



Intervenção em Património Edificado e Dimensionamento de Solução de Isolamento de Base

CATARINA SILVA FERREIRA

outubro de 2024

Intervenção em Património Edificado e Dimensionamento de Solução de Isolamento de Base

Catarina Silva Ferreira

**Relatório de estágio para obtenção do Grau de
Mestre em Engenharia Civil, Área de
Especialização em Estruturas**

Orientador: Alexandre Aníbal Meira Guimarães da Costa

Coorientador: Valter Alexandre Machado Lopes

Júri: Prof.^a Maria Rosário Oliveira

Prof. Alexandre Costa

Prof. João Paulo Miranda Guedes

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter conduzido este trabalho académico com integridade. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de resultados ao longo do processo que levou à sua elaboração.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro ainda que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

Catarina Silva Ferreira

ISEP, Porto, 04 de outubro de 2024

Resumo

O presente documento visa sintetizar os trabalhos desenvolvidos durante o período do estágio curricular realizado no NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, empresa focada na área de conservação e reabilitação de edifícios existentes, que presta serviços de consultoria, inspeção e diagnóstico, monitorização e projeto no âmbito da reabilitação das construções.

Em ambiente de estágio foram diversas as participações em campanhas de inspeção e diagnóstico, sendo apresentadas neste documento vários casos de inspeções realizadas, como o trabalho posterior de tratamento de informação e ainda execução de relatórios de inspeção e diagnóstico, como também das peças desenhadas.

Simultaneamente, foi também realizado um estudo sobre isolamento sísmico de base, uma vez que os edifícios projetados sem preocupações quanto à segurança sísmica estão sujeitos a sofrerem danos quanto a nível estrutural, devido à ocorrência de sismos. É, por isso, necessário tornar esta temática uma preocupação para as estruturas novas como para as já existentes, tornando-as seguras para a vida humana. O uso de sistemas de isolamento de base para proteção sísmica de estruturas novas é um conceito bem assente no meio técnico, no entanto, o seu uso como técnica de reforço ainda requer algum estudo e cálculo minucioso. No presente caso de estudo o objetivo é avaliar a possibilidade de aplicação de aparelhos de isolamento de base num edifício novo localizado em Lisboa.

Palavras-chave: Inspeção e Diagnóstico, Reabilitação, Isolamento sísmico

Abstract

The present document aims to summarize the work carried out during the curricular internship period at NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, a company specialized in the conservation and rehabilitation of existing buildings, offering services in consulting, inspection and diagnostics, monitoring, and project development within the scope of building rehabilitation.

During the internship, several inspections and diagnostic campaigns were conducted. This document presents several cases of inspections performed, followed by the subsequent processing of the collected information and the preparation of inspection and diagnostic reports, as well as the creation of technical drawings.

At the same time, a study was also carried out on basic seismic isolation, since buildings designed without concern for seismic safety are subject to damage both structurally and to occupants as a result of earthquakes. It is therefore necessary to make this a concern for both new and existing structures, making them safe for human life. The use of base isolation systems for the seismic protection of new structures is a well-established concept in technical circles, however, their use as a reinforcement technique still requires some detailed study and calculation. This issue is the focus of this study, which aims to evaluate the possibility of applying base isolation devices to a new building located in Lisbon.

Keywords: Inspection and Diagnosis, Rehabilitation, Seismic isolation

Agradecimentos

Ao meu orientador, Professor Alexandre Costa, tenho a agradecer pela sua orientação, passagem de conhecimento e apoio. Pelo empenho e exigência sempre requerida, que me mostrou sempre que o trabalho árduo é recompensado.

Um enorme obrigada a todos os elementos do NCREP, pela disponibilidade que sempre tiveram para partilhar o seu conhecimento, pela integração que sem dúvida melhorou imenso a minha experiência durante estes meses e por fim pela boa disposição sempre muito característica no dia-a-dia.

Ao ISEP e à aeISEP por serem casa durante o meu percurso académico. Obrigada por me fazerem crescer, por todos os amigos que fiz e experiências incríveis que proporcionaram ter. Fizeram me crescer da forma mais bonita possível.

Aos meus amigos, pela paciência e suporte que me dão. Sem eles nada disto seria possível.

Ao meu irmão, por ser a minha motivação. Terei sempre a responsabilidade como foco para dar-lhe o melhor exemplo possível. Pela paciência e suporte, sem qualquer hesitação.

Ao Daniel, por me acompanhar e por me lembrar sempre qual o meu objetivo e que sou capaz de fazer tudo aquilo a que me proponho. Pelo amor, pelo suporte, pela paciência, por tudo o meu enorme obrigada.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Motivação e Objetivos.....	2
1.3	Estrutura do documento	2
1.4	Empresa de acolhimento.....	3
2	Inspeção, Diagnóstico e Reabilitação de edifícios	5
2.1	Introdução	5
2.2	Princípios de Reabilitação	6
2.3	Inspeção e Diagnóstico estrutural.....	8
2.4	Ensaios.....	10
2.5	Reabilitação estrutural	13
2.6	Apresentação dos trabalhos desenvolvidos	14
3	Isolamento de Base	27
3.1	Introdução	27
3.2	Conceito.....	28
3.3	Sistemas de isolamento de base.....	32
3.3.1	LDRB - <i>Low Damping Rubber Bearings</i>	32
3.3.2	HDRB - <i>High Damping Rubber Bearings</i>	33
3.3.3	LRB - <i>Lead Rubber Bearings</i>	35
3.3.4	FPB - <i>Friction Pendulum Bearings</i>	36
3.4	Problemas construtivos de sistemas de isolamento de base.....	38
4	Dimensionamento do sistema de isolamento de um edifício de classe de importância III	42
4.1	Caracterização do edifício	42
4.1.1	Estrutura	42
4.1.2	Materiais.....	44
4.2	Definição das ações.....	45
4.2.1	Cargas de Projeto	45
4.2.2	Combinações de Ações	51
4.3	Métodos de Análise Estrutural	52
4.4	Modelação.....	56
4.4.1	Modelação da estrutura com base fixa para definição de solução de isolamento... 56	
4.4.2	Metodologia para o dimensionamento do sistema de isolamento	64
4.4.3	Modelação da estrutura com base isolada no SAP2000	70
4.4.4	Análise da estrutura de base fixa	77

4.4.5	Análise dos efeitos da aplicação de um sistema de isolamento	79
4.4.6	Verificação do esforço transverso.....	84
5	Conclusões.....	87
	Referências	89
	Anexos	92
	Anexo 01 - Plano de cargas	93
	Anexo 02 - Ficha técnica <i>NEOARM Bearings</i>	94
	Anexo 03 - Comportamento do modelo na análise no domínio do tempo para deslocamento máximos absolutos.....	96

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Logotipo da empresa de acolhimento para o estágio – NCREP.....	4
Figura 2.1 - Aqueduto em Lisboa	15
Figura 2.2 – Quinta em Vila Nova de Cerveira.....	16
Figura 2.3 – Hotel na ilha da Madeira.....	17
Figura 2.4 - Escola em Vila Real.....	18
Figura 2.5 - Edifício em Leiria.	20
Figura 2.6 – Muralha em Peniche.	20
Figura 2.7 – Edifício na Praça do Príncipe Real	22
Figura 2.8 – Edifício típico da cidade do Porto	23
Figura 2.9 – Edifício na Rua da Rosa.	24
Figura 2.10 – Ensaio de carga num edifício em Felgueiras.	25
Figura 3.1 – Esquema do sistema de isolamento de base (Duarte, 2017).	29
Figura 3.2 – Efeito do aumento do período da estrutura e do aumento do amortecimento (adaptado de: (Santos, 2008)).....	30
Figura 3.3 – Frequências de estruturas com e sem isolamento no intervalo da frequência da ação sísmica (Santos, 2008).	30
Figura 3.4 - Influência do solo na eficácia do sistema de isolamento (Santos, 2008).....	31
Figura 3.5 - Apoios de borracha de baixo amortecimento (LDRB) (Dr. Thamir Al-Azawi, 2017).	33
Figura 3.6 - Modelo de comportamento - HDRB (Matsagar e Jangid, 2005).	34
Figura 3.7 - Apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB) (Guerreiro, 2006).	34
Figura 3.8 - Apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB) (Guerreiro, 2006).	35
Figura 3.9 – Modelo de comportamento - LRB (Matsagar e Jangid, 2005).	36
Figura 3.10 - Apoios pendulares com atrito (FPB) (Figueiredo, 2007).....	36
Figura 3.11 - Funcionamento de um apoio pendular com atrito (FPB) (Santos, 2008).	37

Figura 3.12 - Modelo de comportamento - FPB (Matsagar e Jangid, 2005).	38
Figura 4.1 – Planta do piso 0 da estrutura dimensionada para resistir à ação sísmica.	44
Figura 4.2 - Planta do piso 0 da estrutura dimensionada a implementar o sistema de isolamento.	44
Figura 4.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento (CEN, 2010).....	47
Figura 4.4 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (CEN, 2010).....	47
Figura 4.5 - Espectro de resposta elástico de acelerações do EC8 (tipo 1 e tipo 2) (CEN, 2010).	48
Figura 4.6 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (CEN, 2010).....	49
Figura 4.7 – Tipos de terreno (CEN, 2010).....	49
Figura 4.8 – Classes de importância para os edifícios (CEN, 2010).....	50
Figura 4.9 – Espectro de resposta elásticos – Sismo tipo 1.	51
Figura 4.10 – Espectro de resposta elásticos – Sismo tipo 2.	51
Figura 4.11 - Definição no <i>SAP2000</i> dos tipos de carga de projeto.	57
Figura 4.12 - Definição no <i>SAP2000</i> da massa total do modelo.	58
Figura 4.13 – Definição no <i>SAP2000</i> do espectro de resposta de cálculo (sismo tipo 1).	59
Figura 4.14 - Definição no <i>SAP2000</i> do espectro de resposta de cálculo (sismo tipo 2).....	59
Figura 4.15 – Definição no <i>SAP2000</i> dos casos de cargas.	60
Figura 4.16 – Definição no <i>SAP2000</i> das combinações de ações.	60
Figura 4.17 – Estrutura de base fixa para definição de solução de isolamento (<i>SAP2000</i>).	61
Figura 4.18 – Modos de vibração da estrutura com base fixa para definição de solução de isolamento.	62
Figura 4.19 – Localização centro de massa e centro de rigidez.	64
Figura 4.20 – Espectro de resposta EC8 (CEN, 2010).	65
Figura 4.21 – Estrutura teste modelada sem isoladores.....	70
Figura 4.22 – Gráfico referente aos deslocamentos na estrutura de base fixa e isolada.	72
Figura 4.23 – Gráfico referente ao corte basal na estrutura de base fixa e isolada.	73
Figura 4.24 – Gráficos da aceleração e deslocamento espectral para 5% e 15% de amortecimento.	74

Figura 4.25 – Definição do apoio do tipo HDBR.	75
Figura 4.26 - Modos de vibração da estrutura isolada.....	76
Figura 4.27 – Definição da função <i>Time History</i>	76
Figura 4.28 – Definição do caso de carga do tipo <i>Time History</i> para a direção x.....	77
Figura 4.29 – Modelo da estrutura de base fixa.....	78
Figura 4.30 – Modos de vibração da estrutura de base fixa.	79
Figura 4.31 – Gráfico da variação do valor do corte basal ao longo do tempo para o pilar P7.	81
Figura 4.32 – Gráfico do valor do deslocamento entre pisos para o pilar P7.	81
Figura 4.33 – Gráfico do valor do deslocamento para o pilar P7.....	82
Figura 4.34 – Gráfico do valor do deslocamento para o pilar P7.....	82
Figura 4.35 – Gráfico da variação da aceleração ao longo do tempo do piso 3 para o pilar P7.....	83

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 – Soluções de aplicação de isolamento de base (Meireles, 2011).	39
Tabela 4.1 – Distribuição das pressões para os elementos de piso (vigas):	48
Tabela 4.2 – Valores de cálculo – ação sísmica.	50
Tabela 4.3 - Valores do coeficiente de solo corrigidos.....	50
Tabela 4.4 - Resultados da análise modal da estrutura de base fixa.	61
Tabela 4.5 – Carga vertical para a combinação quase-permanente.	62
Tabela 4.6 – Valores de $K_{H \text{ Apoio}}$	66
Tabela 4.7 – Isoladores e suas características.	67
Tabela 4.8 – Definição isoladores por pilar.	68
Tabela 4.9 – Valores da estrutura teste sem isoladores.	71
Tabela 4.10 - Valores da estrutura teste com isoladores.....	71
Tabela 4.11 – Resultados da análise modal da estrutura de base isolada.	75
Tabela 4.12 – Resultados da análise modal da estrutura dimensionada para resistir à ação sísmica.	78
Tabela 4.13 – Valores máximos do corte basal.	81
Tabela 4.14 – Quantidade de betão.....	83
Tabela 4.15 – Características pilar P8.	85

Acrónimos e Símbolos

Lista de Acrónimos

CAD	<i>Computer Aided Design</i>
EC8	Eurocódigo 8
I&D	Inspeção e Diagnóstico
RID	Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural
W_{xx}	Força do vento na direção x
W_{yy}	Força do vento na direção y
2D	2 Dimensões
3D	3 Dimensões

Lista de Símbolos

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície
a_{gR}	Aceleração máxima de referência
A_{Ed}	Ação sísmica
b	Largura da secção
c_{dir}	Coefficiente de direção
c_{season}	Coefficiente de sazonalidade
$c_r(z)$	Coefficiente de rugosidade
$c_0(z)$	Coefficiente de orografia
$C_{Rd,c}$	Coefficiente relacionado com a resistência à tração do betão
d	Altura útil da secção
d_{dc}	Deslocamento do centro de rigidez
E_d	Valores de cálculo dos efeitos das ações

f	Frequência
f_{ck}	Resistência característica do betão
F_z	Força vertical
G_k	Carga permanente
h	Altura da secção
Hz	Hertz
K_{eff}	Rigidez efetiva
K_H	Rigidez horizontal
k_r	Coefficiente de terreno
K_v	Rigidez vertical
k	Fator de correção que depende da altura útil da viga.
K₀	Coefficiente de impulso de terras em repouso
kN	KiloNewton
kN/m	KiloNewtion por metro
kN/m²	KiloNewton por metro ao quadrado
kN/m³	KiloNewton por metro ao cubo
kNs/m	KiloNewton segundo por metro
M_{total}	Massa da estrutura
P_{Ed}	Valor da carga aplicada
Q_k	Sobrecarga de utilização
Q_{k,1}	Valor característico da ação variável base
Q_{k,i}	Valores característicos das ações variáveis que não a ação base
rad/s	Radiano por segundo
S	Coefficiente de solo
s	Segundo
S_a (T)	Aceleração espectral

$S_d(T)$	Deslocamento espectral
T	Período de vibração
T_{eff}	Período efetivo
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência da velocidade do vento
v_m	Velocidade média do vento
$V_{Rd,c}$	Esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal
$V_{Rd,s}$	Esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal
$V_{Rd,máx}$	Esforço transversal resistente máximo do elemento
v_x	deslocamento máximo horizontal
w	frequência angular
ψ	Fatores para combinação de uma ação variável
η	Coefficiente de correção do amortecimento
ξ	Coefficiente de amortecimento
ξ_{eff}	Coefficiente de amortecimento efetiva
ρ_l	Taxa de armadura longitudinal
σ_{cp}	Tensão de compressão

1 Introdução

1.1 Considerações iniciais

O presente documento foi desenvolvido para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Área de Especialização em Estruturas pelo Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Os centros urbanos antigos representam o testemunho material da história de uma cidade, principalmente no que toca ao seu desenvolvimento e ocupação. Assim sendo, perante qualquer ação de conservação, restauro ou reabilitação é fundamental que a identidade e autenticidade original sejam convenientemente preservadas e salvaguardadas. Dados os benefícios resultantes da preservação do edificado e do património dos centros históricos tem levado a que decisores políticos, instituições e autoridades envolvidas nos processos de reabilitação e renovação urbana tenham vindo a reconhecer, não apenas a necessidade de preservar os valores culturais das cidades, mas ainda, a importância da sua contribuição para a recuperação do setor da construção em Portugal e para o crescimento e desenvolvimento sustentável das nossas cidades (Ferreira, Vicente e Silva, 2013).

A inspeção, diagnóstico e reabilitação estrutural são processos interligados e fundamentais para a preservação e manutenção de edifícios e infraestruturas. A aplicação de métodos objetivos e sistemáticos de inspeção e diagnóstico, realizada por profissionais qualificados, é essencial para garantir a qualidade e a eficiência das medidas de reabilitação. Contudo, a reabilitação de edifícios é uma ação complexa, dado que existe uma grande diversidade de tipologias construtivas e técnicas de construção, a heterogeneidade dos materiais e complexidade da geometria e a dificuldade de caracterizar os edifícios são tudo fatores que dificultam uma intervenção devida, o que potencializa a opção de demolição quase total do interior do edifício mantendo as fachadas, denominado por “fachadismo”. Este fenómeno é algo que contraria o princípio da reabilitação e a nível de sustentabilidade não traz vantagens nenhuma.

Como referido os centros urbanos têm um elevado papel na sociedade, mas não só. Na realidade se for feita a reflexão sobre todo o funcionamento de uma cidade ou região, todos os seus edifícios têm particular importância independentemente da ocupação. E em resposta aos danos causados por ações como os sismos, 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 (Falacho, 2022). O sistema de

isolamento é colocado entre o solo e a estrutura, promovendo uma superfície de descontinuidade horizontal, dotada de grande flexibilidade, capaz de desacoplar a estrutura e os seus componentes das movimentações do solo resultantes da ação sísmica. Esta técnica permite reduzir a energia introduzida nas estruturas por um sismo, e reduzir os danos estruturais resultantes da atividade sísmica.

O sistema de isolamento sísmico tem uma importância crescente em estruturas que devem garantir o seu funcionamento após uma ocorrência sísmica, nomeadamente em edifícios de socorro pós-sismo, como hospitais, ou estruturas com uma elevada responsabilidade social.

1.2 Motivação e Objetivos

A escolha do tema voltado para a Inspeção, Diagnóstico e Projeto de reforço estrutural de edifícios tradicionais advém do estado de abandono das construções antigas que é um assunto que vem motivando crescente preocupação, não só do ponto de vista da segurança estrutural do próprio edifício, mas também da segurança da envolvente e do acréscimo de riscos que o seu estado poderá acarretar para uma determinada área urbana, como também a preocupação com a sustentabilidade. E dado o fator de estudar numa cidade emblemática como a cidade do Porto é de fácil perceção a necessidade de reabilitação da maioria dos edifícios o que despertou o interesse nesta área. A realização do estágio no NCREP permite alargar os conhecimentos nesta área, dando importância às características arquitetónicas e patrimoniais dos edifícios.

Um dos objetivos deste documento é apresentar as atividades desenvolvidas ao longo do período de estágio curricular no âmbito da reabilitação de edifícios, explorando e explicando as técnicas utilizadas durante as atividades de I&D.

A opção de tratar também um tema como o isolamento de base surgiu do aumento da importância de isolar as estruturas da atividade sísmica, uma vez que esta contribui significativamente para a destruição de cidades, causando perdas significativas ao nível do património edificado. Mesmo que os edifícios possam ser dimensionados com foco na resistência à atividade sísmica, sendo possível não ruírem aquando da ocorrência de um sismo, na sua maioria a estrutura fica demasiado debilitada o que leva à sua demolição à posteriori (Figueiredo, 2007). O isolamento sísmico de base permite que efetivamente os edifícios não só resistam ao sismo durante e pós o mesmo. Para além do benefício primordial dos edifícios poderem manter o seu normal funcionamento após o sismo sem qualquer malefício tanto para as pessoas, como equipamentos, entre outros.

1.3 Estrutura do documento

O presente relatório encontra-se segmentado em 5 capítulos. No capítulo introdutório, descreve-se de forma sucinta e clara os aspetos principais desenvolvidos ao longo do trabalho. São ainda apresentados os objetivos propostos, bem como uma sistematização de toda a estrutura. Ainda é realizada a apresentação da empresa onde foi feito o estágio curricular, a sua área de atuação assim como os motivos para se destacar no mercado de trabalho onde se insere, os meios e as estratégias de intervenção.

No capítulo 2 são resumidos os princípios da metodologia de inspeção e diagnóstico para o edificado existente que servem de fundamento para as medidas de intervenção no âmbito da reabilitação. Neste capítulo é abordado o assunto da reabilitação das construções antigas, particularmente a sua importância na valorização dos edifícios existentes, sendo uma realidade cada vez mais presente e mais relevante na área da Engenharia Civil. Neste mesmo capítulo ainda são apresentados os trabalhos pontuais realizados ao longo do período do estágio curricular relacionados com inspeção, diagnóstico e reabilitação estrutural.

O capítulo 3 compila os conceitos acerca de isolamento sísmico de base, inicia com uma introdução onde remete para a história desta tecnologia, passando para o conceito onde assenta o funcionamento do isolamento de base e seus princípios fundamentais. São ainda apresentados os tipos de sistemas de isolamento sísmico de base existentes como também as suas diferenças e aplicabilidades.

O capítulo 5 é onde se apresenta o caso de estudo desta dissertação, que foca no estudo da ação sísmica e aplicação de isoladores de base num edifício novo de classe de importância III, situado em Lisboa, contando com a definição do mesmo, enumeração das características, materiais, cargas e combinação de ações aplicáveis. Neste capítulo é também apresentado a análise da estrutura de base fixa, a metodologia de dimensionamento dos isoladores de base a utilizar e ainda a análise da estrutura de base isolada.

O capítulo 6 apresenta as conclusões deste trabalho, passando pelas aprendizagens obtidos pelas campanhas de inspeção e diagnóstico realizadas e ainda pelas conclusões da aplicação de um sistema de isolamento de base num edifício e a mais-valia de trabalhar com uma ferramenta como o *SAP2000*.

1.4 Empresa de acolhimento

O NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda. (Figura 1.1) é uma empresa de projeto e consultoria em Engenharia Civil, com atuação nas áreas de conservação e reabilitação de construções existentes, incluindo inspeção e diagnóstico, avaliação de segurança estrutural e sísmica, projetos de reabilitação e reforço, bem como monitorização e consultoria especializada, tanto no domínio das estruturas de madeira e alvenaria, como nas de betão armado e ainda estruturas metálicas.

A empresa teve início em 2011 e é sediada na cidade do Porto, na Praça Coronel Pacheco, nº2, Edifício Electro, Gabinete 6, a mesma nasceu através do conhecimento e experiência na área da inspeção e reabilitação de estruturas dos seus fundadores, que contam com inúmeros trabalhos científicos e relatórios técnicos, como também na participação em variados projetos e protocolos de colaboração com instituições públicas e privadas.



Figura 1.1 – Logotipo da empresa de acolhimento para o estágio – NCREP.

Os diferentes trabalhos realizados pelo NCREP são sempre orientados para o menor impacto possível, priorizando a funcionalidade, segurança e história dos edifícios, com o objetivo de desenvolver um estudo detalhado da construção através da inspeção e diagnóstico estrutural. Este estudo é feito com base em recomendações internacionais e utilizando técnicas de inspeção tradicionais e modernas, dando origem a projetos de reabilitação e reforço estrutural, atendendo à estrutura e materiais existentes, que resulta no desenvolvimento de projetos de reabilitação e reforço estrutural.

No seu percurso, o NCREP adquiriu reconhecimento por todo o seu trabalho em edifícios com elevado valor patrimonial desde a Igreja dos Clérigos, ao Seminário Maior de Coimbra, a Estação de São Bento, a Livraria Lello, entre outros. Desde 2014, prémios como Prémio Construir, o Prémio João de Almada, o Prémio Teotónio Pereira e o Prémio Nacional de Reabilitação Urbana foram atribuídos a obras com projetos de reabilitação do NCREP, o que valoriza ainda mais todo o trabalho da empresa.

2 Inspeção, Diagnóstico e Reabilitação de edifícios

2.1 Introdução

“O estado de abandono das construções antigas é um assunto que vem motivando crescente preocupação, não só do ponto de vista da segurança estrutural do próprio edifício, mas também da segurança da envolvente e do acréscimo de riscos que o seu estado poderá acarretar para uma determinada área urbana” (Paupério *et al.*, [s.d.]). É inevitável que o passado histórico, ideológico, arquitetónico, artístico e cultural de uma cidade esteja presente na malha urbana feita de edifícios antigos. Os centros urbanos antigos mostram a história de uma cidade, principalmente em termos de crescimento e ocupação. A identidade e a autenticidade original destes núcleos devem ser preservadas e protegidas adequadamente durante os processos de conservação, restauro ou reabilitação (Ferreira, Vicente e Silva, 2013).

A inspeção, diagnóstico e reabilitação de edifícios representam pilares fundamentais no ciclo de vida das estruturas, desempenhando um papel crucial na preservação, segurança e sustentabilidade das mesmas.

A inspeção é o ponto de partida, um processo meticuloso que envolve a avaliação de diversos aspetos estruturais e funcionais de um edifício. Essa análise detalhada visa identificar quaisquer anomalias, falhas ou sinais de deterioração que possam comprometer a integridade do edifício ao longo do tempo. Após a inspeção, o diagnóstico é necessário para determinar o tipo de intervenção a ser realizada num edifício, depois um levantamento geral das suas principais características arquitetónicas e estruturais. Estes procedimentos de inspeção, registos e diagnóstico são vistos não apenas como ferramentas úteis na fase de planeamento do processo de reabilitação, mas também como recursos essenciais para a organização de informações, que são úteis para definir e justificar o nível de intervenções necessárias em termos construtivos e financeiros (Ferreira, Vicente e Silva, 2013). Essa etapa é essencial para compreender a natureza dos problemas, considerando aspetos como materiais de construção, técnicas aplicadas, condições ambientais e histórico de manutenção. A precisão do diagnóstico é essencial para orientar eficazmente o processo subsequente de reabilitação.

A reabilitação, por sua vez, é a etapa em que as soluções são implementadas para corrigir os problemas diagnosticados. Estas soluções passam por ações de intervenção que garantam as condições de segurança, funcionalidade e conforto, respeitando a arquitetura, tipologia e sistema construtivos do

edifício. A reabilitação não apenas visa restaurar as condições ideais de utilização, mas também busca integrar práticas sustentáveis para promover uma gestão ambientalmente responsável das estruturas existentes (Alves, 2023).

Esses processos estão intrinsecamente ligados, formando um ciclo contínuo que contribui para o aumento da vida útil dos edifícios. A importância destas práticas vai além da mera conservação patrimonial, estendendo-se à promoção da resiliência estrutural e à adaptação às preocupações atuais de sustentabilidade e segurança. Num contexto global de constante evolução, a inspeção, diagnóstico e reabilitação de edifícios desempenham um papel crucial na construção de um ambiente mais duradouro, seguro e sustentável. Nos dias de hoje, valores como a proteção ambiental, consumo de energia e valorização do património são considerados além da típica análise de custo/benefício. Ao comparar a reabilitação de edifícios com a construção nova, é fundamental ter em consideração estes valores, uma vez que o edificado existente representa uma fonte inestimável de recursos, do ponto de vista ambiental (Alves, 2023).

A falta de conhecimento técnico sobre as medidas técnicas e práticas mais adequadas a serem adotadas na reabilitação de edifícios é um dos principais obstáculos para a área, o que acaba por fortalecer a prática de “fachadismo”. É essencial compreender que cada edifício é único e deve ser abordado de acordo com as suas características e necessidades específicas, mesmo um edifício severamente danificado, quando reabilitado com base numa abordagem adequada de inspeção e diagnóstico estrutural consegue apresentar benefícios económicos e ambientais mais favoráveis do que a substituição total por uma nova construção (Alba-Rodríguez *et al.*, 2017; Silva, 2021).

2.2 Princípios de Reabilitação

Segundo Appleton, 2003, edifícios antigos são aqueles que foram construídos na época precedente à utilização do betão armado como material estrutural dominante, assim sendo, inclui-se nesta definição todos os edifícios construídos até ao início dos anos 40 do século XX, até então recorria-se a materiais e tecnologias tradicionais para a construção dos variados elementos construtivos.

Como edifícios antigos são também considerados: edifícios classificados, património monumental e o património edificado corrente em que os materiais predominantes são a pedra, a madeira, a cal e o vidro (Freitas *et al.*, 2012).

Como já referido, a reabilitação é o conjunto de ações que visam a conservação e restauração de partes importantes possibilitando a reutilização do edifício. Esta tem o objetivo de solucionar danos físicos, construtivos e ambientais e de uma forma geral, assenta em três princípios básicos: autenticidade,

compatibilidade e reversibilidade (Sousa, 2016).

O enquadramento legal reflete estes princípios, como também define as várias exigências a ter em conta num projeto de reabilitação. O Decreto-Lei nº 95/2019 estabeleceu o Regime Aplicável à Reabilitação de Edifícios ou Frações Autónomas (RAREFA), com vista a adequar o quadro legal da construção às exigências e especificidades da reabilitação de edifícios. Este documento dita que nas intervenções de reabilitação sejam conciliadas a melhoria das condições de habitabilidade de uma forma responsável e proporcional em termos de respeito pela preexistência e sustentabilidade ambiental (Pedro e Mourão, 2020).

De acordo com Decreto-Lei nº. 95/2019 (capítulo II, artigo 4º a 6º), os princípios fundamentais da reabilitação de edifícios e frações autónomas são:

1. Princípio da proteção e valorização do existente – reflete sobre a preocupação de preservar e valorizar a preexistência, conjugada com a melhoria do desempenho. Isto assenta no reconhecimento dos valores: artístico ou estético; científico ou tecnológico; sociocultural das construções existentes. Estes valores assumem particular expressão no edificado corrente.
2. Princípio da sustentabilidade ambiental – a reabilitação de edifícios contribui para a sustentabilidade ambiental através do aumento da vida útil dos edifícios, aliado a este conceito devem estar a preocupação de reutilizar os componentes da construção, a utilização de materiais reciclados, a melhoria de eficiência energética e a utilização de materiais com reduzido impacto ambiental.
3. Princípio da melhoria proporcional e progressiva – a melhoria de qualidade de vida e habitabilidade deve estar presente em todas as intervenções e deve adotar-se as medidas mais adequadas que serão tão mais profundas quanto maior a intervenção. As intervenções têm de reger-se sobre algumas perspetivas como: curto e longo prazo; financeira, social e cultural; individual e coletiva; comunidade local e de uma visão global.

Este decreto-lei estabeleceu um referencial, contudo a sua aplicação exige instrumentos que permitam os projetistas justificar a utilização destes princípios, como também as entidades licenciadoras a verificar o cumprimento dos mesmos. A aplicação destes conceitos nem sempre pode ser fácil dado que é necessário conciliar vários pontos de vista e objetivos.

Aquando da realização do projeto de reabilitação, vários autores defendem que no que toca às práticas a adotar, deve-se seguir os seguintes princípios gerais (Freitas *et al.*, 2012):

1. “Nenhuma ação deve ser empreendida sem se demonstrar a sua indispensabilidade.” – o projeto de intervenção deve orientar-se pelo princípio da intervenção mínima garantindo a segurança e durabilidade com foco na reparação e manutenção em vez da substituição.
2. “Uma possível alteração de uso do edifício deve ter em consideração as exigências de conservação e de segurança.” – princípio que reflete a possibilidade de incompatibilidade dos níveis de segurança adotados no dimensionamento de novos edifícios, que podem conduzir a ações excessivas. Dado isto, deve-se utilizar outras abordagens de segurança, pois deve ser a função a adaptar-se ao edifício e não o contrário.
3. “Deve existir compatibilidade química e física entre os materiais.” – deve existir compatibilidade entre os novos e antigos materiais, com o objetivo de minimizar a possível degradação dos mesmos.
4. “As medidas de intervenção, devem ser reversíveis, ...” – este princípio aplica-se principalmente a edifícios de elevado valor patrimonial, para que exista a possibilidade de reverter as alterações, voltando o edifício ao que era antes da intervenção.
5. “O respeito pelo edifício, pela sua história e pelas técnicas construtivas originais...” – princípio que remete para o cumprimento de todos os princípios enumerados anteriormente.

2.3 Inspeção e Diagnóstico estrutural

A inspeção e reabilitação de estruturas são elementos cruciais para garantir a durabilidade e a segurança de edifícios ao longo do tempo. A avaliação sistemática permite identificar potenciais danos estruturais, enquanto a reabilitação busca corrigir e fortalecer esses elementos, prolongando a vida útil das construções. Essas práticas desempenham um papel vital na preservação do património e na promoção da sustentabilidade no setor da construção.

As fases de inspeção e diagnóstico são essências para o sucesso das seguintes etapas já que ajudam a definir os materiais e as tecnologias que melhor se adequam às características físicas e à história da construção (Appleton, 2003). Como também para criar um conjunto de informações que permita que os profissionais e os clientes consigam compreender a construção e o seu contexto. O “Relatório de Inspeção e Diagnóstico” é um documento que resulta destas fases, que tem como objetivo ser uma ferramenta de suporte na decisão e opções de intervenção, compilando as informações acerca da construção, as abordagens e interesses de cada área de conhecimento. Serve também como justificação para as decisões a tomar e como arquivo (Dias, 2008). Este relatório deverá conter o máximo de informação de modo a criar uma análise crítica e cuidada sobre a segurança estrutural para assim

justificar as medidas de intervenção viradas para a causa dos danos (Costa *et al.*, 2005).

Apesar das particularidades inerentes a cada estrutura, é relevante destacar que a abordagem adotada para a inspeção pode ser orientada por diretrizes semelhantes em todos os casos. Segundo várias fontes como Costa e Arêde, (2002) e Freitas *et al.*, (2012), foram compilados por Dias e Silva, (2021) elementos primordiais que demandam atenção na condução de um estudo prévio, o que resultou nos seguintes tópicos:

1. Pesquisa histórica – permitirá concluir diversos aspetos que ajudarão a interpretar o funcionamento do edifício e da sua estrutura, informações como data de construção, critérios assumidos no projeto inicial, alterações/intervenções caso existam e seus respetivos matérias e técnicas. Esta fase pode depender de uma pesquisa detalhada e pormenorizada de documentos oficiais.
2. Recolha e análise da informação disponível (escrita e desenhada) – este aspeto está relacionada com o ponto anterior, contudo refere-se mais especificamente a elementos de projetos antigos, nomeadamente peças desenhadas, que podem constituir um ponto de partida para um projeto futuro de reabilitação.
3. Levantamento arquitetónico (quando necessário) – em edifícios antigos, sobretudo os que não foram intervencionados recentemente, podem não existir peças desenhadas atualizadas, dado que nem sempre foi obrigatório submeter projetos nas entidades licenciadoras. Com isto, poderá ser necessário realizar um levantamento geométrico para a criação de novas peças desenhadas, como também para a confirmação das mesmas. O levantamento pode ser efetuado com meios tradicionais ou com recurso a técnicas avançadas.
4. Definição de plantas estruturais – as plantas arquitetónicas dão-nos informações sobre compartimentos, paredes e aberturas (dimensões e localização), mas para além disso é necessário definir as plantas estruturais de cada piso e da cobertura, nas quais devem ser identificadas as dimensões dos elementos estruturais, como também os seus materiais constituintes.
5. Registo fotográfico – para além do reconhecimento do edifício através das peças desenhadas, deve ser realizado também um registo fotográfico detalhado de todo o edifício e, se possível, localizado nas plantas disponíveis. O registo fotográfico toma grande importância uma vez que permite manter em base de dados testemunhos do estado do edifício aquando das visitas, como

também poderá ser um bom recurso no esclarecimento de possíveis dúvidas, dispensando visitas ao local.

6. Levantamento exaustivo do estado de degradação, com identificação de todas as anomalias – o registo das anomalias existentes é mais um ponto fulcral num trabalho de inspeção e diagnóstico, sendo um dos principais objetivos de uma obra de reabilitação a correção das mesmas. Este levantamento é efetuado durante as visitas ao edifício, recorrendo uma vez mais ao registo fotográfico, durante as quais também devem ser averiguadas as respetivas causas. O registo das anomalias deve ser efetuado tanto do interior como do exterior do edifício, podendo ou não existir ligação entre eles.
7. Definição de ensaios, sondagens e/ou medições a realizar – a realização de ensaios permite uma melhor caracterização do edifício, sobretudo no que trata as características mecânicas, físicas e químicas dos materiais, sendo possível avaliar o comportamento da estrutura. Estes ensaios podem ser realizados em laboratório, através de amostras recolhidas do local, ou *in situ* através de práticas pouco ou não destrutivas. Também é comum avaliar as condições higrotérmicas no interior do edifício, assim como realizar ensaios estáticos ou dinâmicos, para avaliar o comportamento estrutural ou validação de modelos estruturais.
8. Implementação de um plano de monitorização (quando necessário) – a monitorização é uma medida a considerar, sobretudo em edifícios com elevado valor patrimonial, principalmente durante a fase de intervenção na estrutura. Nesta fase, é importante quantificar os movimentos da estrutura e perceber se os mesmos existem, de modo a avaliar os impactos da intervenção estrutural, se a mesma está a ser bem executada e benéfica para o sistema estrutural do edifício e não existe criação ou agravamento de danos prejudiciais para o sistema estrutural existente.
9. Sugestão de intervenção – na medida em que os profissionais responsáveis pela inspeção e diagnóstico conhecem melhor o edifício e o seu estado atual, poderão sugerir algumas medidas de intervenção adequadas com base na informação adquirida até ao momento. Preferencialmente, o estudo prévio deve ser acompanhado ou até dirigido pelos autores do projeto.

2.4 Ensaios

A observação da estrutura é um procedimento essencial nos trabalhos de inspeção e diagnóstico, pois possibilita recolher um conjunto de informações gerais e pormenorizadas da estrutura em análise. A inspeção visual permite o levantamento e caracterização de grande parte dos materiais estruturais e

não estruturais, como também o levantamento geométrico do edifício e a caracterização dos danos existentes e possíveis causas para os mesmos, o que possibilita uma avaliação prévia do estado do edifício (Monteiro, 2020). Mesmo com a enorme quantidade de informação que é possível recolher, é de realçar que nem todos os danos são visíveis à superfície e como tal é necessário complementar a inspeção visual com ensaios de diagnóstico para uma avaliação mais abrangente e detalhada.

Para as técnicas de ensaios diagnósticos em estruturas de edifícios existem três classificações: destrutivas, ligeiramente destrutivas e não-destrutivas. Para a preservação do património histórico e cultural, os ensaios destrutivos não devem ser utilizados em construções antigas com reconhecido valor histórico. Como tal, este tipo ensaios costumam ser feitos em construções a demolir ou realizadas em ambientes controlados, por exemplo em laboratórios. Na avaliação deste tipo de edifícios são usados ensaios não destrutivos ou ligeiramente destrutivos (Costa e Arêde, 2002).

Ensaio não destrutivos são técnicas que não condicionam de forma significativa a resistência de um elemento, independente de estas provocarem ou não danos mecânicos ao elemento em questão. Com ensaios não destrutivos obtém-se resultados qualitativos e podem ser do tipo:

- Ensaio ultrassónico – consiste na medição da velocidade de atravessamento de impulsos sónicos num dado meio material, permite determinar o valor da velocidade de propagação da onda sónica. Esta velocidade está relacionada com a maior ou menor compacidade do material atravessado pela onda, em particular com a sua rigidez;
- Ensaio dinâmico – permite avaliar o comportamento e a integridade estrutural, útil para a calibração de modelos numéricos, identificação modal e é essencial para a análise sísmicas de edifícios.
 - Acelerómetro triaxial - um dispositivo que mede a aceleração em três eixos ortogonais (x, y e z). Este é utilizado para detetar e quantificar movimentos ou vibrações em múltiplas direções simultaneamente. Utilizados para monitorar e analisar as vibrações em estruturas, sendo possível analisar a resposta dinâmica de estruturas, como pontes ou edifícios, a forças externas, como sismos ou ventos.
- Ensaio com câmara termográfica – permite identificar componentes estruturais embebidos na estrutura, humidade e infiltrações, diferentes materiais e fissuras, através do gradiente térmico e da taxa de libertação de calor dos elementos sujeitos ao ensaio.
- Ensaio de caracterização dos materiais:

- *Resistograph*[®] - permite detetar vazios internos, defeitos e degradação na secção transversal das peças que não sejam observáveis pelo exterior através da inspeção visual. O resistógrafo opera com uma broca muito fina que penetra na madeira a uma velocidade constante. Conforme a broca avança, ela encontra diferentes resistências internas na madeira, e essas resistências são registadas como um gráfico ou perfil de resistência ao longo do percurso de perfuração.
- Higrómetro – permite medir o teor em água na madeira, é essencial para perceber se existem valores anormais ao teor em água normal da madeira, podendo assim indicar a existência de infiltrações.
- *Ferroskan* – utiliza o princípio da indução magnética para detetar materiais condutores. Quando o equipamento está longe da armadura, instala-se um campo magnético perfeito; na presença de armadura gera-se uma distorção do campo magnético, sendo esta distorção registada pelos sensores do equipamento. Combinando o registo dos vários sensores, e diferentes parâmetros de cada registo, o equipamento consegue determinar a posição, estimar o diâmetro e a profundidade da armadura.
- Esclerómetro – permite medir a dureza superficial do betão a partir do recuo de uma massa incidente após o choque com a superfície a ensaiar. Este recuo é então convertido num valor de resistência à compressão através de ábacos. O ensaio deve realizar-se em superfícies de betão homogéneas, devendo ser efetuada a remoção da camada superficial carbonatada, através de raspagem.

Ensaio ligeiramente destrutivo são ensaios ligeiramente destrutivos, geralmente através de perturbações mínimas, permitem obter informação mais detalhada, permitindo quantificar o comportamento dos materiais e dos elementos estruturais. Dado isto e com o cuidado de causar o mínimo impacto possível, os ensaios podem ser do tipo:

- Extração de carotes – permite determinar propriedades dos materiais. Consegue-se obter amostras cilíndricas de betão de uma estrutura existente. Os carotes são extraídos para realizar diversos tipos de testes laboratoriais que avaliam a qualidade, resistência e outras propriedades do betão.
- Extração de armaduras – permite determinar propriedades dos varões. Refere-se ao processo de remoção de barras de armaduras, de estruturas de betão armado. O betão ao redor das armaduras é cuidadosamente removido e a armadura é devidamente cortada e removida para

ser analisada em laboratório para determinar o grau de corrosão, propriedades mecânicas e outras características relevantes.

- Ensaio de macacos simples e planos – permite determinar a capacidade de carga e o comportamento de elementos estruturais. Esse ensaio envolve a aplicação de cargas controladas utilizando macacos hidráulicos e a medição das respostas estruturais, como deslocamentos e deformações.
 - Ensaio simples: o ensaio simples permite determinar o estado de tensão instalada num ponto da estrutura.
 - Ensaio duplo: O ensaio duplo permite traçar as curvas de comportamento da alvenaria (tensão vertical em função da deformação vertical e horizontal da alvenaria) e, deste modo, estimar o seu módulo de elasticidade e, através de relações estabelecidas na bibliografia, a capacidade resistente. Este ensaio é normalmente precedido pelo ensaio simples, pelo que, inicialmente, já se dispõe de um macaco plano inserido na parede.
- Ensaio de carga – tem como principal objetivo identificar o comportamento duma estrutura em condições de carga e descarga, fornecendo informação relativamente a deformações, assentamentos dos apoios, formação de fissuras e (ou) abertura de fissuras existentes, por patamar de carga atuante. A leitura dos resultados, apoiada em ferramentas de simulação numérica mais ou menos complexas, permite avaliar o estado e a capacidade de carga de uma estrutura.

2.5 Reabilitação estrutural

Segundo Dias e Silva, 2021, as medidas de intervenção devem-se acompanhar de um estudo prévio pormenorizado que dita o estado atual do edifício, os materiais e as técnicas construtivas utilizadas, como também anomalias existentes e as suas causas. Um Relatório de Inspeção e Diagnóstico justifica a necessidade e o nível das ações de intervenção consoante o estado de conservação do edifício e seus respetivos elementos. Apesar disto e aquando de uma intervenção estrutural é necessário avaliar a segurança estrutural atual, sendo decididas as ações a adotar a este nível. A avaliação referida consiste na avaliação à deformação dos elementos estruturais. Geralmente, as verificações são do tipo:

- Verificação de segurança de estruturas de madeira – é feita de acordo com a norma NP EN 1995-1-1 – Eurocódigo 5: Projeto de estruturas de madeira LNEC (2008)

- Verificação de segurança de estruturas de alvenaria de pedra – são calculadas as tensões nas secções mais desfavoráveis.

Após as verificações são definidas as medidas de intervenção, existem vários níveis consoante a interpretação do estudo de diagnóstico e a avaliação de segurança e estes podem ser:

1. Conservação e restauro – ações maioritariamente não estruturais direcionadas para a conservação dos materiais e/ou correção de danos.
2. Reabilitação / Reabilitação estrutural – ações com o objetivo de repor as condições originais da estrutura.
3. Reforço estrutural – ações para aumentar a capacidade resistente da estrutura, devido a aumentos de carga ou sub-dimensionamento estrutural.
4. Substituição – ações a aplicar em último caso quando o nível de degradação dos elementos o exija.

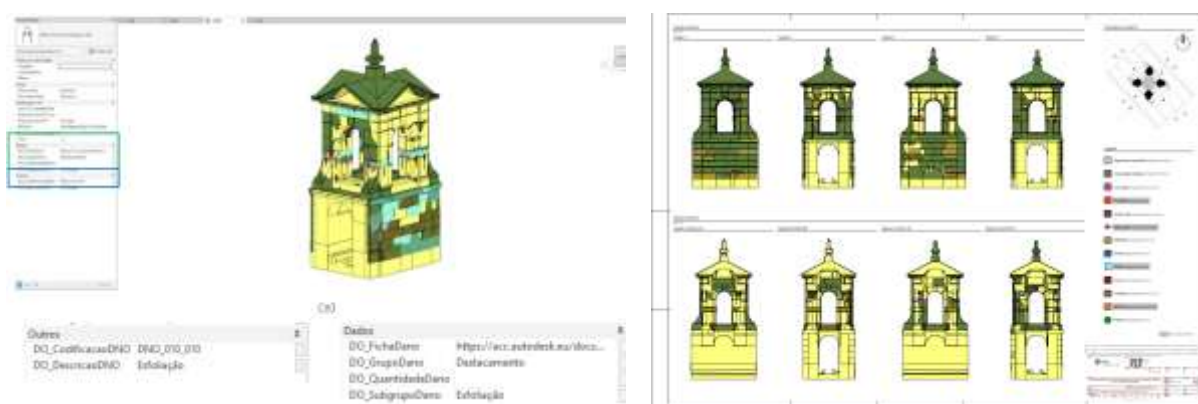
2.6 Apresentação dos trabalhos desenvolvidos

Ao longo do período de estágio e em colaboração com a equipa do NCREP, foram realizados diversos trabalhos dentro do campo de ação da empresa, contando com atividades como inspeção e diagnóstico, elaboração de relatório técnicos, avaliação de segurança de estruturas existentes, entre outras.

Certos trabalhos e projetos que foram desenvolvidos durante o período de estágio não representam uma quantidade significativa de trabalho para a elaboração de casos práticos deste relatório e por isso serão relatados neste capítulo.

Em primeiro lugar, o trabalho de um **aqueduto em Lisboa** consistia em mapear e caracterizar os danos existentes nos lanternins deste monumento. Foi possível acompanhar este trabalho na sua parte final da segunda fase deste trabalho, onde a este ponto já existia o mapeamento e identificação dos danos existentes nos 16 lanternins do aqueduto em 2D como também o modelo 3D das lanternins produzido no *software REVIT*, como também em *BricsCAD*. O trabalho desenvolvido passou pela transferência dos danos em 2D para o modelo 3D em *BricsCAD*, assim conseguindo criar um modelo 3D dos lanternins onde já era totalmente perceptível o estado e os danos existentes em cada lanternim de uma forma mais realista, mas após isto ainda foram criadas famílias para cada dano e assim foram adicionados os danos no modelo BIM. Com a utilização do *REVIT* foi possível criar um modelo ainda mais realista como também compilar todas as informações acerca de cada objeto do modelo (estrutura e danos) (Figura 2.1a)). Após importar cada família correspondente ao conjunto de manchas de cada dano, foram

adicionadas informações como: a categoria e subcategoria de cada dano; a classificação de cada elemento/fundação; classificação de espaço/localização e classificação de materiais através da ferramenta *DiRootsOne*, e ainda adicionado um *link* que daria acesso à ficha de dano correspondente, este *link* surge da plataforma colaborativa *Autodesk Construction Cloud* facultada especificamente para alojar e exportada em formato IFC para leitura em *software* independente, onde estavam inseridas todas as fichas de danos acerca de todos os lanternins. Ainda foi criada uma folha consoante a imagem do NCREP e com adaptações exigidas pelo cliente, onde se encontrava os vários alçados do lanternim, uma imagem de orientação do mesmo, uma legenda gráfica com as cores e código BIM de cada dano (Figura 2.1b)).



a) Modelo BIM - Lanternim

b) Folha resumo - Lanternim

Figura 2.1 - Aqueduto em Lisboa

Durante o acompanhamento do trabalho numa **quinta em Vila Nova de Cerveira** (Figura 2.2) foi possível adquirir e consolidar competências no âmbito da inspeção e diagnóstico de estruturas, ampliando a sensibilidade e a capacidade de identificar danos estruturais e perceber como estes se podem manifestar. Foi realizada uma inspeção visual e feita uma caracterização estrutural a um dos moinhos existentes na quinta, onde foram ainda realizados ensaios não destrutivos como ensaios com o Resistograph®, medição do teor em água em estruturas de madeira, acontecendo assim o primeiro contacto com estes ensaios. A estrutura original do moinho é constituída por paredes resistentes em alvenaria de pedra e cobertura em estrutura de madeira de 2 águas.



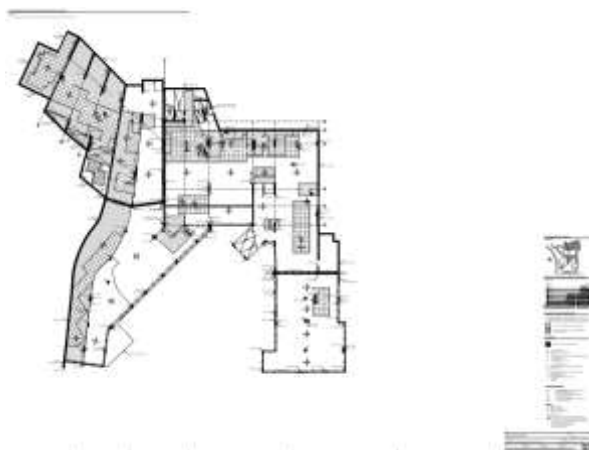
Figura 2.2 – Quinta em Vila Nova de Cerveira.

O trabalho desenvolvido sobre um **hotel na ilha da Madeira** (Figura 2.3) passou pelo tratamento das informações recolhidas aquando da inspeção. De forma geral, o edifício é constituído por uma estrutura de betão armado, essencialmente fungiforme, com lajes apoiadas diretamente em pilares. Ainda assim, algumas zonas da estrutura apresentam pórticos de betão armado suportando as lajes. O edifício apresenta zonas enterradas no alçado norte, com as paredes perimetrais materializadas por muros de suporte de terras de betão armado.

Foram realizadas as peças desenhadas, a partir das plantas já existentes do edifício, onde foram representados todos os ensaios feitos com as devidas nomenclaturas, como também assinalados os elementos estruturais observados in situ. A partir disto foi desenvolvido o relatório de inspeção e diagnóstico (RID) como também os anexos constituintes do mesmo, tendo a oportunidade de realizar: anexo de análise dos resultados dos ensaios de *Ferroskan* permitindo saber informações sobre diâmetros e camadas de recobrimento, comparando com o previsto no projeto; anexo de ensaios de profundidade de carbonatação; anexo de resultados das janelas de sondagem de forma a ajudar a caracterizar melhor o edifício conseguindo visualizar as tipologias construtivas; anexo do registo fotográfico, anexo de profundidade de carbonatação, anexo de ensaio de esclerómetro Schmidt Proceq e concluindo com a redação do RID, conseguindo assim perceber as possíveis conclusões que se conseguem através dos ensaios realizados.



a) Edifício



b) Excerto das peças desenhadas

04 | Dados estruturais

04.1) Introdução

Concomitantemente à inspeção visual e medição de alguns dados estruturais, foram realizadas a sua localização e identificação com o sistema de eixos e o plano de referência geral do edifício.

De acordo com o que se verificou durante a inspeção visual, o edifício apresenta uma configuração estrutural bastante complexa, com a presença de vários tipos de estruturas. Para além disso, foram também observadas algumas situações que não se enquadram no padrão habitual de um edifício residencial, como a presença de uma estrutura de suporte para a cobertura do edifício, que se encontra no topo do edifício.

De acordo com o que se verificou durante a inspeção visual, o edifício apresenta uma configuração estrutural bastante complexa, com a presença de vários tipos de estruturas. Para além disso, foram também observadas algumas situações que não se enquadram no padrão habitual de um edifício residencial, como a presença de uma estrutura de suporte para a cobertura do edifício, que se encontra no topo do edifício.

Descrição	Valor
Área total do edifício	10.000,00 m ²
Área total do rés-do-chão	3.000,00 m ²
Área total do 1.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 2.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 3.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 4.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 5.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 6.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 7.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 8.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 9.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 10.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 11.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 12.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 13.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 14.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 15.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 16.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 17.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 18.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 19.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 20.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 21.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 22.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 23.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 24.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 25.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 26.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 27.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 28.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 29.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 30.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 31.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 32.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 33.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 34.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 35.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 36.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 37.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 38.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 39.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 40.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 41.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 42.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 43.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 44.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 45.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 46.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 47.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 48.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 49.º andar	3.000,00 m ²
Área total do 50.º andar	3.000,00 m ²

04.2) Dados relacionados com a sustentabilidade

Concomitantemente à inspeção visual, foi realizada a medição da quantidade de água utilizada em cada unidade de referência, tendo sido observado que os valores de consumo de água são bastante elevados, sendo necessário adotar medidas para a redução do consumo de água.

No âmbito da inspeção visual do edifício, foram identificadas algumas situações que não se enquadram no padrão habitual de um edifício residencial, como a presença de uma estrutura de suporte para a cobertura do edifício, que se encontra no topo do edifício.

De acordo com o que se verificou durante a inspeção visual, o edifício apresenta uma configuração estrutural bastante complexa, com a presença de vários tipos de estruturas. Para além disso, foram também observadas algumas situações que não se enquadram no padrão habitual de um edifício residencial, como a presença de uma estrutura de suporte para a cobertura do edifício, que se encontra no topo do edifício.

NCR EP

04.3) Fotografia

Foram realizadas fotografias de referência ao longo da inspeção visual do edifício, tendo sido observadas algumas situações que não se enquadram no padrão habitual de um edifício residencial, como a presença de uma estrutura de suporte para a cobertura do edifício, que se encontra no topo do edifício.

04.3.1) Fotografia de referência

04.3.2) Fotografia de referência

NCR EP

c) Excerto do RID

Figura 2.3 – Hotel na ilha da Madeira

Uma outra campanha de inspeção e diagnóstico estrutural foi na **escola no distrito de Vila Real** (Figura 2.4), que consistiu na confirmação das características dos elementos estruturais e para isso foram executadas janelas de sondagem em paredes e pavimentos. Estas sondagens permitiram caracterizar a tipologia construtiva, tipos de aparelhagem no caso de paredes de pedra e camadas de revestimento/enchimento em pavimentos, sendo constituído por 3 pisos (piso 0, piso 1 e piso 2) e cobertura. O corpo da escola apresenta uma configuração em planta peculiar já que o hall de entrada

apresenta um formato octagonal. A estrutura vertical é um misto de elementos em betão armado (pilares) e elementos de alvenaria de pedra (paredes exteriores e pilares) que garantem o suporte das vigas e lajes maciças de betão que materializam os pavimentos dos pisos elevados.



a) Edifício

b) Medições realizadas

Figura 2.4 - Escola em Vila Real.

Em relação a um **edifício em Leiria** (Figura 2.5), o trabalho consistiu em várias campanhas de inspeção e diagnóstico ao edifício de betão armado constituído por um pavilhão central e, nas laterais espaços de comércio e de habitação. Na primeira inspeção foi efetuada inspeção visual resultando no diagnóstico de danos existentes na estrutura, como também perceber a possibilidade de executar ensaios destrutivos, uma vez que a mesma se encontrava em funcionamento. Na segunda inspeção decorreu o levantamento estrutural e a definição dos locais das janelas de sondagem, como a extração de carotes e de armaduras. Na terceira e última inspeção efetuou-se os ensaios destrutivos, para conhecer a constituição de lajes, paredes, pilares e vigas, conseguindo dados como medidas de recobrimentos, de varões, espaçamentos e materiais. Para além disto realizou-se ensaios de *Ferroskan* e de esclerómetro em vários elementos construtivos. Após a fase de inspeção, foram realizados os elementos constituintes do RID, onde se realizou a avaliação dos resultados dos ensaios feitos, como também os anexos relativos a esses mesmo ensaios. As peças desenhadas foram realizadas a partir das plantas já existentes do edifício, onde se realizou o desenho da planta estrutural e a representação de todos os ensaios realizados e danos presentes na estrutura.



a) Edifício



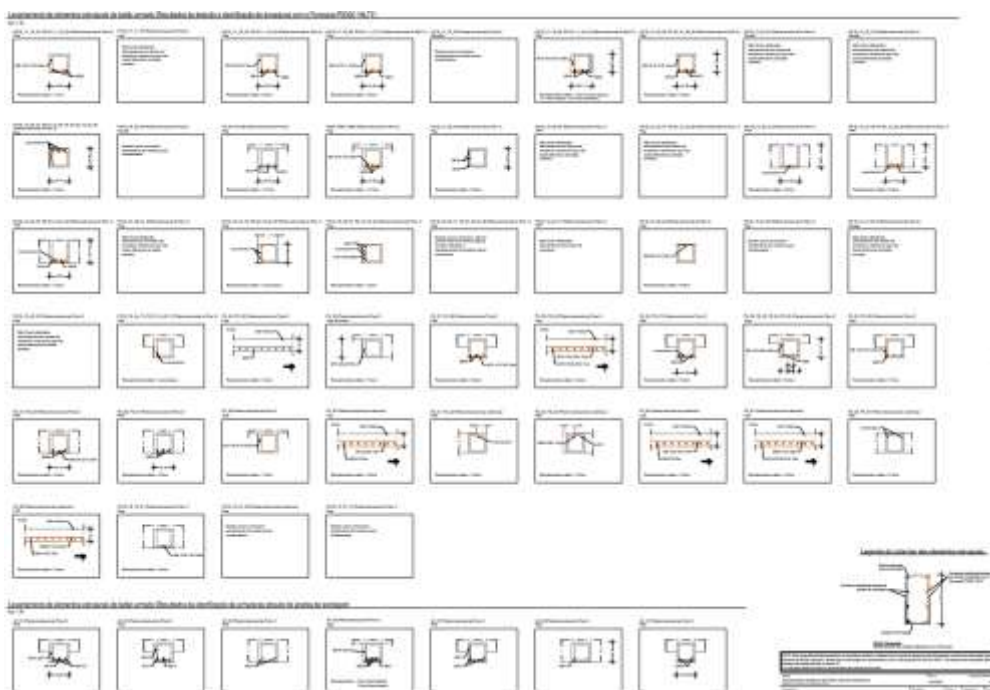
b) Ensaio de esclerómetro



c) Ensaio bidimensional de Ferroskan



d) Carotes e ensaio de profundidade de carbonatação



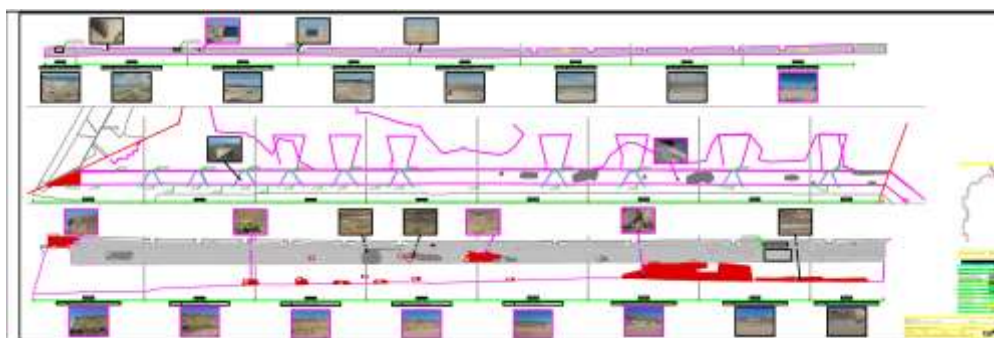
e) Pormenores dos elementos estruturais levantados através do Ferroskan

Figura 2.5 - Edifício em Leiria.

As **muralhas em Peniche** (Figura 2.6) já tinham sido alvo de inspeção pela equipa do NCREP, onde posteriormente foi elaborado um RID e ainda um projeto de intervenção. A equipa do NCREP foi solicitada para realizar uma revisão ao projeto, onde foi feita uma nova inspeção à muralha e contra-escarpa, onde serão identificados os trabalhos realizados, os trabalhos realizados deficientemente, e os trabalhos não realizados na empreitada comparativamente aos elementos do projeto de execução de 2018. A inspeção prendeu-se em comparar nas peças desenhadas do RID com a realidade e perceber o que foi efetivamente reabilitado ou não, de modo a construir um novo projeto de reabilitação para conseguir ter a muralha devidamente reabilitada.



a) Extensão da muralha



b) Peças desenhadas

Figura 2.6 – Muralha em Peniche.

Um dos edifícios presentes na **Praça do Príncipe Real, em Lisboa** foi alvo de várias campanhas de inspeção. O edifício no Príncipe Real originalmente datado do século XVIII, apresenta diferentes configurações estruturais. Nos pisos inferiores (piso -2, piso -1 e rés-do-chão) apresenta uma configuração estrutural própria da construção pombalina na cidade de Lisboa, sendo que as paredes exteriores e as paredes interiores dos pisos semienterrados são em alvenaria de pedra irregular e as paredes interiores do piso superior (rés-do-chão) são em frontal. Relativamente à configuração

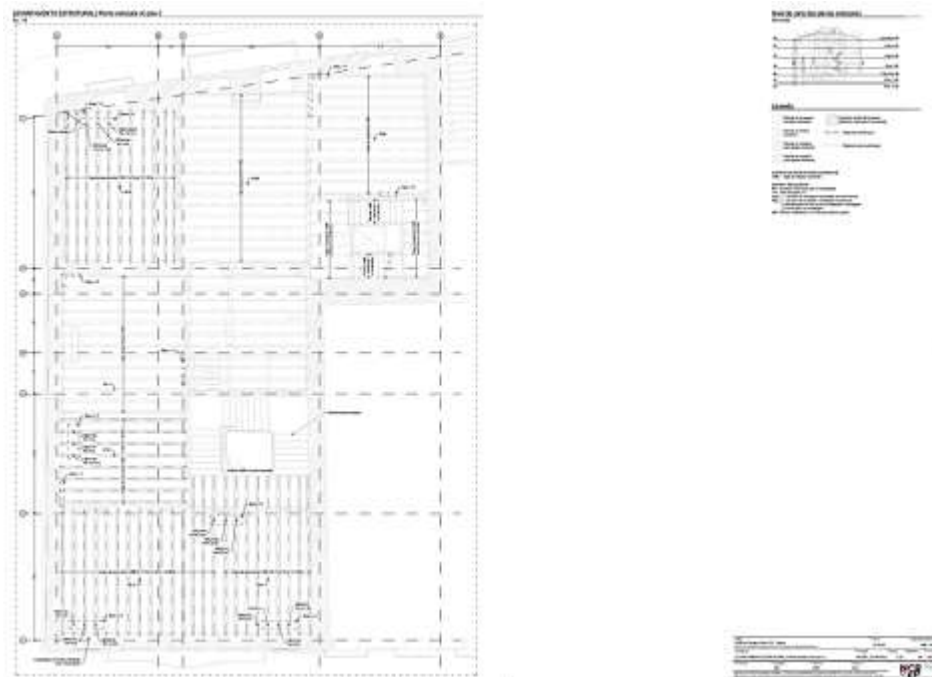
estrutural dos pisos superiores (nomeadamente piso 1 e piso 2), estes apresentam características próprias dos edifícios gaioleiros (século XIX), sendo que apresentam paredes exteriores em alvenaria de pedra e paredes interiores em estrutura de madeira, com muito menor capacidade resistente à ação sísmica quando comparadas com paredes de frontal com cruces de Santo André. Aquando da segunda campanha de inspeção foi feito o levantamento estrutural com ajuda de janelas de sondagem abertas tanto em pavimentos como em paredes e ainda foram realizados ensaios de *Resistograph*[®], higrómetro e acelerómetro triaxial. Estes ensaios foram realizados nas vigas de pavimento de modo a perceber o estado de conservação destes elementos estruturais. Após a inspeção todos os dados recolhidos passaram a constituir as peças desenhadas, onde se criou a planta estrutural do edifício e posteriormente a marcação de todos os ensaios realizados e anotações pertinentes, de modo a compilar toda a informação para a redação do RID (Figura 2.7).



a) Edifício



b) Estado de degradação (agentes bióticos)



c) Peças desenhadas

Figura 2.7 – Edifício na Praça do Príncipe Real

Seguidamente, foi inspecionado um **edifício típico da cidade do Porto**, com paredes portantes em alvenaria de pedra, com algumas paredes interiores em tabique, que desempenham funções estruturais para apoio das vigas de pavimento. Os pavimentos do piso 0, piso 1 e a cobertura são de madeira e secção principalmente circular, usando madeira maciça do tipo folhosa (presumivelmente Castanho, *Castanea Sativa Mill*). Os serviços do NCREP foram solicitados com o objetivo da realização de uma campanha de inspeção e posteriormente realização do RID. Para isto, foram realizadas as seguintes ações, dando-se preferência à realização de ensaios não destrutivos: identificação e levantamento geométrico por amostragem dos elementos estruturais; inspeção visual dos elementos estruturais; utilização do martelo em elementos de madeira de modo a obter informação acerca do estado de conservação da madeira, através da apreciação do som da resposta produzido pelo seu impacto; utilização do detetor de metais como método não destrutivo de identificação das vigas de madeira, através da deteção dos pregos de fixação dos revestimentos às vigas; utilização do higrómetro na determinação do teor em água dos elementos estruturais, dando indicações acerca de eventuais entradas de água no interior e do potencial de ataque de agentes bióticos; realização de ensaios não destrutivos para avaliação dos elementos estruturais de madeira através do resistógrafo; identificação, compilação e registo dos danos e anomalias estruturais. Seguidamente, realizou-se o RID que apresenta a caracterização pormenorizada do edifício, os resultados dos ensaios realizados, os danos na estrutura,

a avaliação de segurança estrutural e ainda sugestões de medidas gerais de intervenção (Figura 2.8).



a) Edifício

b) Ensaio Ferroskan

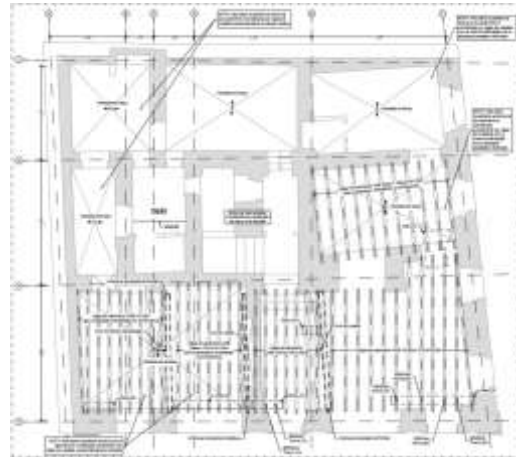
Figura 2.8 – Edifício típico da cidade do Porto

Outro trabalho feito foi um edifício situado na **Rua da Rosa** (Figura 2.9), na cidade de Lisboa. Trata-se de um edifício de 4 pisos, sendo 3 destes completos (R/C + 2 pisos) e o último consiste na utilização das águas-furtadas com espaço habitável. No R/C encontra-se atualmente uma loja em funcionamento destinada a comércio e respetivo armazém, enquanto os pisos superiores destinam-se a habitação, sendo que o piso 1 e o piso 3 atualmente se encontram desocupados. Apresenta uma área de implantação de 15,8 x 13,8 m², numa área bruta de construção próxima de 870m². Este edifício enquadra-se num edifício do tipo Pombalino, com paredes exteriores de alvenaria de pedra com cunhais de cantaria de calcário e restantes zonas de alvenaria de pedra irregular de calcário, piso inferior com abóbadas de tijolo e arcos de alvenaria, de onde sobem paredes de alvenaria de frontal com cruces de Santo André. Possui também um saguão materializado com alvenaria de pedra irregular de calcário. A caixa de escadas é materializada com abóbadas de tijolo e pavimento de pedra, com exceção do acesso ao desvão que é feito com escadaria de madeira. A campanha de inspeção consistiu em inspeção visual, que inclui a observação de janelas de sondagens (já previamente existentes por trabalhos já realizados no edifício) e a realização de ensaios in-situ por amostragem. Os ensaios realizados foram ensaios de medição do teor em água (higrómetro), ensaios não destrutivos para avaliação dos elementos estruturais de madeira através do Resistograph®, passando também pela utilização do martelo em elementos de madeira de modo a obter informação acerca do estado de conservação da madeira, através da apreciação do som da resposta produzido pelo seu impacto. Ainda foi realizada a identificação, compilação e registo dos danos e anomalias estruturais. Após isto foi realizado o RID e todos os anexos referentes às peças desenhadas e resultados da análise dos dados obtidos através dos

ensaios realizados.



a) Fachada do edifício



b) Planta estrutural tipo



c) Medição do teor de humidade da viga de pavimento



d) Verificação estado da viga de pavimento

Figura 2.9 – Edifício na Rua da Rosa.

Por último, foi realizado um ensaio de carga numa laje de um **edifício em Felgueiras** com o objetivo de perceber se a mesma aguentaria uma dada carga consoante a sua nova utilização. O edifício havia sido dimensionado para uma sobrecarga de 2kN/m^2 para a sua utilização inicial e à posteriori foi mudada a intenção da sua utilização e existia a necessidade de avaliar se a laje e vigas aguentariam uma carga de 5kN/m^2 . O ensaio foi realizado três vezes em zonas estratégicas de modo a avaliar a deformação da laje e de vigas. O sistema de carga utilizado foi paletes com blocos e o sistema de monitorização consistia em sensores que mediam a deformação dos elementos estruturais.



a) Sistema de carga



b) Sistema de recolha de dados



c) Marcação prévia na laje do ensaio



d) Procedimento de carga

Figura 2.10 – Ensaio de carga num edifício em Felgueiras.

Concluindo, todos estes trabalhos desenvolvidos permitiram o desenvolvimento conhecer as diferentes fases que os compõem, colocando em prática os assuntos estudados inicialmente, assim como a sua importância para a elaboração de projetos de reabilitação, partindo de um conhecimento aprofundado sobre as estruturas existente e o seu estado de conservação.

3 Isolamento de Base

3.1 Introdução

O projeto sísmico tradicional (que não prevê o uso de isoladores) tem como objetivo evitar o colapso do edifício e conseqüentemente a perda de vidas humanas, mas prevê e aceita a ocorrência de danos consideráveis, sendo alguns não reparáveis. Aliás, com os métodos tradicionais é difícil reduzir as acelerações mantendo a funcionalidade do edifício e preservando o seu conteúdo, enquanto com o projeto sísmico que prevê o isolamento na base do edifício, isto já se torna possível.

O isolamento sísmico de base é uma técnica desenvolvida para proteger estruturas contra os danos causados por sismos, dado que estes sempre representaram uma ameaça à estabilidade das estruturas. A sua história remonta a milênios, mas o uso prático em estruturas modernas é relativamente recente.

Ao longo da história, civilizações antigas adotaram diferentes abordagens para mitigar os efeitos devastadores desses eventos naturais. No entanto, foi somente no início do século XX que começaram a desenvolver técnicas mais avançadas e eficazes de proteção sísmica, que possivelmente estará na origem do que é atualmente o Isolamento de Base. Esta patente foi registada em 1906, em Munique, e consistia numa placa rígida que servia de base de suporte ao edifício que, por sua vez, estava assente sobre um conjunto de roletes de material rijo. Outra patente foi registada em 1909 por *Dr. Calantarients* que concebeu uma solução em que o edifício assenta sobre uma camada de talco. Para além disto desenvolveu também um conjunto de dispositivos para a ligação das condutas ao exterior com capacidade para acomodar grandes deslocamentos.

O primeiro exemplo de aplicação de isolamento de base aconteceu numa escola em 1969, em *Skopje*. O edifício encontra-se assente em blocos de borracha não reforçada e ligado ao exterior por elementos fusíveis. Assim que estes elementos partissem o edifício fica a vibrar livremente sobre os apoios de borracha (Guerreiro, 2006).

Desde então, o isolamento sísmico de base tem sido amplamente adotado em todo o mundo numa variedade de estruturas, desde arranha-céus até instalações industriais e pontes. A pesquisa contínua e o aprimoramento da tecnologia de isolamento sísmico têm levado a melhorias significativas na resiliência das estruturas face à atividade sísmica.

A partir de janeiro de 1995 deu-se um aumento significativo na aplicação de isolamento de base dado o bom desempenho do edifício *West Japan Postal Savings Computer Center (West-1)* durante o sismo de *Kobe*, no Japão.

Em Portugal, o Hospital da Luz, em Lisboa, já contém este sistema, sendo o primeiro edifício em Portugal. O edifício tem 66000 m² de pavimento com 195 apoios do tipo HDRB, estes apoios estão intercalados entre os pilares e as fundações, tendo-se criado, no local de implantação dos blocos de borracha, um piso técnico, de modo a permitir a manutenção dos aparelhos (Meireles, 2011).

Nas últimas décadas, a engenharia sísmica teve um importante impulso quer no desenvolvimento de novas tecnologias construtivas, quer na definição de novas metodologias de análise e na implementação de nova regulamentação. Isto associado ao aumento das exigências de desempenho, fez com que se tornasse ainda mais notório a falta de segurança de algumas estruturas de acordo com regulamentos anteriores.

Atualmente, o isolamento sísmico de base é considerado uma das medidas mais eficazes de mitigação de riscos em regiões propensas a sismos. Para além disto, em termos económicos, o isolamento de base não representa um incremento de custo assim tão significativo em relação ao custo total de um edifício. Para efetuar uma comparação mais exata dever-se-ia comparar um edifício com e sem isolamento sísmico de base e seria necessário considerar não só os custos de construção, como também os custos devidos à reparação dos danos ou à demolição e reconstrução do edifício projetado sem isolamento sísmico, caso a ação sísmica máxima do projeto ocorra durante a vida útil do edifício e assim sendo esta comparação isolamento sísmico seria indiscutivelmente mais barato. Contudo se for considerado só o custo de construção, a utilização de isoladores de base em zonas com sismicidade média/alta é parcial ou totalmente compensada pela poupança sobre a superestrutura, onde se poderá reduzir as secções dos pilares, assim como a quantidade de armadura da estrutura, se estiver a tratar de uma estrutura de betão armado (Pretensa, [s.d.]).

3.2 Conceito

Durante um sismo, os esforços que se desenvolvem na estrutura são transmitidos pelas ligações rígidas que estas têm com as suas fundações, que sofrem a ação dos movimentos do solo em que assentam. Tendo em conta que essas ligações teriam de ser infinitamente flexíveis na direção horizontal para que não existisse a transmissão de forças horizontais, conseguindo que a estrutura não acompanhasse o movimento do solo. Dado que as ligações na direção vertical têm de continuar a existir faz com que seja impossível existir qualquer tipo de isolamento sísmico nessa direção, mas em estruturas correntes, a componente vertical da ação sísmica tem menor importância em relação à componente horizontal fazendo com que se torne esta limitação pouco significativa (Meireles, 2011).

O isolamento sísmico de base é uma técnica projetada para reduzir a vulnerabilidade sísmica das

estruturas, que consiste na separação parcial do movimento da estrutura relativamente ao movimento do solo (Figura 3.1). Esta utiliza a instalação de dispositivos de apoio com elevada flexibilidade horizontal entre a fundação da estrutura e solo subjacente, com o objetivo de criar uma superfície de descontinuidade (Figueiredo, 2007). A parte da estrutura localizada acima da superfície de isolamento é designada por superestrutura e encontra-se isolada. A parte localizada abaixo da superfície de isolamento, incluindo as fundações, é denominada por subestrutura.

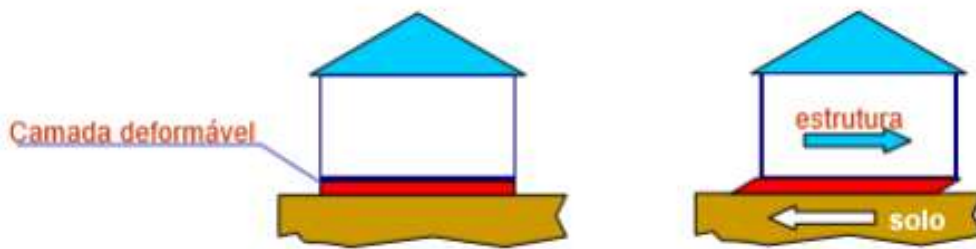
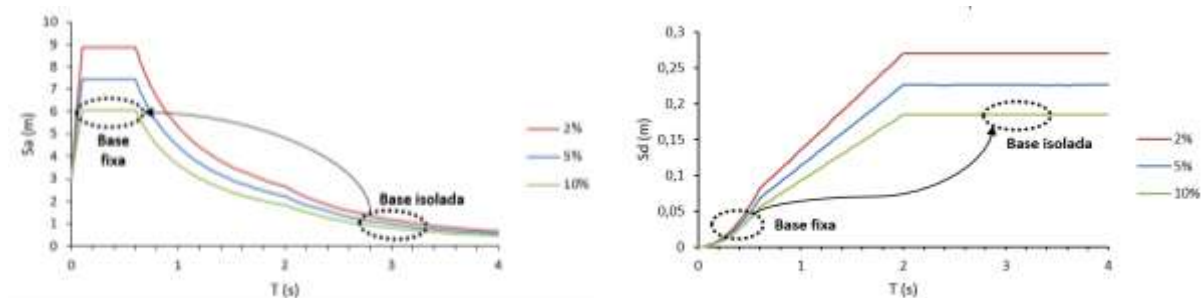


Figura 3.1 – Esquema do sistema de isolamento de base (Duarte, 2017).

A introdução desta superfície (camada deformável) origina a redução do valor da frequência própria para valores abaixo da gama de frequências onde o sismo concentra mais energia. Isto tem como finalidade a redução das acelerações máximas, mas por outro lado cria um aumento dos deslocamentos, sendo estes concentrados ao nível do sistema de isolamento (Guerreiro, Craveiro e Branco, 2007). Com base na configuração usual dos espectros de resposta para níveis de amortecimento de 2, 5 e 10%, uma representação esquemática das alterações provocadas pelo aumento do período da estrutura e do aumento do amortecimento nos valores das (a) acelerações e (b) deslocamentos induzidos pela ação sísmica é apresentada na Figura 3.2. O aumento dos deslocamentos pode ser contrariado com o aumento do amortecimento crítico do sistema. Por isso, os sistemas de isolamento sísmico promovem níveis de amortecimentos geralmente superiores a 10% do amortecimento crítico para que a energia se dissipe e de modo a limitar os deslocamentos horizontais para valores aceitáveis.



a) Acelerações

b) Deslocamentos

Figura 3.2 – Efeito do aumento do período da estrutura e do aumento do amortecimento (adaptado de: (Santos, 2008)).

O efeito da redução de acelerações como consequência da redução da frequência fundamental da estrutura resulta de esta passar a apresentar valores fora do intervalo das frequências de excitação predominantes das ações sísmicas, evitando assim que haja ocorrência de fenómenos de ressonância.



Figura 3.3 – Frequências de estruturas com e sem isolamento no intervalo da frequência da ação sísmica (Santos, 2008).

Dada a preocupação com o fenómeno de ressonância como já referido, nem sempre é aconselhado a utilização de isolamento sísmico como nos casos dos solos de fundação serem deformáveis e apresentarem características brandas, sobretudo caso exista a informação que revelem que as ações sísmicas do local são ricas em frequências baixas, uma vez que a resposta da estrutura terá tendência a aumentar com a diminuição da frequência (Santos, 2008).



Figura 3.4 - Influência do solo na eficácia do sistema de isolamento (Santos, 2008).

Resumindo, a ideia do isolamento sísmico consiste na criação duma superfície de descontinuidade, no plano horizontal, de modo que não ocorra transmissão de movimentos ao longo dessa superfície entre a fundação e a estrutura a proteger. A designação de "isolamento de base" está associada ao facto da superfície de descontinuidade, que garante o isolamento, se encontrar na base da estrutura, ou elemento estrutural a isolar. As situações mais comuns de utilização são, o isolamento da superestrutura de edifícios em relação às fundações ou o isolamento do tabuleiro de pontes em relação aos pilares e encontros.

Contudo a redução da rigidez da ligação horizontal ao solo para diminuir os esforços na estrutura faz com que aumente os deslocamentos horizontais relativos ao solo, isto implica garantir espaço livre em torno da estrutura isolada para que a mesma se mova sem qualquer impedimento. Uma forma de minimizar estes deslocamentos é incluir alguma maneira de dissipação de energia de modo a incrementar o amortecimento global do conjunto. Contudo, ainda que os deslocamentos aumentem quando comparados com a solução de base fixa, estes deslocamentos concentram-se ao nível do isolamento, mantendo a estrutura praticamente indeformada. Uma outra vantagem do uso de isolamento de base é a redução das acelerações ao nível dos pisos. Esta propriedade é extremamente relevante quando os edifícios albergam equipamentos sensíveis a acelerações, como por exemplo sistemas de precisão ou equipamentos de apoio médico. A protecção deste tipo de equipamentos pode ser essencial do ponto de vista económico ou estratégico, determinando desta forma o tipo de protecção sísmica a utilizar no edifício (Lopes, 2009).

O isolamento de base é uma solução relevante para estruturas irregulares, como em situações de distribuições não uniformes da rigidez ou da massa, tanto em planta como em altura. As respostas

sísmicas de estruturas irregulares são geralmente mais problemáticas, tendo em conta que a concentração da dissipação de energia acontece em determinadas zonas ao contrário de existir uma distribuição de energia mais uniforme como nas estruturas regulares. Como o comportamento das estruturas com isolamento sísmico é próximo do comportamento de um corpo rígido, o efeito das irregularidades estruturais é atenuado (Meireles, 2011).

3.3 Sistemas de isolamento de base

Atualmente existem vários tipos de sistemas de isolamento de base disponíveis no mercado. Os isoladores sísmicos de base mais usais são do tipo: aparelhos elastoméricos, aparelhos de deslizamento ou sistemas do tipo mola, dado que este último já caiu em desuso. Aos aparelhos de isolamento ainda é possível acrescentar dispositivos para dissipar energia, como dissipadores viscosos ou histeréticos.

Quanto aos apoios elastoméricos, destacam-se os sistemas de isolamento de borracha de baixo amortecimento (LDRB – *Low Damping Rubber Bearings*), os sistemas de isolamento de borracha de alto amortecimento (HDRB – *High Damping Rubber Bearings*) e sistemas de borracha com núcleo de chumbo (LRB – *Lead Rubber Bearings*).

Quanto aos apoios deslizantes, existem dois tipos: os planos e os esféricos, consoante a geometria da superfície de deslizamento utilizado. Este tipo de apoios pode ainda classificar-se de acordo com a capacidade de repor o sistema à posição inicial. Os sistemas existentes são os apoios pendulares com atrito (FPB – *Friction Pendulum Bearings*) que utilizam uma superfície de deslizamento esférica, e ainda os apoios planos deslizantes (FSB – *Flat Sliding Bearings*) com superfícies deslizantes de baixa fricção que usualmente são utilizados simultaneamente com outros sistemas como isoladores e/ou amortecedores.

3.3.1 LDRB – *Low Damping Rubber Bearings*

Este tipo de isoladores combinam a função de isolamento e dissipação de energia, o que faz com que o edifício fique totalmente dissociado dos componentes horizontais da atividade sísmica. A principal função dos sistemas de isolamento de borracha de baixo amortecimento é aumentar o período de vibração estrutural, aumentando a flexibilidade lateral da estrutura e assim as acelerações do solo transferidas para a superestrutura diminuem drasticamente. Este tipo de isoladores fornecem: suporte de carga vertical, flexibilidade horizontal, amortecimento suplementar e força de centralização para a estrutura contra a ação de sismos. Além disso, eles exigem custo mínimo de instalação e manutenção em comparação com outros dispositivos passivos de controle de vibração (Tafheem *et al.*, 2015).



Figura 3.5 - Apoios de borracha de baixo amortecimento (LDRB) (Dr. Thamir Al-Azawi, 2017).

Os valores de amortecimento dos *Low Damping Rubber Bearings* (LDRB) podem variar dependendo de vários fatores, incluindo o tipo de borracha utilizada, a geometria do rolamento e as condições de carga e ambiente de operação. No entanto, estes aparelhos de apoio são projetados para ter um amortecimento relativamente baixo em comparação com outras soluções de isolamento de vibração. Para os apoios LDRB utiliza-se borracha ordinária, enquanto para os apoios HDRB, utiliza-se uma borracha com aditivos que aumenta a capacidade de amortecimento. Este tipo de isoladores são uma boa opção quando é necessário um amortecimento mais baixo.

Os isoladores do tipo LDRB, geralmente, apresentam uma resposta mais linear do que os do tipo HDRB, o que faz com que o comportamento da estrutura seja mais previsível.

3.3.2 HDRB – *High Damping Rubber Bearings*

Os apoios de borracha de alto amortecimento (Figura 3.7) são os mais adotados nos sistemas de isolamento de base de edifícios. Estes são constituídos por camadas finas de borracha (elastômero) alternadas com chapas de aço unidas por vulcanização. Estas chapas concedem ao sistema uma elevada rigidez vertical e inibem a expansão lateral do elastômero para cargas verticais. Na maioria das utilizações, estes apresentam uma forma circular, mas também podem assumir uma secção quadrada ou retangular. O seu modelo de comportamento pode ser descrito como ação paralela de uma mola e de um amortecedor, como está representado na Figura 3.6.

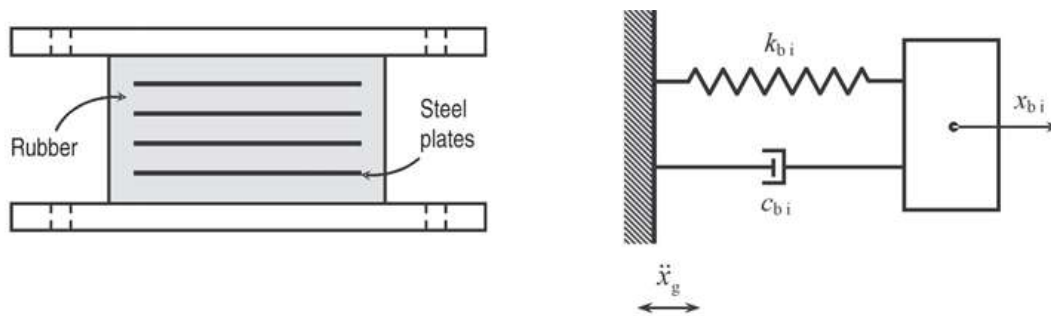


Figura 3.6 - Modelo de comportamento - HDRB (Matsagar e Jangid, 2005).

Normalmente, os apoios do tipo HDRB são muito maiores e bastante mais altos que os rolamentos elastoméricos padrão. O composto de borracha utilizada apresenta capacidade de amortecimento e permite suportar elevadas deformações com deslocamento em planos diferentes, mantendo o volume constante quando comparado com os rolamentos elastoméricos padrão. Nos apoios de borracha de alto amortecimento, a rigidez é muito maior para pequenas deformações e é reduzida para grandes deformações, esta propriedade permite que a estrutura responda rigidamente a ações como o vento e fornece alta flexibilidade a ações como a sísmica.

Os compostos de borracha utilizados nos isoladores elastoméricos são caracterizados por um módulo de distorção entre 0,4MPa e 1,4MPa e pelo fator de amortecimento no intervalo de 10% a 15%, o que permite uma elevada capacidade de dissipação de energia. A capacidade de recuperação permite acumular mais energia em comparação a outro material. E pelo facto do módulo de elasticidade ser reduzido possibilita alcançar grandes deformações mesmo para um nível baixo de tensões. A deformação deste aparelho é maioritariamente por alteração da forma e minimamente por variação de volume dado que o elastómetro é praticamente incompressível.



a) Estrutura interna



b) Deformação horizontal

Figura 3.7 - Apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB) (Guerreiro, 2006).

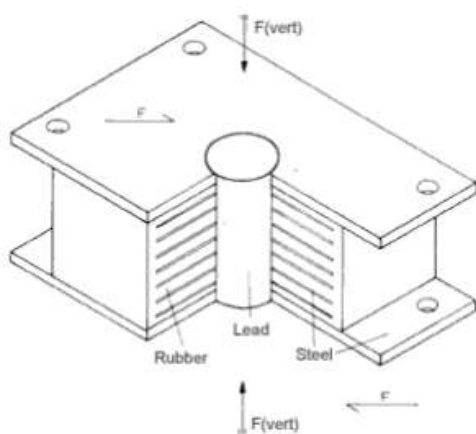
3.3.3 LRB – *Lead Rubber Bearings*

Os sistemas de borracha com núcleo de chumbo (Figura 3.8) são bastante semelhantes aos HDRB, mencionados anteriormente, com a diferença de os LRB possuírem um núcleo de chumbo com um cilindro central. O acréscimo do cilindro central aumenta a dissipação de energia do sistema o que possibilita alcançar um coeficiente de amortecimento de cerca de 30%. A capacidade de dissipar energia deste tipo de sistemas permite a redução de deslocamento horizontal, comparando com o de um sistema de isolamento com a mesma rigidez equivalente.

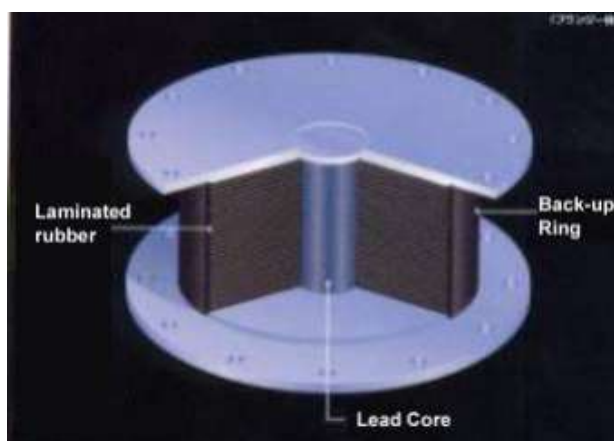
Os elastómetros utilizados neste tipo de sistemas possuem um módulo de distorção (G) entre 0,4MPa e 0,6MPa, mas podem existir sistemas com até 1,4 MPa. Os sistemas de borracha com núcleo de chumbo podem ser projetados para diferentes valores de deslocamento máximo (Duarte, 2017).

A quantidade de energia dissipada por ciclo pode ser medida, através da área interior da relação força–deslocamento característica dos apoios LRB, e a capacidade do sistema dissipar energia depende das dimensões do núcleo de chumbo.

Resumidamente, o sistema de apoio LRB assumem-se como uma opção eficaz que condensa num único componente as características essenciais de um sistema de isolamento: capacidade de suporte de cargas verticais e flexibilidade horizontal (características garantido pelo comportamento da borracha) e amortecimento adequado (garantido pela plastificação do núcleo de chumbo).



a) Esquema



b) Estrutura interna

Figura 3.8 - Apoios de borracha com núcleo de chumbo (LRB) (Guerreiro, 2006).

Na Figura 3.9 mostra o modelo de comportamento do isolador do tipo LRB representado por um sistema de massa-mola-amortecedor, que é controlado por três componentes: uma mola, um amortecedor, e um componente não-linear de dissipação de energia histerética, relacionado ao comportamento

plástico do núcleo de chumbo.

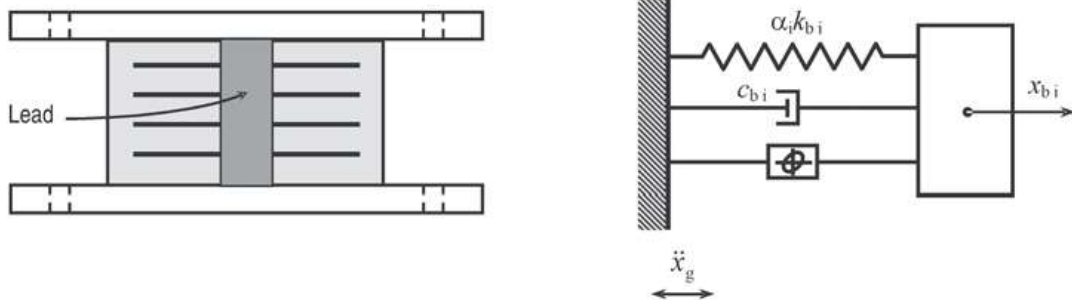
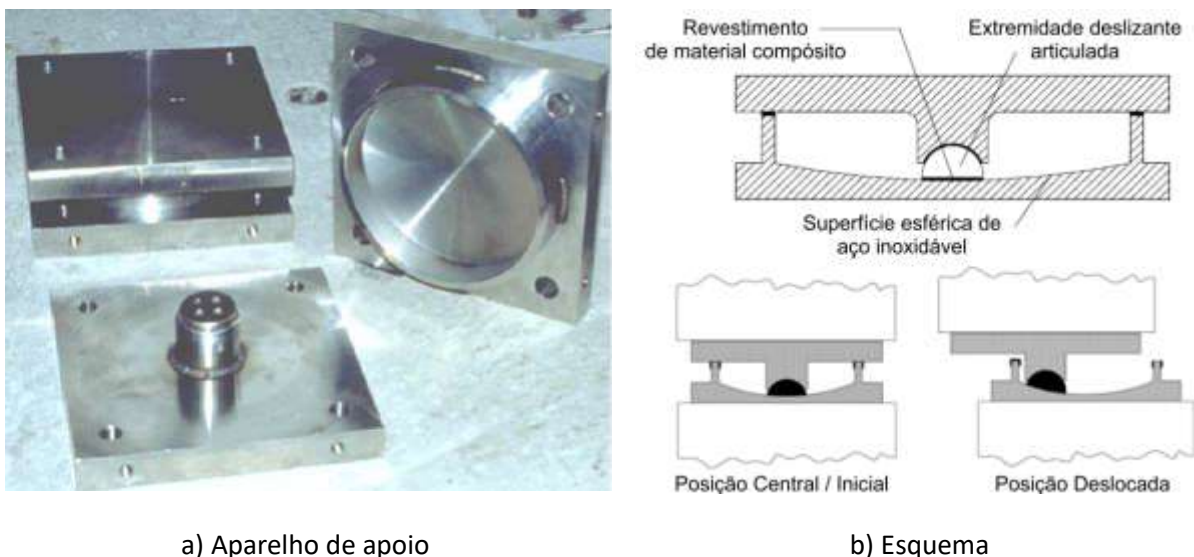


Figura 3.9 – Modelo de comportamento - LRB (Matsagar e Jangid, 2005).

3.3.4 FPB – Friction Pendulum Bearings

Os apoios pendulares com atrito são caracterizados por: um controle deslizante de fricção articulado, uma superfície deslizante côncava e um cilindro envolvente para restrição de deslocamento lateral. O conceito de rolamento deslizante é a junção da ideia de resposta tipo pêndulo, originando um sistema de isolamento sísmico (Figura 3.10). O isolamento é alcançado pelo controle deslizante articulado numa superfície cromada, esférica e côncava.



a) Aparelho de apoio

b) Esquema

Figura 3.10 - Apoios pendulares com atrito (FPB) (Figueiredo, 2007).

O esquema que traduz o mecanismo de funcionamento de um apoio pendular com atrito é semelhante à movimentação de um pêndulo.

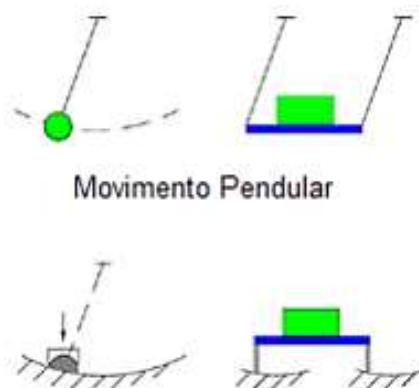


Figura 3.11 - Funcionamento de um apoio pendular com atrito (FPB) (Santos, 2008).

O sistema de apoios pendulares com atrito quando solicitado por meio de uma ação sísmica resulta na movimentação das peças articuladas dos aparelhos sobre as superfícies côncavas, exigindo que a superestrutura descreva movimentos de pequena amplitude. A dissipação de energia destes aparelhos de apoio é realizada por atrito. A força de atrito cinético, gerada na superfície de deslizamento, proporciona o amortecimento necessário para a dissipação de energia proveniente do sismo, resultando assim numa redução bastante significativa das forças laterais e dos movimentos vibratórios transmitidos à estrutura. Os apoios pendulares com atrito possibilitam a obtenção de níveis de amortecimento da ordem dos 15 a 30% do amortecimento crítico (Figueiredo, 2007).

A recuperação da posição inicial de uma estrutura isolada por um sistema de dispositivos FPS é alcançada pelo peso da estrutura, devido à geometria esférica da superfície de deslizamento dos isoladores. Quando o apoio se desloca da posição central, a curvatura gera uma força de restituição induzida pela ação vertical do peso da estrutura, promovendo um movimento de recuperação semelhante ao de um pêndulo.

Uma das características mais vantajosas dos FPB é a capacidade de diminuição dos efeitos de torção de uma estrutura assimétrica, dado que o centro de rigidez do sistema é praticamente coincidente com o centro de massa da estrutura, uma vez que a força lateral máxima gerada nestes apoios é proporcional à massa total da estrutura (Santos, 2008).

O modelo de comportamento (Figura 3.12) deste tipo de apoios apresenta 2 fases, a fase estática e a fase dinâmica. A fase estática ocorre enquanto a força criada no apoio como consequência de um sismo não basta para vencer a força de atrito estática e iniciar o movimento. Depois da força de atrito estática ser vencida, o apoio inicia a fase dinâmica, onde ocorre a sobreposição do efeito de geração da força de

atrito e do desenvolvimento da força de restituição (Esteves, 2010).

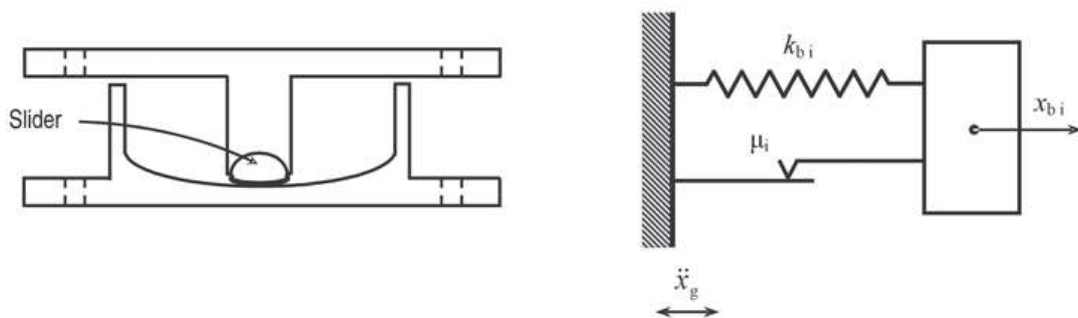


Figura 3.12 - Modelo de comportamento - FPB (Matsagar e Jangid, 2005).

3.4 Problemas construtivos de sistemas de isolamento de base

Embora os sistemas de isolamento de base ofereçam benefícios significativos em termos de proteção sísmica, existem desafios construtivos e problemas associados à sua implementação. A resolução desses problemas requer uma abordagem multidisciplinar, envolvendo engenheiros estruturais, arquitetos, além de um planejamento cuidadoso e uma execução rigorosa.

Os sistemas de isolamento de base contribuem para a atenuação dos deslocamentos relativos entre pisos das estruturas de edifícios, a utilização de isolamento sísmico causa um grande deslocamento na base ao longo de toda a estrutura, que se irá mover em bloco na direção horizontal; este deslocamento poderá ter dezenas de centímetros. Uma vez que o movimento da estrutura se aproxima ao movimento de um corpo rígido, este deslocamento elevado quase não cria deformações nos elementos estruturais. Contudo, este movimento provoca alguns problemas práticos na implementação do isolamento sísmico no edifício.

A existência de espaço em volta de toda a estrutura é o requisito primordial para ser possível implementar sistemas de isolamento de base para garantir o livre movimento da mesma na resposta a movimentos sísmicos. E por este mesmo aspecto é que as estruturas também não podem possuir qualquer ligação rígida com o exterior para além da ligação ao isolamento de base e por isso é necessário isolar a estrutura a nível da sua implantação.

No caso dos edifícios ligados a outros deverão ser colocadas juntas no encontro de ambos, mesmo quando ligados arquitetonicamente é utilizado isolamento sísmico na estrutura de cada um e devem igualmente conter juntas devidamente integradas na arquitetura.

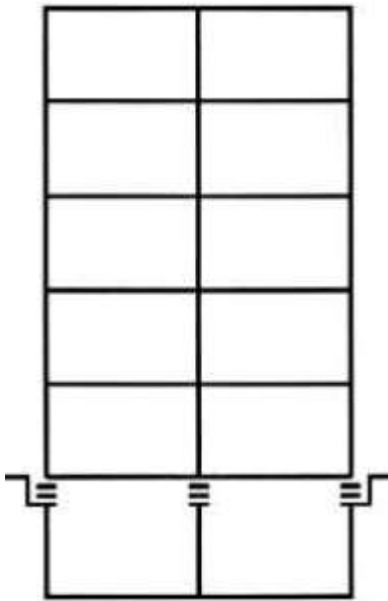
Todas as ligações do edifício ao exterior devem ser devidamente trabalhadas. Apesar das ligações por

cabos como eletricidade e telecomunicações apresentarem uma rigidez desprezável que não restringe o movimento da estrutura, deve existir numa folga mínima para combater os possíveis deslocamentos. As condutas rígidas, como de água, esgotos, de gás, entre outras devem estar articuladas nas zonas de ligação do edifício ao exterior. As zonas de acesso como escadas e rampas devem ser realizadas utilizando juntas uma vez que estas pertencem ao edifício. (Meireles, 2011)

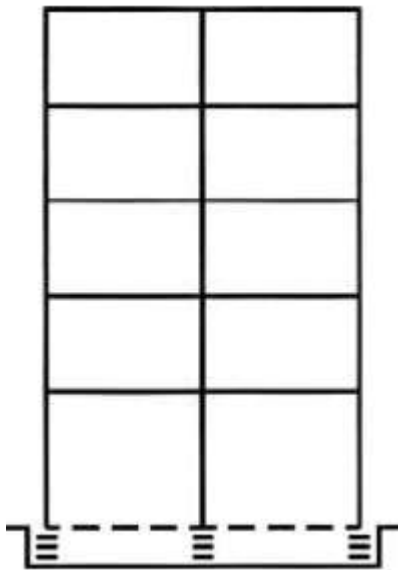
O seguinte quadro apresenta as variadas soluções de aplicação de isolamento de base, suas vantagens e desvantagens:

Tabela 3.1 – Soluções de aplicação de isolamento de base (Meireles, 2011).

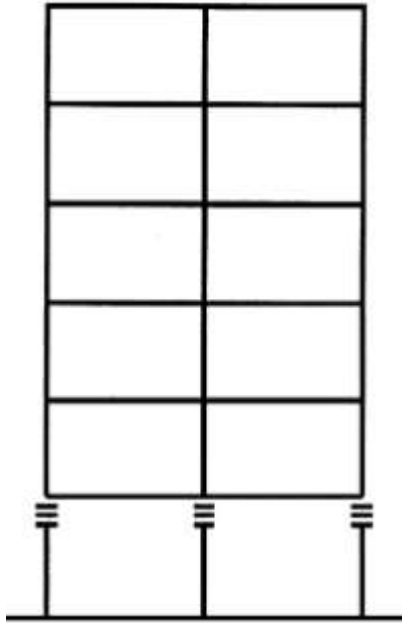
<i>Solução</i>	<i>Vantagens e Desvantagens</i>
	<p>Esta opção apresenta vantagens no facto de os detalhes especiais exigidos na separação de serviços internos, como elevadores e escadas, serem dispensáveis como também os revestimentos de separações. As bases das colunas estão ligadas por um diafragma ao nível do isolamento.</p> <p>A sua principal desvantagem é a obrigatoriedade de construir um muro de contenção em separado (independente) e se a subcave não for necessária para outros propósitos, os custos da sua construção são igualmente desvantajosos.</p>



A vantagem principal desta opção é o acréscimo mínimo de custos estruturais e do facto de não exigir a construção de uma subcave. Também as bases das colunas estão ligadas por um diafragma ao nível do isolamento. As desvantagens centram-se nos tratamentos especiais em relação a elevadores e escadas internas abaixo do nível do primeiro piso.



Esta solução acarreta custos estruturais adicionais mínimos e incorpora uma simples separação ao nível do isolamento de base. As bases das colunas também estão ligadas por um diafragma ao nível do isolamento. No entanto, requer muros de contenção em consola.



Esta opção também adiciona custos estruturais mínimos, tornando-se mais económica se o primeiro nível for utilizado para estacionamento. Contudo, sujeita a especiais detalhes para elevadores, escadas e outros serviços verticais e para revestimentos (se o primeiro nível não estiver aberto).

Dado isto, é de ressaltar que independentemente da escolha da opção de conceção do isolamento de base, todas elas têm de garantir espaço de acesso aos isoladores para a possibilidade de existir operações de manutenção e/ou reparação.

4 Dimensionamento do sistema de isolamento de um edifício de classe de importância III

O caso de estudo desenvolvido neste capítulo trata um edifício situado em Lisboa que será reconstruído, surgindo a oportunidade do estudo para aplicação de isoladores sísmicos de base, uma vez que se trata de um edifício de classe de importância III, onde se situaram máquinas de alta precisão e alto valor, como também peças e trabalhos de importância significativa. Os isoladores de base pensados para este edifício são os HDRB e por isso este caso de estudo será aplicado a esta opção previamente feita. A escolha de isoladores do tipo HDRB (*High Damping Rubber Bearings*) como sistema de isolamento de base deve-se principalmente à sua capacidade de dissipação de energia, resistência e durabilidade em condições severas de cargas sísmicas. Os HDRB suportam grandes deformações laterais, mantendo a estabilidade vertical do edifício. A alta taxa de amortecimento inerente ao material de borracha com elevado coeficiente de amortecimento permite uma redução significativa das forças transmitidas à superestrutura durante eventos sísmicos, resultando em menores deslocamentos e esforços internos nos pilares e vigas. Essa característica é fundamental para proteger edifícios em regiões de elevada atividade sísmica, uma vez que minimiza o risco de danos estruturais graves, proporcionando maior segurança tanto aos ocupantes, como materiais e equipamento presentes no edifício, sendo esta uma das maiores preocupações neste caso.

Além disso, os isoladores HDRB oferecem uma boa relação custo-benefício quando comparados a outros tipos de isoladores, devido à sua menor necessidade de manutenção e maior durabilidade. A capacidade de amortecimento de sistemas HDRB também os torna adequados para edifícios que necessitam de proteção não apenas contra sismos, mas também contra vibrações de origem ambiental, como tráfego pesado ou equipamentos industriais. Por fim, esses isoladores possuem um comportamento estável em amplos intervalos de temperatura e envelhecimento, o que os torna ideais para aplicações de longo prazo em diferentes climas e condições ambientais. Dessa forma, os isoladores HDRB são amplamente utilizados em edifícios civis e infraestruturas críticas, sendo uma solução robusta e confiável para o isolamento de base a aplicar no edifício em estudo (Farzad Naeim, 2000).

4.1 Caracterização do edifício

4.1.1 Estrutura

O edifício do caso de estudo possui uma estrutura porticada em betão armado composta por pilares, vigas e lajes, encontrando-se prevista a sua demolição, uma vez que após uma análise cuidada aferiu-se que existe uma necessidade de intervenção corretiva generalizada nos elementos exteriores de betão armado e uma deficiente conceção estrutural deste edifício face à ação sísmica, e ainda a necessidade de uma intervenção mais pesada para permitir a ligação a um outro edifício ao lado. Dado isto o projeto de arquitetura prevê a demolição deste edifício e reconstrução de um novo na mesma localização.

O edifício foi alvo de um dimensionamento sem isolamento sísmico, de onde surgiu um edifício com área de implantação superior à do atual (Figura 4.1). O piso -2, semienterrado, é o que apresenta uma área coberta maior sendo que uma parte é destinada a um espaço de fachada aberta. O piso -1 tem uma área ligeiramente inferior e é o piso destinado à receção e ligação ao edifício 1. Ambos os pisos têm um pé-direito aproximado de 3,7m. O piso 0 é o que apresenta menor área em planta, no entanto, tem um pé-direito de 6,3m. A solução estrutural adotada para este edifício consiste numa estrutura porticada em betão armado constituída por pilares, paredes e vigas. As paredes encontram-se distribuídas em planta sendo contínuas desde a fundação até à laje de piso e/ou cobertura de forma a constituírem o sistema primário resistente ao sismo. Os pilares que vão até à cota mais alta do edifício têm uma dimensão mínima de 25cm uma vez que o pé-direito do último piso é de cerca de 6m. As vigas apresentam uma secção retangular com diversas dimensões, conforme peças desenhadas, tendo apoio nas paredes e pilares e suportando, por sua vez, as lajes maciças de pavimento em betão armado cuja espessura é de 0.20m ou 0.25m consoante o vão e utilização. A comunicação vertical entre pisos é feita por uma escada de betão armado e um elevador monta-cargas. Este edifício encontra-se semienterrado pelo que no piso -2 estão previstos muros de suporte para conter as terras. Consideraram-se as características geotécnicas constantes no relatório geológico geotécnico (ângulo de atrito interno de 26º e peso específico do solo de 18 kN/m³) e, uma vez que estes muros estão ligados à laje de piso do edifício, adotou-se o coeficiente de impulso de terras em repouso (K_0). Considerou-se uma sobrecarga no terreno de 10 kN/m² devido à proximidade do arruamento e de edifícios contíguos.

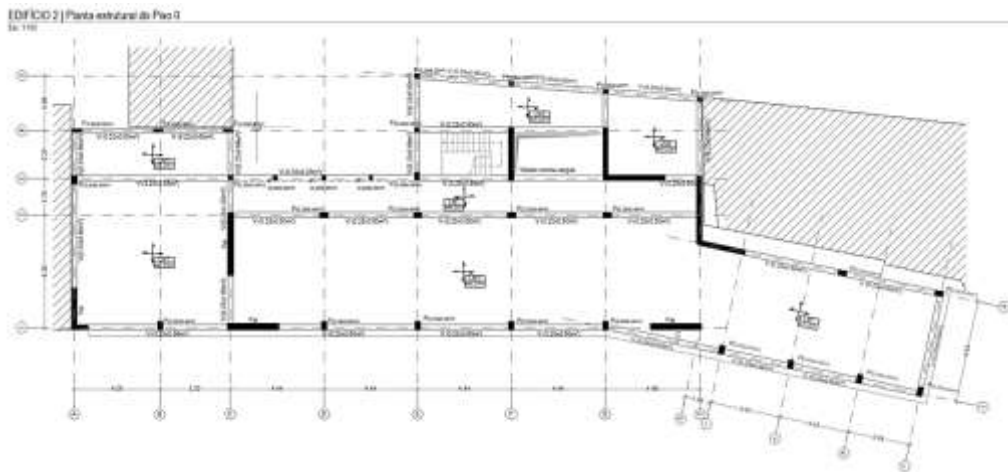


Figura 4.1 – Planta do piso 0 da estrutura dimensionada para resistir à ação sísmica.

Após isto procedeu-se à execução de uma nova planta tendo em conta a colocação de isolamento base (Figura 4.2). Nesta fase, as secções dos pilares são $0.25 \times 0.40 \text{ m}^2$, mas com a diferença de na localização de paredes substitui-se para pilares com a secção já referida e nas zonas de canto substitui-se para pilares em forma de “L”. Nesta alteração não foram incluídas as paredes da caixa de escadas e do elevador monta-cargas.

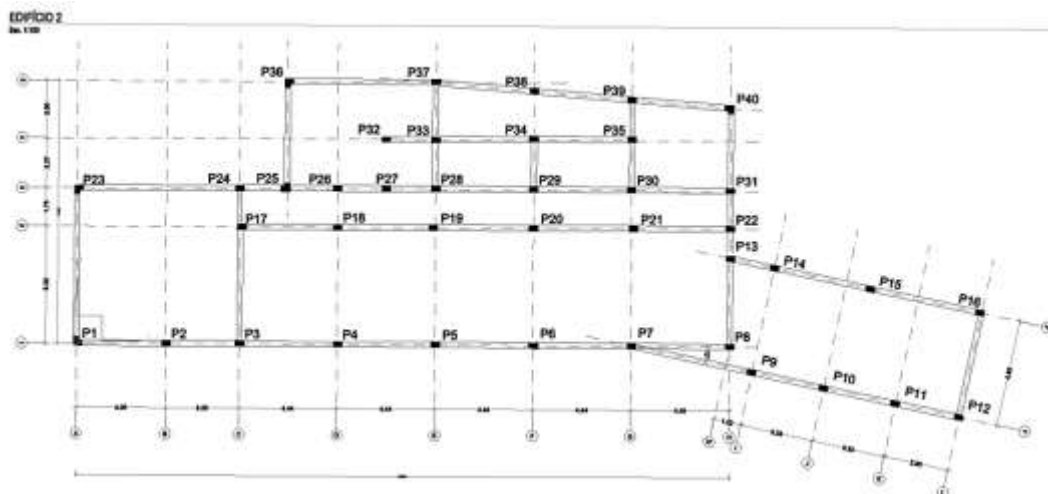


Figura 4.2 - Planta do piso 0 da estrutura dimensionada a implementar o sistema de isolamento.

4.1.2 Materiais

Para a construção das estruturas preconiza-se a aplicação dos materiais apresentados nos pontos seguintes:

- Betão armado com betão das classes C30/37 e armadura ordinária com varões nervurados e aço da classe A500NR SD, de acordo com as disposições das normas NP EN 206:2007, EN

13670:2010, NP EN 13670:2011 e as especificações do LNEC, em especial a E464:2007.

4.2 Definição das ações

4.2.1 Cargas de Projeto

A determinação e combinação das ações para a avaliação estrutural tiveram por base a seguinte regulamentação:

- Eurocódigo 0 (EC 0) - Bases para o projeto de estruturas, NP ENV 1990, IPQ, 2009;
- Eurocódigo 1 (EC 1) - Bases para o projeto e ações em estruturas, Parte 1: Bases de projeto, NP ENV 1991-1-4, IPQ, 1999;
- Eurocódigo 8 (EC 8) - Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. NP EN 1998-1, IPQ, 2010.

4.2.1.1 Ações permanentes

As ações permanentes associadas ao peso próprio são:

- Peso específico do betão armado: 25,00 kN/m²

As restantes cargas permanentes são:

- Peso dos revestimentos nas lajes dos pisos + divisórias (incluindo revestimentos, isolamentos, tetos falsos, etc.): 3,00kN/m²
- Peso de paredes / vãos de fachada (carga linear distribuída sobre vigas): 15kN/m
- Peso dos revestimentos nas coberturas planas (incluindo enchimentos para formação de pendentes, isolamentos, revestimentos, tetos falsos, etc.): 3,00kN/m²

4.2.1.2 Ações variáveis – sobrecarga de utilização

As ações variáveis em pavimentos e escadas são:

- Sobrecarga nas zonas administrativas, receção e pátio de acesso: 5,0kN/m². ($\psi_0=0,7$; $\psi_1=0,5$; $\psi_2=0,3$);
- Sobrecarga nas zonas de carga e trabalho: 7,5kN/m². ($\psi_0=0,8$; $\psi_1=0,7$; $\psi_2=0,6$);
- Sobrecarga nas circulações e acessos (escadas): 5,0kN/m² ($\psi_0=0,7$; $\psi_1=0,5$; $\psi_2=0,3$);

As ações variáveis nas coberturas do edifício são:

- Relativamente à sobrecarga da cobertura plana acessível foi adotado o valor de 3,00kN/m² ($\psi_0=0,7$; $\psi_1=0,5$; $\psi_2=0,3$);
- Relativamente à sobrecarga das coberturas planas não acessíveis foi adotado o valor de 1,00kN/m² ($\psi_0=\psi_1=\psi_2=0$);

As peças desenhadas relativas ao edifício apresentam um plano de cargas que ajuda a compreender os carregamentos considerados, estas estão contempladas no Anexo 01 – Plano de cargas.

4.2.1.3 Ações variáveis – vento

Na análise global dos edifícios a ação do vento foi quantificada de acordo com a NP EN1991-1-4. Para quantificar a ação global do vento sobre os edifícios de betão armado, existem componentes que terão de ser caracterizados à partida, como a velocidade do vento e a pressão dinâmica. Consequentemente é necessário caracterizar quais as pressões do vento nas superfícies exteriores, com base nas variáveis anteriormente quantificadas introduzindo a influência dos coeficientes de pressão. Pelo conhecimento destas variáveis o EC1-4 (CEN, 2010) permite caracterizar a ação do vento sobre os edifícios de betão armado, sendo que apresenta, no caso particular dos edifícios de planta retangular, perfis de pressão dinâmica. As principais variáveis a definir são para edifícios localizados na zona A (Figura 4.3) e solo de rugosidade aerodinâmica do tipo III (Figura 4.4).

- Valores de referência da velocidade do vento

A velocidade média do vento, v_m , deverá ser calculada a partir do valor de referência da velocidade do vento, v_b , o qual depende do regime local de ventos, da variação do vento em função da altura, determinada a partir da rugosidade do terreno e da orografia. A componente flutuante do vento é caracterizada pela intensidade de turbulência.

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

Em que:

c_{dir} - coeficiente de direção, o anexo nacional recomenda o valor unitário;

c_{season} - coeficiente de sazonalidade, o anexo nacional recomenda o valor unitário;

$v_{b,0}$ - valor básico da velocidade de referência da velocidade do vento.

Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, considera-se o País dividido nas duas zonas seguintes:

Zona A - a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B - os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

O valor de $v_{b,0}$ a ser considerado para cada uma das zonas do País é o constante do Quadro seguinte:

Quadro NA.I – Valor básico da velocidade de referência do vento

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Figura 4.3 – Valor básico da velocidade de referência do vento (CEN, 2010).

- Vento médio, variação com altura

$$v_m(z) = c_r(z)c_0(z)v_b$$

Em que:

$c_r(z)$ - coeficiente de rugosidade;

$c_0(z)$ - coeficiente de orografia.

$$\begin{cases} c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) p & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r(z) = c_r(z_{min}) p & z \leq z_{min} \end{cases}$$

Em que:

z_0 - comprimento de rugosidade;

k_r - coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , dado por:

$$k_r = 0.19\left(\frac{z}{z_0}\right)^{0.07}$$

Categoria de terreno	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar	0,003	1
I Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciável e livre de obstáculos	0,01	1
II Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	2
III Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	5
IV Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	10
NOTA: As categorias de terreno estão ilustradas em A.1.		

Figura 4.4 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros (CEN, 2010).

A Tabela 4.1 apresenta a distribuição das pressões resultantes do vento para os elementos de piso, ou seja, as vigas.

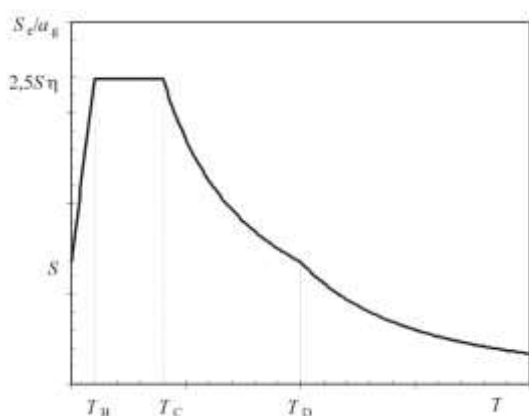
Tabela 4.1 – Distribuição das pressões para os elementos de piso (vigas):

Nível	W_{xx} (KN/m)	W_{yy} (KN/m)
Fundação	2,05	1,82
Piso -1	4,09	3,63
Piso 0	5,42	4,80
Cobertura	-0,94	-0,84

4.2.1.4 Ações variáveis – sismo espectro de respostas

Os espectros de resposta são usados por diferentes métodos de análise sísmica e adquirem diferentes formatos, dependendo da sua aplicação, podendo ser representados em deslocamentos, velocidades e acelerações. Estes espectros representam as curvas de resposta de um conjunto de sistemas de um grau de liberdade quando submetidos a uma ação dinâmica.

Os espectros escolhidos, para análise do edifício em estudo, foram os espectros do Eurocódigo 8 (Figura 4.5) que contemplam estudos mais atualizados sobre a ação sísmica e zonamento sísmico nacional. Esta Norma Europeia recomenda que para todas as análises sísmicas sejam utilizados espectros correspondentes a dois tipos de sismos diferentes: a) sismo afastado/interplacas (tipo 1); b) sismo próximo/intraplacas (tipo 2).



Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tipo de terreno	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Figura 4.5 - Espectro de resposta elástico de acelerações do EC8 (tipo 1 e tipo 2) (CEN, 2010).

A ação sísmica foi quantificada de acordo com o considerado no EC8 para estruturas localizadas na Zona 1.3 (ação sísmica de tipo 1) e 2.3 (ação sísmica de tipo 2) de Portugal continental (Lisboa) (Figura 4.6) e para um solo do tipo C (solos médios) (Figura 4.7), conforme características do solo identificadas no estudo geológico-geotécnico. Para este edifício adotou-se uma classe de importância III (Figura 4.8).

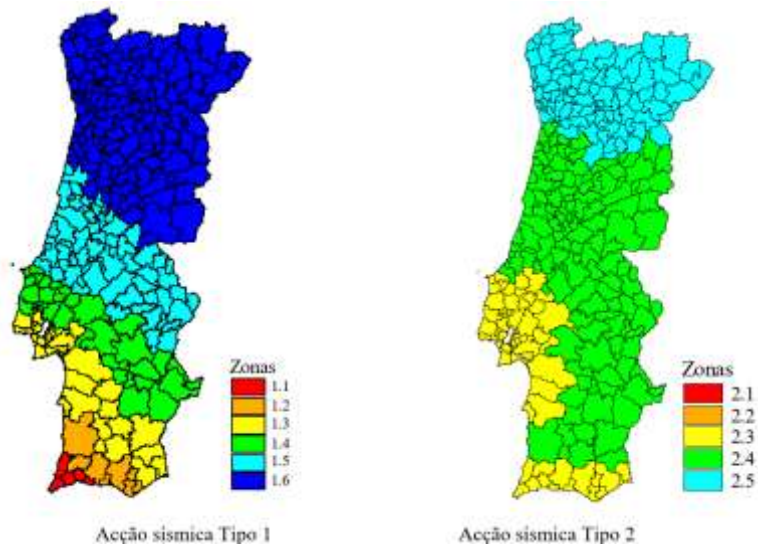


Figura 4.6 – Zonamento sísmico em Portugal Continental (CEN, 2010).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico.	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (golpes/30 m)	e_0 (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 4.7 – Tipos de terreno (CEN, 2010).

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Figura 4.8 – Classes de importância para os edifícios (CEN, 2010).

Resumindo, para efeitos de cálculo dos valores dos espectros de resposta e com o que foi apresentado até agora compilam-se os seguintes dados:

Tabela 4.2 – Valores de cálculo – ação sísmica.

	Tipo 1	Tipo 2
Zona Sísmica	1,3	2,3
$a_{gr} [m/s^2]$	1,5	1,7
γ_I	1,45	1,25
S_{max}	1,6	1,6
$T_B (s)$	0,1	0,1
$T_C (s)$	0,6	0,25
$T_D (s)$	2	2

Para o valor do coeficiente de solo (S) a utilizar em cálculos posteriores, segundo o EC8, o valor do parâmetro S determina-se através de:

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

Tabela 4.3 - Valores do coeficiente de solo corrigidos.

	Tipo 1	Tipo 2
S	1,37	1,38

Sendo assim é possível definir os espectros de resposta de acelerações adequados ao caso de estudo, que são ilustrados na Figura 4.9 e Figura 4.10:

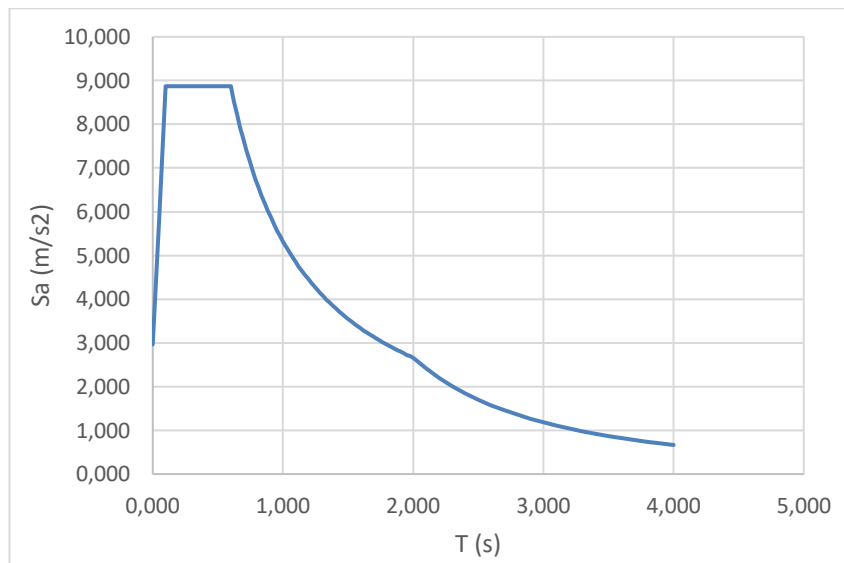


Figura 4.9 – Espectro de resposta elástica – Sismo tipo 1.

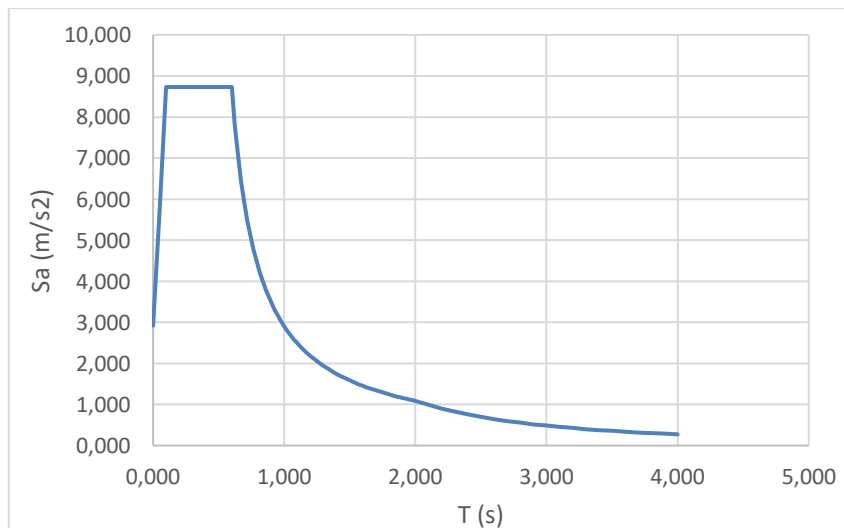


Figura 4.10 – Espectro de resposta elástica – Sismo tipo 2.

4.2.2 Combinações de Ações

As combinações de ações consideradas são as regulamentares estabelecidas no ECO (CEN, 2009). Foram consideradas as combinações de ações relativas aos Estados Limites Últimos (ELU) e aos Estados Limites de Serviço (ELS). Sendo apresentada na fórmula seguinte a combinações de ações para situações de **projeto sísmico**:

$$Comb_E = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Com:

\$G_{k,j}\$ - valor característico das ações permanentes e peso próprio;

$Q_{k,1}$ - valor característico da ação variável base;

$Q_{k,i}$ - valores característicos das ações variáveis que não a ação base;

A_{Ed} - Ação sísmica;

ψ_2 - Coeficiente ψ_i .

4.3 Métodos de Análise Estrutural

Os regulamentos que focam no dimensionamento e avaliação sísmica de estruturas tem como objetivo a identificação da metodologia de análise sísmica que melhor se adequa à estrutura isolada em questão.

O Eurocódigo 8 é dos regulamentos existentes para a análise sísmica que defende que a resposta dinâmica do sistema estrutural deve ser analisada em termos de acelerações, de forças de inércia de deslocamentos e apresenta quatro procedimentos diferentes para a análise sísmica estrutural:

- Análise linear equivalente
- Análise linear simplificada
- Análise modal linear simplificada
- Análise temporal

A **análise linear equivalente** é o método que permite que o sistema de isolamento seja modelado com um comportamento viscoelástico linear equivalente se for constituído por dispositivos como apoios de elastómero laminado, ou que apresentem um comportamento histórico bilinear se for constituído por dispositivos de tipo elastoplástico, se o sistema de isolamento cumprir as seguintes condições:

- a) K_{eff} não é inferior a 50% da rigidez efetiva para um deslocamento de $0.2d_{dc}$;
- b) O coeficiente de amortecimento (ξ_{eff}) não é superior a 30%;
- c) A relação força-deslocamento do sistema de isolamento não varia de 10% em função da velocidade do carregamento ou do valor das cargas verticais;
- d) O aumento da força de restituição no sistema de isolamento para deslocamentos entre $0.5d_{dc}$ e d_{dc} não é inferior a 2.5% da força gravítica total acima do sistema de isolamento.

Se o comportamento do sistema de isolamento for considerado equivalente a linear e se a ação sísmica for definida através do espetro elástico deve efetuar-se uma correção de amortecimento de:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eff}}} \geq 0.55$$

A **análise linear simplificada** é um método conhecido pela sua simplicidade e é geralmente aplicado a edifícios regulares e de altura limitada, onde a complexidade da resposta dinâmica pode ser adequadamente representada por forças estáticas equivalentes. Esta metodologia considera duas translações horizontais, às quais sobrepõe separadamente os efeitos adicionais de torção, assumindo que a estrutura se comporta como um corpo rígido em translação sobre o sistema de isolamento.

Segundo o EC8, a análise estática linear pode ser aplicada se verificar as seguintes condições:

1. O período de translação efetivo é dado por:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}}$$

Em que,

M – massa total da estrutura;

K_{eff} – rigidez horizontal efetiva do sistema de isolamento.

2. O movimento de torção em torno do eixo vertical pode ser desprezado se a excentricidade máxima entre o centro de massa (CM) e o centro de rigidez (CR) não for superior a 7.5% do comprimento da superestrutura transversalmente à direção horizontal considerada.
3. Se o sistema de isolamento tiver comportamento linear amortecido equivalente e se obedecerem a todas as condições:
 - a. A distância entre o local e a falha potencial ativa mais próxima para uma magnitude $M_s \geq 6.5$ é superior a 15 km;
 - b. A maior dimensão em planta da superestrutura não é superior a 50m;
 - c. Subestrutura é suficientemente rígida para minimizar os efeitos dos deslocamentos diferenciais do terreno;
 - d. Todos os dispositivos que estão localizados acima dos elementos da subestrutura suportem as cargas verticais;

e. O período efetivo T_{eff} satisfaz a condição:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s$$

4. O sistema de contraventamento da superestrutura apresente uma forma regular e esteja disposto de forma simétrica segundo os dois eixos principais da estrutura em planta.
5. A rotação de corpo rígido na base da subestrutura seja desprezável.
6. A relação entre a rigidez vertical e a rigidez horizontal do sistema de isolamento satisfaça a seguinte relação:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150$$

7. O período fundamental na direção vertical, T_v , não deverá ser superior a 0.1s e é dado por:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}}$$

8. O deslocamento do centro de rigidez devido a ação sísmica em cada direção horizontal deverá ser calculado segundo a expressão:

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

Esta metodologia já não é muito utilizada uma vez que com apoio de softwares existentes no mercado se consegue análises muito mais sofisticadas. Contudo, continua a ser uma opção viável dado que possibilita definir as propriedades das estruturas isoladas e garantem que estas exibam um comportamento estrutural mais regular e com grande previsibilidade.

A **análise modal linear simplificada** deve ser utilizada quando alguma das condições dos pontos 2 e 3 e 4 referidas anteriormente não for cumprida, podendo efetuar-se uma análise modal por espetro de resposta. Contudo se todas as condições indicadas no ponto 3 e 4 da secção anterior forem cumpridas, poderá utilizar-se uma análise simplificada, considerando os deslocamentos horizontais e o movimento de torção em torno do eixo vertical e admitindo que tanto a subestrutura e superestrutura têm comportamento rígido.

A **análise temporal** deve ser utilizada quando não é possível representar o comportamento do sistema

de isolamento através de um modelo não linear equivalente. A resposta sísmica deve ser avaliada por meio de uma análise temporal, utilizando uma lei de comportamento dos dispositivos que reproduza de forma adequada o comportamento do sistema.

Como representação temporal, o EC8 indica a utilização de acelerogramas (séries de acelerações). Assim sendo, o sistema de isolamento deve ser modelado com comportamento não linear e a superestrutura ter um modelo linear. Contudo, esta análise pode ser utilizada em qualquer tipo de estrutura isolada.

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 10s, quando não houver dados específicos do local;
- d) Deve compreender as seguintes regras:
 - a. considerar 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.

No caso de análises não lineares, devem ser utilizados pelo menos sete acelerogramas, podendo a resposta sísmica de dimensionamento ser determinada através da média dos resultados obtidos. Se não deve ser considerada a resposta máxima observada, para o dimensionamento dos edifícios (Figueiredo, 2007).

O método utilizado para análise da estrutura em estudo é a análise no domínio do tempo, mas é importante referir que apenas será utilizado um acelerograma para efeitos de comparação de resultados.

4.4 Modelação

Neste capítulo procura-se definir um modelo que simule o comportamento dinâmico do sistema de isoladores quando sujeito a uma ação sísmica.

A modelação do sistema e da ação sísmica foi realizada com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000*. O modelo definido num programa de cálculo automático deve garantir um equilíbrio entre um modelo simplificado - com um grau de complexidade limitada, para que o seu manuseamento não seja excessivamente moroso - e um modelo que represente o comportamento admissível do objeto que se pretende analisar.

A qualidade do modelo de análise é essencial na obtenção de resultados válidos, pelo que se deve verificar se as hipóteses simplificativas consideradas na modelação da estrutura são válidas e se o modelo reflete o comportamento real da estrutura.

A modelação de estruturas consiste em decidir quais os elementos a utilizar para simular o devido comportamento dos vários componentes da estrutura. Esta decisão é bastante relevante uma vez que é necessário representar adequadamente os graus de liberdade da estrutura, quer no global, quer individualmente. Atualmente, os projetos são desenvolvidos com base em modelos espaciais onde a distribuição da rigidez é efetuada nas duas direções principais.

4.4.1 Modelação da estrutura com base fixa para definição de solução de isolamento

O modelo do edifício em questão foi elaborado através do *software SAP2000*, onde foram modeladas apenas vigas e pilares. As lajes foram modeladas, mas sem especificar a sua altura, ou seja, a secção é nula, mas à posteriori foi adicionada uma carga permanente relativa ao peso das mesmas.

Em diante é apresentado um guia detalhado sobre a modelação da estrutura, utilizando o *software SAP2000*. Serão abordados todos os passos realizados, desde a definição da geometria e das propriedades dos materiais até a aplicação de cargas e a execução da análise estrutural, onde será apresentado uma pequena introdução e seguidamente os *menus* do programa utilizado. O objetivo é fornecer uma orientação clara e precisa do método utilizado para a criação do modelo estrutural.

1. O início da modelação do sistema estrutural do edifício passa pela modelação da sua superestrutura, ou seja, da parte da estrutura que se encontra isolada e que se localiza acima da superfície de isolamento.

- 1.1. Modelação da estrutura em 3D no *software BricsCAD* que posteriormente foi importado para o *SAP2000*.

- 1.2. Definição das secções dos pilares e vigas, como também dos materiais dos respetivos elementos, de modo a atribuir estas características aos elementos importados.
 - 1.3. Definição das condições de apoio da estrutura: Assign – *Restraints: Fixed*.
 - 1.4. Definição de *Poly Area* sem secção apenas para simular a existência de lajes para o efeito de aplicação de cargas.
 - 1.5. Definição de diafragmas rígidos em cada nível unindo os nós de cada piso existente na estrutura. O diafragma rígido é um elemento plano de espessura nula que tem rigidez infinita no seu plano. Este diafragma, quando submetido a ações assume que não há deformações dentro do plano do diafragma. Também são usados para distribuir cargas laterais de forma eficiente. – *Define – Joint Constrains - Diaphragm*
2. O programa calcula automaticamente os pesos próprios dos elementos estruturais, com base nas suas geometrias e respetivos pesos volúmicos. Neste caso, definiu-se os materiais constituintes de todos os elementos estruturais com um peso volúmico equivalente ao do betão armado ($\gamma_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$), sendo as ações referentes aos revestimentos, às paredes divisórias e às sobrecargas, consideradas através da aplicação direta das correspondentes cargas distribuídas, com os valores indicados em 4.2.
- 2.1. Definição de todos os tipos de cargas existentes (permanentes, sobrecargas e variáveis). Este comando é utilizado para definir diferentes padrões de carga que representam as várias ações ou tipos de carga aplicáveis à estrutura.

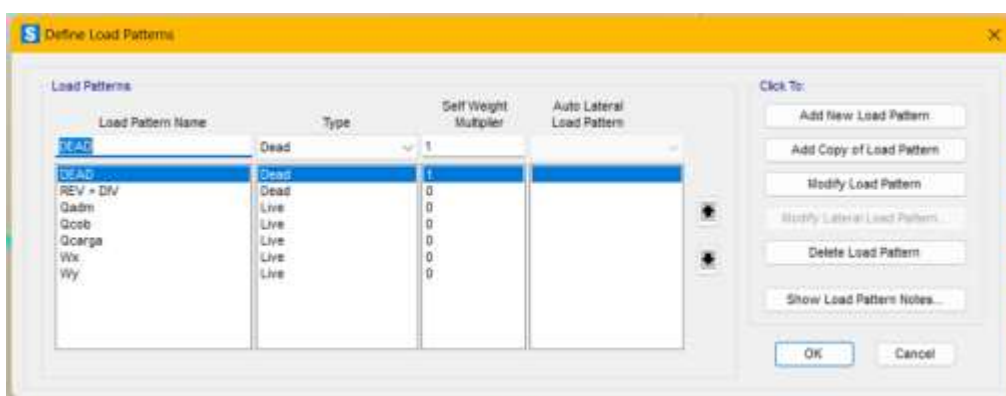


Figura 4.11 - Definição no SAP2000 dos tipos de carga de projeto.

- 2.2. Aplicação das cargas nos respetivos elementos:

Lajes: DEAD - peso próprio das lajes; REV + DIV - revestimentos e divisórias; Q... - sobrecargas consoantes cada ocupação (forças verticais).

Vigas: W_x - ação do vento a aplicar nas vigas do plano y ; W_y – ação do vento a aplicar nas vigas do plano x (forças horizontais).

- 2.3. Definição da origem das massas no modelo estrutural especificando quais elementos e cargas contribuem para a massa total do modelo. – *Define: Mass Source* – este comando transforma as forças em massa. A massa total é dada pela fórmula:

$$M = m \psi_2$$

Onde ψ_2 toma o valor de 0.3 para zonas de escritórios, 0.6 para zona de armazenamento e 0 para coberturas (Quadro A1.1 – (CEN, 2009)).

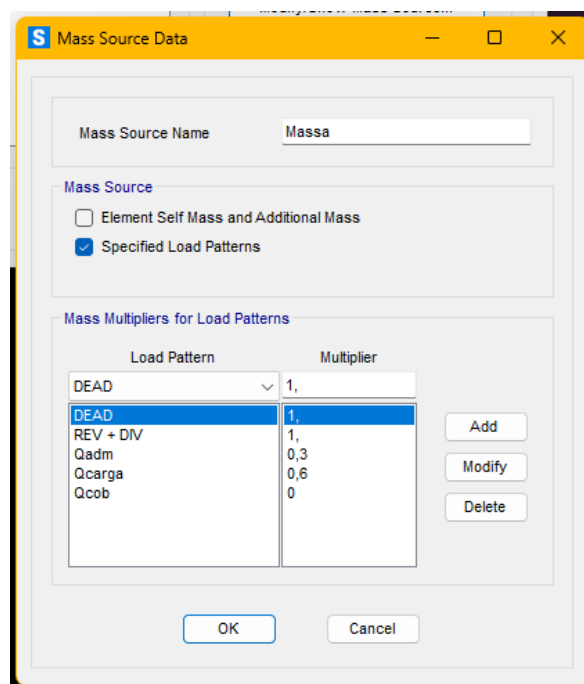


Figura 4.12 - Definição no SAP2000 da massa total do modelo.

- 2.4. Definição dos espectros de resposta do sismo, tanto como para o tipo 1 como para o tipo 2, utilizando os respetivos valores apresentados em 4.2.1.4.

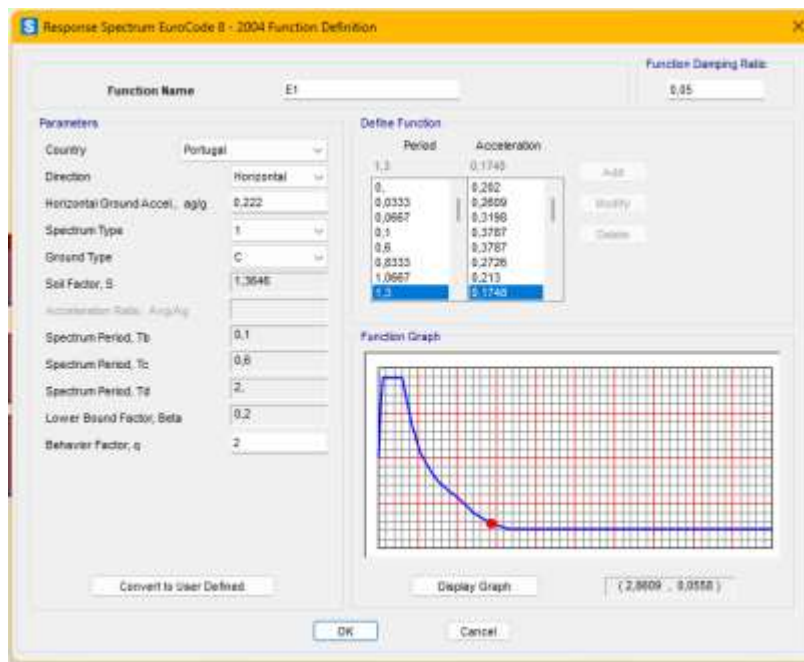


Figura 4.13 – Definição no SAP2000 do espectro de resposta de cálculo (sismo tipo 1).

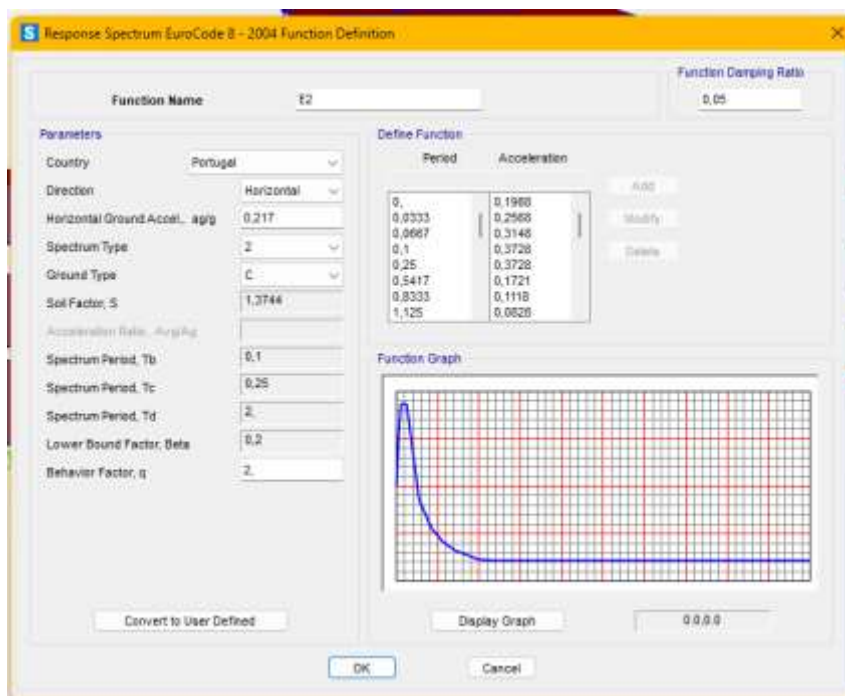


Figura 4.14 - Definição no SAP2000 do espectro de resposta de cálculo (sismo tipo 2).

2.5. Definição dos casos de carga que tem como objetivo configurar diferentes casos de carga que serão aplicados ao modelo estrutural. Estes representam diferentes condições de carregamento que a estrutura pode experimentar. Cada caso de carga pode ter parâmetros específicos que definem como as cargas são aplicadas e como a análise é conduzida.

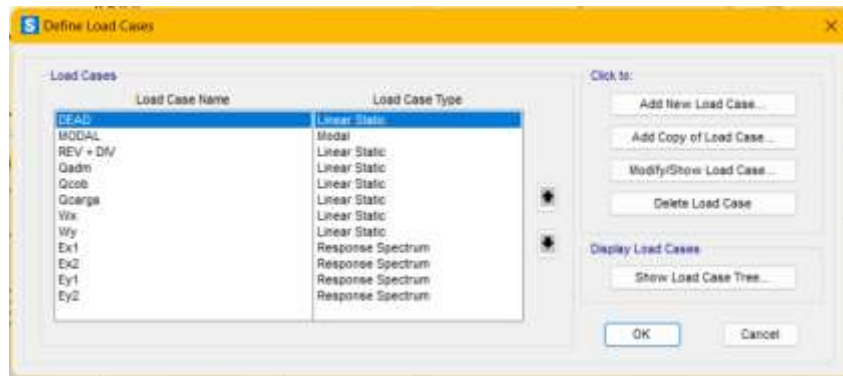


Figura 4.15 – Definição no SAP2000 dos casos de cargas.

2.6. Definição das combinações de ações onde se caracterizou a combinação de ações fundamentais para o estado limite último, a combinação quase-permanente de ações, como também, as combinações de ações para o projeto sísmico.

$$ULS_100E1X_30E1Y = 1*(DEAD + (REV+DIV) + Ex1) + 0.3*(Qadm + Qcarga + Qcob + Ey1)$$

$$ULS_30E1X_100E1Y = 1*(DEAD + (REV+DIV) + Ey1) + 0.3*(Qadm + Qcarga + Qcob + Ex1)$$

$$ULS_100E2X_30E2Y = 1*(DEAD + (REV+DIV) + Ex2) + 0.3*(Qadm + Qcarga + Qcob + Ey2)$$

$$ULS_30E2X_100E2Y = 1*(DEAD + (REV+DIV) + Ey2) + 0.3*(Qadm + Qcarga + Qcob + Ex2)$$

$$\text{Comb. quase-permanente} = 1*(DEAD + (REV+DIV)) + 0.7*Qcarga + 0.6*Qadm$$

$$\text{Comb. ULS non-seismic} = 1.35*(DEAD + (REV+DIV)) + 1.5*(Qadm + Qcarga + Qcob)$$

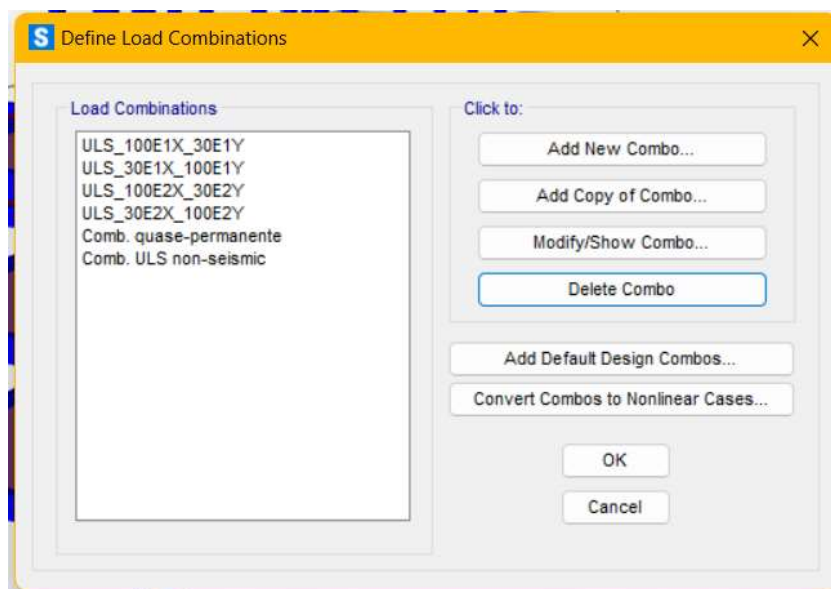


Figura 4.16 – Definição no SAP2000 das combinações de ações.

Nesta fase, o objetivo da modelação desta estrutura é servir como base ao cálculo do dimensionamento

do sistema de isolamento de base e posteriormente ao modelo da estrutura com isolamento de base. Como tal, o mais relevante da modelação é retirar os valores referente à análise modal, à massa da estrutura e ainda perceber o posicionamento do centro de massa e do centro de rigidez da mesma.

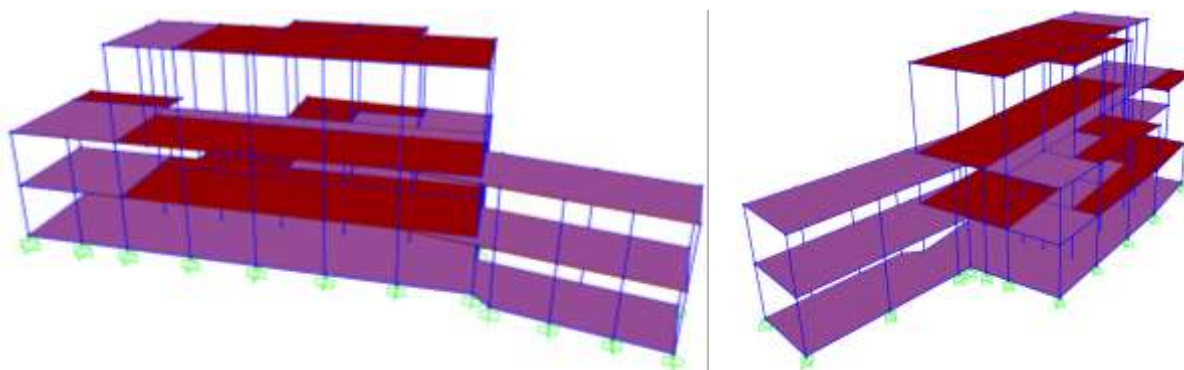


Figura 4.17 – Estrutura de base fixa para definição de solução de isolamento (SAP2000).

Na Tabela 4.4 estão apresentados os modos de vibração da estrutura para a análise modal, com os respetivos períodos e frequências, como também os valores dos fatores de participação massa para cada direção. Para cada modo de vibração existe um período de vibração que traduz o tempo necessário para uma oscilação completa na respetiva direção. Os fatores de massa indicam a influência de cada modo de vibração em cada direção.

Tabela 4.4 - Resultados da análise modal da estrutura de base fixa.

Modos	Período (s)	Frequência (Hz)	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	0,800	1,250	0,01%	26,17%	0,01%	26,17%
2	0,547	1,828	26,95%	2,47%	26,97%	28,64%
3	0,500	2,001	10,08%	9,79%	37,05%	38,42%
4	0,393	2,547	0,60%	52,90%	37,65%	91,33%
5	0,310	3,225	22,23%	3,92%	59,88%	95,25%
6	0,283	3,537	40,12%	4,72%	100,00%	99,96%
7	0,152	6,574	0%	0%	100%	100%
8	0,144	6,931	0%	0%	100%	100%
9	0,106	9,453	0%	0%	100%	100%
10	0,074	13,575	0%	0%	100%	100%
11	0,073	13,768	0%	0%	100%	100%
12	0,068	14,664	0%	0%	100%	100%

A participação modal do primeiro e segundo modo de vibração traduz o facto de apenas o último piso apresentar movimento para a direção y e x, respetivamente.

O quarto modo de vibração é o que traduz uma maior participação da massa para a direção y e o sexto modo de vibração é o que traduz uma maior participação da massa para a direção x (Figura 4.18).

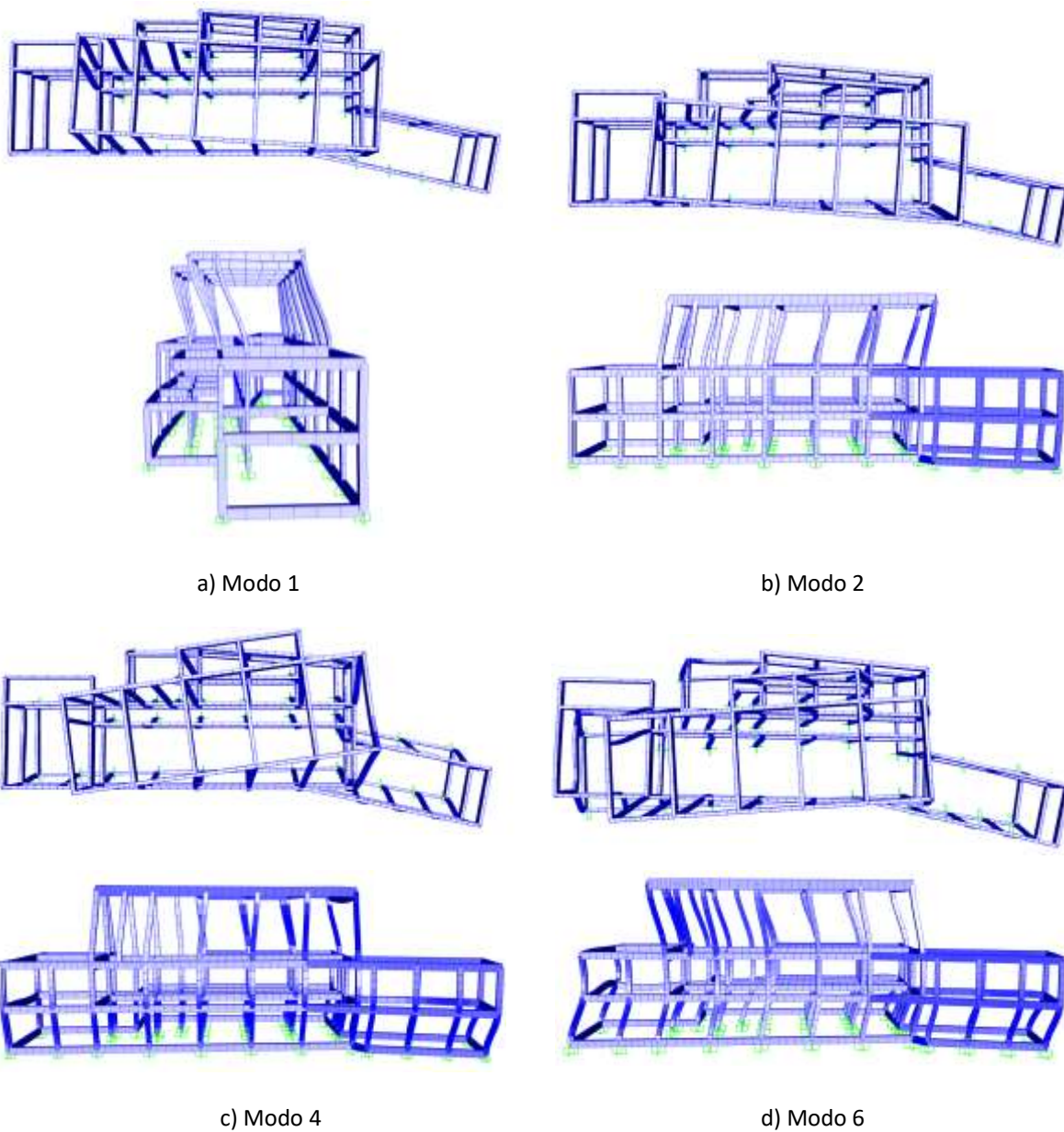


Figura 4.18 – Modos de vibração da estrutura com base fixa para definição de solução de isolamento.

Para o cálculo da massa total da superestrutura é necessário conhecer os valores das cargas verticais existente em cada pilar para a combinação de ações quase-permanente (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 – Carga vertical para a combinação quase-permanente.

<i>Pilar</i>	<i>CQP (KN)</i>	<i>Pilar</i>	<i>CQP (KN)</i>
<i>P1</i>	423,21	<i>P21</i>	442,24
<i>P2</i>	563,99	<i>P22</i>	283,60
<i>P3</i>	376,93	<i>P23</i>	334,97
<i>P4</i>	591,77	<i>P24</i>	490,41
<i>P5</i>	566,45	<i>P25</i>	742,01
<i>P6</i>	492,94	<i>P26</i>	460,11

P7	350,69	P27	238,84
P8	264,31	P28	321,25
P9	483,09	P29	960,79
P10	241,07	P30	437,65
P11	725,05	P31	341,50
P12	191,52	P32	311,54
P13	12,64	P33	259,49
P14	480,76	P34	143,59
P15	728,76	P35	130,44
P16	347,83	P36	157,40
P17	234,53	P37	402,61
P18	339,64	P38	431,55
P19	482,20	P39	174,19
P20	737,39	P40	406,79

Consequentemente, a massa da superestrutura é dada por:

$$M = \frac{P}{g} = \frac{\sum_{i=1}^{40} N_i}{g} = \frac{16105.68}{9.81} = 1641.76 \text{ ton}$$

No âmbito da caracterização da estrutura é indispensável saber o posicionamento do centro de massa e do centro de rigidez da estrutura. Para este primeiro considerou-se o centro geométrico da estrutura e obteve-se as coordenadas de $x=26.4\text{m}$ e $y=14.4\text{m}$.

Para conhecer a posição de centro de rigidez (CR) foi necessário proceder ao cálculo dos momentos de inércia e rigidez de cada pilar, como também conhecer as coordenadas de cada pilar uma vez que as coordenadas do CR são dadas por:

$$x_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{40} K_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{40} K_{yi}} \text{ e } y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{40} K_{xi} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{40} K_{xi}}$$

As coordenadas do CR são $x=22.9\text{m}$ e $y=13.8\text{m}$.

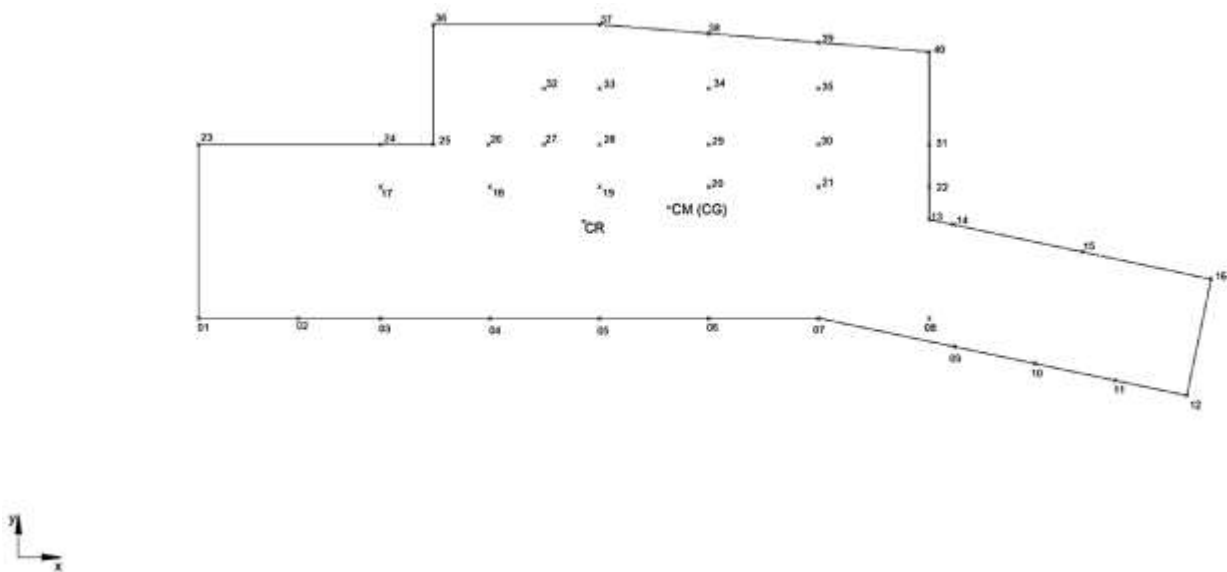


Figura 4.19 – Localização centro de massa e centro de rigidez.

4.4.2 Metodologia para o dimensionamento do sistema de isolamento

Após a exposição de todos os conceitos acerca de sistemas de isolamento de base, é importante definir uma possível metodologia adequada ao caso de estudo para dimensionar o sistema de isolamento de base, explicando os princípios a utilizar e os passos a percorrer até chegar ao resultado.

Neste ponto refere-se uma metodologia aplicável a casos de estudo de aparelhos elastoméricos como HDRB e LRB, uma vez que os apoios isoladores a utilizar neste caso são os do tipo HDRB.

A análise estrutural do edifício com a base fixa é o primeiro passo do projeto de um edifício com isolamento de base, para que seja possível perceber o comportamento da estrutura, como também o valor das frequências de vibração fundamentais da estrutura de base fixa. Um sistema de isolamento sísmico deve possuir uma frequência de vibração que esteja no seguinte intervalo de limites:

$$3 \cdot T_{Base\ fixa} \leq T_{Base\ isolada} \leq 3s \Leftrightarrow 0.33(3)Hz \leq f_{Base\ isolada} \leq \frac{f_{Base\ fixa}}{3}$$

$$0.33(3)Hz \leq f_{Base\ isolada} \leq \frac{1.25}{3} \approx 0.417Hz$$

Dado isto pode-se estimar que o valor da frequência e do período da estrutura isolada são:

$$f_{Base\ isolada} = 0.417\ Hz \Rightarrow T_{efetivo} = 2.398\ s$$

Com este valor e o com o valor da massa total da superestrutura já existem condições para calcular o valor da rigidez horizontal do sistema de isolamento, com o objetivo de chegar à frequência que se

pretende de vibração da estrutura isolada ($f_{base\ isolada}$). A rigidez horizontal do sistema de isolamento (K_H) é determinada pelo valor total da soma das rigidezes horizontais de cada apoio isolador ($K_{H\ apoio}$). Mas utilizando a primeira expressão apresentada na secção interior é possível obter-se o valor de $T_{efetivo}$, com base no valor da frequência de vibração isolada e da massa total da superestrutura:

$$T_{efetivo} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{H\ sistema}}} \Leftrightarrow \frac{1}{f_{base\ isolada}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{efetivo}}} \Leftrightarrow K_{H\ sistema} = (2\pi f_{base\ isolada})^2 M$$

$$K_{H\ sistema} = (2\pi \cdot 0.417)^2 1641.76 = 11270.47 \text{ kN/m}$$

O próximo passo é o cálculo do deslocamento máximo de projeto (d_{dc}) que pode ocorrer ao nível dos aparelhos isoladores:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{efetivo}, \xi_{efetivo})}{K_{H\ sistema}}$$

Para isto é necessário definir a ação sísmica de dimensionamento através de um espectro de resposta de acelerações regular apresentado na Figura 4.3, onde T tomará o valor de $T_{efetivo}$.

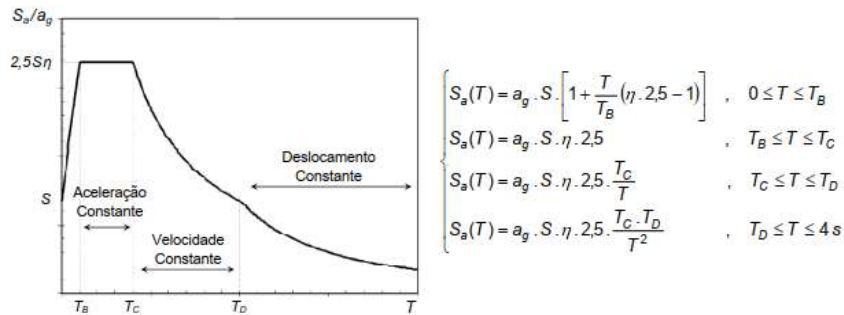


Figura 4.20 – Espectro de resposta EC8 (CEN, 2010).

Para determinar o valor da aceleração espectral considerando os valores de T_C e T_D definidos na Tabela 4.2 e uma vez que o valor do período da estrutura isolada se encontra dentro do intervalo $T_D \leq T_{efetivo} \leq 4 \text{ s}$, esta é dada pela expressão:

$$S_a(T_{efetivo}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T_{efetivo}^2}$$

$$\Leftrightarrow S_a(2.94) = 2.18 \cdot 1.37 \cdot \sqrt{\frac{10}{(15 + 5)}} \cdot 2.5 \cdot \frac{0.6 \cdot 2}{2.398^2} = 2.18 \cdot 1.37 \cdot 0.7071 \cdot 2.5 \cdot 0.20868$$

$$S_a(2.398 s) = 1.102 m/s^2$$

Após isto é necessário calcular o deslocamento máximo da estrutura que é dado por:

$$d_{dc} = \frac{M S_a(T_{efetivo}, \xi_{efetivo})}{K_H sistema} = \frac{1641.76 \cdot 1.102}{11270.47} = 0.1605m = 160.5 mm$$

Por segurança é recomendado que a altura total do elastómero (soma da espessura das várias camadas de elastómero) dos apoios elastoméricos seja sempre superior ao valor da deformação lateral máxima (d_{dc}), uma vez que estes apoios não podem ter distorções superiores a 100%.

Para a determinação da rigidez horizontal de um apoio isolador ($K_{H\ apoio}$) pode-se partir das seguintes expressões:

$$K_{H\ apoio} = \%P * K_H sistema$$

Onde:

$$\%P = \frac{P_i}{P} ;$$

P_i – carga vertical em cada pilar (i);

P – soma de todas as cargas verticais de todos os pilares da estrutura

Para as próximas etapas do dimensionamento é importante referir que os valores das cargas verticais a considerar são as referentes à combinação de ações mais desfavorável que é a combinação para o estado de limite último que considera 100% da ação sísmica tipo 1 na direção x e 30% da ação sísmica tipo 1 na direção y.

Dado isto, procedeu-se ao cálculo da rigidez do apoio necessário para cada pilar da estrutura (K_H Apoio), os resultados estão presentes na seguinte tabela:

Tabela 4.6 – Valores de K_H Apoio

Pilar	F (KN)	%P	K_H Apoio (kN/m)	Pilar	F (KN)	%P	K_H Apoio (kN/m)
P1	602,93	0,0274	204,97	P21	437,39	0,0198	148,69
P2	472,32	0,0214	160,57	P22	408,75	0,0185	138,96
P3	963,33	0,0437	327,49	P23	745,82	0,0338	253,55
P4	962,94	0,0437	327,35	P24	800,13	0,0363	272,01
P5	745,80	0,0338	253,54	P25	478,96	0,0217	162,83
P6	728,02	0,0330	247,49	P26	303,98	0,0138	103,34
P7	1256,12	0,0570	427,02	P27	235,12	0,0107	79,93
P8	1718,85	0,0780	584,33	P28	554,79	0,0252	188,60
P9	198,48	0,0090	67,47	P29	583,01	0,0265	198,20
P10	142,47	0,0065	48,43	P30	584,90	0,0265	198,84

P11	196,60	0,0089	66,84	P31	699,02	0,0317	237,64
P12	522,27	0,0237	177,55	P32	203,24	0,0092	69,09
P13	668,90	0,0303	227,39	P33	482,37	0,0219	163,98
P14	453,95	0,0206	154,32	P34	412,45	0,0187	140,21
P15	180,89	0,0082	61,49	P35	431,09	0,0196	146,55
P16	514,72	0,0234	174,98	P36	443,78	0,0201	150,87
P17	766,33	0,0348	260,52	P37	457,09	0,0207	155,39
P18	471,44	0,0214	160,27	P38	315,34	0,0143	107,20
P19	417,44	0,0189	141,91	P39	471,99	0,0214	160,45
P20	414,51	0,0188	140,91	P40	592,22	0,0269	201,33

Uma vez que se optou por utilizar o catálogo de *Neoarm Bearings* da *FIP Industriale*, especificamente o modelo *Neoarm Rectangular Type* e tendo em conta que o deslocamento de dimensionamento se relaciona diretamente com a altura elastómero então o processo é escolher um apoio em que a soma total da espessura das suas camadas deste material fosse maior que 160.45mm, por isso obtinha-se o modelo 700x 700 x 161 que tem uma rigidez de 3530 kN/m.

Analisando os valores da tabela é perceptível que a rigidez necessária para cada apoio isolador é significativamente mais baixa do que a do isolador referido. Por isso, voltou-se a selecionar outro isolador que fosse da mesma gama de valores dos calculados na tabela e conclui-se que para selecionar apoios com tão baixa rigidez estes não iriam suportar a carga (F) existente no pilar.

Tendo consciência de que a capacidade resistente nunca deve ser inferior às forças aplicadas, esta abordagem não seria a mais correta para um caso real. Nesta situação, uma solução passaria por encomendar os aparelhos com as dimensões e características desejadas que cumprissem todos os requisitos. Mas atendendo à utilização de apoios isoladores já existentes no catálogo referido, a metodologia adotada para dimensionar os isoladores a utilizar foi escolher o apoio presente no mesmo, mas através da comparação dos valores da carga vertical existente em cada pilar com a carga vertical máxima de cada isolador. A questão agora prende-se no valor a optar para o deslocamento relativo máximo horizontal suportado por cada isolador (v_x), definido no catálogo de *Neoarm Bearings* da *FIP Industriale*. Este processo iterativo inicia-se com a opção de v_x igual a 20mm. Com isto definiu-se três opções de apoio isolador (Tabela 4.7) e assim atribuiu-se um cada pilar, como exemplificado na Tabela 4.8:

Tabela 4.7 – Isoladores e suas características.

Grupo	Dimensão isolador	K_0 (kN/m)	v_x (mm)	F_z (kN)
1	150 x 200 x 31	1170	20	395
2	200 x 250 x 31	1960	20	860
3	200 x 300 x 31	2350	20	1135

Tabela 4.8 – Definição isoladores por pilar.

Pilar	F (KN)	Grupo	$K_{H\text{ Apoio}} (kN/m)$	Pilar	F (KN)	Grupo	$K_{H\text{ Apoio}} (kN/m)$
P1	602,93	2	1960	P21	437,39	2	1960
P2	472,32	1	1170	P22	408,75	2	1960
P3	963,33	3	2350	P23	745,82	2	1960
P4	962,94	3	2350	P24	800,13	2	1960
P5	745,80	2	1960	P25	478,96	2	1960
P6	728,02	2	1960	P26	303,98	1	1170
P7	1256,12	3	2350	P27	235,12	1	1170
P8	1718,85	3	2350	P28	554,79	2	1960
P9	198,48	1	1170	P29	583,01	2	1960
P10	142,47	1	1170	P30	584,90	2	1960
P11	196,60	1	1170	P31	699,02	2	1960
P12	522,27	2	1960	P32	203,24	1	1170
P13	668,90	2	1960	P33	482,37	2	1960
P14	453,95	2	1960	P34	412,45	2	1960
P15	180,89	1	1170	P35	431,09	2	1960
P16	514,72	2	1960	P36	443,78	2	1960
P17	766,33	2	1960	P37	457,09	2	1960
P18	471,44	2	1960	P38	315,34	1	1170
P19	417,44	2	1960	P39	471,99	2	1960
P20	414,51	2	1960	P40	592,22	2	1960

Após isto, as características da estrutura são:

$$K_{\text{est. isolada}} = 72850 \text{ kN/m}$$

$$f_{\text{est. isolada}} = 1.06 \text{ Hz}$$

$$T_{\text{est. isolada}} = 0.943 \text{ s}$$

É importante voltar a calcular a aceleração espectral e deslocamento espectral final e verificar se este último toma um valor inferior ao deslocamento máximo horizontal suportado pelos isoladores. Para determinar o valor da aceleração espectral considerando os valores de T_C e T_D definidos na Tabela 4.2 e uma vez que o valor do período da estrutura isolada se encontra dentro do intervalo $T_C \leq T_{\text{est. isolada}} \leq T_D$, esta é dada pela expressão:

$$S_a(T_{\text{est. isolada}}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c}{T_{\text{est. isolada}}}$$

$$S_a(0.943 \text{ s}) = 2.18 \cdot 1.37 \cdot 0.7071 \cdot 2.5 \cdot \frac{0.6}{0.943} = 3.358 \text{ m/s}^2$$

E o valor do deslocamento espectral é:

$$S_d = \frac{M S_a(T_{est.isolada})}{K_H sistema} = \frac{1641.76 \cdot 3.358}{72850} = 0.0757m = 75.7mm \leq 20 mm \rightarrow \text{Não verifica!}$$

Como o deslocamento da estrutura é superior ao que o apoio consegue suportar, logo a opção é escolher um apoio que permita um deslocamento superior a 20mm.

A opção de isolador escolhida permite um deslocamento de 50mm, apresenta as dimensões de 300 x 500 x 74, tem uma rigidez de 2550kN/m e suporta uma força vertical máxima de 3685kN. Com isto, conclui-se que o aparelho isolador a aplicar em todos os pilares é o referido, obtendo assim os novos valores de rigidez, frequência e período da estrutura isolada de:

$$K_{est. isolada} = 102000 \text{ kN/m}$$

$$f_{est. isolada} = 2.089 \text{ Hz}$$

$$T_{est. isolada} = 0.479 \text{ s}$$

Completando este dimensionamento com as verificações já feitas anteriormente, para determinar o valor da aceleração espectral considerando os valores de T_C e T_D definidos na Tabela 4.2 e uma vez que o valor do período da estrutura isolada se encontra dentro do intervalo $T_B \leq T_{est.isolada} \leq T_C$, esta é dada pela expressão:

$$S_a(T_{est.isolada}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$S_a(0.479s) = 2.18 \cdot 1.37 \cdot 0.7071 \cdot 2.5 = 5.27 \text{ m/s}^2$$

$$S_d = 0.0307 \text{ m} = 30.7mm \leq 50 \text{ mm} \rightarrow \text{Verifica!}$$

É de notar que com o sistema de isolamento escolhido o período da estrutura isolada é superior ao valor ao da estrutura fixa, mas isto advém do facto de a rigidez total do sistema de isolamento ser superior à mínima exigida pela estrutura. Como se decidiu utilizar isoladores de um catálogo, este sistema foi o mais adaptado à estrutura perante as opções existentes.

Após isto é necessário recalcular a posição do centro de rigidez tendo em conta a rigidez dos isoladores:

$$x_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{40} K_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{40} K_{yi}} \text{ e } y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^{40} K_{xi} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{40} K_{xi}}$$

As coordenadas do CR são $x=27.7m$ e $y=14.7m$.

Segundo o EC8 (CEN, 2010), a excentricidade total entre o centro de rigidez do sistema de isolamento e a projeção vertical do centro de massa da superestrutura de ver ser igual ou inferior a 7.5% do comprimento da superestrutura transversalmente à direção horizontal considerada.

$$\begin{cases} e_x = |x_{CM} - x_{CR}| \leq 0.075 \cdot b_y \\ e_y = |y_{CM} - y_{CR}| \leq 0.075 \cdot b_x \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} e_x = 1.33 \text{ m} \leq 1.79 \text{ m} \rightarrow \text{Verfica!} \\ e_y = 0.37 \text{ m} \leq 3.12 \text{ m} \rightarrow \text{Verfica!} \end{cases}$$

4.4.3 Modelação da estrutura com base isolada no SAP2000

Como já referido, o SAP2000 é o *software* que está a ser utilizado para a modelação da estrutura e de modo a validar a metodologia para modelar os isoladores sísmicos na estrutura, que depois será o método usado no modelo da estrutura do presente caso de estudo foi realizado um modelo teste, mais simplificado apenas com o objetivo de testar e validar o mesmo. Assim, foi desenvolvido um modelo simplificado de uma estrutura (pórtico) que permitiu compreender o comportamento da estrutura e avaliar a adequação dos procedimentos metodológicos que caracterizam a correta modelação dos isoladores de base, como a análise feita posteriormente.

A estrutura simplificada com dois pilares e uma viga (Figura 4.21), ambos com secção $0.30 \times 0.30 \text{ m}^2$, em que a altura dos pilares é 3m e a viga tem comprimento de 6m, aplicou-se uma carga distribuída na viga de 30kN/m. A massa toma o valor de 18348.6kg e a rigidez à flexão da estrutura é de 1800kN/m.

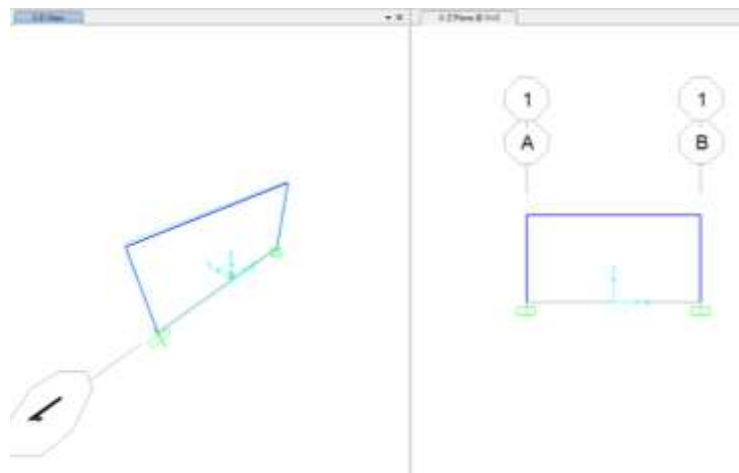


Figura 4.21 – Estrutura teste modelada sem isoladores.

Dado isto são apresentados os cálculos para obter o valor da frequência. Na Tabela 4.9 apresenta-se os valores da frequência calculada a partir dos valores referidos e o valor da frequência obtida no software.

$$K_{\text{pilar}} = \frac{12 \cdot E \cdot I}{12 \cdot h^3} = \frac{12 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot 0.3^4}{12 \cdot 3^3} = 9000 \text{ kN/m}$$

$$K_{\text{total}} = 2 \cdot 9000 = 18000 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{pp \cdot l}{9.81} = \frac{30 \cdot 10^3}{9.81} \cdot 6 = 18348.62 \text{ kg} = 18.4 \text{ ton}$$

$$w = \sqrt{\frac{K_{total}}{M}} = \sqrt{\frac{18000 \cdot 10^3}{18348.62}} = 31.32 \text{ rad/s}$$

$$f = \frac{w}{2\pi} = \frac{31.32}{2\pi} = 4.985 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{4.985} = 0.201 \text{ Hz}$$

Tabela 4.9 – Valores da estrutura teste sem isoladores.

<i>Sem isoladores</i>	
<i>w (cálculo)</i>	31,321 rad/s
<i>f (cálculo)</i>	4,985 Hz
<i>T (cálculo)</i>	0.201 s
<i>w (modelo)</i>	30,731 rad/s
<i>f (modelo)</i>	4,891 Hz
<i>T (modelo)</i>	0,204 s

A diferença entre os valores poderá ser devido a considerações que o software faz, como incluir nos cálculos o tipo de interação entre viga-pilar.

Após isto, calculou-se usando os isoladores HDRB de dimensões 300 x 400 x 74 que tem uma rigidez de 2550kN/m (isolador previamente dimensionada para estrutura do caso de estudo) a frequência da estrutura isolada. Na Tabela 4.10 estão expostos tanto valor de cálculo como também o valor tirado no software após a modelação dos isoladores de base na estrutura teste. O procedimento de cálculo é o seguinte:

$$K_{isolador} = 2550 \text{ kN/m}$$

$$K_{total} = 2 \cdot 2550 = 5100 \text{ kN/m}$$

$$M = 18348.62 \text{ kg} = 18.4 \text{ ton}$$

$$w = \sqrt{\frac{K_{total}}{M}} = \sqrt{\frac{5100 \cdot 10^3}{18348.62}} = 16.672 \text{ rad/s}$$

$$f = \frac{w}{2\pi} = \frac{16.672}{2\pi} = 2.653 \text{ Hz}$$

$$T = \frac{1}{f} = \frac{1}{2.653} = 0.377 \text{ Hz}$$

Tabela 4.10 - Valores da estrutura teste com isoladores.

<i>Com isoladores</i>	
<i>w (cálculo)</i>	16,672 rad/s
<i>f (cálculo)</i>	2,653 Hz

<i>T (cálculo)</i>	0,377 s
<i>w (modelo)</i>	16,506 rad/s
<i>f (modelo)</i>	2,627 Hz
<i>T (modelo)</i>	0,381 s

Para analisar o efeito dos isoladores foi utilizada a análise no domínio do tempo através da opção *Time-History* disponível no *software* em utilização. E assim possível exportar a informação acerca dos deslocamentos e corte basal para a estrutura teste, tendo sido considerados os mesmos pontos tanto na estrutura de base fixa e na estrutura de base isolada. O ponto considerado para o gráfico referente aos deslocamentos foi o ponto superior direito, e o ponto para o corte basal foi o ponto inferior esquerdo. Dado isto são apresentados os gráficos referidos devidamente identificados (Figura 4.22 e Figura 4.23):

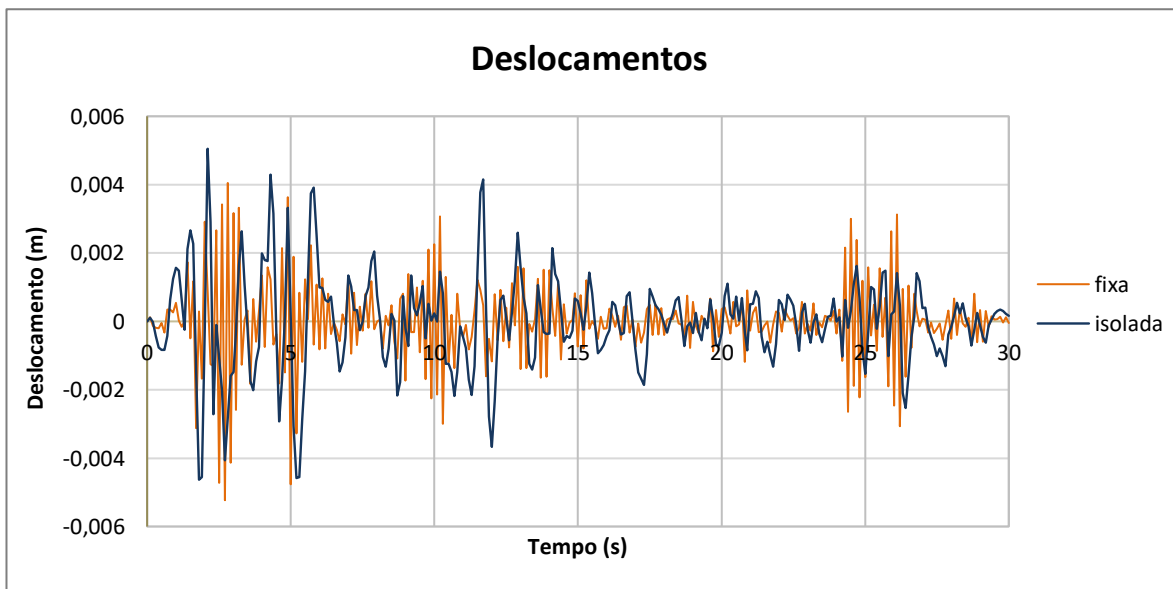


Figura 4.22 – Gráfico referente aos deslocamentos na estrutura de base fixa e isolada.

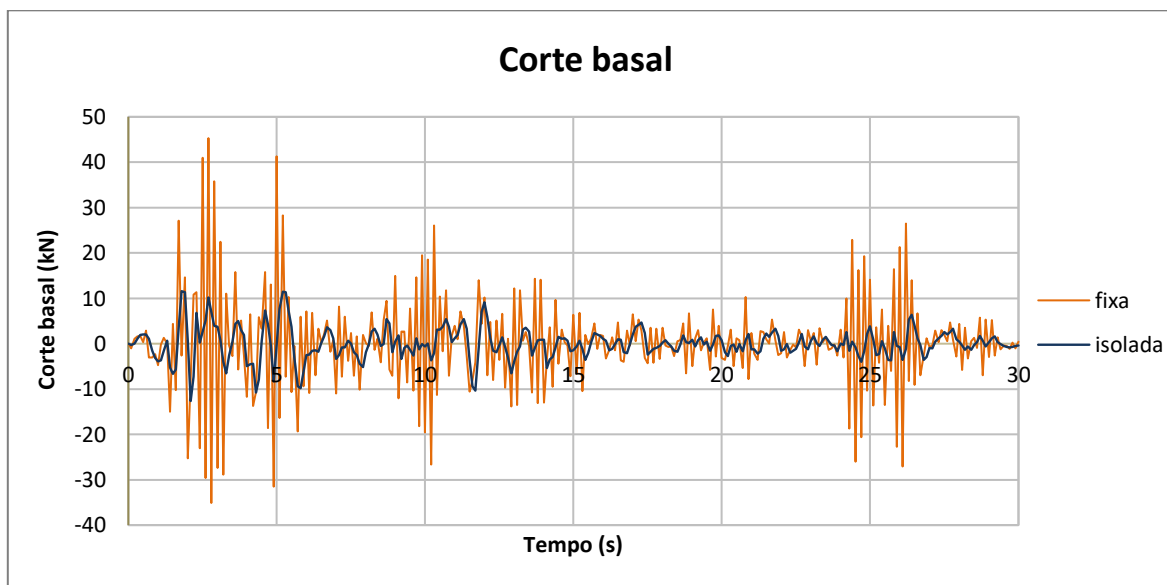


Figura 4.23 – Gráfico referente ao corte basal na estrutura de base fixa e isolada.

No que diz respeito aos valores dos deslocamentos, o valor máximo e mínimo para a estrutura de base fixa são 4.05mm aos 2.8s e -5.23mm aos 2.7s, respetivamente. O valor máximo e mínimo para a estrutura de base isolada são 5.05mm aos 2.1s e -4.63mm aos 1.8s, respetivamente. Embora os valores tenham aumentado ligeiramente é notório que a sua variação ao longo do tempo é muito mais subtil. Isto acontece pelo facto do valor do período (T) ser superior na estrutura isolada em relação à estrutura de base e isso é perceptível com o gráfico do deslocamento espectral da Figura 4.24.

Já no que toca aos valores do corte basal foi perceptível uma grande diminuição dos valores, sendo que para a estrutura de base fixa o valor máximo e mínimo são de 45.31kN aos 2.7s e -35.12kN aos 2.8s, respetivamente. E para a estrutura de base isolada obteve-se os valores máximos e mínimos de 11.58kN aos 1.8s e -12.64kN aos 2.1s, respetivamente. Podendo se concluir que existiu uma diminuição de cerca de 70%. O gráfico da aceleração espectral da Figura 4.24 demonstra isto, uma vez que na estrutura de base fixa o coeficiente de amortecimento é 5% e na estrutura isolada é de 15%, este aumento do amortecimento traduz-se na diminuição da aceleração espectral que por sua vez contribui para a diminuição da força do corte basal (sabendo que a massa da estrutura é constante, a aceleração e força são diretamente proporcionais).

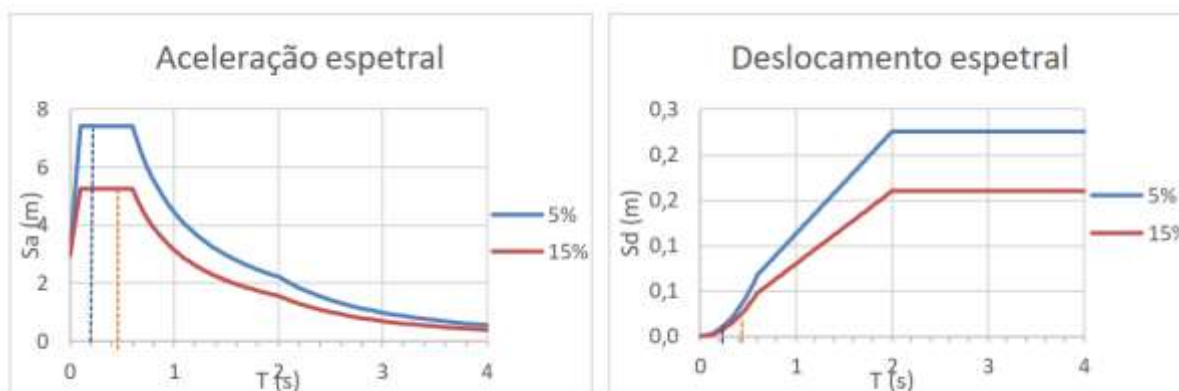


Figura 4.24 – Gráficos da aceleração e deslocamento espectral para 5% e 15% de amortecimento.

Concluindo assim a validação do método a utilizar na estrutura do modelo de caso de estudo. Agora serão apresentados todos os passos feitos para a estrutura teste, mas de uma forma mais detalhada e aplicada ao presente caso de estudo.

A modelação dos isoladores de base na estrutura deste caso de estudo passou então pelos seguintes passos:

1. O início da modelação da estrutura com base isolada passa pela modelação dos isoladores de base:
 - 1.1. Iniciou-se pela eliminação dos apoios existentes e pela duplicação dos pontos da base com um vetor $dz=-0.1m$.
 - 1.2. Nestes pontos criados em $z=-0.1m$ definir como um apoio encastrado: *Assign – Restraints: Fixed*
 - 1.3. Definição do isolador com as devidas características: *Define – Section Properties – Link/Support Properties*. Onde as direções são as referentes ao referencial local, sendo o U1 na direcção da barra e por isso em vez de ativar a opção *fixed* é necessário atribuir uma rigidez muito elevado com 1×10^{11} kN/m se não pode gerar algum tipo confusão durante a análise e na direcção U2 e U3 as propriedades são iguais, tomando o valor da rigidez do apoio já definido.

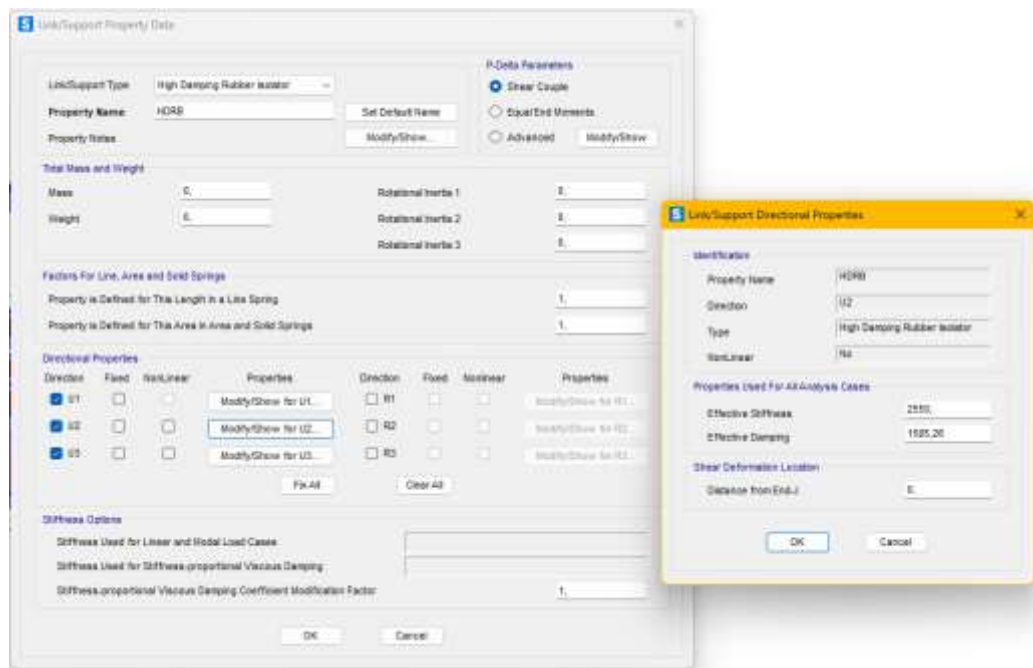


Figura 4.25 – Definição do apoio do tipo HDBR.

Como é possível ver na imagem anterior, existe uma opção para colocar o valor do amortecimento efetivo (*effective damping*). O coeficiente efetivo é dado por:

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2mp}$$

$$p = 2\pi / T = 13.13 \text{ rad/s}$$

$$\text{Para } \xi = 15\% \rightarrow c_{\text{total}} = 63410.34 \text{ kNs/m} \rightarrow c_{\text{isolador}} = 1585.26 \text{ kNs/m}$$

1.4. Desenhar o isolador na estrutura unindo os pontos da base com os novos pontos criados: *Draw – Draw 2 joint link*

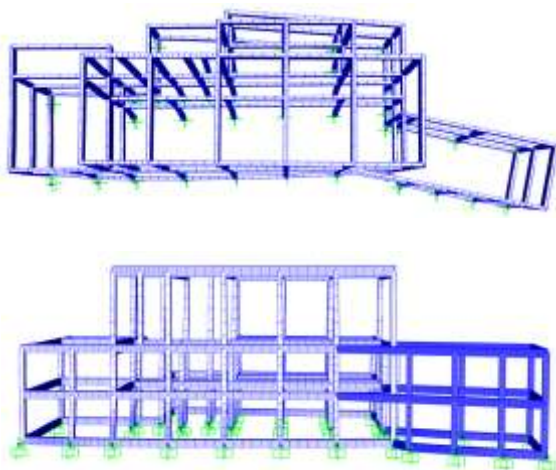
Após isto, já é possível realizar a análise modal desta estrutura e perceber quais os valores de frequência atingidos com a aplicação dos isoladores (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Resultados da análise modal da estrutura de base isolada.

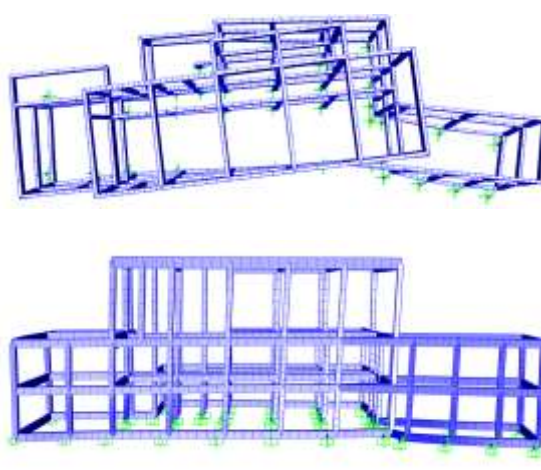
Modos	Período (s)	Frequência (Hz)	U _x	U _y	Σ U _x	Σ U _y
1	1,182	0,846	0,00%	86,23%	0,00%	86,23%
2	0,965	1,037	68,01%	1,73%	68,01%	87,96%
3	0,921	1,086	30,23%	4,43%	98,24%	92,39%
4	0,615	1,625	0,00%	2,67%	98,24%	95,07%
5	0,439	2,276	0,00%	2,19%	98,24%	97,26%
6	0,424	2,356	0,77%	0,08%	99,01%	97,34%
7	0,396	2,522	0,04%	1,01%	99,05%	98,35%

8	0,386	2,593	0,35%	0,00%	99,40%	98,35%
9	0,380	2,630	0,01%	0,04%	99,42%	98,38%
10	0,324	3,087	0,00%	0,19%	99,42%	98,57%
11	0,302	3,311	0,00%	0,01%	99,42%	98,59%
12	0,294	3,399	0,01%	0,42%	99,43%	99,00%

O primeiro modo de vibração é relativo ao movimento de translação na direção y e o segundo modo de vibração relativo ao movimento de translação na direção x.



a) Modo direção y



b) Modo direção x

Figura 4.26 - Modos de vibração da estrutura isolada.

Para analisar a estrutura no domínio do tempo é necessário fazer o seguinte procedimento:

1.1. Definir uma nova função do tipo *Time History: Define – Functions – Time History*

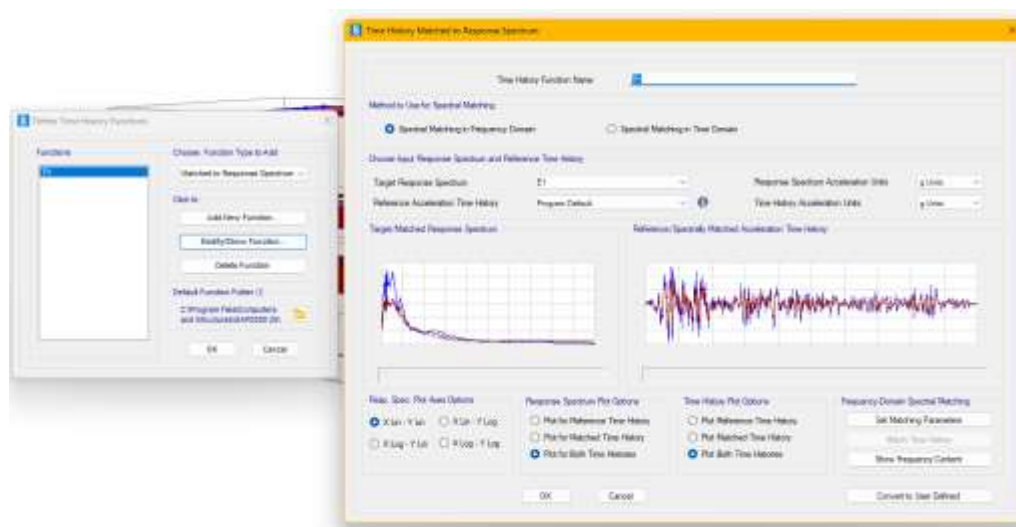


Figura 4.27 – Definição da função *Time History*.

- 1.2. Criar dois casos de carga associadas à função Time History, um para a direção x (U1) e um para a direção y (U2). Para esta análise através do domínio do tempo definiu-se uma duração de 30s.
- Define – Load Case – Load Case Type: Time History*

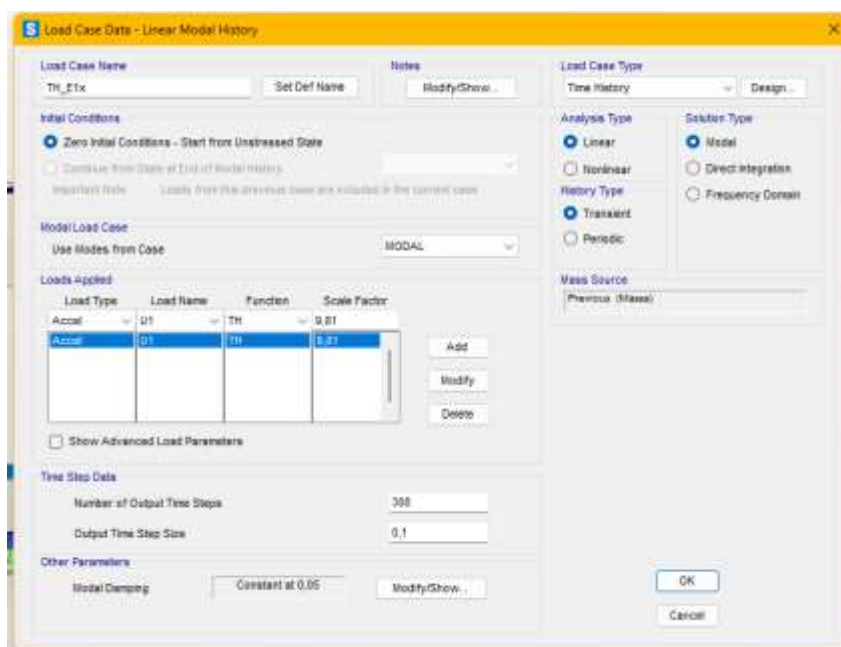


Figura 4.28 – Definição do caso de carga do tipo *Time History* para a direção x.

O EC8 refere a necessidade de criar no mínimo 3 acelerogramas, tendo em conta o âmbito académico decidiu-se utilizar apenas o acelerograma gerado pelo SAP2000, como é possível ver na Figura 4.27.

4.4.4 Análise da estrutura de base fixa

Agora com o modelo da estrutura com o isolamento de base já desenvolvido é necessário expor o modelo que servirá para realizar as comparações da estrutura sem e com isolamento percebendo assim quais os efeitos gerados pela aplicação do sistema de isolamento. Para modelo da estrutura de base isolada será utilizado o modelo descrito ao longo deste trabalho e o modelo sem isoladores será o modelo da estrutura dimensionada para resistir à ação sísmica, realizado em SAP2000 incluindo todos os elementos estruturais presentes no projeto, como pilares, vigas, lajes, muros de contenção de terras, incluindo também caixa de escadas e de elevador monta-cargas. Neste modelo assumiu-se que a estrutura é porticada com paredes não acopladas em ambas as direções, sendo irregular em altura, pelo que se admitiu um coeficiente de comportamento com um valor de 2 para o dimensionamento dos elementos sísmicos primários (paredes) na Classe de Ductilidade Média (DCM). O coeficiente de amortecimento adotado foi de 5%. Este modelo completo da estrutura já tinha sido desenvolvido anteriormente pelo NCREP, tendo sido disponibilizado para se realizar esta comparação. As

características dos materiais, como também secções dos elementos estruturais, cargas de projeto e combinação de ações são as mesmas já referidas nas secções 4.1 e 4.2 deste mesmo trabalho.

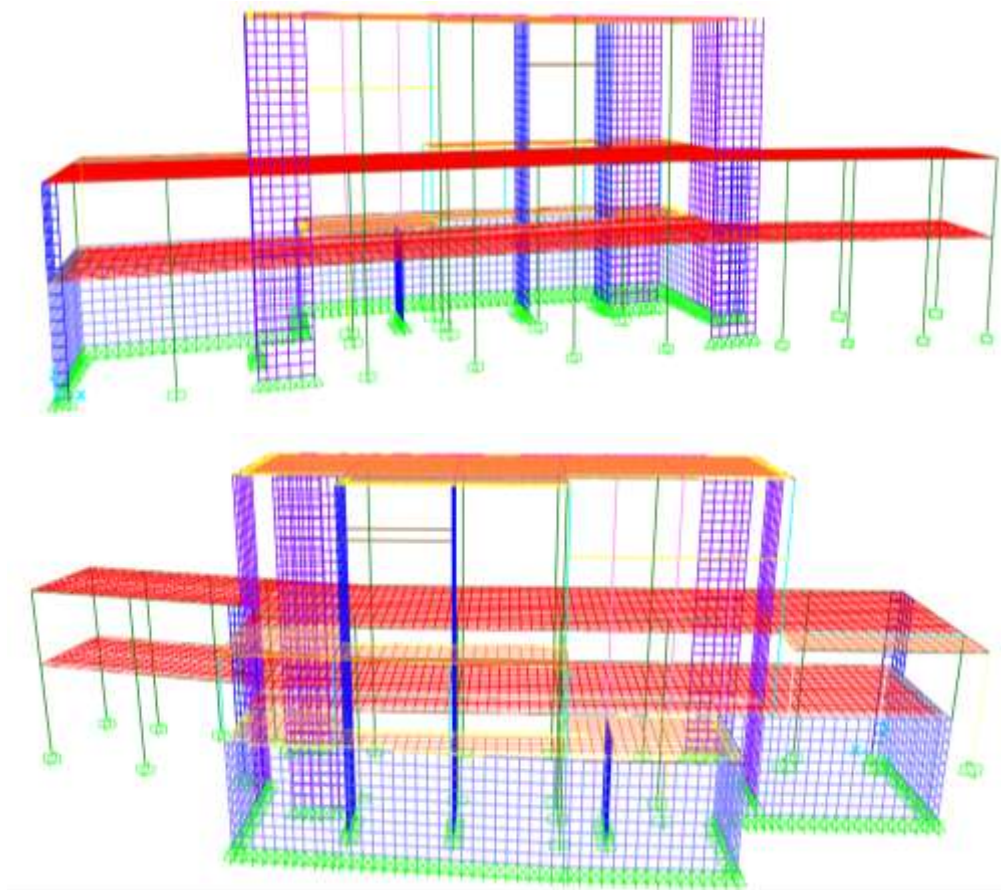


Figura 4.29 – Modelo da estrutura de base fixa.

Após realizar a análise modal da estrutura, obtiveram-se os valores da seguinte tabela, sendo o primeiro modo de vibração relativo ao movimento de translação na direção x e o segundo modo de vibração relativo ao movimento de translação na direção y.

Tabela 4.12 – Resultados da análise modal da estrutura dimensionada para resistir à ação sísmica.

Modos	Período (s)	Frequência (Hz)	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	0,296	3,380	27,78%	17,03%	27,78%	17,03%
2	0,252	3,963	15,42%	21,11%	43,20%	38,14%
3	0,175	5,717	1,38%	9,47%	44,58%	47,61%
4	0,120	8,304	4,30%	1,88%	48,88%	49,49%
5	0,099	10,096	4,09%	11,23%	52,97%	60,71%
6	0,098	10,216	1,65%	1,88%	54,62%	62,59%
7	0,097	10,307	3,56%	0,61%	58,18%	63,20%

8	0,095	10,563	5,30%	7,38%	63,48%	70,58%
9	0,091	10,979	0,11%	0,06%	63,59%	70,64%
10	0,091	11,048	0,05%	0,43%	63,63%	71,07%
11	0,090	11,123	2,75%	0,63%	66,38%	71,70%
12	0,088	11,319	4,37%	2,74%	70,75%	74,43%

As seguintes imagens apresentam os modos de vibração tanto na direção x como na direção y:

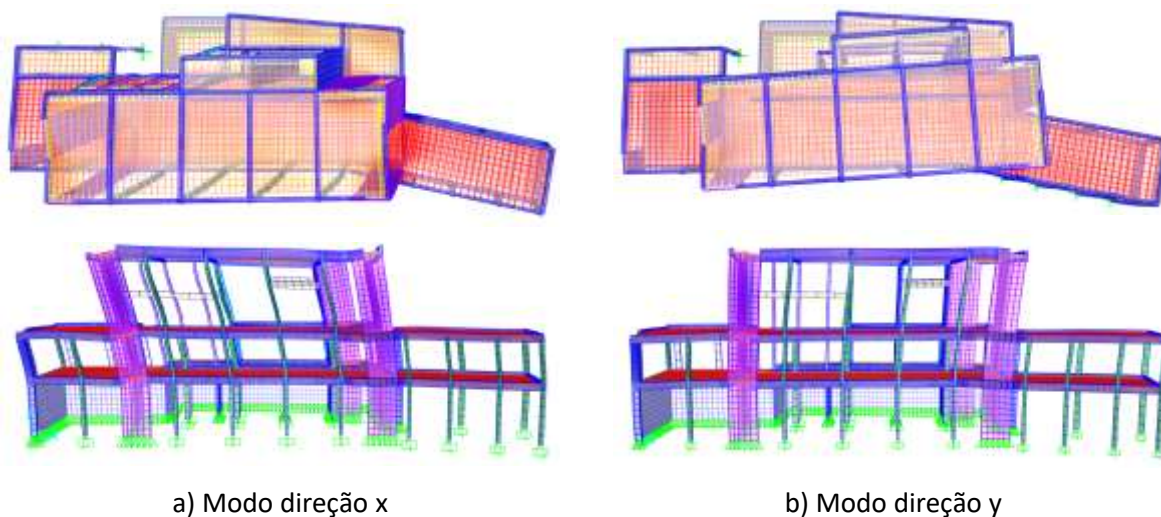


Figura 4.30 – Modos de vibração da estrutura de base fixa.

Assim admite-se que o valor da frequência fundamental da estrutura é de 3.38Hz, que demonstra a rigidez elevada devido à modelação das paredes.

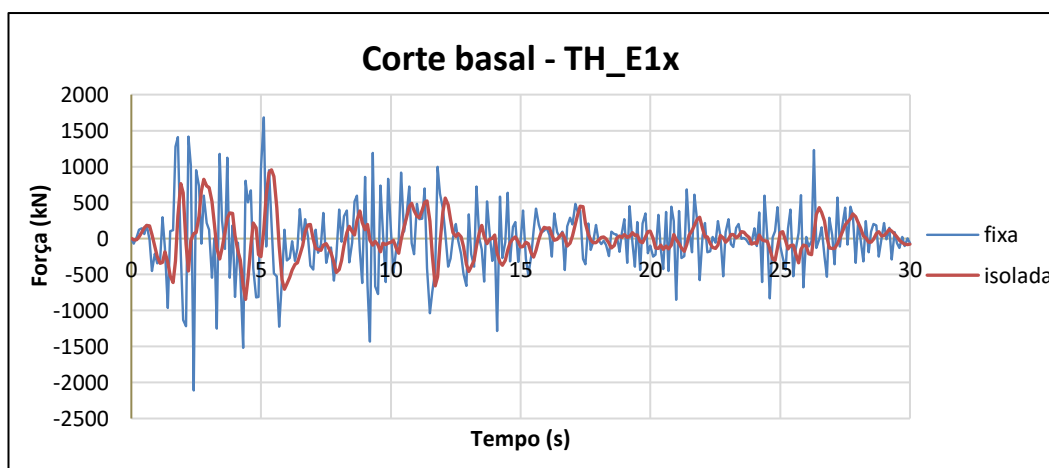
4.4.5 Análise dos efeitos da aplicação de um sistema de isolamento

Neste momento, já é possível proceder à análise dos efeitos dos isoladores ao nível do comportamento da estrutura. As grandezas a comparar são os valores da frequência das estruturas, as acelerações máximas, os valores de deslocamentos totais, como também os valores do *drift* (deslocamento relativo entre pisos) e ainda os valores das forças relativas ao corte basal. Para isto serão apresentados os valores referentes a dois pilares e os valores totais. É suposto verificar-se:

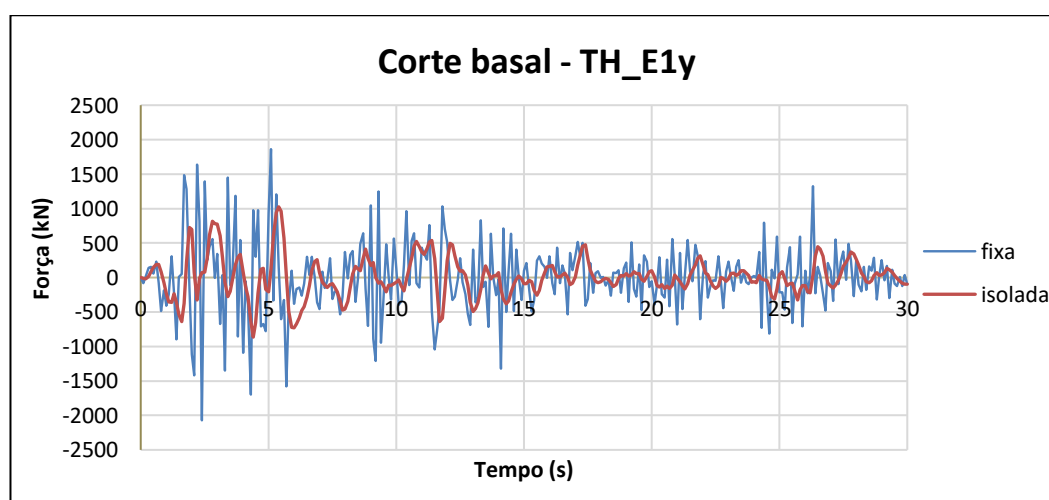
- Redução do valor da frequência;
- Redução do valor do corte basal;
- Aumento dos deslocamentos, devido ao aumento do período, sendo estes maioritariamente ao nível dos isoladores;
- Redução do deslocamento relativo (*drift*), principalmente no andar superior;
- Redução das acelerações máximas.

Neste momento com as informações já apresentadas, pode-se proceder à comparação da frequência fundamental das estruturas, sendo que a estrutura sem isolamento apresenta um valor de 3.38Hz comparativamente ao valor de 0.85Hz referente à estrutura isolada, deste modo é perceptível uma redução significativa.

Sendo o corte basal a força cortante que atua na base de uma estrutura durante um sismo é crucial a redução destes valores quando se aplica um sistema de isolamento sísmico. Este é diretamente proporcional à intensidade do movimento sísmico e às propriedades dinâmicas da estrutura. Os gráficos seguintes apresentam a variação do corte basal global de cada estrutura ao longo do tempo, para as duas direções. Os valores máximos consoante a direção são apresentados na Tabela 4.13, sendo notória a diminuição do valor da força associado ao corte basal, materializada numa redução de aproximadamente de 50%. Outro aspeto bastante visível nos gráficos é que a variação desta força é bastante mais lenta na estrutura de base isolada.



a) Direção x



b) Direção y

Figura 4.31 – Gráfico da variação do valor do corte basal ao longo do tempo para o pilar P7.

Tabela 4.13 – Valores máximos do corte basal.

<i>Corte basal total</i>		
<i>Modelo</i>	<i>Direção x</i>	<i>Direção y</i>
<i>Estrutura base fixa</i>	2110 kN	2072 kN
<i>Estrutura base isolada</i>	955 kN	1026 kN

Para a comparação das restantes grandezas será considerado o pilar P7, estando este devidamente identificados na Figura 4.2, apresentada na parte inicial deste capítulo.

Nos gráficos da Figura 4.32 são apresentados os valores do deslocamento relativo entre pisos (*drift*), que é calculado através da diferença do deslocamento de dois pisos consecutivos a dividir pela altura entre eles, esta grandeza é apresentada em percentagem. Para serem comparáveis os valores da estrutura fixa com os da estrutura isolada é necessário multiplicar o valor do deslocamento para esta última pelo coeficiente de comportamento considerado para a estrutura fixa, ou seja, multiplicar por 2. Nos gráficos o eixo das ordenadas está a identificação dos pisos e no das abscissas o valor correspondente ao *drift*. É perceptível que na direção x o valor do drift é menor no piso superior, que corresponde ao piso mais afetado pela ação sísmica devido ao seu pé direito mais elevado. No piso inferior (piso 1) a estrutura de base fixa não apresenta um valor de *drift* muito elevado porque existem muitas paredes, nomeadamente os muros de contenção que fazem com que neste piso exista uma rigidez mais elevada. Isto é bem notório no gráfico b) da Figura 4.32, uma vez que o drift é superior na estrutura isolada.

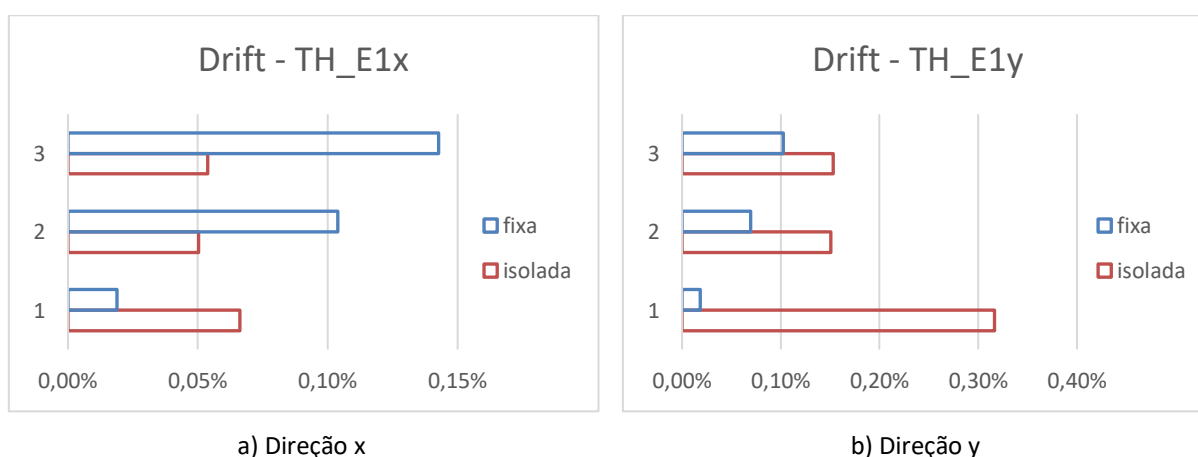


Figura 4.32 – Gráfico do valor do deslocamento entre pisos para o pilar P7.

No que diz respeito aos deslocamentos totais por piso referentes ao pilar P7 apresentados nos gráficos da Figura 4.33 é perceptível que os deslocamentos são concentradas ao nível dos isoladores para a estrutura isolada enquanto que na estrutura de base isolada o aumento maior do deslocamento ocorre

no último piso, o que exponencia a existência do risco de colapso ou danos internos.

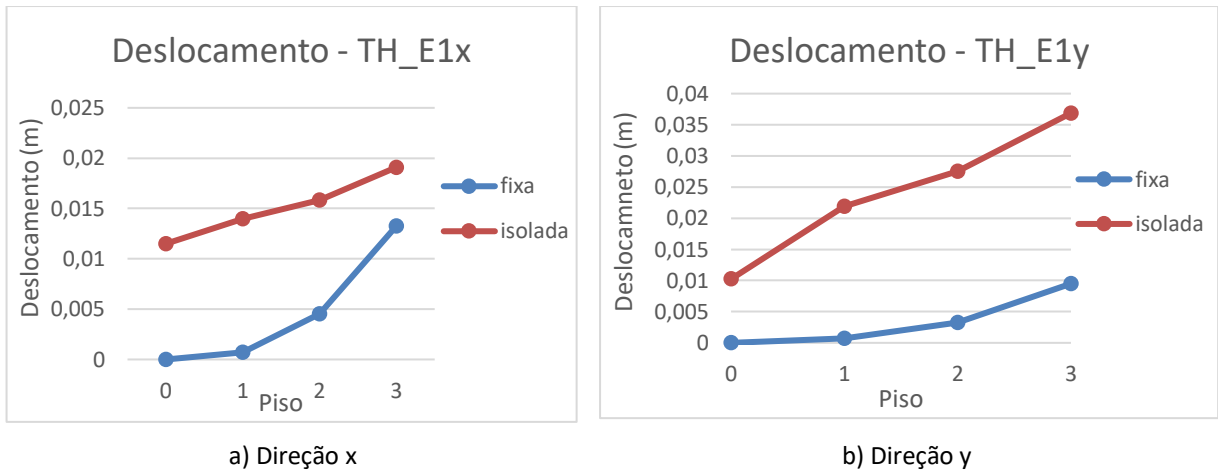


Figura 4.33 – Gráfico do valor do deslocamento para o pilar P7.

A redução da aceleração é mais evidenciada no piso superior, mas mesmo a estrutura de base isolada apresentar valores mais elevado que a estrutura de base fixa este concentram-se ao nível dos isoladores, o que permite que não se gere tensões tão elevadas nos elementos estruturais, protegendo assim a sua integridade e minimizando danos na estrutura.

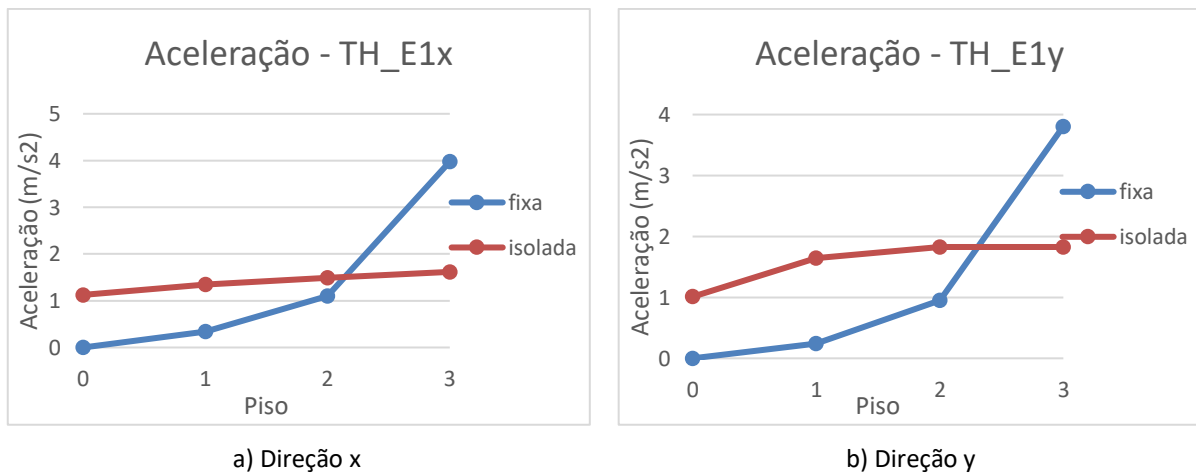
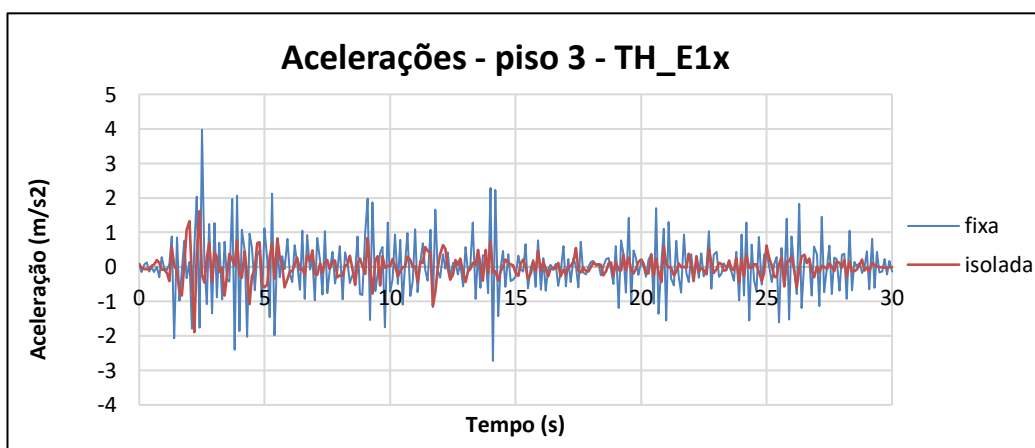
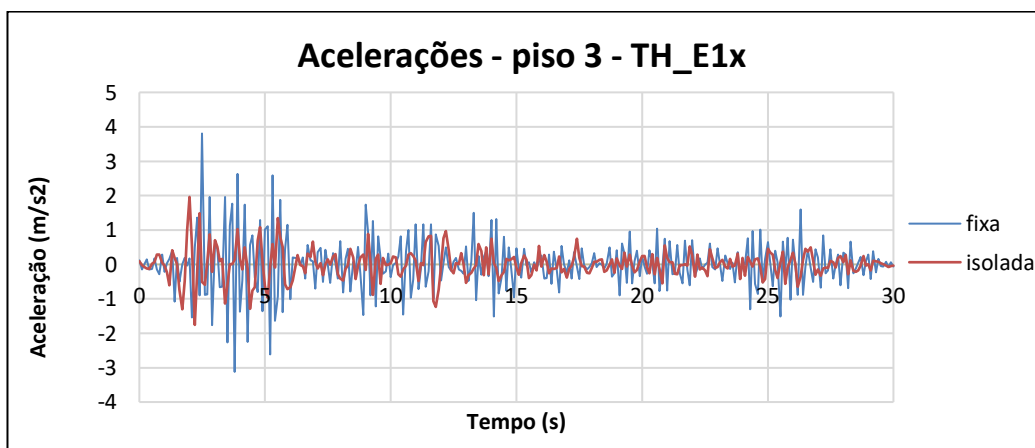


Figura 4.34 – Gráfico do valor do deslocamento para o pilar P7.

Ainda são apresentados os gráficos da variação do valor da aceleração ao longo do tempo para último andar (mais gravoso) para o pilar P7 na Figura 4.35. Para além da diminuição existente é notório que as acelerações variam de uma forma subtil na estrutura de base isolada, criando mais estabilidade neste piso aquando da ocorrência de um sismo.



a) Direção x



b) Direção y

Figura 4.35 – Gráfico da variação da aceleração ao longo do tempo do piso 3 para o pilar P7.

Portanto, concentrar acelerações e deslocamentos nos isoladores sísmicos, em vez de nos elementos estruturais ou nos pavimentos superiores, proporciona uma proteção mais eficaz tanto à estrutura quanto aos seus ocupantes e conteúdos. A estrutura de base isolada pode suportar sismos mais severos com menor risco de danos, enquanto a estrutura de base fixa é mais vulnerável a danos catastróficos em eventos de alta magnitude.

Outra comparação que pode ser realizada é a quantidade de betão utilizada em cada uma das estruturas. Normalmente, a estrutura de base fixa requer mais betão, pois depende seções maiores para os elementos estruturais, como também para as fundações. Neste caso a quantidade de betão das fundações não foram contabilizadas para nenhuma das estruturas.

Tabela 4.14 – Quantidade de betão.

Item	Quantidade (kg)
Estrutura de base fixa	1094189

<i>Estrutura de base isolada (excluindo laje da base)</i>	835779
<i>Estrutura de base isolada (incluindo laje da base)</i>	1150220

Como se pode verificar a estrutura de base fixa necessita de mais quantidade de betão quando comparada com a estrutura de base isolada, quando não contabilizada a laje da base. Na totalidade para os elementos que estão modelados em cada um dos modelos verifica-se a estrutura de base isolada necessita de mais betão.

4.4.6 Verificação do esforço transverso

Neste capítulo será realizada a verificação do esforço transverso com o objetivo de calcular a quantidade de armadura necessária a colocar no pilar, verificando assim se o pilar resiste ao esforço transverso atuante existente no pilar.

Segundo o Eurocódigo 2, para verificação da resistência em relação ao esforço transverso definem-se as seguintes grandezas:

- $V_{Rd,c}$ – Valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso
- $V_{Rd,s}$ – Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência;
- $V_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

Neste caso o objetivo é perceber a quantidade de armadura necessária para o pilar resistir ao esforço transverso existente. A verificação a realizar é:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + V_{Rd,s}$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso é obtido através da fórmula:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Onde,

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \text{ e } \gamma_c = 1.5$$

f_{ck} em Mpa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, \text{ com } d \text{ em mm};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.02$$

$$k_1 = 0.15$$

A verificação ao esforço transversal foi realizada no pilar P8 (identificado na Figura 4.2) uma vez que este é o mais o pilar com maior esforço. A verificação é dada pelos seguintes cálculos:

Tabela 4.15 – Características pilar P8.

Dados pilar P8		
Grandeza	Valor	Unidade
b	0.4	m
h	0.25	m
$d = h - 0.05$	0.20	m
A_c	0.1	m ²
N_{Ed}	783.44	kN
V_{Ed}	28.7	kN
M_{Ed}	51.78	kN
f_{ck}	30	MPa
f_{yk}	500	MPa
f_{cd}	20	MPa
f_{yd}	435	MPa

Para calcular o esforço transversal resistente do pilar é necessário saber a área de armadura longitudinal, que é calculada da seguinte forma:

$$A_{sl} = \frac{w \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{738.44}{0.4 \cdot 0.25 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0.4897$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b_y \cdot b_x^2 \cdot f_{cd}} = \frac{51.78}{0.25 \cdot 0.4^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0.0647$$

O valor de w é retirado através das Tabelas e Ábacos de dimensionamento de acordo com o EC2 e através dos valores do valor reduzido do esforço nominal resistente (v) e do valor eduzido do momento fletor resistente de cálculo μ calculados anteriormente obteve-se o valor de 0.062.

$$A_{sl} = \frac{0.062 \cdot 0.4 \cdot 0.25 \cdot 20 \cdot 10^3}{435 \cdot 10^3} = 0.0002852 \text{ m}^2 = 285.2 \text{ mm}^2$$

Tendo em conta que o valor mínimo de diâmetro para a armadura longitudinal é de 12mm, então:

$$A_{\phi 12} = 113.09 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{sl}}{A_{\phi 12}} = \frac{285.2}{113.09} = 2.52$$

Para ter um número par de número de varões, assume-se que a armadura longitudinal do pilar P7 é 4 ϕ 12, o que faz com que:

$$A_{sl} = 452.39 \text{ mm}^2 \begin{cases} \geq A_{s,min} = \begin{cases} 0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 180.19 \text{ mm}^2 \\ 0.002 \cdot A_c = 200 \text{ mm}^2 \end{cases} \\ \leq A_{s,máx} = 0.04 \cdot A_c = 4000 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Assim já existem valores para calcular a taxa de armadura e dar continuidade ao valor de $V_{Rd,c}$, deixando a nota que como a grandeza σ_{cp} é favorável será considerada 0:

$$\rho_l = \frac{452.39}{0.1 \cdot 10^6} = 0.00454$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{200}} = 2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.00454 \cdot 30)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 400 \cdot 200 = 45797.92 \text{ N} = 45.80 \text{ kN}$$

Com isto conclui-se que valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal é suficiente para o valor de cálculo do esforço transversal. Por isso, para a armadura transversal adotou-se $\phi 6 // 0.15\text{m}$, uma vez que os mínimos e máximos impostos são:

$$\phi_{s,min} = \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ \frac{1}{4} \cdot \phi_{máx,Asl} = 3 \text{ mm} = 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{cl,máx} = \begin{cases} 20 \cdot \phi_{Asl,min} = 240 \text{ mm} \\ \text{menor dimensão do pilar} = 250 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

5 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo retratar as principais atividades desenvolvidas, em contexto de estágio curricular, na empresa NCREP, mais concretamente expor as atividades de inspeção, diagnóstico realizadas. Estas tornaram-se atividades bastante enriquecedoras, dado que possibilitou um melhor conhecimento prático dos assuntos estudados inicialmente, assim como a sua importância. A execução das tarefas descritas proporcionou criar alguma sensibilidade e espírito crítico na avaliação dos dados de ensaios experimentais, como na utilização dos equipamentos de inspeção.

O isolamento sísmico de base constitui um importante passo na investigação de técnicas de prevenção sísmica. Embora a utilização de isolamento de base ainda não seja uma técnica tão utilizada a nível nacional, já é utilizada em vários países onde eventos sísmicos são muito mais comuns, onde apresenta resultados satisfatórios, cumprindo o seu propósito, o que mostra que a utilização desta metodologia é efetivamente uma opção viável e segura para garantir o comportamento estrutural adequado, evitando o colapso da estrutura e permitindo o seu funcionamento.

Neste trabalho, após ser feita uma exposição do conceito de isolamento de base, como também as opções existentes e ainda alguns problemas ao nível construtivo, ainda foi feita a apresentação do caso de estudo que se materializa num edifício de classe de importância III e após isto procedeu-se ao dimensionamento do isolador a utilizar, tendo sido definido o uso de um isolador do tipo HDRB.

Uma vez que os objetivos da utilização de dispositivos isoladores são a redução: do valor da frequência da estrutura, das acelerações máximas, do deslocamento relativo entre pisos (*drift*) e do corte basal, dado isto as conclusões principais são focadas nestes tópicos.

Resumindo, durante a análise de resultados foi possível perceber que algumas comparações não se evidenciam tanto quanto o esperado, dado o facto de que a estrutura de base fixa apresenta uma rigidez muito mais elevada no piso inferior devido à existência dos muros de suporte que materializam a maioria da rigidez naquela zona e daí a ação sísmica se concentrar mais nesse local, conseguindo assim “absorver” mais os efeitos da ação de um sismo.

Para finalizar, é de destacar que a escolha de um sistema de isolamento de base é feita perante as propriedades escolhidas durante o processo de dimensionamento da estrutura isolada, uma vez que os principais objetivos são a redução do corte basal e controlo das acelerações conclui-se que este sistema se adequa ao pretendido. Contudo, perante a variedade de cenários e opções existentes, é pertinente adequar o sistema de isolamento às necessidades da estrutura em questão.

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

- A análise de outros sistemas de isoladores, ou até a mesmo o estudo com isoladores HDRB feitos à medida com as características exigidas pelo edifício;
- A análise da possibilidade de não aplicar isoladores em todos os apoios, o que poderia vir a ser uma opção mais em conta do ponto de vista financeiro.

Referências

ALBA-RODRÍGUEZ, M^a Desirée *et al.* - Building rehabilitation versus demolition and new construction: Economic and environmental assessment. **Environmental Impact Assessment Review**. . ISSN 01959255. 66:July (2017) 115–126. doi: 10.1016/j.eiar.2017.06.002.

ALVES, Francisco Daniel Carvalho - **Inspeção, diagnóstico e reabilitação estrutural e o impacto do consumo de água na reabilitação de edifícios**. Porto : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2023

APPLETON, João - **Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e tecnologias de intervenção**. 1^a edição ed. ISBN 972-8620-03-9.

NP EN 1990: Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. IPQ, 2009

NP EN 1991-1-4: Eurocódigo 1 : Acções em estruturas. Parte1-4: Acções gerais, Acções do vento. IPQ, 2010

NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 1 : Projeto de estruturas de betão. Parte1-1: ARegras gerais e regras para edifícios. IPQ, 2010

NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. IPQ, 2010 COSTA, A. G. *et al.* - Metodologias de intervenção no património edificado. **2º Seminário - A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação**. 2005) 117–138.

COSTA, Aníbal; ARÊDE, António - Inspeção e Avaliação Estrutural de Pontes - Algumas Contribuições da FEUP. **Seminário Segurança e Reabilitação das Pontes em Portugal**. 2002) 55–88.

DIAS, Tiago - Pavimentos de madeira em edifícios antigos . Diagnóstico e intervenção estrutural. 2008) 315.

DR. THAMIR AL-AZAWI, Dr. - Modeling of Base Isolator As Structural Element. **Global Journal of Engineering Science and Research Management**. 4:December (2017) 92–103. doi: 10.5281/zenodo.836621.

DUARTE, Ana Sofia Lourenço - **Reabilitação Sísmica de Edifícios Através da Aplicação de Isolamento de Base**. Lisboa : Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2017

ESTEVES, Nuno Miguel Canhão - **Isolamento Sísmico com Sistemas Pendulares com Atrito**

FALACHO, Daniela Carvalho - base sujeita à ação sísmica Engenharia Militar. 2022).

FARZAD NAEIM, James M. Kelly - **Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice**

FERREIRA, Tiago Miguel; VICENTE, Romeu; SILVA, J. A. Raimund. Mendes Da - Estratégias e processos de inspeção para avaliação e diagnóstico do património edificado. **Conservar Património**. . ISSN 21829942. 18:18 (2013) 21–33. doi: 10.14568/cp2013007.

FIGUEIREDO, Filipe Ribeiro De - **Isolamento Sísmico de Base Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Edifícios**

FREITAS, Vasco Peixoto De *et al.* - **Manual de apoio ao projeto de reabilitação de edifícios antigos**. 1ª edição ed. ISBN 978-972-9918-7-5.

GUERREIRO, Luís - **Sistemas de Isolamento de Base**. Lisboa : [s.n.]

GUERREIRO, Luís; CRAVEIRO, António; BRANCO, Miguel - A Utilização De Sistemas De Protecção Passiva Na Reabilitação De Estruturas. **Cmne/Cilamce**. January (2007).

LOPES, Mário - **Sismos e Edifícios**. ISBN 9789728620110.

MATSAGAR, Vasant Annasaheb; JANGID, Radhey Shyam - Viscoelastic damper connected to adjacent structures involving seismic isolation. **Journal of Civil Engineering and Management**. . ISSN 13923730. 11:4 (2005) 309–322. doi: 10.1080/13923730.2005.9636362.

MEIRELES, Ari Daniel Silva De - **Dimensionamento de sistemas de isolamento de base em estruturas de edifícios de acordo com o eurocódigo 8**. Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011

MONTEIRO, Nuno César Teixeira - Inspeção, diagnóstico e reabilitação estrutural. (2020).

PAUPÉRIO, Esmeralda *et al.* - Inspeção e diagnóstico de estruturas. Contributo para a sua preservação. **Cuidar das casas. A manutenção do património corrente**. [s.d.]) 1–23.

PEDRO, João Branco; MOURÃO, Joana - Regime aplicável à Reabilitação de edifícios ou Frações autónomas. Contributos para a aplicação do decreto-lei nº 95 / 2019 legal regime for the refurbishment of buildings or building units . Contributions to the application of decree-law. (2020) 651–662.

PRESIDÊNCIA DO CONSELHO DE MINISTROS - Decreto-Lei n.º 95/2019 de 18 de julho. **Diário da República**. 136:2019) 35–45.

PRETENZA - **O isolamento sísmico dos edifícios**

SANTOS, Mariana Viseu Dos - Protecção Sísmica de Equipamentos com Isolamento de Base Aplicação a Transformadores de Energia Mariana Viseu dos Santos Engenharia Civil Júri. (2008).

SILVA, Renata Dias Da - **Inspeção, Diagnóstico e Reabilitação Estrutural**. Porto : Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2021

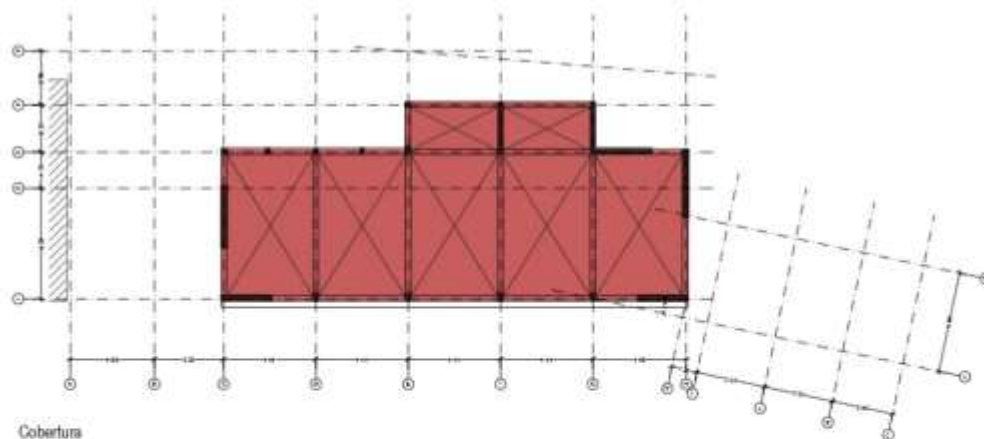
SOUSA, Inês Filipa Nunes - **Princípios da Reabilitação de Edifícios . Aplicação a casos de estudo .**

TAFHEEM, Zasiah *et al.* - Seismic Isolation Systems in Structures- the State of Art Review. **Proceedings of 11th Global Engineering, Science and Technology Conference**. February 2016 (2015) 0–16.

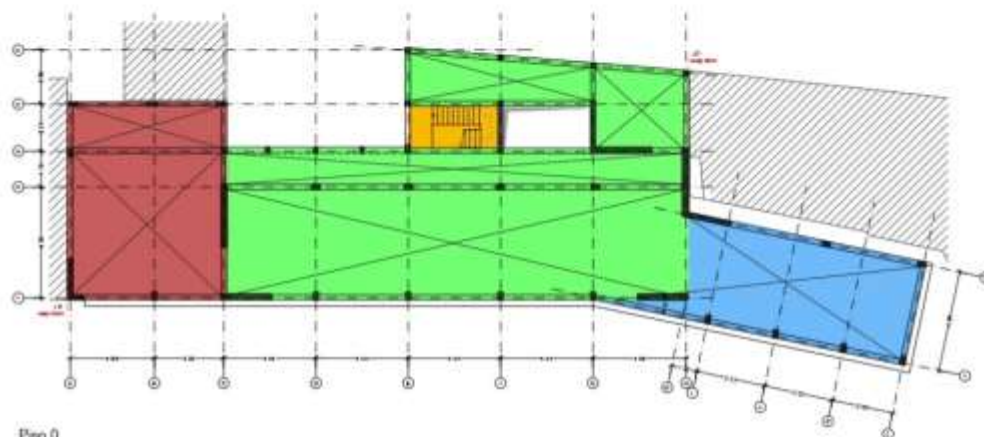
Anexos

Anexo 01 – Plano de cargas

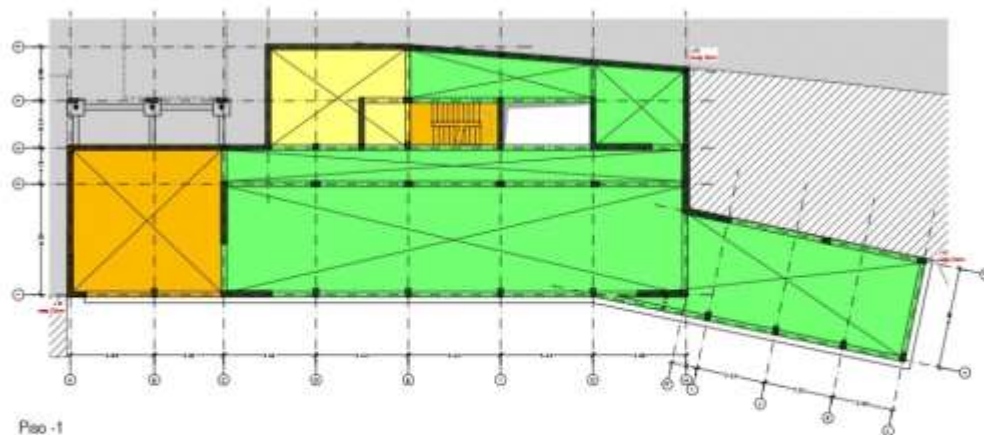
Plano de cargas



Cobertura



Piso 0



Piso -1

Legenda plano de cargas

- Revestimentos + divisórias = 3,0 kN/m²
Sobrecarga (zona administrativa / recepção / circulações) = 5,0 kN/m²
- Revestimentos = 4,0 kN/m²
Sobrecarga (pátio exterior) = 5,0 kN/m²
- Revestimentos + divisórias = 3,0 kN/m²
Sobrecarga (zona de trabalho / carga / armazém) = 7,5 kN/m²
- Revestimentos = 3,0 kN/m²
Sobrecarga (cobertura acessível) = 3,0 kN/m²
- Revestimentos = 3,0 kN/m²
Sobrecarga (cobertura não acessível) = 1,0 kN/m²

Nível de corte das plantas estruturais



Anexo 02 – Ficha técnica *NEOARM Bearings*

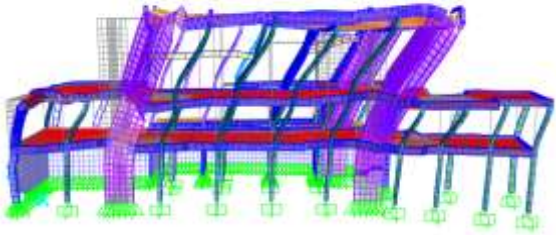
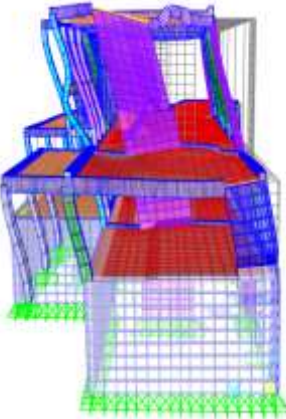
TABLES NEOARM RECTANGULAR TYPE

CHARACTERISTICS								
Dimensions	Height	Steel reinf. Plates	Elastomer		Shear stiffness	Volume	Weight	Bearing code
a x b mm	h_{tot} mm	t_s mm	t_i mm	n n	K₀ kN/mm	Vol dm ³	W kg	NEOARM
250 x 500	31	2	6	3	4,89	3,9	11	250 x 500 x 31
	39			4	3,88	4,9	13	250 x 500 x 39
	47			5	3,21	5,9	16	250 x 500 x 47
	55			6	2,74	6,9	19	250 x 500 x 55
300 x 400	41	3	8	3	3,72	4,9	15	300 x 400 x 41
	52			4	2,92	6,2	18	300 x 400 x 52
	63			5	2,40	7,6	22	300 x 400 x 63
	74			6	2,04	8,9	26	300 x 400 x 74
300 x 500	41	3	8	3	4,66	6,2	18	300 x 500 x 41
	52			4	3,65	7,8	23	300 x 500 x 52
	63			5	3,00	9,5	28	300 x 500 x 63
	74			6	2,55	11,1	33	300 x 500 x 74
300 x 600	41	3	8	3	5,59	7,4	22	300 x 600 x 41
	52			4	4,38	9,4	28	300 x 600 x 52
	63			5	3,60	11,3	33	300 x 600 x 63
	74			6	3,06	13,3	39	300 x 600 x 74
350 x 450	41	3	8	3	4,89	6,5	19	350 x 450 x 41
	52			4	3,83	8,2	24	350 x 450 x 52
	63			5	3,15	9,9	29	350 x 450 x 63
	74			6	2,67	11,7	34	350 x 450 x 74
350 x 500	41	3	8	3	5,43	7,2	22	350 x 500 x 41
	52			4	4,26	9,1	27	350 x 500 x 52
	63			5	3,50	11,0	33	350 x 500 x 63
	74			6	2,97	13,0	38	350 x 500 x 74
350 x 600	41	3	8	3	6,52	8,6	26	350 x 600 x 41
	52			4	5,11	10,9	33	350 x 600 x 52
	63			5	4,20	13,2	39	350 x 600 x 63
	74			6	3,57	15,5	46	350 x 600 x 74
400 x 500	52	3	8	4	4,86	10,4	31	400 x 500 x 52
	63			5	4,00	12,6	37	400 x 500 x 63
	74			6	3,40	14,8	44	400 x 500 x 74
	85			7	2,95	17,0	50	400 x 500 x 85
400 x 600	52	3	8	4	5,84	12,5	37	400 x 600 x 52
	63			5	4,80	15,1	45	400 x 600 x 63
	74			6	4,08	17,8	53	400 x 600 x 74
	85			7	3,54	20,4	60	400 x 600 x 85
400 x 700	52	3	8	4	6,81	14,6	44	400 x 700 x 52
	63			5	5,60	17,6	53	400 x 700 x 63
	74			6	4,75	20,7	62	400 x 700 x 74
	85			7	4,13	23,8	71	400 x 700 x 85
	96			8	3,65	26,9	80	400 x 700 x 96

MAXIMUM VERTICAL LOAD											
v _v (± mm)											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F _{z ULS} kN											
3900	3635	3375	3125	2885							
3900	3815	3730	3645	3505							
3900	3815	3730	3645	3560	3390						
3900	3815	3730	3645	3560	3390	3220					
3185	3020	2860	2700	2545							
3515	3365	3220	3080	2940	2675						
3710	3575	3440	3310	3180	2930	2690					
3395	3335	3275	3215	3155	3030	2880	2660				
4415	4185	3965	3745	3530							
4870	4665	4465	4270	4075	3705						
5145	4955	4770	4590	4410	4065	3730					
4705	4620	4535	4455	4370	4200	3990	3685				
5700	5405	5115	4830	4555							
6285	6020	5760	5510	5260	4780						
6450	6335	6155	5920	5690	5245	4815					
6075	5965	5855	5745	5640	5420	5145	4755				
4135	3905	3675	3455	3240							
4840	4635	4430	4235	4040	3665						
5260	5075	4890	4705	4530	4180	3845					
5545	5365	5195	5025	4855	4530	4210	3910				
4835	4565	4300	4040	3790							
5660	5420	5180	4950	4725	4285						
6150	5930	5715	5505	5295	4890	4500					
6290	6195	6075	5875	5675	5295	4925	4570				
6285	5930	5590	5255	4925							
7355	7040	6735	6435	6140	5575						
7600	7485	7370	7150	6880	6355	5845					
7600	7485	7370	7255	7140	6880	6400	5940				
6060	5790	5520	5255	5000	4500						
6880	6630	6385	6145	5905	5445	5000					
7245	7150	6965	6735	6515	6080	5665	5260				
7245	7150	7055	6960	6865	6540	6140	5755				
7930	7570	7220	6875	6540	5885						
8755	8640	8350	8035	7725	7125	6540					
8755	8640	8525	8410	8295	7955	7410	6880				
8755	8640	8525	8410	8295	8065	7830	7525				
9870	9425	8990	8560	8140	7325						
10265	10130	9995	9860	9620	8870	8145					
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8565				
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8915				
10265	10130	9995	9860	9725	9455	9185	8915				

Anexo 03 – Comportamento do modelo na análise no domínio do tempo para deslocamento máximos absolutos

Estrutura de base fixa

Ação na direção x	Ação na direção y
	

Estrutura com sistema de isolamento sísmico

Ação na direção x	Ação na direção y
