolamento de base construído em Portugal. Esta estrutura é composta por dois edifícios separados, com cerca de 315 aparelhos de apoio HDRB [26] [33].



Figura 21 - Estrutura do Hospital da Luz em 2005, com isolamento de base. Adaptado de [33].

- II. Hospital da Universidade do Sul da Califórnia, Los Angeles, Califórnia (1991):
Esta estrutura apresenta uma configuração irregular em planta, com 8 pisos, o seu sistema de isolamento de base, com cerca de 300 aparelhos de apoio, consiste na combinação de blocos de elastómero com núcleo de chumbo, LRB, colocados na periferia para conferir maior rigidez de torção ao conjunto, na zona interior foram colocados blocos simples de elastómero [34]. A sua área é de 35 000 m². Esta estrutura resistiu ao sismo de Northridge, em 1994, sem danos estruturais [35].
- III. “Foothill Communities Law and Justice Center” Rancho Cucamonga, Califórnia
Primeiro edifício a ser construído nos EUA com isolamento de base e a utilizar blocos de apoio de alto amortecimento (HDRB). A estrutura é constituída por 98 aparelhos e tem uma área de 15 300 m², com cinco pisos Este edifício situa-se próximo da falha de Santo André. O seu deslocamento máximo de projeto de 381 mm [22] [34].

IV. Edifício da Telecom – Ancona, Itália

A estrutura da Figura 22 é composta por cinco edifícios de 8 pisos e está entre as primeiras aplicações de isolamento de base na Itália. Os 5 edifícios foram isolados na base, com um total de 297 apoios de High Damping Rubber Bearing (HDRB). O deslocamento máximo de projeto é de 145mm. Em 1990 um dos edifícios de 8 pisos foi sujeito ensaios sísmicos no local, utilizando alguns macacos equipados com explosivos, que permitiram o deslocamento horizontal de até 110 mm (igual a aproximadamente 80% do deslocamento de projeto) e a posterior “libertação” instantânea, com a conseqüente vibração de onda livre do edifício [36].



Figura 22 - Ancona, Centro Telecom Italia [36].

V. Aeroporto Ataturk, em Istambul, Turquia

Neste caso, o isolamento destina-se apenas a isolar a cobertura. Foram utilizados 130 dispositivos do tipo FPS que estão colocados no topo das colunas, como se observa na Figura 23, a cerca de 7m do solo, sendo que a área da cobertura é de 56 250 m² [37].



Figura 23 - Cobertura de aeroporto de Istambul equipado com apoios FPS. Adaptado de [37].

VI. Taipei Performing Arts Center, Taiwan.

Este novo edifício apresenta uma geometria complexa e a distribuição de massa irregular, juntamente com a sua localização numa área altamente sísmica, por isso exige uma solução sísmica inovadora. Foram aplicados sistemas pendulares mais recentes tendo por base as características referidas anteriormente acerca destes aparelhos. O seu alto amortecimento e forças de corte de base mais baixas e a sua capacidade de colocar a estrutura novamente na mesma posição foram os fatores inerentes da escolha deste tipo de apoios. A Figura 24 mostra a estrutura do edifício.



Figura 24 - Taipei Performing Arts Center, Taiwan. Adaptado de [37].

- VII. Os hospitais Okmeydani e Goztepe, Turquia (Figura 25), cada um com uma área de 250 000 m², são a peça central das novas instalações médicas resistentes a sismos de Istambul. Estes edifícios encontram-se localizados numa região do mundo altamente sísmica e foram projetados usando 1800 isoladores “*Triple Pendulum*” para permanecerem funcionais após um sismo, a fim de fornecer assistência médica necessária aos feridos. A Figura 25 mostra o tipo de isolamento base usado neste exemplo, que não será abordado nesta dissertação, contudo este pertence à categoria de apoios pendulares com todas as características apresentadas anteriormente.

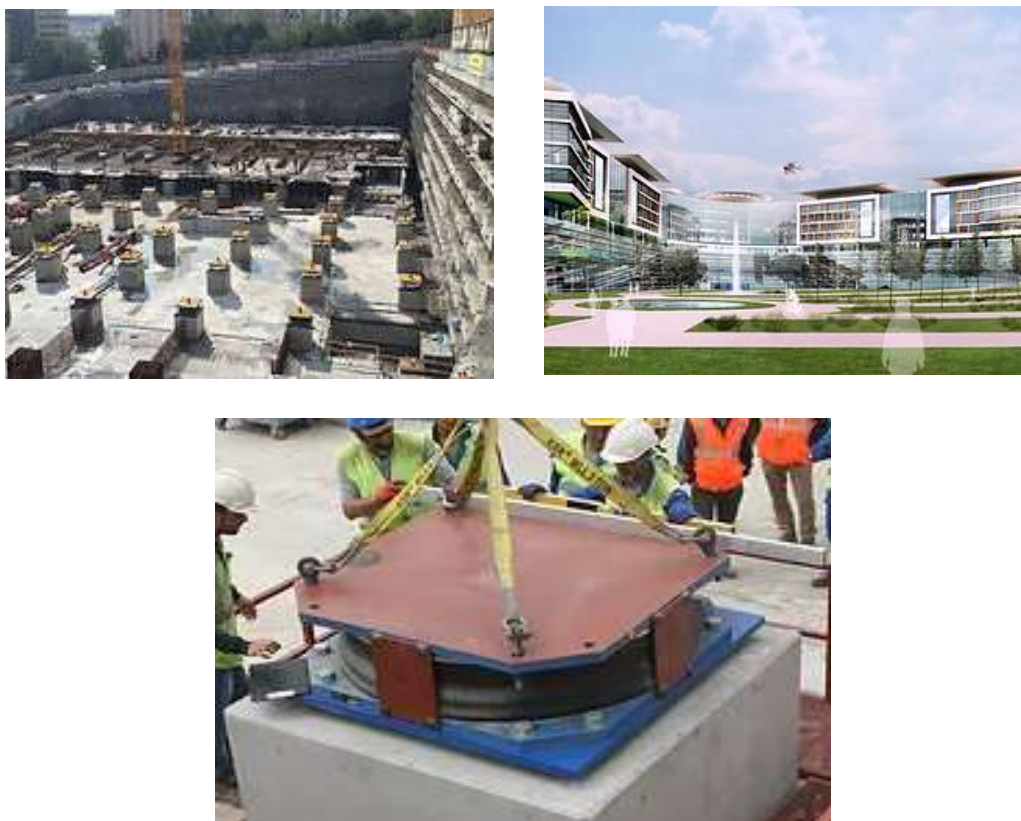


Figura 25 - Estruturas com isolamento de base nos hospitais Okmeydani and Goztepe, Turquia. Adaptado de [37].

Existem inúmeros exemplos de estruturas reforçadas sismicamente através do uso de isolamento de base. Não sendo alvo de estudo desta dissertação é de salientar que no caso de se pretender aplicar isolamento de base a uma estrutura já existente é necessário desacoplar/ “desligar” a estrutura das fundações existentes e voltar a “ligá-la” sobre o novo sistema. Tem se o exemplo do edifício, na Figura 26, de S. Francisco “City Hall”, Califórnia, que foi construído em 1912 e sofreu danos durante o sismo de Loma Prieta em 1989; durante a sua reabilitação foram utilizados 530 apoios LRB, o seu reforço sísmico terminou em 1998.



Figura 26 - Edifício City Hall, Califórnia e apoio LRB [37].

Capítulo 3: Dimensionamento e métodos de análise

3.1 Dimensionamento do sistema de isolamento de base

No EC8 são apresentadas as características globais exigidas, para garantir uma maior fiabilidade do sistema de isolamento face à exigida na estrutura. Para isso impõe que se considere um fator de majoração (igual a 1,2) a ser aplicado aos deslocamentos impostos ao isolamento pela ação sísmica [38].

Na avaliação do comportamento sísmico de edifícios com isolamento é necessário indicar os tipos de modelos e métodos de análise que são permitidos utilizar [19].

3.1.1 Comportamento dos aparelhos

No sistema de isolamento com comportamento não linear é necessário recorrer à análise no domínio do tempo. Quando for utilizado um sistema de isolamento do tipo pendular com atrito (FPS), este deverá ser o método a aplicar. Se o sistema de isolamento tiver um comportamento que possa ser modelado através de um modelo linear equivalente é possível utilizar-se a análise modal ou mesmo um modelo estático equivalente. No entanto, o método escolhido vai depender da complexidade da estrutura e da sua localização. Os blocos de borracha de alto amortecimento (HDRB) podem ser analisados através de modelos lineares [38].

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 [38], o caso dos HDRB, ou se for constituído por dispositivos de tipo elastoplástico que apresentam um comportamento histerético bilinear [19], o EC8 refere que devem ser satisfeitas as seguintes condições:

- I. A rigidez efetiva do sistema de isolamento não é inferior a 50% da rigidez efetiva para um deslocamento de $0.2d_{dc}$ (d_{dc} – deslocamento do centro de rigidez);
- II. O coeficiente de amortecimento efetivo do sistema de isolamento não é superior a 30%;
- III. 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;
- IV. O aumento da força de restituição quando se passa de uma deformação igual a 50% da deformação máxima para a deformação máxima é, no mínimo, igual a 2.5% da carga vertical exercida sobre o apoio.

O EC8 possibilita a aplicação de dois métodos lineares (análise linear simplificada e a análise modal por espectro de resposta) se forem cumpridas as condições referidas anteriormente. Caso estas condições não se verifiquem deverá ser aplicada uma análise temporal, 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 sísmica [22].

A análise linear simplificada é um método que considera duas translações horizontais, considerando a superestrutura como um sólido rígido em translação acima do sistema de

isolamento [22]. Esta análise pode ser condicionada com a aplicação de regras na conceção da estrutura com isolamento, que tornam o comportamento da estrutura presumível e regular [22].

Segundo [38], o EC8 permite a aplicação do método simplificado quando são verificadas as seguintes condições:

- 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.

Se as condições anteriores não forem cumpridas deverá ser efetuada uma análise modal por espectro de resposta. Esta análise considera os deslocamentos horizontais e o movimento de torção em torno do eixo vertical e admite que as superestruturas têm um comportamento rígido. Deste modo, a excentricidade total da massa da superestrutura é tida em conta, calculando-se os deslocamentos em todos os pontos da estrutura, combinando os deslocamentos de translação e de rotação, o que se aplica à avaliação da rigidez efetiva de cada isolador. As forças de inércia e também os momentos devem ser considerados na verificação dos isoladores e das subestruturas e superestruturas [22].

Os deslocamentos devem ser avaliados tendo em conta o valor mínimo da rigidez e o valor mínimo dos coeficientes de amortecimento e de atrito, desta forma é possível obter esforços e deslocamentos mais elevados. No caso das acelerações e forças de inércia deve ser considerado o máximo valor da rigidez e atrito e o mínimo dos coeficientes de amortecimento, isto forma os casos mais gravosos, para o qual os apoios devem ser dimensionados e analisados [22].

3.1.2 Verificação de segurança

3.1.2.1 Estado Limite Último

O EC8 apresenta as verificações de segurança que os edifícios devem cumprir na secção 4.4 [22]. Como referido no início deste subcapítulo, o EC8 exige uma maior fiabilidade para os sistemas de isolamento ao majorar, com um valor recomendado de $\gamma_x = 1.2$, os deslocamentos sísmicos de cada unidade. Este fator deve ser utilizado na verificação da segurança no estado limite último (ELU), nomeadamente na verificação da resistência do sistema de isolamento, considerando a possibilidade de rotura por instabilidade dos isoladores [19].

As verificações da segurança no estado limite último são avaliadas segundo o EC8 pelos seguintes termos:

- I. 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;
- II. o ELU da subestrutura e da superestrutura deve ser verificada utilizando os valores de coeficiente parcial e da propriedade do material, γ_M [19];
- III. 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 [19];
- IV. Considerando a possibilidade de rotura por instabilidade dos dispositivos de isolamento e utilizando os valores de γ_M determinado a nível nacional, a resistência do sistema de isolamento deve ser avaliada considerando o fator de majoração γ_x [19];
- V. Dependendo do tipo de aparelho utilizado, a resistência dos isoladores na verificação da segurança ao estado limite último deve ser avaliado em termos:
 - a. das forças, considerando as forças verticais e horizontais máximas da situação de dimensionamento sísmico incluindo os efeitos de derrubamento [19];
 - b. do deslocamento horizontal relativo total entre as superfícies superior e inferior do isolador, sendo que o deslocamento horizontal deve incluir a deformação devido à ação sísmica de cálculo e retração fluência, temperatura e pré-esforço (se a superestrutura for pré-esforçada) [19].

3.1.3 Disposições dos sistemas de isolamento de base

O EC8 define princípios de concepção para os edifícios resistentes aos sismos. São eles: a simetria e redundância da estrutura, a simplicidade estrutural, a uniformidade, as resistência e rigidez nas duas direções, as resistência e rigidez à torção, a ação de diafragma ao nível dos pisos e a fundação adequada. Para além das disposições apresentadas, também existem especificidades para os aparelhos de isolamento, que o EC8 apresenta:

- 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 [8].
- Controlo de movimentos sísmicos diferenciais do terreno: Os elementos estruturais deverão ser rígidos na direção horizontal e vertical de forma a minimizar os efeitos dos deslocamentos sísmicos diferenciais do terreno [8].

3.2 Métodos de análise do edifício

A escolha dos modelos e métodos de análise mais indicados a utilizar tem em conta a caracterização do tipo de comportamento do sistema de isolamento [38].

O EC8 apresenta 2 tipos de procedimentos para a análise elástica linear:

- Análise estática linear – método das forças laterais;
- Análise dinâmica linear – análise modal por espectro de resposta;

Em alternativa apresenta métodos não lineares:

- Análise estática não linear – análise pushover;
- Análise dinâmica não linear – análise no domínio do tempo

A

Tabela 1 apresenta resumidamente as diferenças entre os métodos de análise sísmica de estruturas:

Tabela 1 - Comparação dos métodos de análise. Adaptado de [39].

	Método de forças laterais equivalentes	Análise dinâmica modal por espectro de resposta	Análise estática não linear	Análise dinâmica de avaliação da resposta ao longo do tempo
Modelo Numérico	2D ou 3D	2D ou 3D	2D ou 3D	2D ou 3D
Modelo do comportamento do material	Linear	Linear	Não linear	Não linear
Modos de vibração considerados	Apenas o modo fundamental	Todos os modos/ mais relevantes	Apenas um modo. (Procedimentos recentes já incluem todos os modos ou os mais relevantes)	-
Consideração da torção	Fator de amplificação	Linear	Apenas o modo fundamental	Não linear
Consideração de materiais não lineares	Coefficiente de comportamento	Coefficiente de comportamento	Modelo de material não linear	Modelo de material não linear
Ação sísmica	Forças estáticas equivalentes	Espectro de resposta	Espectro de resposta elástica idealizada	Acelerogramas
Outputs	Esforços e deformações de secções	Esforços e deformações de secções	Ductilidade local; Esforços e deformações de secções	Ductilidade local; Esforços e deformações de secções
Aplicabilidade	Apenas edifícios regulares	Todos os edifícios	Apenas edifícios regulares	Todos os edifícios
Aplicação típica	Dimensionamento	Dimensionamento	Avaliação de edifícios novos e existentes	Avaliação de edifícios novos e existentes
Tempo de Análise	Baixo	Baixo	Moderado	Alto

A consideração do comportamento não linear de estruturas deve-se aos materiais usualmente utilizados, que apenas para valores baixos de tensões apresentam comportamento linear e dada as características dos carregamentos dinâmicos, ocorrem deformações no domínio plástico e conseqüentemente há necessidade de estabelecer teorias de comportamento fisicamente não linear. O betão é um exemplo de material que apresenta um diagrama de tensões – deformações não lineares, em que as suas características mecânicas variam ao longo do tempo, e em que a fendilhação modifica a resistência das secções. Os solos são também um exemplo, visto que não recuperam totalmente as deformações provocadas por carregamentos temporários e a sua resposta é plástica. A possibilidade de se poderem atingir grandes valores de deslocamentos, que provoca instabilidade, é outro fator importante para a consideração do comportamento não-linear. A utilização de métodos de cálculo que permitam ter em consideração os efeitos dinâmicos é de grande interesse para certos tipos de estruturas sujeitas a ações dependentes do tempo [40].

Segundo o EC8 o movimento sísmico pode ser representado pela variação da aceleração à superfície do terreno em função do tempo, velocidade e deslocamento.

No presente estudo recorreu-se foram analisados dois métodos: a análise modal por espetro de resposta e a análise dinâmica no domínio do tempo, de forma a avaliar o comportamento do sistema de isolamento em estudo.

3.2.1 Ação Sísmica

O efeito da ação sísmica é apresentado no EC8, através de um espetro de resposta elástica de aceleração, ou deslocamentos. Como foi referido no capítulo 1 o território nacional está dividido em várias zonas sísmicas (Figura 3). As características do terreno têm influência na ação sísmica à superfície por isso o EC8 apresenta 5 tipos de terreno: A- rocha, B-terrenos rijos, C-solos médios, D-solos brandos, E - formações brandas de pequena espessura sobre formações rochosas ou quase rochosas com grande contraste de rigidez.

A estrutura analisada neste estudo apresenta um terreno de fundação do Tipo B para formações do miocénico e do tipo D para os depósitos de cobertura mais recentes. Para o presente estudo adotou-se um terreno do tipo B para a quantificação das ações que serão explicadas de seguida. Na Figura 27 apresenta-se a configuração espectral que varia para cada tipo de terreno conforme os valores recomendados dos parâmetros do coeficiente de solo (S) e dos períodos ($T_B; T_C; T_D$), que serão apresentados adiante.

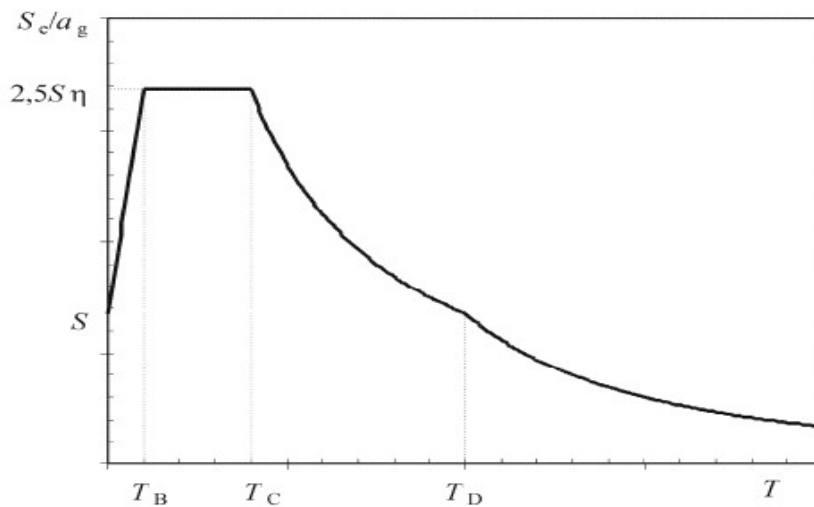


Figura 27 - Espectro de resposta regulamentar definido no EC8 [8].

A sismicidade é apresentada em função do valor de frequência da aceleração máxima num terreno do tipo A, a_{gR} [22]. A Figura 3 mostrava as zonas mapeadas, a que correspondem os valores de a_{gR} , apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 - Aceleração máxima de referência a_{gR} para as diferentes zonas sísmicas [8].

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

Este valor de referência é atribuído em concordância com um período de retorno de referência T_{NCR} da ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso [22]. Conforme a classe de importância do edifício e o tipo de ação sísmica é associado um valor de referência. O tipo de edifício em estudo na presente dissertação, edifício hospitalar, enquadra-se na classe de importância IV, com o respetivo coeficiente de importância γ_I apresentados na Tabela 3 para ambas as ações. Assim, define-se o valor de cálculo da aceleração à superfície dum terreno do tipo B, a_g ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$).

Tabela 3 - Classe e coeficiente de importância γ_I para a ação sísmica tipo 1 e 2. Adaptado de [8].

Classe de importância	Edifícios	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública	0.65	0.75
II	Edifícios correntes	1.00	1.00
III	Edifícios em que as consequências de colapso, face a eventos sísmicos, devem ser mínimas	1.45	1.15
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil	1.95	1.35

3.2.2 Análise Modal por Espectro de Resposta

O espectro de resposta elástica da aceleração horizontal $S_e(T)$ depende do tipo de ação sísmica e onde está localizada a estrutura, e é definido pelas equações abaixo:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B}\right] \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \quad (2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \quad (5)$$

em que:

$S_e(T)$ - Espectro de resposta;

T - Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B - Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C - Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S - Coeficiente de solo, determinado pelas expressões seguintes:

$$a_g \leq 1m/s^2: S = S_{m\acute{a}x} \quad (6)$$

$$1m/s^2 < a_g < 4m/s^2: S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} \cdot (a_g - 1) \quad (7)$$

$$a_g \geq 4m/s^2: S = 1 \quad (8)$$

$S_{m\acute{a}x}$ - Parâmetro cujo valor é indicado na *Tabela 4*;

η - Coeficiente de correção do amortecimento, adotando-se $\eta = 1$ com valor de referência para 5% de amortecimento viscoso, e calculado por:

$$\eta = \sqrt{10 / 5 + \xi} \geq 0.55 \quad (9)$$

Sendo ξ o amortecimento viscoso da estrutura, expresso em percentagem.

Na Tabela 4 apresentam-se os valores dos parâmetros $S_{m\acute{a}x}$, T_B , T_C e T_D do espectro de resposta elástica horizontal para a ação sísmica Tipo 1 e para a ação sísmica Tipo 2, respetivamente. Estes valores variam com o tipo de solo [22].

Tabela 4 – Parâmetros do espectro de resposta elástica horizontal [8].

Tipo de terreno	$S_{m\acute{a}x}$	T_B (s)	T_C (s)		T_D (s)
			Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
			1	2	
A	1.0	0.1	0.6	0.25	2.0
B	1.35				
C	1.6				
D	2.0				
E	1.8				

3.2.3 Análise dinâmica não linear - Análise no domínio do tempo

Na análise dinâmica não linear, a ação sísmica é definida a partir de uma série de valores ao longo do tempo, séries de acelerações, que são admitidas na maior parte dos programas de cálculo [41].

O EC8 refere que a resposta da estrutura no tempo na análise temporal não linear pode ser obtida através da integração numérica direta das equações diferenciais do movimento, utilizando acelerogramas para representar os movimentos do terreno. Os acelerogramas têm de ser compatíveis com as definições regulamentares da ação sísmica.

O comportamento da estrutura pode ser analisado de forma direta através de uma série de acelerações, no entanto a sua verificação de segurança não se pode efetuar com apenas a análise de um único sismo por isso o processo torna-se moroso. Contudo se a estrutura apresentar um comportamento não linear a utilização deste método torna-se inevitável [42].

A análise dinâmica não linear é computacionalmente exigente de se aplicar diariamente em projetos, contudo este tipo de análise é vantajoso para investigações em que se pode dispender tempo para posterior análise de resultados.

A partir da sobreposição de séries harmónicas é possível representar um acelerograma compatível com um espectro de resposta [42].

O EC8 especifica que os acelerogramas:

- a) têm de corresponder aos espectros de resposta elásticos horizontal e vertical para 5% de amortecimento viscoso ($\xi = 5\%$);

- b) a sua duração deve ser compatível com a magnitude e com outras características da ação sísmica;
- c) A duração mínima da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser 10 s, quando não houver dados específicos do local;
- d) Deve compreender as seguintes regras:
 - a. Utilizar no mínimo 3 acelerogramas;
 - b. 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;
 - c. 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 calculado a partir de todos os registos no tempo, deverá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica

Desta forma é possível determinar um espectro médio e compará-lo com o espectro regulamentar. Caso estes espectros não sejam compatíveis, determinam-se os fatores de correção, que se devem aplicar à função de densidade espectral, e realiza-se o processo de cálculo novamente. No final, o espectro de resposta médio deverá ser próximo do espectro de resposta definido no EC8 para a ação sísmica correspondente [41].

O EC8 recomenda, no caso de análise não-lineares, um número mínimo de acelerogramas, para que a aproximação entre o espectro de resposta médio e o regulamentar seja satisfatória [28].

Capítulo 4: Estudo de Caso

O presente capítulo apresenta a descrição do edifício utilizado como estudo de caso nesta dissertação e todos os pormenores da sua modelação no programa *SAP2000*. Apresentam-se as ações e respetivas combinações utilizadas na modelação e é abordada a resposta da estrutura com base fixa à ação sísmica a partir duma análise modal.

4.1 Descrição do Edifício

Neste estudo de caso foram adotadas as características de uma futura instalação a construir no Hospital das Forças Armadas (HFAR), o qual será construído nos terrenos da atual Base Aérea do Lumiar, em Lisboa. 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 [43].

O futuro edifício no HFAR “com uma configuração retangular em planta, terá uma área de implantação de 1 365 m² e 3 pisos acima do solo e uma cave, perfazendo uma área de construção total de 6 040 m²”, a Figura 28 mostra a planta deste edifício. O piso -1 destina-se ao estacionamento automóvel, encontrando-se enterrado, os restantes pisos destinam-se a zonas de serviço e quartos.

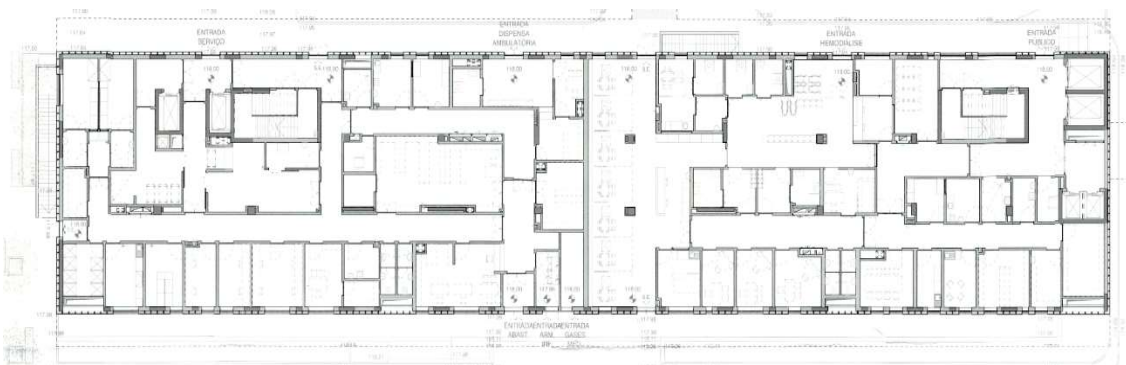


Figura 28 - Planta de implantação do futuro edifício do HFAR. Adaptado [43].

O artigo refere 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.”

A conceção estrutural adotada neste projeto não utiliza a solução de isolamento de base, no entanto o artigo refere que: “pretendeu-se obter uma estrutura resistente que satisfazendo inteiramente os requisitos associados à solução arquitetónica, cumpra a sua função estrutural com total segurança, com o nível de durabilidade pretendido, e que permita uma construção

utilizando processos construtivos eficientes". A solução adotada considera as "Especificações técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares" [47] e também os seguintes princípios base expressos no EC8:

- Simplicidade estrutural, quer no plano quer em elevação;
- Adoção tanto quanto possível de uma distribuição de massas e rigidez pouco variável em altura, evitando-se variações bruscas;
- Distribuição de elementos estruturais resistentes verticais segundo uma malha ortogonal e regular;
- Resistência e rigidez à torção;
- Adoção de soluções para os pisos que desempenham função de ligação e transmissão das forças sísmicas aos pilares e paredes resistentes.

Não foi considerada nenhuma junta apesar de o edifício apresentar a sua maior dimensão de 83m e de ter sido uma proposta de solução a adotar. Porém devido a condicionamentos arquitetónicos deixou de ser considerada. *"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."*

Os elementos estruturais resistentes em betão armado compreendem essencialmente:

- "Pilares distribuídos preferencialmente segundo e paredes estruturais ... envolvendo núcleos de acessos verticais...";
- "Lajes fungiformes estruturando os pavimentos horizontais ao nível dos pisos, compreendendo bandas maciças de espessura total constante, em geral de 0.40m...";
- Escadas em betão armado;
- "As lajes são apoiadas nos pilares e paredes estruturais interiores e em vigas de bordadura dispostas segundo os alinhamentos exteriores. Estas vigas possuem uma geometria acertada com a solução arquitetónica preconizada para as várias fachadas."

Os materiais adotados foram em geral o betão C35/45 e aço A500 NR SD.

4.2 Modelação do Edifício

A modelação do futuro edifício hospitalar foi realizada com recurso ao programa de cálculo estrutural *SAP2000*. Foram feitos dois modelos do edifício, um de base fixa e um com isolamento de base. A solução apresentada é ligeiramente diferente da original, sendo que não foi considerado o piso como enterrado nem os seus muros de suporte, por não apresentarem relevância para a análise sísmica horizontal. Como o objetivo final desta modelação é realizar a análise dinâmica do edifício de forma a perceber se é possível aplicar o isolamento de base, também foram feitas algumas alterações internas a nível estrutural, visto que com o isolamento

de base não é necessário a quantidade de paredes resistentes que a planta original tinha, tendo o edifício sido modelado apenas com as paredes e os pilares relevantes para a sua conceção. A Figura 30 mostra a planta original, no entanto o edifício foi modelado conforme a planta na Figura 29. No Anexo A é possível consultar mais algumas plantas do edifício.

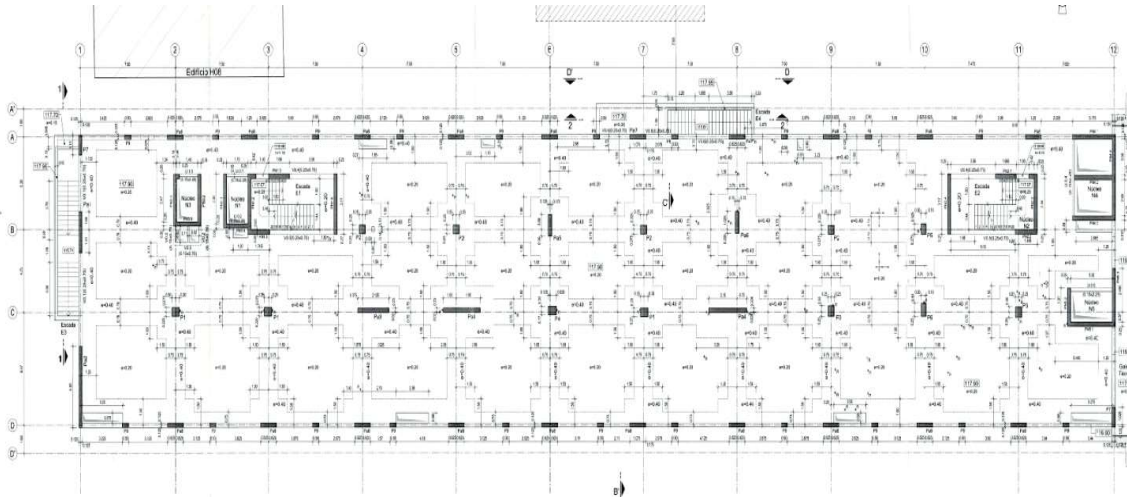


Figura 30 - Planta original do piso 0

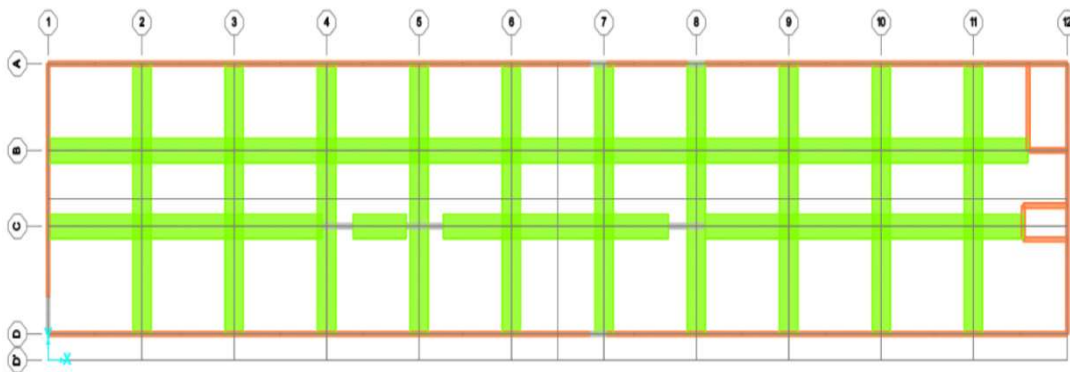


Figura 29 - Planta do piso 0 modelada no SAP2000

O edifício é constituído por elementos de betão armado ($\zeta=5\%$), da classe C35/45, as Tabela 5 e Tabela 6 apresentam as características desses elementos verticais e horizontais, respetivamente:

Tabela 5 - Características dos elementos verticais

Designação dos elementos	Secção (m)
Pilar 1	0.6x0.5
Pilar 2	0.5x0.5
Pilar 3	0.5x1
Pilar 4	0.7x0.5
Pilar 5	0.4x1
Pilar 6	0.4x1.6
Pilar 7	0.3x0.7
Pilar 8	0.6x0.3
Pilar 9	0.6x0.3
Pilar 10	0.8x0.3
Paredes	Espessura de 0.3

Tabela 6 - Características dos elementos horizontais

Designação dos elementos	Secção (m)
Viga 1	0.25x0.7
Viga 2	1x0.3
Viga 3	0.25x0.9
Viga 4	0.25x1.26
VF1	0.9x0.4
VF2	1.2x0.4
Viga Banda	0.4x1.5
Laje	Espessura de 0.3

O coeficiente de Poisson em situações correntes é de $\nu=0.2$ e o valor do módulo de elasticidade para esta classe de betão é de 34 GPa. Com base no EC8, o módulo de elasticidade deverá ser reduzido a metade do seu valor de modo a ser considerado o efeito de fendilhação no modelo. De forma a desprezar a rigidez de torção, os elementos anteriormente apresentados têm um coeficiente de multiplicação de torção de aproximadamente 0, que se admitiu como 0.001 para efeitos de utilização do programa.

Os elementos constituintes, pilares, paredes e vigas, apresentados em cima foram modelados com elementos *frame*. As paredes foram modeladas com um troço rígido ao nível dos pisos. Este elemento, viga rígida, serve para representar a rigidez das várias paredes e a ligação das sapatas à estrutura. Para o elemento rígido foi definido um material com base no tipo C35/45, mas com o módulo de elasticidade mil vezes superior, que será aplicado apenas a

elementos de comportamento semelhante a peças rígidas, para garantir a compatibilização dos deslocamentos sem alterar a flexibilidade das mesmas.

Na modelação da laje utilizou-se o elemento tipo *Shell*.

No modelo de base fixa os apoios foram considerados com restrições nas translações, mas com rotações livres segundo os eixos x, y e z.

A Figura 31 apresenta o modelo do edifício com base fixa.

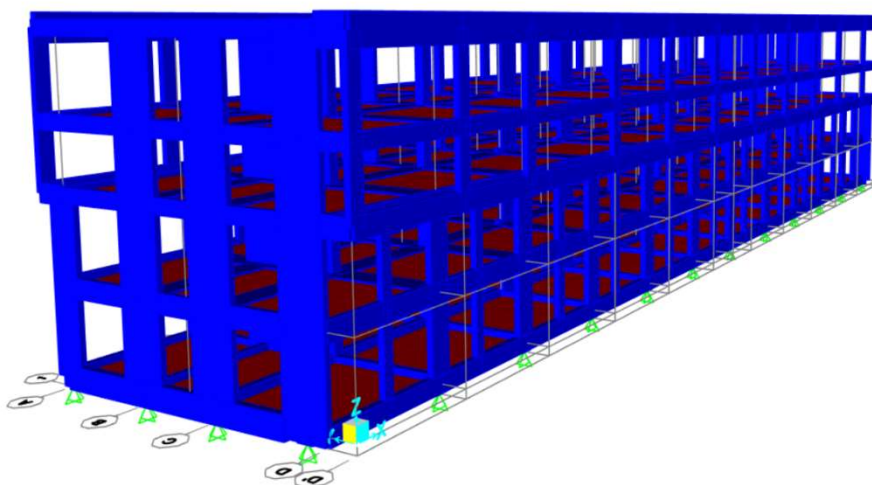


Figura 31 - Modelo de base fixa em SAP2000

4.2.1 Ações e Combinação de ações

- **Ações Permanentes**

As ações permanentes são consideradas no modelo como os pesos próprios dos elementos estruturais e de construção, a partir dos materiais que os constituem (betão e aço estrutural). Os pesos próprios de equipamentos fixos específicos são também considerados como ações permanentes, por isso o documento que apresenta os cálculos justificativos do edifício considera como mínimas as seguintes ações para pesos de revestimento (pisos e tetos):

- Revestimentos:
 - Estacionamentos (Piso -1) – 6.50 kN/m²
 - Zonas de Serviços (Piso 0) – 2.50kN/m²
 - Zonas de Quartos (Piso 1) - 2.50 kN/m²
 - Coberturas – 6.50 kN/m²

- Sobrecargas:
 Estacionamentos (Piso -1) – 5.00 kN/m²
 Zonas de Serviços (Piso 0) – 5.00 kN/m²
 Zonas de Quartos (Piso 1) – 5.00 kN/m²
 Coberturas – 2.00 kN/m²

A Tabela 7 apresenta as cargas aplicadas uniformemente pela laje e o respectivo coeficiente Ψ .

Tabela 7 - Cálculo de cargas de cada piso

Piso	a (m)	b (m)	Área (m ²)	G _k (kN/m ²)	Q _k (kN/m ²)	Ψ _g	Ψ _E	Psd (kN)
-1	82.70	16.50	1364.55	2.50	5.00	1.00	0.40	6141
0	82.70	16.50	1364.55	5.50	5.00			10234
1	82.70	19.70	1629.19	5.50	5.00			12219
2	82.70	19.70	1629.19	5.50	5.00			12219
Cobertura	82.70	19.70	1629.19	6.50	2.00			11893

- G_k – carga permanente
- Q_k – Sobrecarga de utilização
- A_{piso} – Área de cada piso
- Ψ_E – Fatores para combinação de uma ação variável

O valor da carga quase permanente, P_{sd}, utilizado para calcular parte da massa de cada piso, obtém-se a partir de:

$$Psd = (G_k + \Psi_E * Q_k) * A_{piso} \quad (10)$$

Para a definição dos valores de cálculo dos efeitos das ações (E_d), na verificação aos ELU consideraram-se as seguintes combinações de ações:

- **Combinação Fundamental**

$$Ed = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,j} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,j} \psi_{0,i} \quad (11)$$

- **Combinação sísmica**

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} Q_{k,j} \psi_{2,i} \quad (12)$$

onde:

γ – Coeficiente de segurança parcial

G – Valor característico da ação permanente

Q – Valor característico das ações variáveis

A – Ação sísmica

ψ – Fator para a combinação dum ação variável

4.3 Frequências Próprias e Modos de vibração do edifício com base fixa

Depois de elaborada a modelação do edifício foi realizada a análise modal da estrutura, com o objetivo de caracterizar os modos de vibração com maior relevância. Para cada modo de vibração da estrutura, existe uma frequência associada, correspondente à frequência própria do modo de vibração. Cada modo de vibração está relacionado com um período de vibração que é definido como o tempo necessário para uma oscilação completa na respetiva direção. Para analisar melhor cada modo de vibração recorreu-se também aos fatores de participação de massa para ver a influência do modo em cada direção.

A Tabela 8 mostra os resultados da análise modal da estrutura de base fixa de onde resultaram as frequências de vibração, períodos e o somatório da participação modal segundo os respetivos modos de vibração.

Tabela 8 - Períodos e Frequência própria, fatores de participação modal para o edifício de base fixa

Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	U_x (%)	U_y (%)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)
1	1.02	0.99	0.02	68.54	0.02	68.54
2	0.87	1.15	73.48	0.02	73.50	68.56
3	0.67	1.49	0.01	2.85	73.51	71.41
4	0.32	3.09	8.62	0.01	82.13	71.42
5	0.30	3.33	0.01	1.56	82.14	72.98
6	0.29	3.46	0	2.81	82.14	75.79
7	0.28	3.51	0	5.61	82.14	81.40
8	0.27	3.72	0	0.43	82.14	81.83
9	0.26	3.86	0.01	0.02	82.15	81.85
10	0.24	4.10	0	0.15	82.15	82.00
Σ			82.15	82.00		

No primeiro modo o movimento é descrito pela translação na direção Y. A percentagem de massa atuante é de 68.57% nesta direção, associado a percentagens altas de massa, a frequência toma valores baixos, neste caso 0.99Hz. O segundo modo é caracterizado pela

translação no eixo X, a percentagem atuante de massa é de 73.5%, com uma frequência de 1.15Hz. O movimento nas outras direções é nulo, em ambos os modos apresentados. O modo 3 é descrito por uma frequência de 1.49Hz e o seu movimento ocorre segundo o eixo Z. A participação de massa associada não é significativa, sendo que no eixo Y a sua participação não é nula, manifestando algum movimento.

As figuras seguintes mostram os 2 primeiros modos de vibração da estrutura, no Anexo D é possível observar os modos de vibração em 2D.

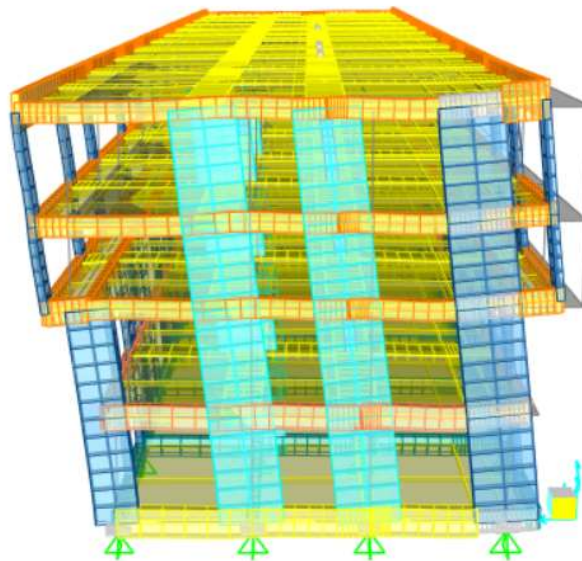


Figura 32 - Primeiro Modo de vibração (Translação Y - Transversal)

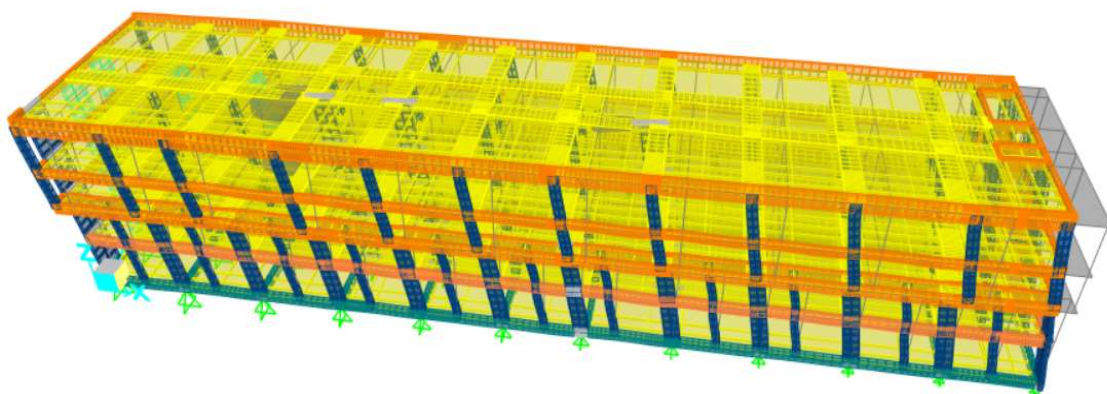


Figura 33 - Segundo Modo de vibração (Translação X - Longitudinal)

Capítulo 5: Análise Estrutural

Este capítulo tem como objetivo avaliar o comportamento sísmico com base isolada e tentar perceber qual o tipo de aparelho mais adequado a implementar no edifício em estudo. Inicia-se com o dimensionamento dos aparelhos a utilizar para os blocos de borracha e para os apoios pendulares por atrito. De seguida, realiza-se a caracterização da ação sísmica e é analisada a solução com base isolada através de uma análise modal por espectro de resposta. Após a análise modal é analisado o comportamento da estrutura com base isolada recorrendo a uma análise no domínio do tempo, mas apenas para os apoios de atrito FPS. Por fim realiza-se uma análise e comparação dos resultados obtidos para os dois tipos de aparelhos isoladores.

5.1 Dimensionamento dos aparelhos de apoio

Como descrito anteriormente no Capítulo 2 existem diversas soluções de isolamento de base, o presente subcapítulo tem como objetivo dimensionar e modelar dois tipos de soluções: apoios pendulares com atrito e blocos de borracha.

A modelação da estrutura com isolamento de base mantém-se igual à estrutura de base fixa, com a diferença que no caso do isolamento de base os aparelhos de apoio são colocados abaixo das vigas de fundação. Estes aparelhos foram considerados no programa *SAP2000* como elementos lineares (*springs*) e colocados 50 cm abaixo das vigas de fundação.

5.1.1 Dimensionamento dos Blocos de borracha

Ao contrário dos apoios fixos, todas as translações horizontais e rotações se encontram livres neste tipo de apoios. Desta forma é possível aplicar uma mola com o valor de rigidez pretendido.

Para escolher a rigidez horizontal de cada apoio é necessário definir a frequência fundamental da estrutura de base isolada. Segundo o EC8 o valor da frequência deve pertencer ao seguinte intervalo:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s \quad (13)$$

O período fundamental da estrutura com base fixa é representado por T_f e T_{eff} é o período efetivo da estrutura com base isolada. Tendo como objetivo que o valor da frequência própria para a estrutura com isolamento seja entre um terço e um quarto do valor da frequência da estrutura de base fixa, a frequência do edifício isolado deve rondar os 0,33Hz, já que a frequência própria do edifício de base fixa é de 1Hz.

Sendo que a massa da estrutura (M_{total}) é conhecida (13557.66 ton) e a frequência (f) da estrutura com isolamento já está definida (0.33 Hz), o valor da rigidez horizontal total (K_{total}) do sistema é calculado a partir da seguinte equação:

$$T_{eff} = 2 \pi \sqrt{\frac{M_{total}}{K_{total}}} \Leftrightarrow K_{total} = (f \times 2 \pi)^2 \times M_{total} \quad (14)$$

Numa análise prévia, e para que a posição do centro de rigidez não difira muito da posição do centro de massa, considerou-se a rigidez horizontal de cada apoio proporcional à carga vertical nesse ponto. Assim a rigidez horizontal de cada apoio foi estimada a partir da seguinte equação:

$$K_{apoi} = \frac{N_{apoi}}{N_{total}} \times K_{total} \quad (15)$$

em que:

K_{total} – Rigidez horizontal total do sistema

K_{apoi} – Rigidez horizontal de cada apoio

N_{total} – Esforço normal total do sistema

N_{apoi} – Esforço normal de cada apoio

Os valores da capacidade de carga vertical de cada apoio foram obtidos através do programa *SAP2000*. Na Figura 34 podem-se observar 50 pontos numerados, onde podem ser colocados os apoios da estrutura. A estrutura está dimensionada para uma frequência de 0.31Hz e pela equação (3) a sua rigidez é de 58295kN/m. Em função disso a soma das rigidezes dos apoios aplicados tem de ser aproximadamente igual a este valor e por esse motivo os apoios não foram colocados em todos os pontos. A partir da consulta de catálogos de fornecedores de aparelhos de apoio elastoméricos [24] foi possível associar modelos concretos de isoladores aos diversos pontos de apoio. A Tabela 9 tem como objetivo exemplificar como foi definido o tipo de aparelho tendo em conta a carga vertical aplicada nos respetivos pontos de apoio. Importa referir que a carga vertical é composta pela combinação do peso da estrutura com a sobrecarga e a ação sísmica mais condicionante na direção Y.

Tabela 9 - Definição dos aparelhos de apoio elastoméricos

Pontos de apoio	Carga vertical N (kN)	Rigidez K_e (kN/m)	Denominação/Tipo de apoio
10	6421.9	2510	SI-N 800/160
11	9720.6	3030	SI-N 900/168
23	4619.9	1920	SI-N 700/160
39	4693.4	1920	SI-N 700/160
96	5772.1	2510	SI-N 800/160
116	4439.8	1920	SI-N 700/160
355	3446.1	1740	SI-N 650/153

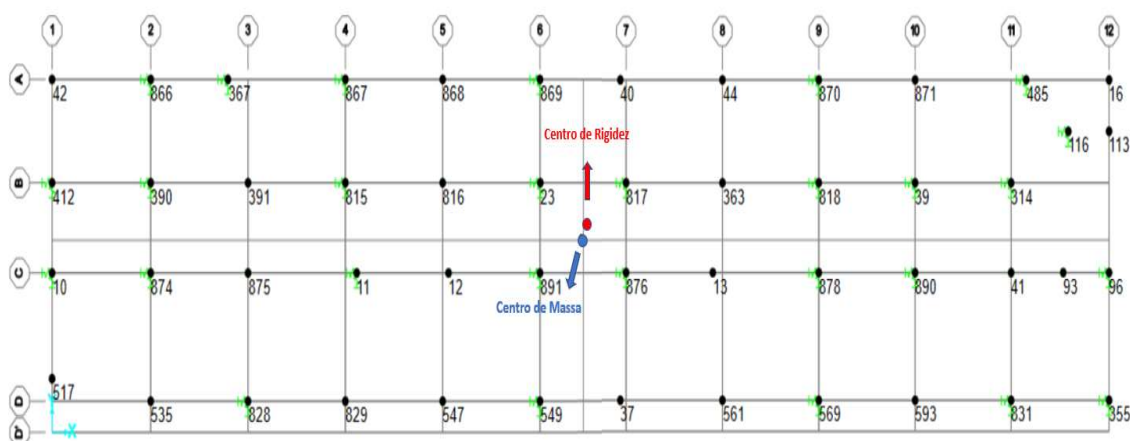


Figura 34 - Pontos de colocação dos aparelhos de apoio; Centro de massa e Centro de rigidez

Os pontos em que foram aplicados e definidos os blocos de borracha observam-se na Figura 35, aqueles que não estão representados no gráfico foram considerados como aparelhos deslizantes, isto significa que a rigidez horizontal é considerada nula. Para a escolha dos aparelhos recorreu-se ao catálogo de apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB) da empresa FIP Industriale [24]. Este catálogo apresenta diferentes valores de deslocamento, para a verificação dos apoios de borracha considerou-se um valor máximo de dimensionamento de 250mm e por isso adota-se dispositivos com capacidade para deslocamentos máximos de 300mm. No Anexo B apresenta-se esta tabela específica do catálogo.

Após a colocação dos apoios foi possível calcular o centro de rigidez (CR) que se situa a 41.7m de comprimento e 10.7m de largura e que se encontra próximo do centro de massa (CM) da estrutura que se localiza a 41.3m de comprimento e 9.9m, a Figura 34 apresenta ilustração do CR a vermelho e o CM a azul.

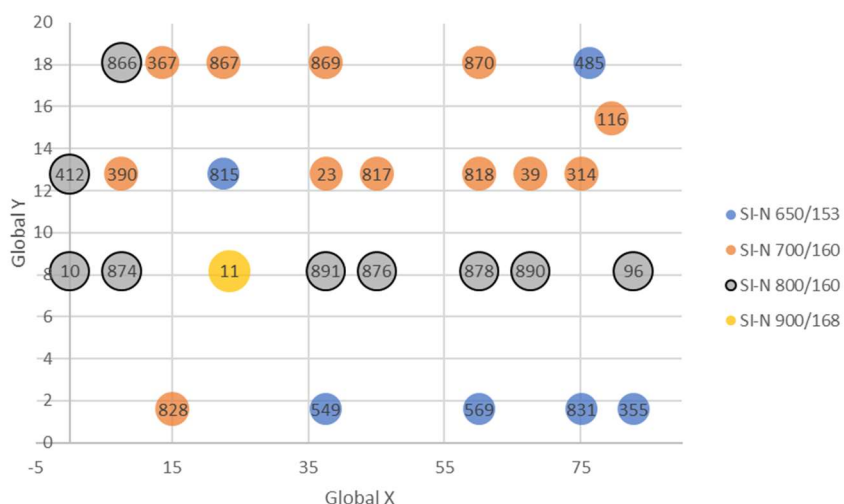


Figura 35 - Definição dos apoios HDRB em planta

A partir da Figura 35 foi possível elaborar a Tabela 10 que apresenta a rigidez, a capacidade de carga máxima e o número dos aparelhos adotados para esta solução.

Tabela 10 - Características dos blocos de borracha

Denominação/Tipo de apoio	Rigidez K_e (kN/m)	Carga vertical N (kN)	Nº de apoios aplicados
SI-N 650/153	1740	3690	6
SI-N 700/160	1920	4700	12
SI-N 800/160	2510	7920	9
SI-N 900/168	3030	10980	1

Todos os pontos de apoio, com apoios HDRB e apoios deslizantes, foram considerados com uma rigidez vertical de 3030000 kN/m. No Anexo F encontram-se as cargas verticais a que os apoios estão sujeitos e os pontos com a definição dos apoios deslizantes.

5.1.2 Dimensionamento dos Apoios Pendulares com atrito

Neste modelo assume-se que o movimento ocorre apenas quando o atrito entre a ponta de apoio e a superfície de deslizamento é ultrapassado. Os apoios pendulares com atrito vão ser colocados nos 50 pontos de apoio apresentados na Figura 34 apresentada anteriormente.

Este modelo tem como objetivo analisar os deslocamentos e as acelerações da estrutura quando sujeita a uma ação sísmica, onde o atrito na base é a única força que se opõe à força gerada pelo sismo [44].

Quando a força gerada pelo sismo (Q) aumenta, a força de reação horizontal (F_m) também aumenta e o corpo permanece imóvel, até ao ponto em que a força gerada pelo sismo (Q) ultrapassa a força de atrito. Nesta situação a força F_m reduz e passa a ser designada por força de atrito cinética (F_c) [44]. A Figura 36 mostra graficamente o comportamento descrito.

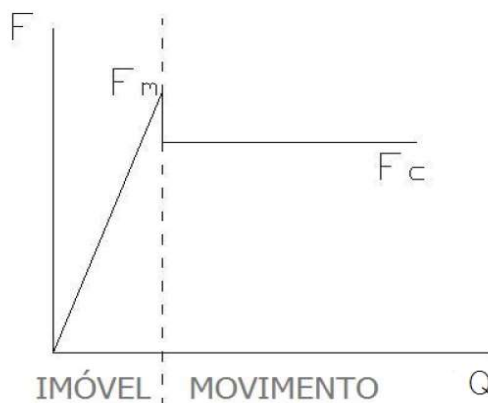


Figura 36 - Força de atrito estático e força de atrito cinético - equilíbrio e movimento [44].

A força de atrito F_m provocada pelo isolador FPS, que se trata da reação horizontal antes do movimento, é 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 definida pela seguinte equação:

$$F_m = \mu \times N_{sd} \quad (16)$$

A força horizontal máxima que pode ser atingida provocada pelo isolador é dada por:

$$F_{m\acute{a}x} = F_m + K_r \cdot d \quad (17)$$

em que:

K_r – Rigidez dada por:

$$K_r = \frac{N_{sd}}{R} \quad (18)$$

μ – Coeficiente de atrito

N_{sd} – Carga vertical que atua no isolador

R – Raio de curvatura do aparelho isolador

d – Deslocamento

A Figura 37 esquematiza as equações apresentadas anteriormente num modelo bilinear de força-deslocamento.

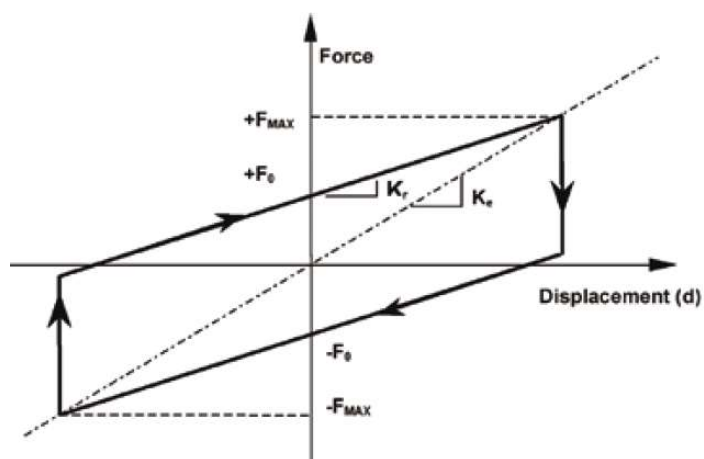


Figura 37 - Modelo bilinear de força-deslocamento. Adaptado de [24]

O valor do coeficiente de atrito μ depende da superfície de contacto e aparece em função da carga vertical conforme o tipo de isolador escolhido. No catálogo utilizado [24] para a escolha do isolador existem dois tipos de μ : o *low friction* com um coeficiente de 2.5% e o *medium friction* com um coeficiente de 5.5%.

A modelação com este tipo de aparelho de apoio foi realizada com o elemento de ligação *Link Friction Isolator*. Este elemento permite simular a superfície concava dos apoios de forma a aproximar o modelo aquilo que corresponderia na realidade.

Na definição deste 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.

A equação (18) mostra que a rigidez horizontal é proporcional ao peso suportado pelo aparelho de apoio, por este motivo consideram-se as cargas verticais atuantes combinadas com a ação sísmica. No modelo base fixa avaliou-se a carga vertical combinada com a ação sísmica nos apoios, calculou-se uma rigidez horizontal com base na equação (18) para cada apoio. Na modelação do elemento *link friction isolator* definiu-se um valor de rigidez vertical 10^4 vezes superior ao calculado nos apoios.

O raio de curvatura a adotar teve por base a seguinte equação já anteriormente definida para os aparelhos elastoméricos:

$$T_{eff} = 2 \pi \sqrt{\frac{M_{total}}{K_{total}}} = 2 \pi \sqrt{\frac{M_{total}}{\frac{N}{R}}} = 2 \pi \sqrt{\frac{M \cdot R}{M \cdot g}} = 2 \pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (19)$$

em que:

K_{total} – Rigidez horizontal total do sistema

M_{total} – Massa da estrutura

N – Esforço normal total do sistema

R – Raio de curvatura do aparelho isolador

g – Aceleração da gravidade, onde se admitiu um valor de 9.81 m/s^2

A estrutura isolada está dimensionada para um período $T = 3$ segundos, assim a partir da equação anterior obtém-se um raio de curvatura dado por:

$$R = \left(\frac{3}{2\pi}\right)^2 \times 9.81 = 2.24\text{m} \quad (20)$$

O raio de curvatura adotado foi de 2.5m e considerou-se razoável adotar um coeficiente de atrito de 2.5% para um deslocamento de 150 mm .

A Figura 38 mostra a disposição e designação dos aparelhos definidos e a *Tabela 11* apresenta as suas características. No Anexo G encontram-se tabeladas as cargas verticais a que os apoios estão sujeitos e a respetiva rigidez.

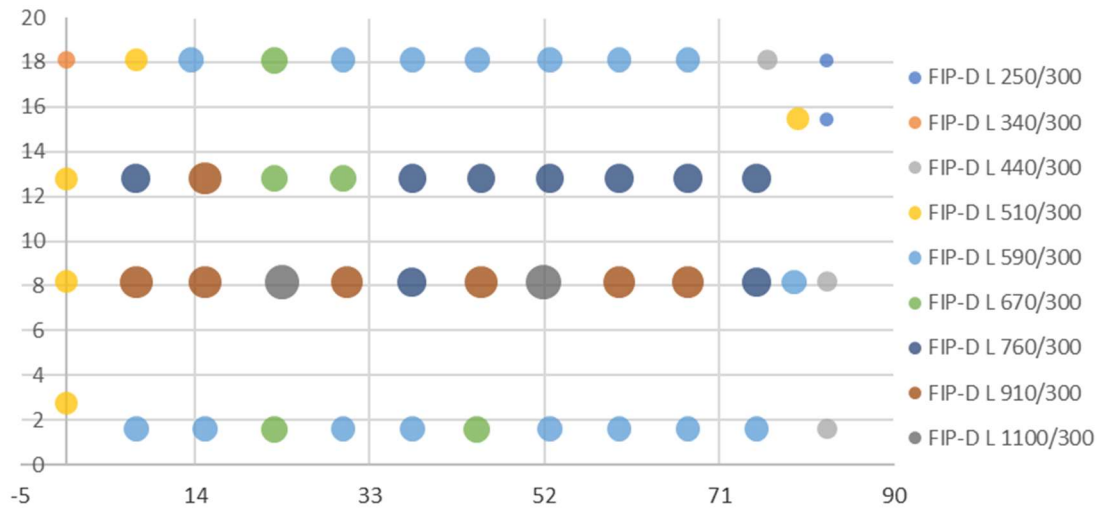


Figura 38 - Definição dos apoios pendulares com atrito

Os apoios adotados foram escolhidos a partir do catálogo FIP Industriale, a tabela com as características detalhas dos apoios pendulares com atrito escolhidos encontram-se no Anexo C.

Também no Anexo E é possível verificar as características adotadas para a modelação deste tipo de apoios, onde são apresentadas as janelas do programa *SAP 2000*.

Tabela 11 - Características dos apoios pendulares com atrito

Denominação/Tipo de apoio	Rigidez K_e (kN/m)	Carga vertical N (kN)
FIP-D L 250/300	1000	400
FIP-D L 340/300	1500	600
FIP-D L 440/300	2000	800
FIP-D L 510/300	2500	1000
FIP-D L 590/300	3000	1200
FIP-D L 670/300	3500	1400
FIP-D L 760/300	4000	1600
FIP-D L 910/300	5000	2000
FIP-D L 1100/300	6000	2400

Após a colocação dos apoios calculou-se o centro de rigidez que se situa a 41.34m de comprimento e 9.95 m de largura e que coincide com o centro de massa da estrutura.

5.2 Ação Sísmica

De acordo com o definido no EC8 e as especificações técnicas para o comportamento Sismo-Resistente de edifícios hospitalares [47], o local do futuro edifício em estudo situa-se nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3, relativamente às ações sísmicas do Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente, estando-lhe associada, para cada uma das situações, valores de aceleração máxima de referência a_{gR} de 1.50 e 1.70m/s². Para a quantificação desta ação e tendo em conta as indicações geotécnicas considerou-se um terreno tipo B.

Tratando-se de um edifício hospitalar pertence à classe de importância IV, onde se tem coeficientes de importância: $\gamma_I = 1.95$ (Ação sísmica Tipo 1) e $\gamma_I = 1.50$ (Ação sísmica Tipo 2). As acelerações máximas no terreno de fundação são obtidas a partir da multiplicação dos coeficientes de importância pelas acelerações máximas de referência, toma assim os valores de a_g de 2.93 e 2.55 m/s², respetivamente para as ações sísmicas do Tipo 1 e Tipo 2.

O coeficiente de comportamento q foi considerado unitário nas análises sísmicas efetuadas, porem para o cálculo e dimensionamento das armaduras considerou-se um coeficiente de 1.5.

Como o objetivo do presente trabalho é dimensionar e analisar os apoios necessários para o bom isolamento sísmico da estrutura considerou-se apenas a sollicitação sísmica horizontal com duas componentes (x e y). Apesar de um dimensionamento de um sistema de isolamento de base necessitar da componente vertical, esta não foi considerada uma vez que o seu efeito não é relevante para o trabalho em estudo. Esta consideração foi definida com base nos resultados obtidos em [7], que mostra que apesar da resposta dos apoios ser afetada pela componente vertical da ação sísmica, os parâmetros de dimensionamento dos apoios não são afetados. Refere ainda que esta componente é irrelevante no valor máximo de deslocamento de apoio e sem influência no valor médio do esforço axial nos apoios.

A Tabela 12 mostra os parâmetros utilizados na definição dos espectros de resposta.

Tabela 12 - Parâmetros utilizados na definição do espectro de resposta

	Zona	a_{gR} (m/s ²)	γ	A_g (m/s ²)	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)	S_{max}	S
Sismo 1	1.3	1.5	1.95	2.925	0.1	0.6	2	1.35	1.125
Sismo 2	2.3	1.7	1.5	2.55	0.1	0.25	2	1.35	1.169

5.3 Análise Modal por Espectro de Resposta

Na Figura 39 apresenta-se os espectros de resposta elástica de acelerações relativos às ações sísmicas tipo 1 e 2, para um amortecimento de 5%. Conforme é possível verificar, a ação tipo 1 é mais condicionante que a tipo 2 e por isso os dados a seguir apresentados foram analisados com a ação mais condicionante.

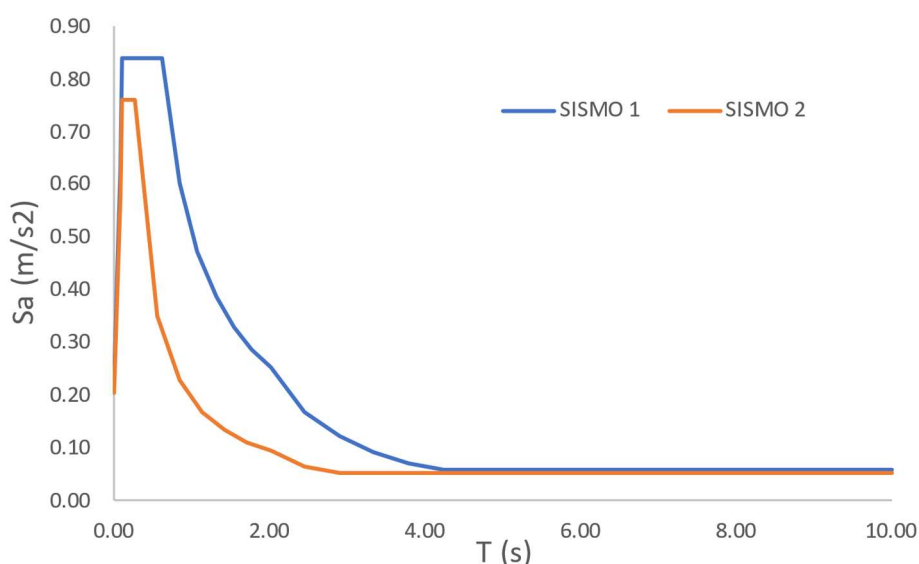


Figura 39 - Espectros de resposta para a ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, $\xi = 5\%$

O sistema de isolamento de base apresenta um amortecimento entre 10% a 15% do amortecimento crítico para os períodos fundamentais. Por isso, considerou-se “misto”, com um amortecimento de 5% para períodos inferiores a 2s e um amortecimento de 10% para períodos superiores a 2s, isto significa que a estrutura vibra com as frequências próprias até aos dois segundos e a partir daí passa a vibrar com a frequências característica do isolamento.

A Figura 40 mostra o espectro de resposta elástica de acelerações para as ações do tipo 1, com o objetivo de mostrar que, com a instalação do sistema de isolamento de base, há uma redução das acelerações da base fixa com um amortecimento de $\xi=5\%$, para a base isolada com $\xi=10\%$, o que se traduz numa redução das forças de inércia na estrutura, que garante que os elementos estruturais permanecem em regime elástico durante a ação sísmica mais acentuada.

Os espectros de resposta foram introduzidos no programa SAP200 através da função Response Spectrum. O EC8 sugere que o sismo seja considerado, consoante o caso mais condicionante, em 100% numa direção e 30% na outra direção por isso define-se uma combinação modal CQC (Combinação Quadrática Completa) e uma combinação direcional SRSS (Square Root of the Sum of Squares).

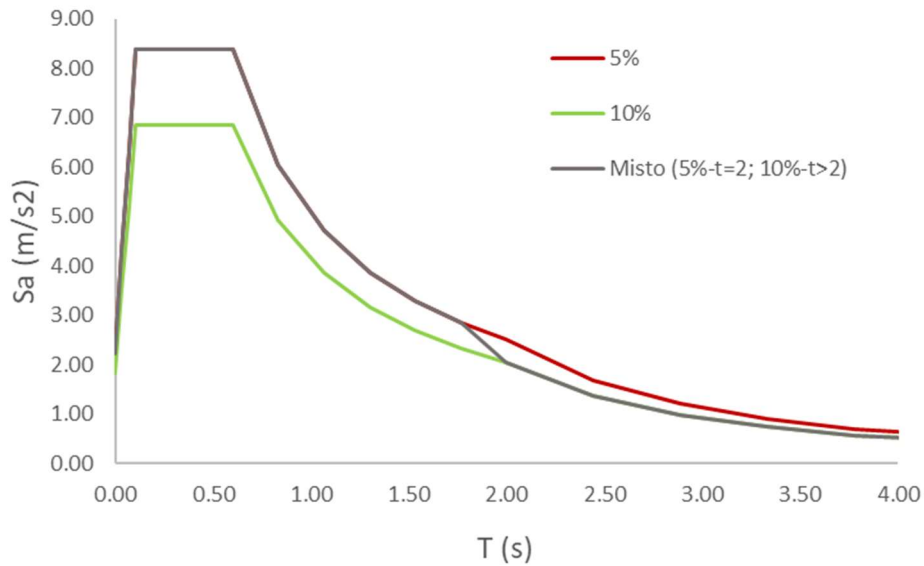


Figura 40 - Variação da aceleração espectral da estrutura de base fixa e base isolada, para a ação sísmica do tipo 1

5.3.1. Frequências Próprias e Modos de vibração do edifício com Isolamento de base

Segundo o EC8, para efetuar uma análise modal por espectro de resposta devem ser considerados todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura, ou seja, devemos analisar um número mínimo de modos tal que, o somatório das suas massas efetivas seja superior ou igual a 90% da massa total da estrutura, em cada direção.

Neste caso a contribuição dos modos de vibração com deformação da estrutura é reduzida, porque a estrutura comporta-se como um corpo rígido. A Tabela 13 mostra os resultados da análise modal da estrutura de base isolada com os blocos de borracha e os aparelhos pendulares por atrito onde resultaram as frequências de vibração, períodos e o somatório da participação modal segundo os respetivos modos de vibração.

Tabela 13 - Períodos e Frequência própria, fatores de participação modal cumulativos para o edifício de base isolada

Blocos de Borracha				
Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)
1	3.15	0.31	1.06	97.64
2	3.12	0.32	99.01	98.88
3	2.75	0.36	99.88	99.75
4	0.55	1.80	99.88	99.99
5	0.48	2.09	99.99	99.99
6	0.39	2.56	99.99	99.99
7	0.30	3.35	99.99	99.99
8	0.29	3.50	99.99	99.99
9	0.27	3.74	99.99	99.99
10	0.25	3.93	99.99	99.99
		Σ	99.99	99.99

Aparelhos Pendulares por atrito				
Modos	Período [s]	Frequência [Hz]	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)
1	3.25	0.31	0.02	99.84
2	3.23	0.31	99.91	99.85
3	0.65	1.53	99.91	99.86
4	0.53	1.89	99.91	99.99
5	0.48	2.09	99.99	99.99
6	0.30	3.33	99.99	99.99
7	0.29	3.46	99.99	99.99
8	0.27	3.68	99.99	99.99
9	0.26	3.84	99.99	99.99
10	0.25	4.03	99.99	99.99
		Σ	99.99	99.99

Em ambos os modelos o primeiro modo o movimento é descrito pela translação na direção Y, a percentagem de massa atuante é de 97.64% para os blocos de borracha e 99.84% para os aparelhos de atrito. O segundo modo é caracterizado pela translação no eixo X, a percentagem atuante de massa é de 97.95% e 99.89% para os blocos de borracha e os aparelhos de atrito, respetivamente. O movimento nas outras direções é nulo enquanto estão a ocorrer as translações, em ambos os modos apresentados. O modo 3 é descrito por uma torção e a participação de massa associada é praticamente nula em ambos os casos.

A Figura 41 e Figura 42 apresentam as deformadas da estrutura correspondente aos dois primeiros modos de vibração da estrutura. Pode-se observar que em comparação com a estrutura de base fixa apresentada na Figura 32, a estrutura com isolamento comporta-se como um corpo rígido, sendo que não são visíveis deslocamentos significativos entre pisos como se mostra na Figura 41.

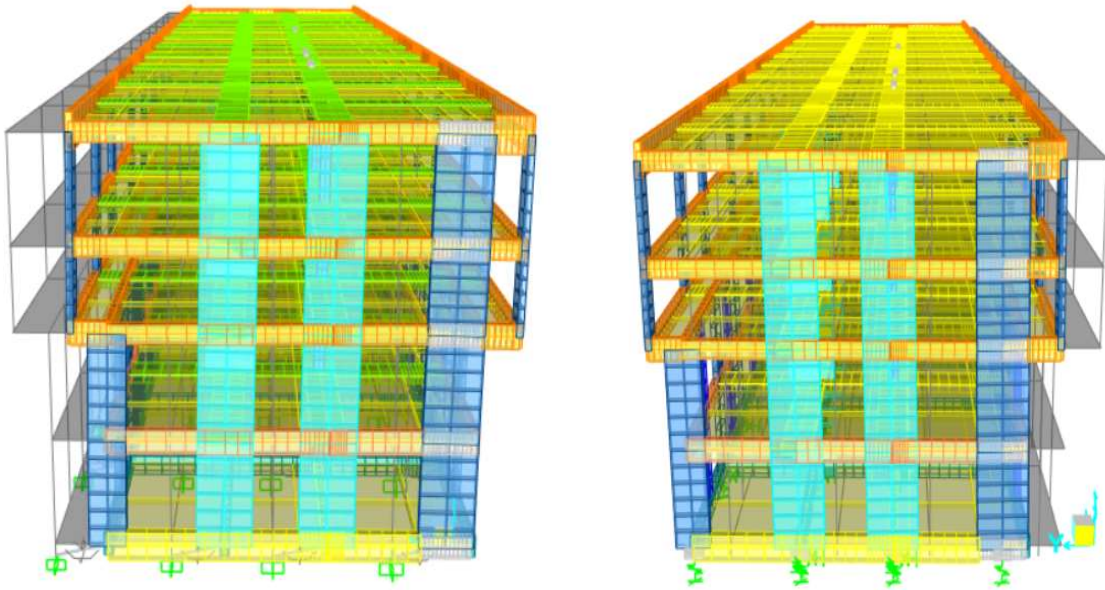


Figura 41 - Primeiro modo de vibração nos modelos com aparelhos pendulares por atrito e blocos de borracha

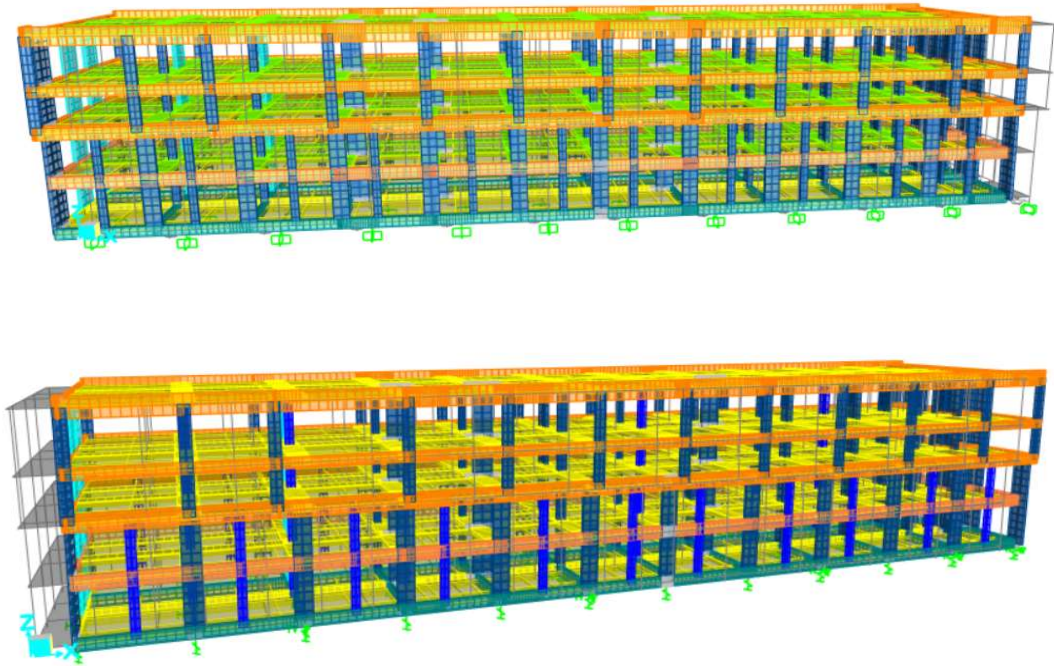


Figura 42 – Segundo modo de vibração nos modelos com aparelhos pendulares por atrito e blocos de borracha

5.3.2. Análise de resultados

A análise linear permite comparar alguns parâmetros que ocorrem na estrutura como: os seus deslocamentos, a força de corte basal, a deformada entre a base fixa e a base isolada e as respectivas acelerações absolutas. Na Tabela 14, Tabela 15 e Tabela 16 são apresentados os valores dos deslocamentos em altura para as ações tipo 1, por serem os mais condicionantes, na direção x e y com a estrutura de base fixa, com blocos de borracha e apoios pendulares respetivamente

Tabela 14 - Deslocamentos em altura - Estrutura com base fixa

H (m)	Direção	u (m)	Direção	u (m)
-0.5	Sismo 1 X	0.00	Sismo 1 Y	0.00
0		0.00		0.00
4.5		0.04		0.06
9		0.08		0.12
12.5		0.11		0.17
17		0.14		0.22

Tabela 15 - Deslocamentos em altura - Estrutura com Blocos de borracha

H (m)	Direção	u (m)	Direção	u (m)
-0.5	Sismo 1 X	0.20	Sismo 1Y	0.21
0		0.20		0.21
4.5		0.20		0.22
9		0.21		0.23
12.5		0.21		0.23
17		0.22		0.24

Tabela 16 - Deslocamentos em altura - Estrutura com Apoios Pendulares de atrito

H (m)	Direção	u (m)	Direção	u (m)
-0.5	Sismo 1 X	0.00	Sismo 1Y	0.00
0		0.20		0.19
4.5		0.20		0.20
9		0.21		0.21
12.5		0.21		0.21
17		0.21		0.22

Da análise das tabelas acima apresentadas é possível verificar que o deslocamento entre pisos no caso da estrutura da base fixa são mais acentuados, com uma variação de 0.03m e 0.04m entre pisos. Em comparação, na estrutura isolada, a variação dos deslocamentos entre pisos é no máximo 0.01m e é possível observar que existem pisos onde essa variação é nula, com qual um dos dois isolamentos em estudo. Deste modo, verifica-se que a aplicação dos apoios de isolamento de base reduziu os deslocamentos entre pisos e por isso os danos

estruturais que advém daí também vão diminuir significativamente quando comparado à estrutura não isolada.

Pode concluir-se que os resultados coincidem com as considerações apresentadas para uma estrutura de base isolada em que os deslocamentos aumentam em relação aos obtidos com a base fixa. Isto deve-se ao facto de o sistema isolado apresentar um aumento no período próprio de vibração.

As componentes de deslocamento que estão relacionadas com a deformação da estrutura Δu , acima do nível de isolamento de base, são apresentadas nas figuras Figura 43 e Figura 44 para as soluções de base isolada, perante a ação sísmica tipo 1 na direção x e y.

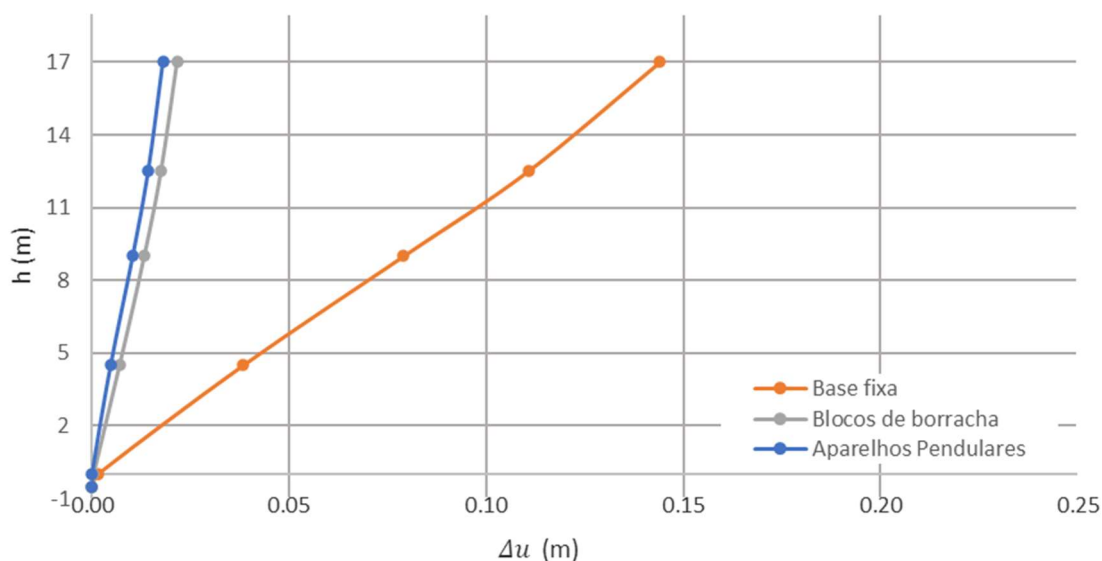


Figura 43 - Deformada da estrutura em função da altura, na direção X

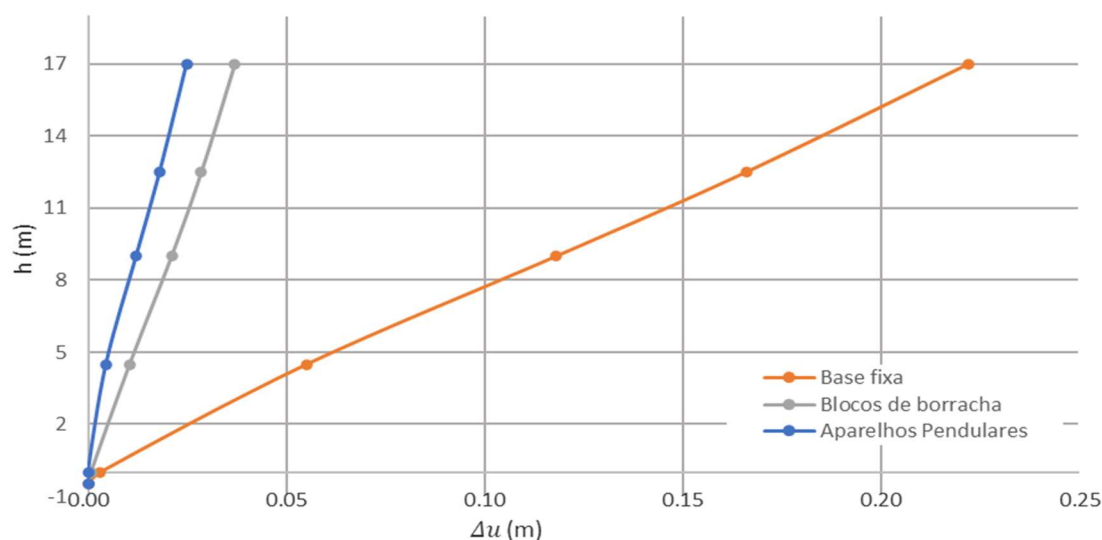


Figura 44 - Deformada da estrutura em função da altura, na direção Y

No caso do edifício de base fixa apresentam-se os deslocamentos totais em cada piso. No caso do edifício com isolamento de base estão presentes os deslocamentos relativos entre o movimento dos pisos e o movimento no topo dos blocos de isolamento. Nas figuras observa-se que os aparelhos de isolamento sísmico têm grande eficácia, devido à reduzida variação de deslocamentos que apresentam entre pisos quando a estrutura for sujeita a um sismo.

De acordo com o catálogo da empresa FIP Industriale, os materiais utilizados na produção deste apoio são caracterizados por um módulo de distorção, G , de 0.8 MPa, e por um elevado amortecimento que permite o aumento da dissipação de energia. No caso dos apoios pendulares com atrito a dissipação de energia ocorre devido ao atrito cinético resultante do movimento.

As forças de corte basal, F_b , são apresentadas na Figura 45, sob a ação das ações tipo 1 na direção x e y .

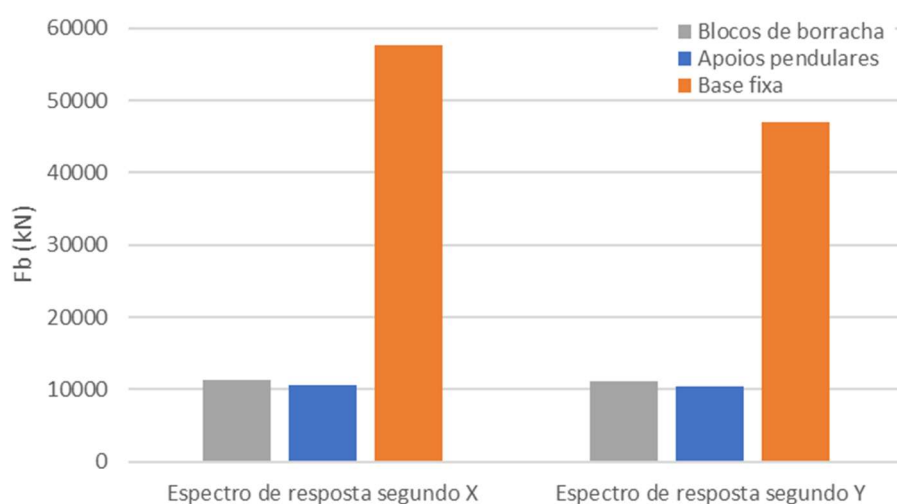


Figura 45 - Forças de corte basal

Na Figura 45 e na Tabela 17 é possível observar que os valores reduzem significativamente para a estrutura com base isolada, isto deve-se ao facto dos sistemas de isolamento terem a capacidade de reduzir as cargas transmitidas à fundação por serem dotados de um amortecimento que dissipa a energia da ação sísmica.

Tabela 17 - Valores dos esforços de corte basal (kN)

	Blocos de borracha	Apoios Pendulares com atrito	Base fixa
Sismo 1, x	11350.77	10549.19	57738.08
Sismo 1, y	11089.4	10434.85	46980.99

Analisando os deslocamentos no topo do edifício, observa-se que o edifício só tem movimento na direção em que é aplicada a ação sísmica, não revelando qualquer movimento de rotação em torno de um eixo vertical.

A Figura 46 e Figura 47 mostra o esboço desse movimento de translação a que a estrutura se encontra sujeita.

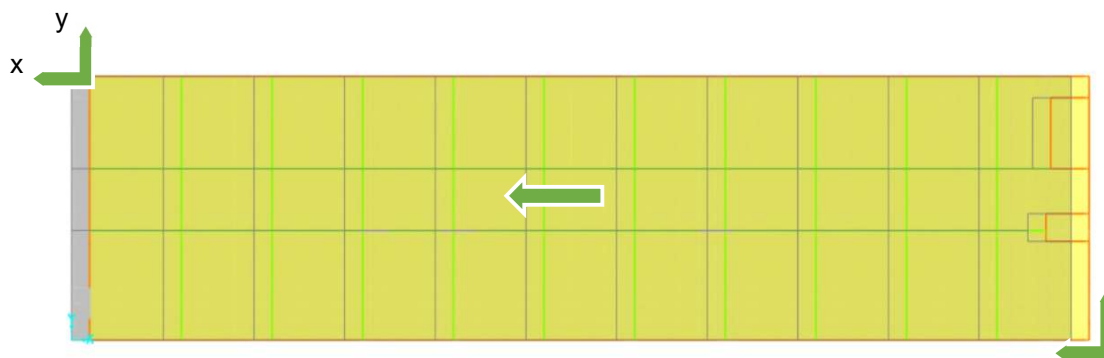


Figura 46 - Topo da estrutura com translação em x

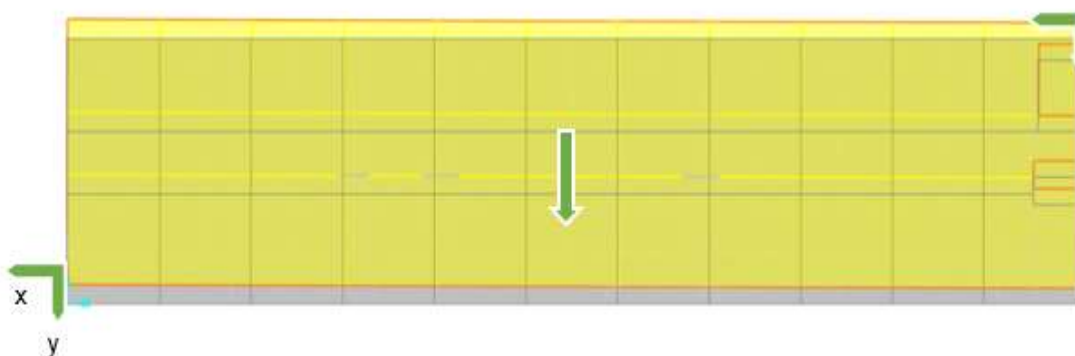


Figura 47 - Topo da estrutura com translação em Y

5.3.3. Dimensionamento de Armaduras

O dimensionamento das armaduras é indispensável para um bom funcionamento estrutural, ainda que o isolamento mostre bons resultados relativamente desempenho sísmico e por isso não seja necessária a mesma quantidade de elementos resistentes que para uma base fixa é necessário para manter a rigidez da estrutura.

A verificação de segurança para cada secção consiste em ter, para o nível de esforço axial de cálculo N_{sd} em causa, obtido das análises estruturais efetuadas com recurso ao *SAP2000*, o correspondente momento fletor resistente superior ao momento fletor de cálculo [45]. No modelo os esforços atuantes obtidos apresentavam momentos M_{sd} muito baixos e um esforço normal N_{sd} muito alto. Desta forma verificou-se que bastava dimensionar a secção com uma armadura mínima.

As armaduras escolhidas para uma seleção de pilares e vigas apresentam-se nas Tabela 18 e Tabela 19, respetivamente, assim como as áreas de armadura e as respetivas taxas de armadura.

Tabela 18 - Dimensão, armaduras adotadas, áreas e percentagem de armadura nos pilares

	H (m)	B (m)	Armadura	As (cm²)	ρ (%)
Pilar 1	0.6	0.5	4 Φ 16	8.04	0.27
Pilar 4	0.7	0.5	4 Φ 20	12.57	0.36
Pilar 5	0.4	1	4 Φ 20	12.57	0.31
Pilar 8	0.3	0.6	4 Φ 12	4.52	0.25
Pilar 9	0.6	0.4	4 Φ 16	8.04	0.34

Tabela 19 - Dimensão, armaduras adotadas, áreas e percentagem de armadura nas vigas

	H (m)	B (m)	Armadura	As (cm²)	ρ (%)
Viga 1	0.70	0.25	3 Φ 16	6.03	0.34
Viga 2	0.30	1.00	3 Φ 16	6.03	0.20
Viga 3	0.90	0.25	3 Φ 16	6.03	0.27
Viga 4	1.26	0.25	3 Φ 16	6.03	0.19
Viga Banda	1.50	0.40	4 Φ 20	12.56	0.21

No Anexo H encontram-se as armaduras originais do projeto. Pela sua análise é possível perceber que a sua percentagem é muito superior ao que aqui foi dimensionado, pelo facto de o sistema de isolamento contribuir para a diminuição dos esforços dos elementos estruturais. Também é possível visualizar no mesmo anexo a pormenorização das restantes armaduras.

5.4 Análise não linear

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados referentes a uma análise não linear no domínio do tempo, tendo a solicitação sísmica sido definida a partir de um conjunto de acelerogramas gerados artificialmente. Esta análise foi realizada apenas para os aparelhos pendulares com atrito, por apresentarem um comportamento não linear, e seguiu as seguintes etapas:

- Comparação da resposta da estrutura a sismo artificial com a resposta obtida da análise linear por espetro de resposta;
- Avaliação das acelerações absolutas em altura;
- Avaliação dos deslocamentos existentes entre pisos.

Os acelerogramas foram gerados artificialmente e foram fornecidos pelo Prof. Luís Guerreiro. No estudo foram considerados 10 sismos introduzidos no programa *SAP2000* utilizando a função

time-history. A Figura 48 mostra um dos dez tipos de sismos aplicados para a análise da estrutura.

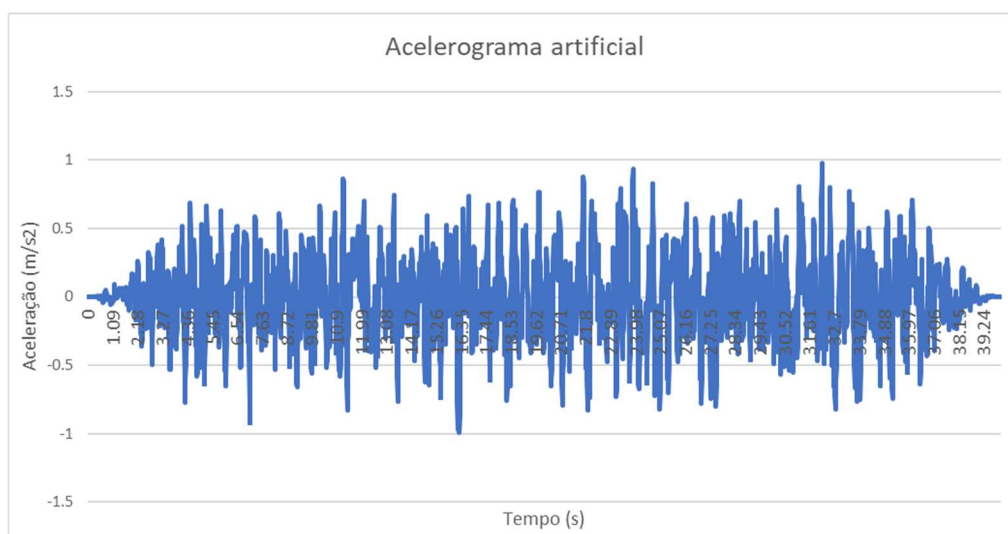


Figura 48 - Acelerograma artificial gerado

De acordo com EC8 é necessário gerar pelo menos três acelerogramas, em que nenhum valor de resposta médio calculados deverá ser inferior a 90% do valor do espectro de resposta elástica, ou seja, a média dos espectros de resposta deve ser compatível com o respetivo espectro de resposta regulamentar.

De seguida apresenta-se o espectro médio dos 10 sismos, sobreposto ao espectro do EC8 como se observa na Figura 49. A análise das respostas neste subcapítulo é apresentada em conformidade ao valor médio das respostas máximas obtidas para cada sismo, para todos os resultados obtidos.

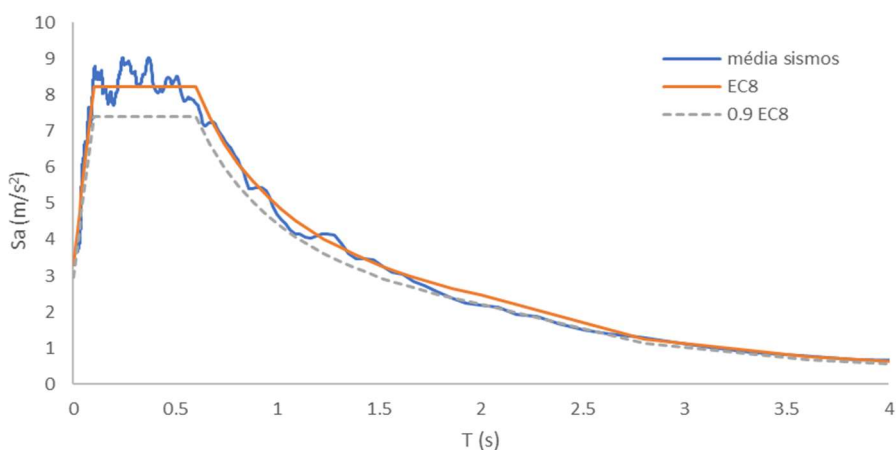


Figura 49 - Espectro médio dos 10 sismos

A duração admitida das séries de acelerações foi de 40 segundos, considerou-se a duração de cada tempo de análise em 0.01 segundos, perfazendo um total de 4000 iterações realizadas.

O fator multiplicativo a usar na análise de cada série de aceleração é 3.29, que resulta da multiplicação da aceleração máxima de referência de 1.5 m/s² (zona 1.3 - Lisboa, sismo tipo 1), o coeficiente de importância $\gamma_I = 1.95$ e coeficiente de solo S de 1.125. Os sismos artificiais gerados foram aplicados apenas na direção x da estrutura, e, portanto, torna-se relevante realçar que os resultados obtidos são somente nessa direção.

5.4.1 Análise de resultados

A variação das acelerações absolutas para o valor médio dos resultados obtidos da análise do tempo com os 10 sismos apresenta-se na Figura 50, quando o movimento inicia a estrutura tem uma aceleração na ordem dos 3.5 m/s² no local do apoio, isto deve-se ao facto do apoio estar em contacto com o solo e por isso vai assumir inicialmente a mesma aceleração, a partir daí as acelerações reduzem ao longo da altura até chegar ao último piso, à cota de 17m, quando a aceleração aumenta para um valor da ordem dos 2.40 m/s², isto ocorre devido ao ultimo piso (cobertura) apresentar menor massa.

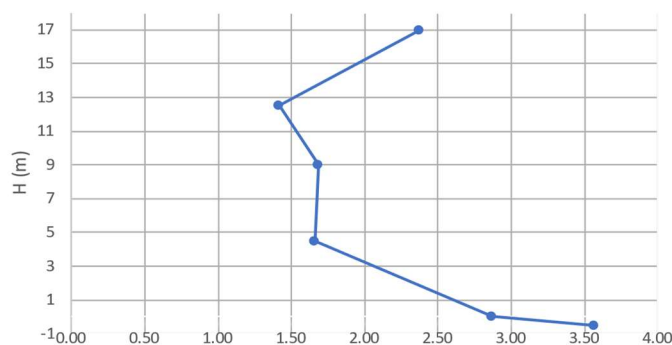


Figura 50 - Acelerações absolutas geradas pelos 10 Sismos.

Para o estudo realizado considera-se relevante a análise dos deslocamentos relativos horizontais obtidos pelas séries de acelerações, sendo que os valores que se encontram na Tabela 20 correspondem ao valor médio dos máximos absolutos dos sismos que é possível obter naquela cota. Verifica-se nesta análise que os deslocamentos relativamente ao isolamento de base são também reduzidos em comparação aos deslocamentos entre pisos de base fixa.

Tabela 20 - Deslocamentos horizontais dos sismos artificiais

H (m)	Máximo dos 10 Sismos Artificiais	u (m)
-0.5		0.00
0		0.10
4.5		0.10
9		0.11
12.5		0.11
17		0.11

A deformada da estrutura com FPS ao longo da altura está apresentada na Figura 51, sob a ação dos sismos artificiais aplicados na direção x. Na solução de base fixa estão apresentados

os deslocamentos totais em cada piso e apresentam-se os valores máximos da resposta média dos 10 sismos para os deslocamentos entre o movimento dos pisos e o movimento dos FPS.

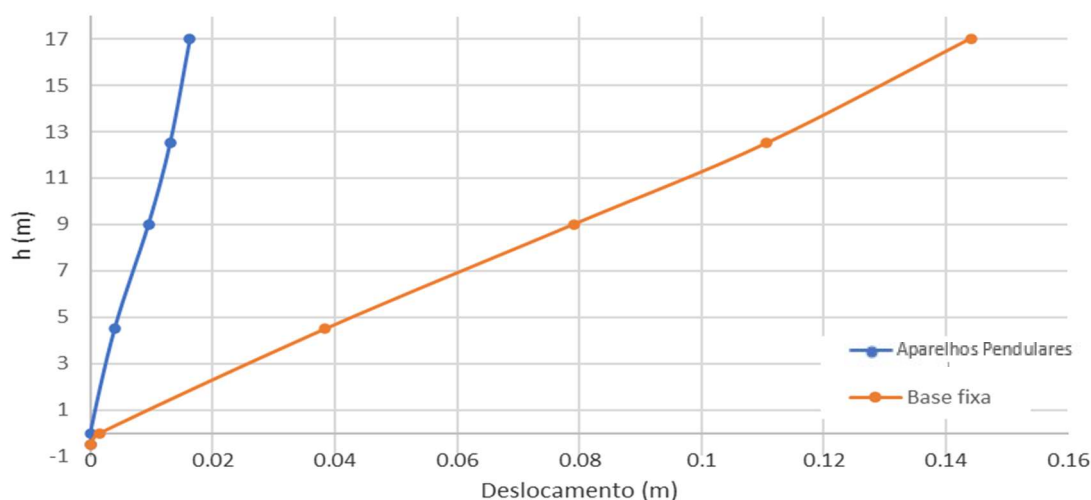


Figura 51 - Deformada da estrutura para a ação dos sismos artificiais

Os deslocamentos na direção x são resultado de um movimento de traslação pura nessa direção semelhante ao que acontece na Figura 46, sem a existência de qualquer rotação. Como o sismo artificial não foi aplicado na direção Y não se verificou traslação nesta direção.

O comportamento não linear pode ser modelado como um comportamento linear equivalente, o amortecimento pode ser calculado pela seguinte equação:

$$\xi = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1} \quad (21)$$

em que:

ξ – Amortecimento

d – Deslocamento de 150mm

R – Raio equivalente de curvatura de 2.5 m

μ – Coeficiente de atrito

O valor de amortecimento obtido é 18.7 %, isto significa que na realidade os aparelhos pendulares com atrito têm um amortecimento superior ao que foi considerado (10%) na análise linear, por isso a resposta com a análise não linear são obtidos deslocamentos mais pequenos na ordem dos 0.1m, cerca de metade dos obtidos pelo espectro de resposta. Isto confirma que a análise não linear, apesar de se tratar de um método mais moroso, é mais exata comparativamente às análises lineares realizadas.

Por último, fez-se uma breve comparação dos esforços de corte basal na estrutura para apoios pendulares com atrito quando sujeita à ação dos sismos artificiais, a Figura 52, semelhante ao apresentado anteriormente, mostra a comparação dos 3 sistemas em estudo, em que a força de corte basal para os apoios pendulares é de 9779.88 kN.

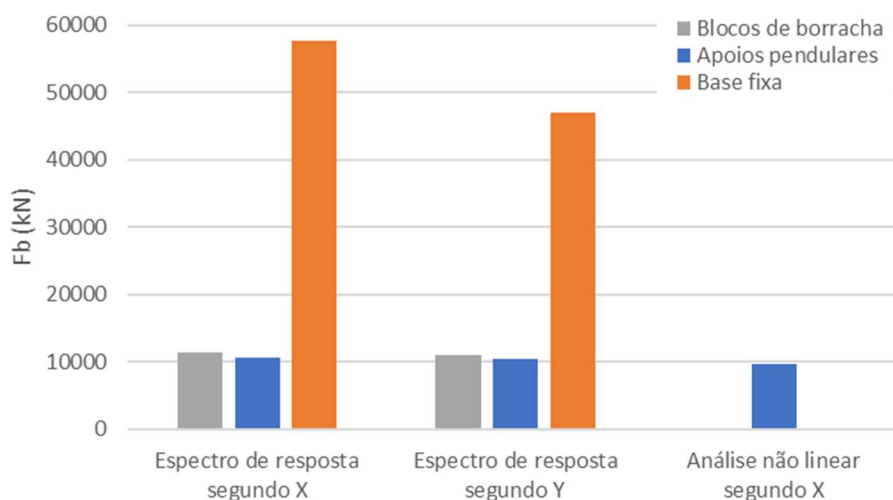


Figura 52 - Comparação das forças de corte basal

Comparando estes resultados observam-se forças de corte basal menores na análise não linear quando comparando com os valores que foram apresentados anteriormente. Esta solução revela que, deste ponto de vista, a solução proposta com apoios pendulares parece ser a mais vantajosa.

A Figura 53 apresenta 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. No entanto, a modelação não-linear dos apoios introduz ligeiras perturbações em certos instantes ao longo do tempo, que se consideram desprezáveis.

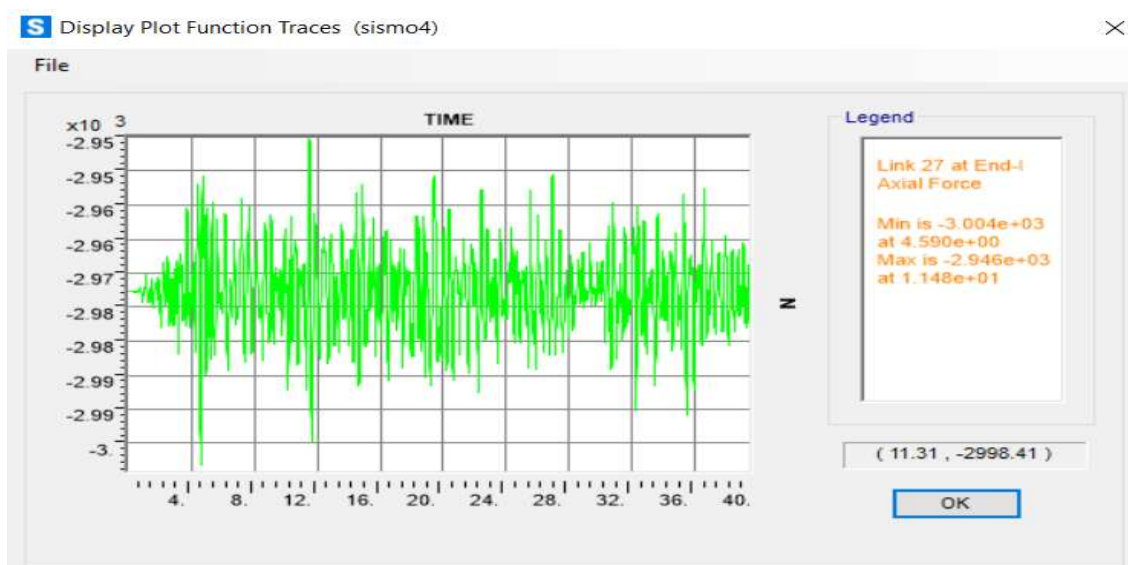


Figura 53 - Força axial em função do tempo

No Anexo I encontram-se os gráficos obtidos entre a relação tempo-deslocamento e a relação força-deslocamento de um dos apoios pendulares sujeito à ação sísmica numa só direção horizontal, sabendo-se, do capítulo anterior, que o apoio tem uma frequência e raio constante e igual a 0.3Hz e 2.5 m, respetivamente.

O ponto das curvas de histerese com deslocamento máximo marca o ponto em que o apoio atinge a deformação máxima e a velocidade é nula.

A transição da frequência alta da base fixa para a frequência baixa dos aparelhos pendulares é controlada pela força de atrito necessária para iniciar o movimento deslizante entre as superfícies de deslizamento.

A força lateral máxima transmitida à estrutura é influenciada pelo atrito, em que o seu aumento provoca uma diminuição da parcela de restituição, devido à diminuição do deslocamento máximo no apoio [7].

Capítulo 6: Conclusões

Este capítulo tem como objetivo reunir as principais conclusões acerca das comparações dos resultados feitas ao longo do desenvolvimento da dissertação e apresentar a melhor solução a adotar na estrutura em estudo. Por fim, são apresentadas algumas sugestões para futuros desenvolvimentos.

6.1 Conclusões

O isolamento de base é uma técnica de proteção sísmica inovadora. A aplicação deste sistema em estruturas já conta com inúmeros exemplos o que permite referir que é uma solução eficaz por permitir a minimização das consequências diretas e indiretas associadas à ocorrência de sismos de magnitude elevada e poder ser obtida uma relação custo-benefício vantajosa, constituindo uma solução reconhecida no mercado.

O sistema de isolamento tem como princípio base desacoplar a estrutura das fundações com a interposição de uma camada horizontal deformável, isto é, os apoios, que permitem que a estrutura adote um comportamento de corpo rígido reduzindo significativamente os danos provocados na ocorrência de um sismo. A sua aplicação impede a transmissão da aceleração do solo à estrutura e faz com que seja possível diminuir os deslocamentos relativos entre pisos. Deste modo, evitam-se danos excessivos ou o colapso da estrutura e permite que o edifício permaneça em funcionamento após a ocorrência de uma ação sísmica, o que é bastante benéfico e essencial para edifícios como hospitais, quartéis, centrais de comunicações, etc.

O estudo apresentado tem como objetivo a implementação deste sistema para um edifício ainda por construir que será localizado no Hospital das Forças Armadas, Lisboa. Neste trabalho desenvolveu-se uma proposta de pré-dimensionamento segundo uma análise modal para dois tipos de sistemas de isolamento de base constituídos por apoios do tipo elastoméricos como é o caso dos HDRB e por apoios do tipo pendular com atrito. Efetuou-se também uma análise não linear para os apoios pendulares com atrito de forma a obter resultados mais rigorosos.

Começou-se por definir a frequência fundamental da estrutura e o seu valor de rigidez horizontal para o dimensionamento. A solução com base fixa foi a primeira a ser analisada e apresentava uma frequência própria de cerca de 1Hz. A aplicação do isolamento permitiu reduzir a frequência para um terço, a estrutura de base isolada passou a ter uma frequência própria de 0.31Hz. Os aparelhos de apoio foram colocados começando por aproximar a soma das rigidezes de todos os aparelhos à rigidez definida para 0.31 Hz e procedeu-se à sua colocação iterativa, a partir do Excel, testando várias alternativas de modo que o centro de rigidez fosse o mais próximo possível do centro de massa e os aparelhos ficassem os mais simétricos possíveis no seu plano. Desta forma elimina-se a componente de deslocamento associada à rotação da estrutura e esta comporta-se como um corpo rígido em translação sobre os sistemas de isolamento dimensionados.

De forma a evitar efeitos de ressonância, é importante que o edifício seja dotado de baixas frequência e que o solo da sua fundação seja rijo. O edifício em estudo encontra-se implantado num solo tipo B e D, mas para efeitos de simplificação de cálculo apenas se considerou o solo do tipo B.

A análise linear por espectro de resposta foi a primeira a ser realizada, de seguida apresentam-se os principais resultados decorrentes dos casos em estudo:

- A solução de base fixa e a solução de base isolada verificaram o deslocamento exigido entre pisos pelo EC8, no entanto a solução de base fixa não garante a operacionalidade do edifício quando sujeita à ação sísmica de referência.
- A solução de base isolada cumpre os objetivos do estudo, os deslocamentos entre pisos não são significativos, isto acontece devido ao seu comportamento rígido. Em ambas as soluções de base isolada, HDRB e apoios pendulares com atrito, obtém-se um valor de deslocamento aproximado de 0.2 m para todos os pisos e por isso uma deformada significativamente pequena quando comparada com os deslocamentos que aumentam significativamente ao longo da altura na solução de base fixa.
- Os resultados obtidos para as soluções de base isolada apresentam um aumento do período efetivo, que se traduz numa redução da aceleração e proporcionalmente numa diminuição significativa dos esforços nos elementos estruturais. A estrutura com isolamento de base apresenta melhores resultados para as forças de corte basal e a diminuição da aceleração da estrutura é consideravelmente importante na conservação de material sensível que se encontram em hospitais, etc.
- Verifica-se que os blocos de borracha têm uma grande capacidade portante para as combinações relativas aos ELU, ou seja, nas situações de projeto não sísmica, o que implica uma rigidez lateral excessiva. Desta forma foi necessário reduzir o número de apoios de isoladores, de modo a garantir que a rigidez lateral do sistema de isolamento não é excessiva, por isso a solução adotada combina num misto isoladores HDRB e apoios deslizantes.

Com os resultados obtidos nesta análise verificou-se que os efeitos em termos de esforços e controlo de deslocamentos foram atenuados para níveis elásticos. Dado o comportamento não linear dos aparelhos de apoio com atrito, torna-se importante a análise não linear no domínio do tempo. Apresentam-se de seguida as considerações retiradas a partir da análise temporal não linear:

- Foi aplicada à estrutura um conjunto de 10 sismos correspondentes a acelerogramas gerados artificialmente com base no EC8 para a zona de Lisboa. Foi observado que a estrutura começa com uma aceleração elevada no solo de fundação, mas que esta vai diminuindo ao longo dos pisos, com deslocamentos na ordem dos 0.1m, significativamente mais pequenos quando comparados com a análise linear. A estrutura apresenta forças de corte basal mais baixas quando é realizada a análise não linear.

- Na análise não linear obteve-se um valor de amortecimento superior ao que foi considerado no espectro de resposta. Isto significa que na realidade os aparelhos pendulares com atrito têm um amortecimento superior ao que foi considerado (10%) na análise linear, por isso os resultados obtidos para os deslocamentos na análise não linear são menores, cerca de metade dos obtidos pelo espectro de resposta.

A principal conclusão a retirar dos resultados desta dissertação é que a estrutura com base isolada apresenta um melhor desempenho sísmico que uma estrutura usual “acoplada” ao solo pela sua fundação. Este estudo permitiu chegar a outra conclusão importante que é a diminuição da quantidade de armadura com a implementação de uma estrutura de base isolada, assim como uma redução na própria estrutura onde foram retiradas muitas paredes face ao projeto inicial. A estrutura de base fixa obriga a ter uma armadura resistente no caso de ocorrência de ação sísmica. Contudo, com a interposição da camada deformável, os esforços nos elementos estruturais vão ser reduzidos significativamente o que leva a que apenas se necessite de uma pequena percentagem de armadura, a armadura mínima requerida pelos regulamentos.

Esta dissertação mostra resultados suficientes, como o valor de amortecimento obtido (18%) superior ao valor admitido em catálogo (10%) e os reduzidos deslocamentos que permitem concluir que a utilização dos aparelhos pendulares com atrito seriam a solução mais credível e eficaz na mitigação dos efeitos dos sismos sobre o futuro edifício a construir no HFAR.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

A realização deste trabalho fez com que surgissem aspetos que têm interesse serem desenvolvidos em futuros trabalhos, nomeadamente:

- A análise mais aprofundada dos aparelhos pendulares com atrito nesta estrutura;
- Seria interessante investigar os danos causados nas fachadas deste edifício na ocorrência de um sismo;
- Aplicação em laboratório com recurso a ensaios de modelos reduzidos;
- Estudar a aplicação deste tipo de isolamentos em edifícios já existentes, como unidades hospitalares militares.

Bibliografia

- [1] Sapountzakis, E. J., Syrimi, P. G., Pantazis, I. A., & Antoniadis, I. A. *KDampner concept in seismic isolation of bridges with flexible piers*, Conference ICONHIC, 2016.
- [2] Lourenço, P. B. "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] Zonas de Risco em Portugal. Disponível em <https://knowriskproject.com/guides-maps/?lang=pt> consultado a 29 de junho de 2022.
- [4] Sismo no Afeganistão 2022. Disponível em <https://www.publico.pt/2022/06/22/mundo/noticia/menos-225-mortos-sismo-lesteafeganistao-2010915> consultado a 29 de junho de 2022.
- [5] IPMA, Instituto Português do Mar e da Atmosfera. Disponível em <https://www.ipma.pt/pt/geofisica/sismicidade/>. consultado em 29 de junho de 2022
- [6] SPES, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica - www.spes-sismica.org, consultado em 29 de junho de 2022.
- [7] Amaral, F. "Análise da influência da componente vertical da acção sísmica na resposta de Apoios Pendulares com Atrito." (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior Técnico, 2013.
- [8] 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.
- [9] Azevedo, J. "Caracterização da Ação Sísmica". In M. Lopes (Ed.), *Sismos e Edifícios*. Portugal: Edições Orion.
- [10] Dolce, M. "Sistemi di Isolamento Sismico: La Progettazione Secondo L'ordinanza", Corso di Ingegneria Antisismica, Rende, Maio de 2004.
- [11] Dynamic Isolation System, Inc - "*Seismic isolation for buildings and bridges*". Nevada, United States of America, 2007.
- [12] Guerreiro, L. "Isolamento de Base" [Apresentação Powerpoint]. Instituto Superior Técnico, 2020.
- [13] Cardone, D., Narjabadifam, P., & Nigro, D. *Shaking table tests of the smart restorable sliding base isolation system (SRSBIS)*. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.15, No.8, janeiro 2011.
- [14] Laço, D. "Avaliação do Desempenho Sísmico de Edifícios com Isolamento de Base", (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior Técnico, 2021.
- [15] Whittaker, Andrew "Seismic Protective Systems", Apontamentos do curso "*CIE 619 Earthquake Engineering and Structural Dynamics II*", University of Buffalo, New York, EUA, 2013
- [16] Symans, M. D "*Seismic Protective Systems: Seismic Isolation*", Rensselaer Polytechnic Institute, FEMA, 2013.

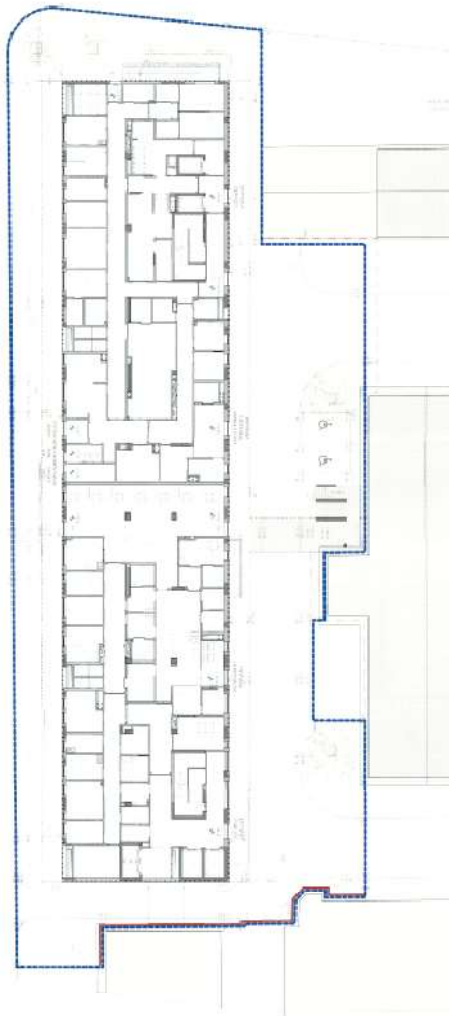
- [17] Melkumyan, M. “*Seismic Isolation vs. Conventional Construction*”. International Journal of Research in Engineering and Science, 2022.
- [18] Guerreiro, L., “Isolamento de Base – Uma nova tecnologia de protecção sísmica”, Seminário na Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Portugal, 25 de janeiro de 2006.
- [19] Duarte, A., “Reabilitação Sísmica de Edifícios Através da Aplicação de Isolamento de Base.” (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior Técnico, 2017.
- [20] Skinner, R.I., Robinson, W.H., McVerry, G.H. “*An Introduction to Seismic Isolation*”, Chichester, Inglaterra, 1993.
- [21] Forni, M. *Applicazioni dell’Isolamento Sismico nel Mondo*. GLISNews, Gruppo di lavoro Isolamento Sismico (GLIS), *Anti-Seismic Systems International Society (ASSISi)*, 2005.
- [22] Meireles, A. “Dimensionamento de sistemas de isolamento de base em estruturas de edifícios de acordo com o eurocódigo 8” (Dissertação de Mestrado). Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2011.
- [23] Falcão, Maria João Silva “Sistemas Passivos de Protecção Sísmica: Uma abordagem baseada no desempenho de amortecedores de líquido sintonizado.”, LNEC, Lisboa, Portugal, 2011.
- [24] FIP Industriale., *Elastomeric Isolators*. Italia., consultado em maio 2022
- [25] Guerreiro, L. Novas técnicas de protecção sísmica. In M. Lopes (Ed.), *Sismos e Edifícios*. Portugal: Edições Orion, 2008.
- [26] Guerreiro, L. “Sistemas de Protecção Sísmica de Estruturas”, Texto de apoio do Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, maio de 2007.
- [27] Guerreiro, L. “Comportamento de Blocos de Elastómero (Borrachas)”, Textos de Apoio do Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, abril de 2003.
- [28] Figueiredo, F. R. “Isolamento Sísmico de Base - Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Edifícios”, (Dissertação de Mestrado). Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2007.
- [29] FIB, Fédération Internationale du Béton – “*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
- [30] Al-Hussaini, T.M.; Zayas, Victor; Constantinou, M.C. “*Seismic Isolation of Multi-Story Frame Structures Using Spherical Sliding Isolation Systems*”, Technical Report, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, EUA, 1994
- [31] Trummer, D.L., Sommer, S.C. *Overview of Seismic Base Isolation Systems, Applications and Performance During Earthquakes*. Fourth DOE Natural Phenomena Hazards Mitigation Conference, agosto de 1993, Atlanta.
- [32] Mayes, R., Naeim, F. *Design of structures with seismic isolation*. In *The Seismic Design Handbook*, páginas 723 a 756, Kluwer Academic Publishers Group, Dordrecht, 2001.

- [33] Ferreira, J.P. (2006). “Hospital da Luz – Um edifício com Isolamento Sísmico de Base”. Revista Engenharia e Vida, Nº25, junho de 2006.
- [34] Guerreiro, L. “Isolamento Sísmico de Edifícios” Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 1997.
- [35] Moutinho, C. “Controlo de Vibrações em Estruturas de Engenharia Civil” Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007.
- [36] Radazione Mateo, Isolamento sísmico: ad Acona alcune delle prime grandi applicazioni ad edifici italiani. Disponível em <https://www.meteoweb.eu/2021/05/isolamento-sismico-ad-ancona-alcune-prime-grandi-applicazioni/1676938/#1> consultado em julho de 2022
- [37] EPS, Earthquake Protection systems - www.earthquakeprotection.com, consultado em julho de 2022
- [38] Guerreiro, L. “Isolamento Sísmico de Estruturas – Análise do Panorama Actual”, 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães, Portugal, Abril de 2004
- [39] Lopes, J. “*Non Linear Seismic Analysis of the New Icelandic Conference and Concert Centre*”. M.Sc Dissertation in Civil Engineering, Instituto Superior Técnico, 2007.
- [40] Lapa, J. “Análise dinâmica linear e não linear de estruturas” Departamento de Engenharia Mecânica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1987.
- [41] Guerreiro, L. “Geração de Séries de Acelerações”, Relatório do Instituto de Engenharia de Estruturas, Território e Construção (ICIST), DTC nº1/02, Portugal, janeiro de 2002.
- [42] Guerreiro, L. Ação Sísmica. Texto de apoio: Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.
- [43] Pedrosa, I. Varino, F., (2016) Relatório com Projeto de Execução para a construção do Edifício no Hospital das Forças Armadas (confidencial).
- [44] Beer, F.; Jr., E. “Mecânica Vectorial para Engenheiros: Estática”, McGraw-Hill, Portugal, 1998.
- [45] Monteiro, André “Desenvolvimento de um programa de cálculo de secções de betão armado”, Universidade de Aveiro, Dissertação de Mestrado, 2011.
- [46] Henriques, Ana “Isolamento de base para reabilitação sísmica de edifícios de betão armada” (Dissertação de Mestrado). Universidade de Coimbra, 2020
- [47] IST (2020), “Especificações técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares”, Administração central do sistema de saúde, IP. UIE/ACSS

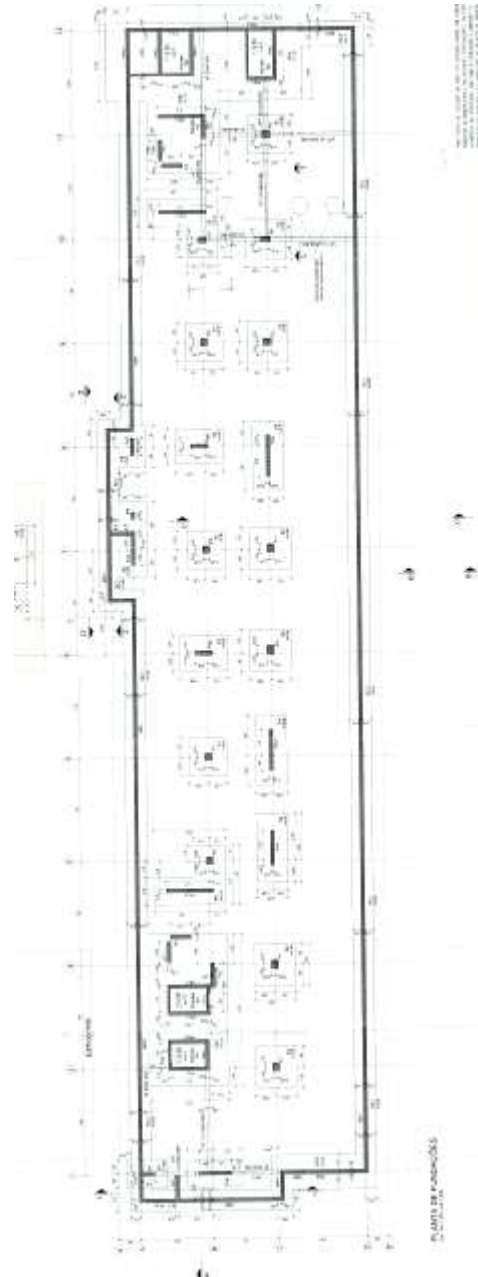
Anexos

Anexo A- Plantas do Projeto

Planta de implantação

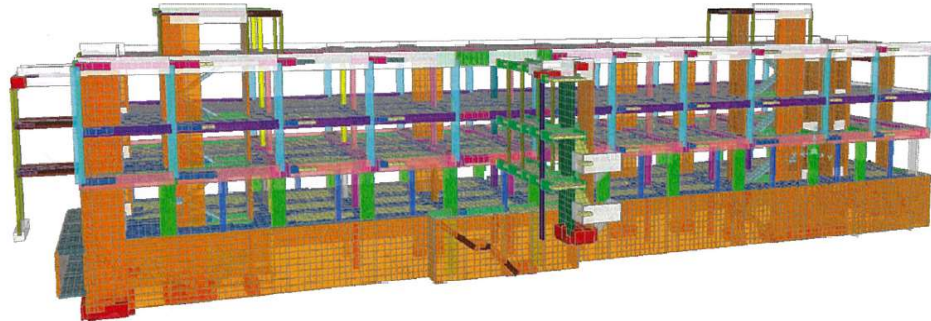


Planta de fundação



Modelo tridimensional da estrutura do edifício hospitalar disponibilizado nos cálculos justificativos

Perspetiva 1



Perspetiva 2



Anexo B - Excerto dos catálogos dos aparelhos HRDB da empresa FIP Industriale

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

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

CHARACTERISTIC	COMPOUND		
	SOFT (S)	NORMAL (N)	HARD (H)
Hardness (Shore A)	40	60	75
Dynamic shear modulus G _{dn} at γ = 1(MPa)	0.4	0.8	1.4
Equivalent viscous damping coefficient ξ at γ = 1(%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

Anexo C - Excerto dos catálogos dos aparelhos FPS da empresa FIP Industriale

Low friction		Medium friction		Displacement ± 150 mm					
Isolator Mark	N_{Ed} kN	Isolator Mark	N_{Ed} kN	D	Y	Z	H	n	W
				mm	mm	mm	mm		kg
FIP-D L 250/300 (2500)	1000	FIP-D M 250/300 (2500)	220	400	510	400	101	4	65
FIP-D L 340/300 (2500)	1500	FIP-D M 340/300 (2500)	580	430	540	430	96	4	75
FIP-D L 440/300 (2500)	2000	FIP-D M 440/300 (2500)	990	460	630	490	101	4	100
FIP-D L 510/300 (2500)	2500	FIP-D M 510/300 (2500)	1330	480	650	500	97	4	110
FIP-D L 590/300 (2500)	3000	FIP-D M 590/300 (2500)	1690	500	670	520	118	4	140
FIP-D L 670/300 (2500)	3500	FIP-D M 670/300 (2500)	2100	520	690	530	114	4	150
FIP-D L 760/300 (2500)	4000	FIP-D M 760/300 (2500)	2540	540	710	540	110	4	160
FIP-D L 910/300 (2500)	5000	FIP-D M 910/300 (2500)	3270	570	820	640	136	4	220
FIP-D L 1100/300 (2500)	6000	FIP-D M 1100/300 (2500)	4380	610	860	670	135	4	260
FIP-D L 1200/300 (2500)	7000	FIP-D M 1200/300 (2500)	4980	630	880	680	140	4	290
FIP-D L 1400/300 (2500)	8000	FIP-D M 1400/300 (2500)	5960	660	910	700	164	4	360
FIP-D L 1600/300 (2500)	9000	FIP-D M 1600/300 (2500)	7030	690	940	720	156	4	380
FIP-D L 1750/300 (2500)	10000	FIP-D M 1750/300 (2500)	7780	710	1040	810	160	4	460
FIP-D L 2100/300 (2500)	12500	FIP-D M 2100/300 (2500)	9830	780	1090	850	208	4	650
FIP-D L 2500/300 (2500)	15000	FIP-D M 2500/300 (2500)	12120	810	1050	970	213	8	770
FIP-D L 2950/300 (2500)	17500	FIP-D M 2950/300 (2500)	14630	860	1100	1000	217	8	910
FIP-D L 3450/300 (2500)	20000	FIP-D M 3450/300 (2500)	17360	910	1190	1110	260	8	1250
FIP-D L 4150/300 (2500)	25000	FIP-D M 4150/300 (2500)	21600	980	1260	1330	254	12	1550
FIP-D L 4950/300 (2500)	30000	FIP-D M 4950/300 (2500)	26250	1050	1330	1380	333	12	2150
FIP-D L 6500/300 (2500)	40000	FIP-D M 6500/300 (2500)	35300	1170	1450	1630	342	16	2950
FIP-D L 8050/300 (2500)	50000	FIP-D M 8050/300 (2500)	44700	1280	1560	1880	429	20	4400
FIP-D L 9650/300 (2500)	60000	FIP-D M 9650/300 (2500)	54250	1380	1660	2120	438	24	5500

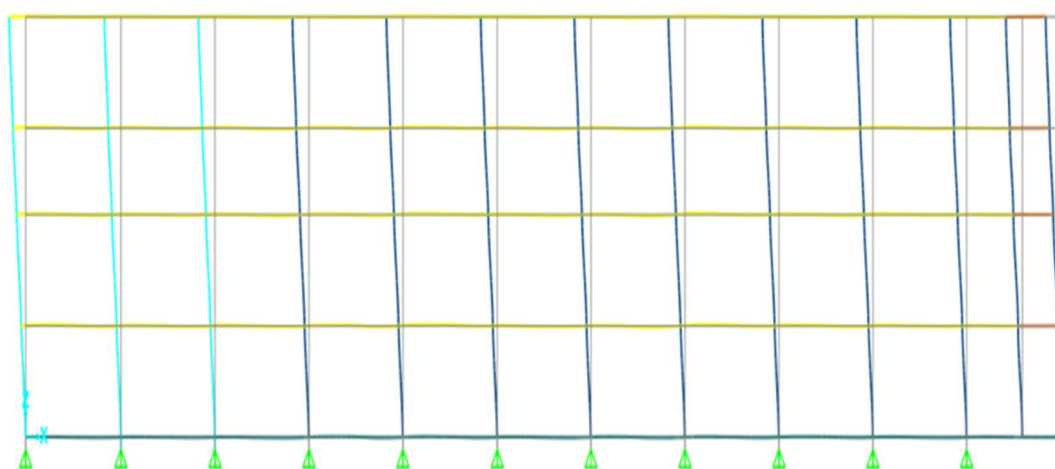
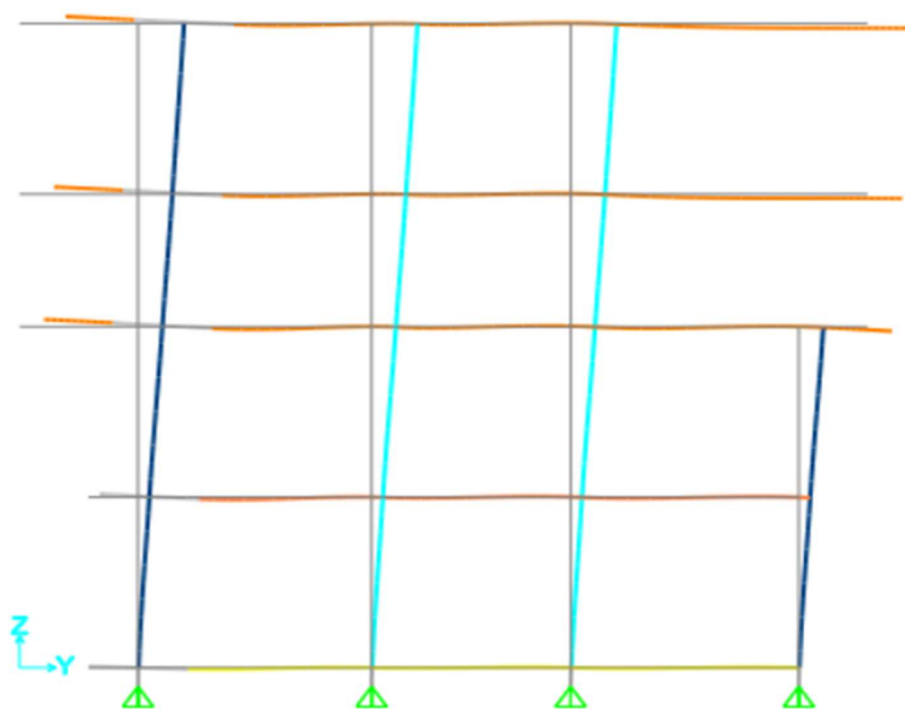
Equivalent radius of curvature $R = 2500$ mm

LEGEND

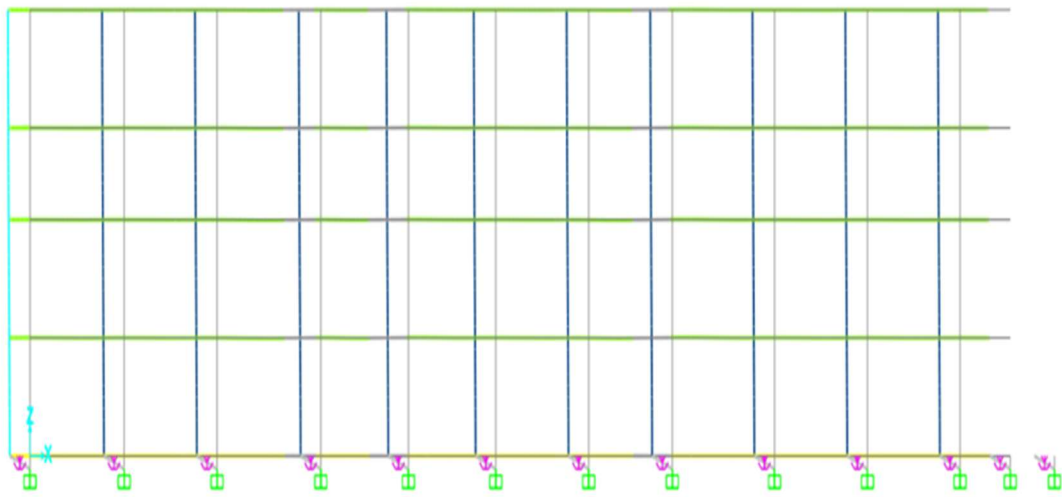
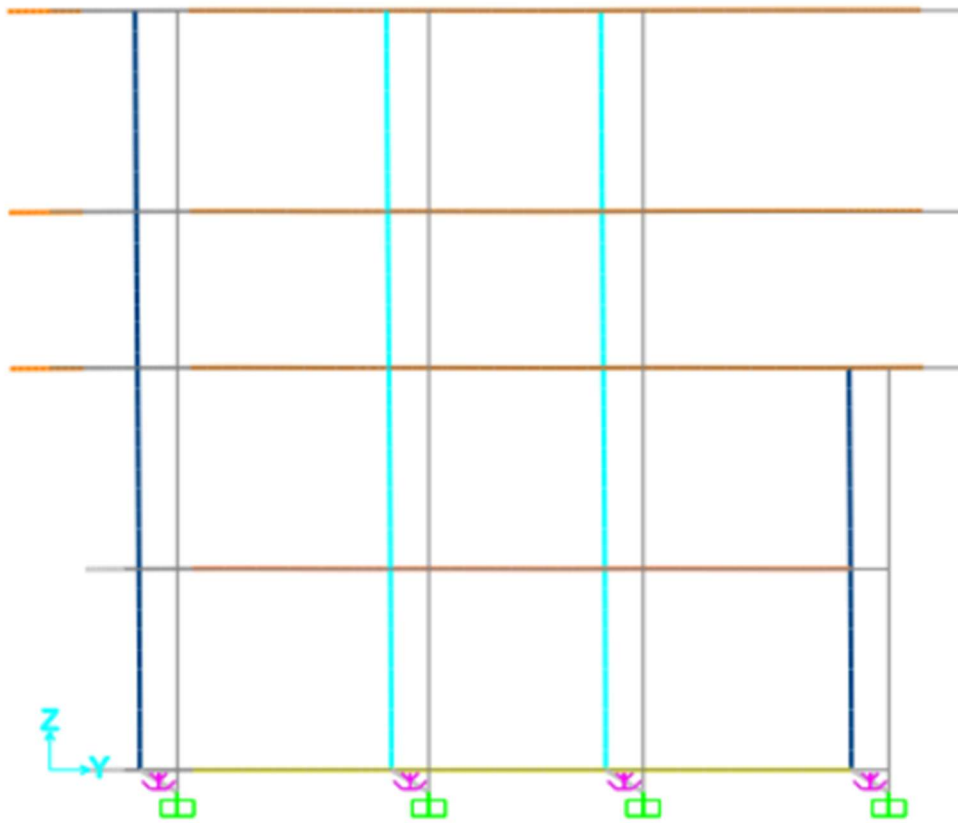
N_{Ed}	Maximum vertical load at ULS load combinations including the seismic action, or at any load combination including horizontal displacement
D	Isolator diameter excluding anchoring elements
Y	Maximum overall plan dimension
Z	Side length of the square that circumscribes the isolator including anchoring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

Anexo D – Modos de vibração em 2D

Estrutura com base fixa



Estrutura com base isolada - FPS



Anexo E – Definição das características dos isoladores

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Friction Isolator

Property Name: Ips

Property Notes: [Empty]

P.Delta Parameters: Shear Couple, Equal End Moment, Advanced

Type: Friction Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 1078.

Effective Damping: 0.24

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 127000.

Friction Coefficient, Slow: 0.025

Friction Coefficient, Fast: 0.025

Rate Parameter: 0.

Net Pendulum Radius: 2.5

Total Mass and Weight: Mass: 0.01, Weight: 0. Rotational Inertia 1, 2, 3: 0.

Factors For Line, Area and Solid Springs: Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1. Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties: U1, U2, U3: Fixed, NonLinear, Properties. R1, R2, R3: Direction, Fixed, Nonlinear, Properties.

Stiffness Options: Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness. Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Effective Stiffness (KE). Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1.

Object Model - Point Information

Location: Assignments: Loads

Identification: Label: 547

Constraints	None
Restraint	None
Local Axes	Default
Springs	
Coordinate System	GLOBAL
UZ	3030000.
Masses	None
Panel Zone	None
Joint Patterns	None
Group	ALL
Generalized Displs	None
RS Named Sets	None
Plot Functions	None
Merge Number	0

Object Model - Point Information

Location: Assignments: Loads

Identification: Label: 39

Constraints	None
Restraint	None
Local Axes	Default
Springs	
Coordinate System	GLOBAL
UX	1920.
UY	1920.
UZ	3030000.
Masses	None
Panel Zone	None
Joint Patterns	None
Group	ALL
Generalized Displs	None
RS Named Sets	None
Plot Functions	None
Merge Number	0

KN, m, C

Reset All

Update Display

Modify Display

OK

Cancel

Double click white background cell to edit item.

Anexo F – Cargas aplicadas no isolamento HRDB e respetivo valor de K_e

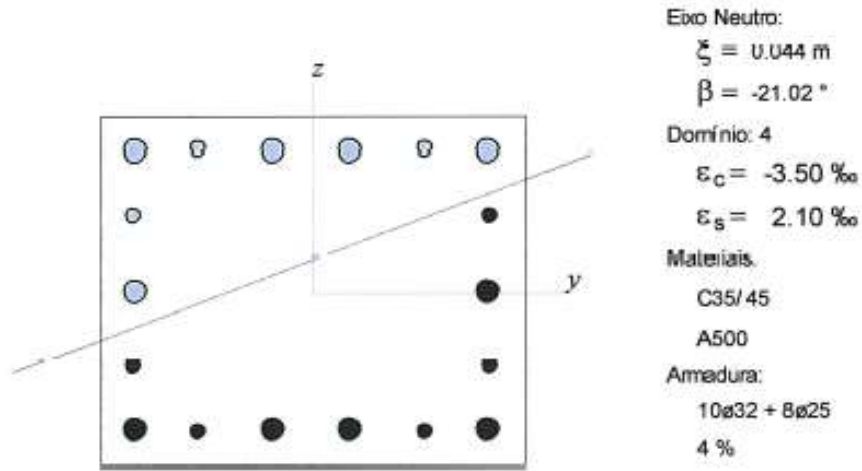
GlobalX (m)	GlobalY (m)	Pontos	Carga Permanente e sismo1 Y (kN)	HRDB
				K_e (kN/m)
0.0	8.2	10	6421.9	2510
23.5	8.2	11	9720.6	3030
30.6	8.2	12	8614.3	Apoio Deslizante
51.9	8.2	13	5795.1	Apoio Deslizante
37.6	12.8	23	4619.8	1920
44.7	1.6	37	3736.5	Apoio Deslizante
67.6	12.8	39	4693.4	1920
44.7	18.1	40	3459.8	Apoio Deslizante
75.1	8.2	41	4888.5	Apoio Deslizante
0.0	18.1	42	8925.4	Apoio Deslizante
52.6	18.1	44	4645.5	Apoio Deslizante
79.1	8.2	93	4901.1	Apoio Deslizante
82.7	8.2	96	5772.0	2510
82.7	15.5	113	27246.8	Apoio Deslizante
79.5	15.5	116	4439.8	1920
82.7	18.1	16	33193.5	Apoio Deslizante
75.1	12.8	314	4135.0	1920
82.7	1.6	355	3446.1	1740
52.6	12.8	363	3741.9	Apoio Deslizante
13.6	18.1	367	3928.1	1920
7.6	12.8	390	4429.9	1920
15.1	12.8	391	6540.7	Apoio Deslizante
0.0	12.8	412	5235.0	2510
76.3	18.1	485	2717.7	1740
0.0	2.8	517	17177.7	Apoio Deslizante
7.6	1.6	535	4634.1	Apoio Deslizante
30.1	1.6	547	3369.4	Apoio Deslizante
37.6	1.6	549	3444.2	1740
52.6	1.6	561	3150.5	Apoio Deslizante
60.1	1.6	569	3714.0	1740
67.6	1.6	593	3514.3	Apoio Deslizante
22.6	12.8	815	3506.8	1740
30.1	12.8	816	2990.7	Apoio Deslizante
45.1	12.8	817	4036.3	1920
60.1	12.8	818	3996.6	1920
15.1	1.6	828	3829.8	1920
22.6	1.6	829	3481.7	Apoio Deslizante
75.1	1.6	831	3475.8	1740
7.6	18.1	866	5634.1	2510
22.6	18.1	867	4709.6	1920
30.1	18.1	868	4112.0	Apoio Deslizante
37.6	18.1	869	4023.6	1920
60.1	18.1	870	3401.4	1920
67.6	18.1	871	3970.5	0
7.6	8.2	874	6697.9	2510
15.1	8.2	875	6758.4	Apoio Deslizante
45.1	8.2	876	5812.2	2510
60.1	8.2	878	5080.2	2510
67.6	8.2	890	5952.9	2510
37.6	8.2	891	5595.5	2510

Anexo G – Cargas aplicadas no isolamento FPS e respetivo valor de K_e

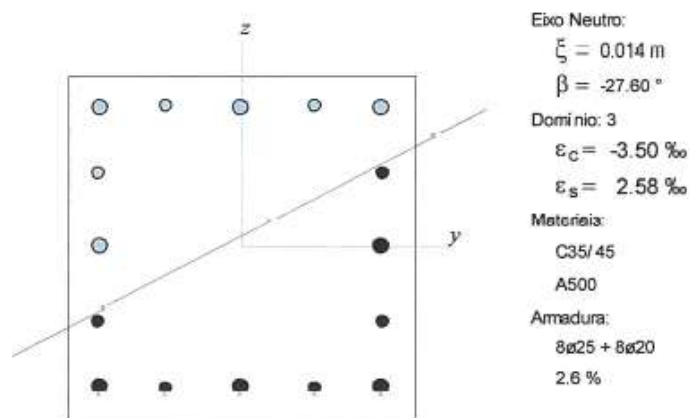
GlobalX (m)	GlobalY (m)	Links	Esforço axial (kN)	Rigidez Calculada K_e (kN/m)	Rigidez do apoio escolhido K_e (kN/m)
7.6	1.6	1	-2886.022	1154.409	1200
30.1	1.6	2	-2932.472	1172.989	1200
44.65	1.6	3	-3089.518	1235.807	1400
52.6	1.6	4	-2940.229	1176.092	1200
67.6	1.6	5	-2773.522	1109.409	1200
13.55	18.1	6	-2503.373	1001.349	1200
22.6	18.1	7	-3076.624	1230.65	1400
37.6	18.1	8	-2512.694	1005.078	1200
60.1	18.1	9	-2719.655	1087.862	1200
76.25	18.1	10	-1954.843	781.9372	800
0	12.8	11	-2330.836	932.3344	1000
22.6	12.8	12	-3250.525	1300.21	1400
37.625	12.8	13	-3708.544	1483.418	1600
45.1	12.8	14	-3328.449	1331.38	1600
60.1	12.8	15	-3298.346	1319.338	1600
67.6	12.8	16	-3568.204	1427.282	1600
75.075	12.8	17	-3239.651	1295.86	1600
82.7	8.175	18	-1592.72	637.088	800
15.1	8.175	19	-4246.735	1698.694	2000
60.1	8.175	20	-4578.712	1831.485	2000
37.6	8.175	21	-3893.191	1557.276	1600
7.6	8.175	22	-4219.626	1687.85	2000
0	8.175	23	-2191.157	876.4628	1000
15.1	1.6	24	-2805.991	1122.396	1200
22.6	1.6	25	-3033.274	1213.31	1400
37.6	1.6	26	-2735.329	1094.132	1200
60.1	1.6	27	-2974.543	1189.817	1200
75.075	1.6	28	-2710.202	1084.081	1200
82.7	1.6	29	-1615.383	646.1532	800
79.525	15.45	30	-2407.733	963.0932	1000
23.475	8.175	31	-5016.381	2006.552	2400
30.55	8.175	32	-4697.756	1879.102	2000
45.1	8.175	33	-4076.499	1630.6	2000
51.85	8.175	34	-5033.894	2013.558	2400
67.6	8.175	35	-4649.205	1859.682	2000
75.075	8.175	36	-3677.691	1471.076	1600
79.13	8.175	37	-2771.195	1108.478	1200
7.6	12.8	38	-3976.454	1590.582	1600
15.1	12.8	39	-4137.772	1655.109	2000
30.1	12.8	40	-3235.902	1294.361	1400
52.6	12.8	41	-3830.507	1532.203	1600
0	18.1	42	-1358.28	543.312	600
7.6	18.1	43	-2482.549	993.0196	1000
30.1	18.1	44	-2769.053	1107.621	1200
44.65	18.1	45	-2821.356	1128.542	1200
52.6	18.1	46	-2813.729	1125.492	1200
67.6	18.1	47	-2794.386	1117.754	1200
82.7	18.1	48	-818.381	327.3524	400
0	2.75	49	-2350.889	940.3556	1000
82.7	15.45	50	-816.134	326.4536	400

Anexo H – Armaduras dimensionadas no projeto e Pormenorização das armaduras adotadas

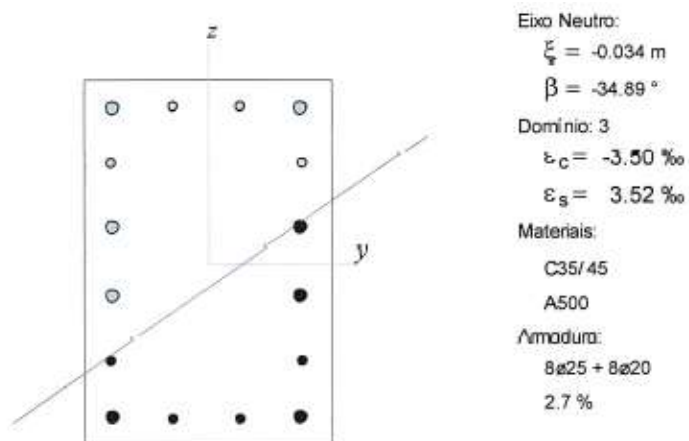
P1



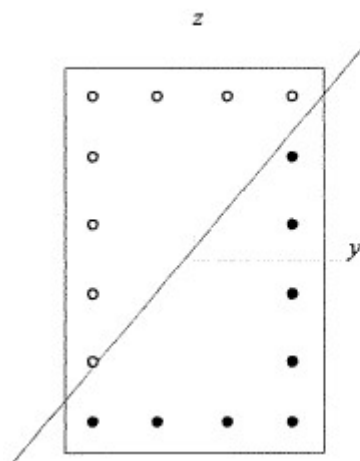
P2



P3



P4



Eixo Neutro:

$$\xi = 0.010 \text{ m}$$

$$\beta = -50.09^\circ$$

Domínio: 3

$$\varepsilon_c = -3.50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 2.67 \text{ ‰}$$

Materiais:

C35/45

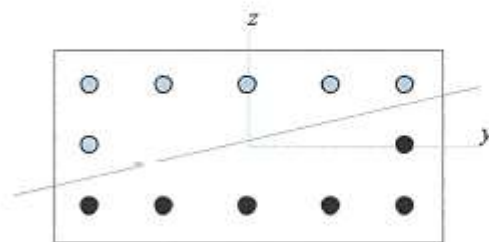
A500

Armadura:

16 ϕ 20

2.1 %

P8



Eixo Neutro:

$$\xi = 0.007 \text{ m}$$

$$\beta = -13.25^\circ$$

Domínio: 4

$$\varepsilon_c = -3.50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 2.16 \text{ ‰}$$

Materiais:

C35/45

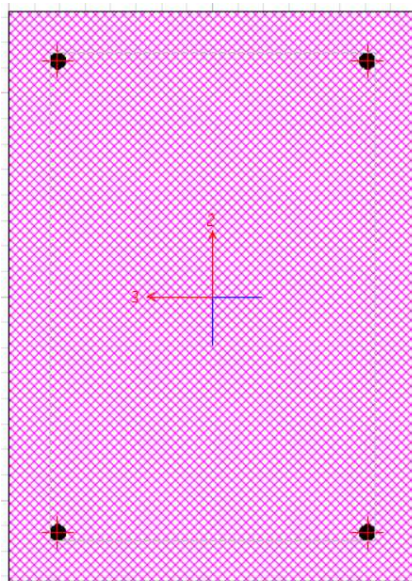
A500

Armadura:

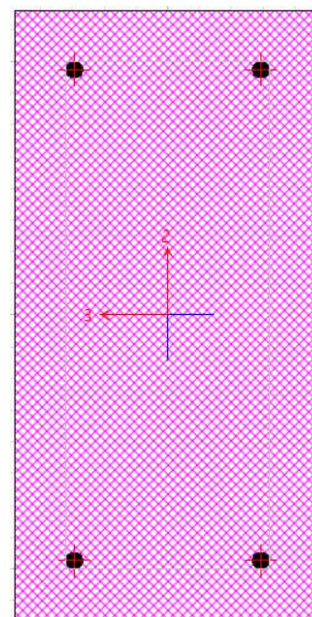
12 ϕ 25

4.7 %

P9

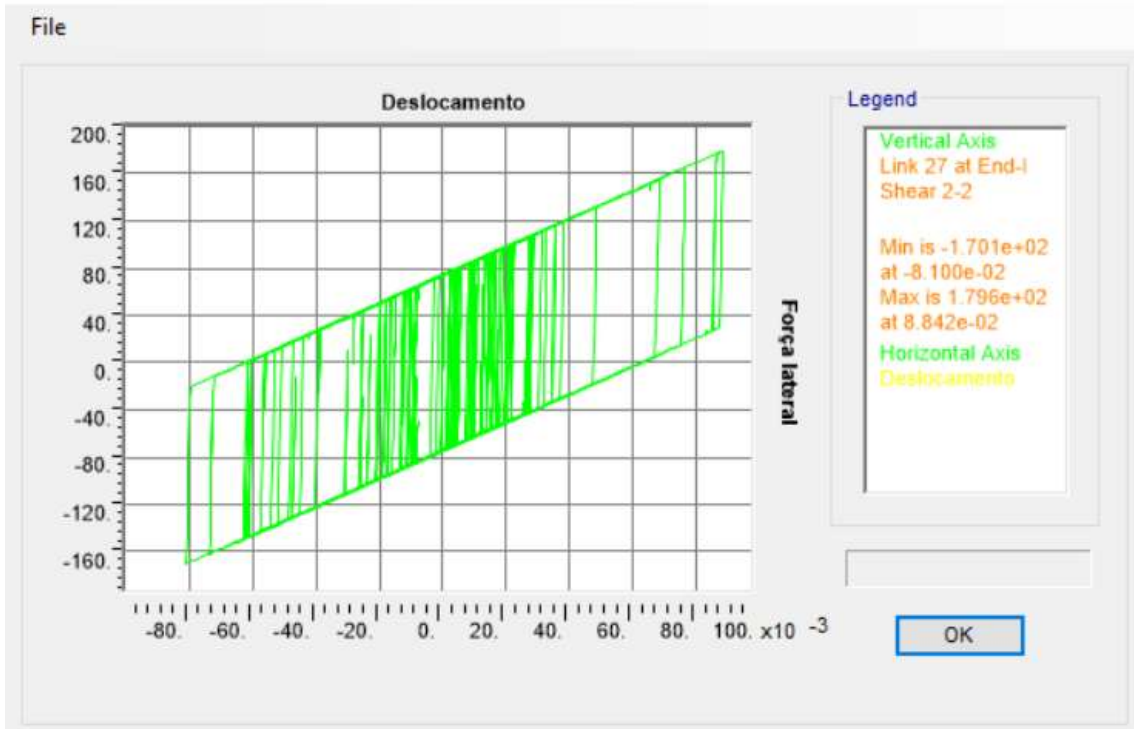


P4



Anexo I – Gráficos relação tempo- deslocamento e a relação força deslocamento

S Display Plot Function Traces (sismo4)



S Display Plot Function Traces (sismo4)

