

Resumo

Os sismos são fenómenos naturais, que ao longo da história têm sido responsáveis por enormes perdas, tanto materiais como humanas. Grande parte dessas perdas, resultam dos danos provocados em construções existentes. Com o intuito de minimizar os estragos provocados pelas acções sísmicas, estudam-se várias hipóteses de reforço para assim melhorar o comportamento sísmico do património edificado.

Para reforçar determinada estrutura com vista a melhorar o seu comportamento sob acções sísmicas, torna-se fundamental caracterizá-la dinamicamente para assim avaliar o seu desempenho sísmico. Uma das formas mais usuais para caracterizar o comportamento dinâmico de estruturas é a realização de ensaios de vibração, e o desenvolvimento de modelos numéricos devidamente calibrados que representem adequadamente as características dinâmicas das estruturas. É com base nos modelos numéricos que se verifica se determinada estrutura necessita ou não de reforço e, no caso de necessitar, se escolhe a melhor opção de reforço.

Palavras-chave

Estudo numérico
Estudo experimental
Identificação modal
Modos de vibração
Frequências próprias
Comportamento dinâmico

Abstract

Earthquakes are natural phenomena which, throughout history have caused major disasters with great human and material losses. Much of these losses result from damage to existing buildings. In order to minimize the damage caused by seismic actions, it can be used several reinforcement solutions, which is essential to improve the seismic performance of the existing buildings.

The building reinforcement in order to improve its structural behavior under seismic actions requires the characterization of its main dynamic parameters, namely natural frequencies and modal shapes. This can be achieved using experimental data from vibration tests and numerical models which should be properly calibrated in order to simulate the structural dynamic behavior under different seismic excitation conditions. The numerical results are useful in order to support the decisions on the need for strengthening and choose the best reinforcement solution.

Keywords

Numerical study
Experimental study
Modal identification
Vibration modes
Natural frequencies
Dynamic behavior

Agradecimentos

A realização da presente dissertação só foi possível graças à diversas pessoas e instituições a quem quero exprimir o meu mais sincero agradecimento:

- Ao Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL), pelos meios e equipamentos concedidos para a realização deste trabalho.
- Ao Engenheiro Sérgio Oliveira, orientador desta tese, pela sua disponibilidade, sabedoria e pelas suas ideias muito úteis para estruturar a tese.
- Ao Engenheiro Paulo Mendes pela sua disponibilidade e contributo fundamental para a realização dos ensaios de vibração.
- Ao André Moreira, pelo seu contributo fundamental para a construção do modelo físico que serviu de base para a realização desta tese.
- Aos meus colegas de turma que em determinadas situações contribuíram de alguma forma na resolução de pequenos problemas que surgiram na realização desta tese.
- E finalmente um agradecimento muito especial aos meus pais pela oportunidade de tirar este curso e também pelo seu incentivo em fazê-lo.

Índice

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objectivos.....	4
1.3	Estruturação do trabalho	5
2	Metodologias de reforço de edifícios sujeitos a acções sísmicas.	7
2.1	Considerações iniciais	7
2.2	Mau estado do património edificado e soluções possíveis	8
2.3	Avaliação da necessidade de implementação de reforço nos edifícios.....	9
2.4	Técnicas de reforço a nível local	10
2.4.1	Reforço de pilares	10
2.4.2	Reforço de vigas e lajes	20
2.5	Técnicas de reforço a nível global	28
2.6	Considerações finais.....	37
3	Fundamentos de dinâmica de estruturas	39
3.1	Considerações iniciais	39
3.2	Comportamento dinâmico de modelos estruturais com 1G.L.....	40
3.2.1	Análise no domínio do tempo	41
3.2.2	Análise no domínio da frequência.....	46
3.3	Comportamento dinâmico de modelos estruturais com vários G.L.	49
3.3.1	Análise no domínio do tempo	50
3.3.2	Análise no domínio da frequência.....	61
3.4	Considerações finais.....	64
4	Construção do modelo físico.....	65
4.1	Considerações iniciais	65
4.2	Teoria da semelhança	65
4.2.1	Condições de semelhança.....	66
4.3	Descrição do processo de construção do modelo físico	69
4.4	Considerações finais.....	72
5	Realização de ensaios e comparação com modelos numéricos	73
5.1	Considerações iniciais	73
5.2	Realização dos Ensaios de vibração	74
5.2.1	Instrumentação utilizada.....	76
5.3	Modelo Numérico	88

5.4	Considerações finais.....	103
6	Conclusões.....	105
6.1	Síntese do trabalho	105
6.2	Trabalho desenvolvido e principais conclusões	106
6.3	Perspectivas futuras.....	106
7	Bibliografia	107

Índice de Figuras

Figura 1.1 Danos causados pelo sismo de L'Aquila na Igreja de Santa Maria del Suffragio [S1].....	2
Figura 1.2 Introdução de elementos metálicos no reforço de edifícios. Adaptado de (Silva, 2007).	3
Figura 1.3 Imagem esquemática da caracterização do comportamento dinâmico do modelo físico.	4
Figura 2.1 Exemplo de execução do encamisamento de betão armado (Silva, 2007). 11	
Figura 2.2 Representação esquemática do encamisamento de betão armado (Rodrigues, 2005).	12
Figura 2.3 Representação esquemática do método de encamisamento metálico (Rodrigues, 2005).	14
Figura 2.4 Reforço de pilares utilizando FRP como material encamisamento; (Silva, 2007).	15
Figura 2.5 Pormenor do reforço de um pilar de uma ponte utilizando FRP como material encamisamento (Rodrigues, 2005).....	16
Figura 2.6 Representação esquemática do reforço de pilares com recurso a introdução de elementos metálicos (Carreira, 2000).	17
Figura 2.7 Pormenor do reforço de um pilar com recurso à cintagem metálica (Rodrigues, 2005).	18
Figura 2.8 Imagem esquemática da ligação das cantoneiras á fundação	19
Figura 2.9 Aplicação de pré-esforço exterior de pilares (Silva, 2007).....	20
Figura 2.10 Disposições de armaduras mais utilizadas no reforço ao esforço transversal utilizando a técnica de encamisamento (Carreira, 2000).	21
Figura 2.11 Pormenor do reforço de uma viga ao esforço transversal por adição de armaduras exteriores (Rodrigues, 2005).....	22
Figura 2.12 Representação esquemática do reforço de vigas ao esforço transversal com recurso a chapas metálicas (Carreira, 2000).....	22
Figura 2.13 Representação esquemática do encamisamento com betão de vigas e lajes (Carreira, 2000).	24
Figura 2.14 Reforço de uma laje com recurso a adição de chapas de aço (Rodrigues, 2005).	25
Figura 2.15 Reforço de vigas com recurso a chapas metálicas (Carreira, 2000).....	26
Figura 2.16 Reforço de vigas com chapas metálicas interligadas por barras (Carreira, 2000).	26
Figura 2.17 Reforço por colocação de viga metálica (Carreira, 2000).....	27
Figura 2.18 Reforço por introdução de apoios intermédios (Carreira, 2000).	28
Figura 2.19 Reforço sísmico por introdução de elementos metálicos (Silva, 2007).....	30
Figura 2.20 Imagem esquemática de uma estrutura isolada do solo pela colocação de isolamento (Guerreiro, 2003).	32
Figura 2.21 Representação esquemática da execução de um sistema de isolamento base (Carreira, 2000).....	32
Figura 2.22 Comparação dos deslocamentos, frequências e acelerações entre estruturas de base fixa e estruturas de base isolada (Guerreiro, 2003).	33
Figura 2.23 Comparação da deformação de uma estrutura de base fixa e uma de base isolada (Silva, 2007).	33
Figura 2.24 Pormenor de execução do isolamento base [s4].....	34

Figura 2.25 Diferentes tipos de isolamento base (Silva, 2007).....	35
Figura 2.26 Exemplo de um diagrama Força - Deslocamento de um dissipador para a acção sísmica (Branco, et al., 2006).	36
Figura 2.27 Exemplo de dissipadores viscosos (Branco, et al., 2006).....	36
Figura 3.1 Representação esquemática de um modelo discreto de 1G.L. (Oliveira, 2007).	40
Figura 3.2 Acelerações medidas no acelerómetro durante a realização do ensaio.	46
Figura 3.3 Conceito de decomposição de uma função em ondas sinusoidais (Oliveira, 2007).	47
Figura 3.4 Decomposição de um acelerograma em ondas e determinação dos coeficientes de Fourier recorrendo a uma rotina em Visual Basic (Oliveira, 2007).....	48
Figura 3.5 Espectro de amplitudes obtido a partir do registo das acelerações do acelerómetro durante o ensaio.	49
Figura 3.6 Modelo físico de um edifício de dois pisos.	51
Figura 3.7 Registo das acelerações obtidas durante a realização do ensaio de vibração.	61
Figura 3.8 Espectros de amplitudes obtidos através da técnica descoberta por Fourier.	62
Figura 3.9 Análise comparativa dos vários pisos para a frequência própria de 4,084 Hz	62
Figura 3.10 Análise comparativa dos vários pisos para a frequência própria de 11,49 Hz.	63
Figura 3.11 Frequências e modos de vibração obtidos experimentalmente.	63
Figura 4.1 Modelo físico elaborado no LNEC do parque central de Caracas.	68
Figura 4.2 Alguns exemplos de modelos físicos construídos no LNEC de barragens Portuguesas.	69
Figura 4.3 Planta do modelo físico.....	70
Figura 4.4 a) Alçado principal e tardoz (plano xz) do modelo físico b) alçados laterais (plano xy) do modelo físico.	70
Figura 4.5 Pormenor da colagem do modelo físico.	71
Figura 4.6 Pormenor dos encastramentos dos pilares.	71
Figura 4.7 Colocação dos travamentos de madeira no modelo físico.	72
Figura 5.1 Localização dos acelerómetros.....	74
Figura 5.2 Pormenor da localização dos acelerómetros.....	74
Figura 5.3 Aspecto do pórtico durante a realização dos vários ensaios.	75
Figura 5.4 Características dos acelerómetros utilizados nos ensaios	76
Figura 5.5 Características do sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios. ...	77
Figura 5.6 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 1º ensaio segundo a direcção x.	78
Figura 5.7 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 1º ensaio segundo a direcção y.	79
Figura 5.8 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 2º ensaio segundo a direcção x.	80
Figura 5.9 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 2º ensaio segundo a direcção y.	81
Figura 5.10 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 3º ensaio segundo a direcção x.	82

Figura 5.11 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 3º ensaio segundo a direcção y.	83
Figura 5.12 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 4º ensaio segundo a direcção x.	84
Figura 5.13 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 4º ensaio segundo a direcção y.	85
Figura 5.14 Resultados experimentais para os ensaios efectuados.....	86
Figura 5.15 Modelos de elementos finitos realizados em SAP 2000.....	89
Figura 5.16 Pormenor da ligação do pilar central a laje em ambos os modelos numéricos.	90
Figura 5.17 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 1º ensaio (sem massas adicionais e sem travamentos) utilizando elementos de barra nos pilares.....	91
Figura 5.18 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 1º ensaio (sem massas adicionais e sem travamentos) utilizando elementos casca nos pilares.....	92
Figura 5.19 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 1º ensaio.....	93
Figura 5.20 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 2º ensaio (com massas adicionais e sem travamentos) utilizando elementos de barra nos pilares.....	94
Figura 5.21 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 2º ensaio (com massas adicionais e sem travamentos) utilizando elementos casca nos pilares.....	95
Figura 5.22 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 2º ensaio.....	96
Figura 5.23 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 3º ensaio (sem massas adicionais e com travamentos) utilizando elementos de barra nos pilares.....	97
Figura 5.24 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 3º ensaio (sem massas adicionais e com travamentos) utilizando elementos casca nos pilares.....	98
Figura 5.25 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 3º ensaio.....	99
Figura 5.26 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 4º ensaio (com massas adicionais e com travamentos) utilizando elementos de barra nos pilares.....	100
Figura 5.27 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 4º ensaio (com massas adicionais e com travamentos) utilizando elementos de barra nos pilares.....	101
Figura 5.28 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 3º ensaio.....	102

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento do tema

De entre as catástrofes naturais, os sismos são as que mais se destacam, não só pelo seu impacto nas populações, devido aos prejuízos humanos e materiais que originam, mas também pela sua grande imprevisibilidade (Guerreiro, 2003).

A maior parte dos prejuízos e das perdas resultantes da acção de grandes sismos, estão associadas aos danos causados em poucos segundos e sem aviso prévio nas construções existentes (Marques, 2008).

Na Figura 0.1 mostra-se o aspecto da Igreja de Santa Maria Del Suffragio antes e depois da ocorrência do sismo de L'Aquila em Itália. Este exemplo espelha bem os danos que um sismo de grande intensidade pode provocar em pouco espaço de tempo nas construções existentes.



Figura 0.1 Danos causados pelo sismo de L'Aquila na Igreja de Santa Maria del Suffragio [S1].

Com o objectivo de minorar e eliminar os efeitos prejudiciais dos sismos nas estruturas existentes, investiga-se técnicas de reforço que permitam melhorar o sistema estrutural das estruturas para assim, aumentar a capacidade de resposta e limitar os danos destas quando sujeitas a este tipo de fenómenos (Guerreiro, 2003).

Na Figura 0.2 mostra-se o reforço utilizado num edifício com vista ao melhoramento do seu comportamento sísmico. Como se pode observar neste exemplo, o reforço do edifício foi efectuado com recurso à introdução de contraventamentos metálicos, no

entanto o tipo de reforço a utilizar é escolhido com base na caracterização do comportamento dinâmico de cada edifício.

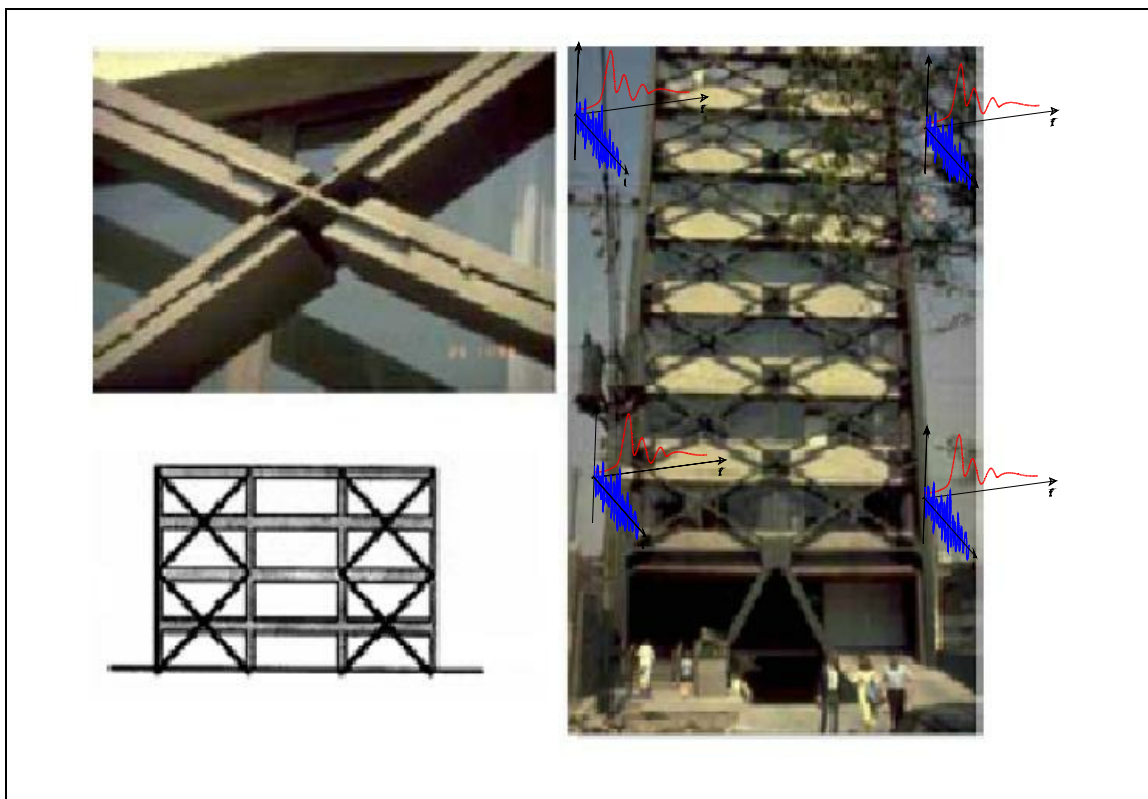


Figura 0.2 Introdução de elementos metálicos no reforço de edifícios. Adaptado de (Silva, 2007).

Para avaliar a necessidade de obras de reforço num edifício com vista a melhorar a sua capacidade resistente a acções sísmica é necessário caracteriza-lo dinamicamente. Essa caracterização pode ser efectuada com base em ensaios de vibração ambiente recorrendo a técnicas de identificação modal, que através dos registos das acelerações obtidos durante a realização do ensaio nos permite obter um espectro de amplitudes a partir do qual é possível proceder a caracterização dos edifícios.

Com o intuito de se estabelecer uma base de comparação com os resultados obtidos experimentalmente, a caracterização dinâmica dos edifícios deverá ser apoiada em modelos numéricos.

Como podemos observar na Figura 0.3, para a realização deste trabalho recorreu-se a ensaios de vibração e a modelos numéricos para caracterizar dinamicamente um modelo físico construído em acrílico.

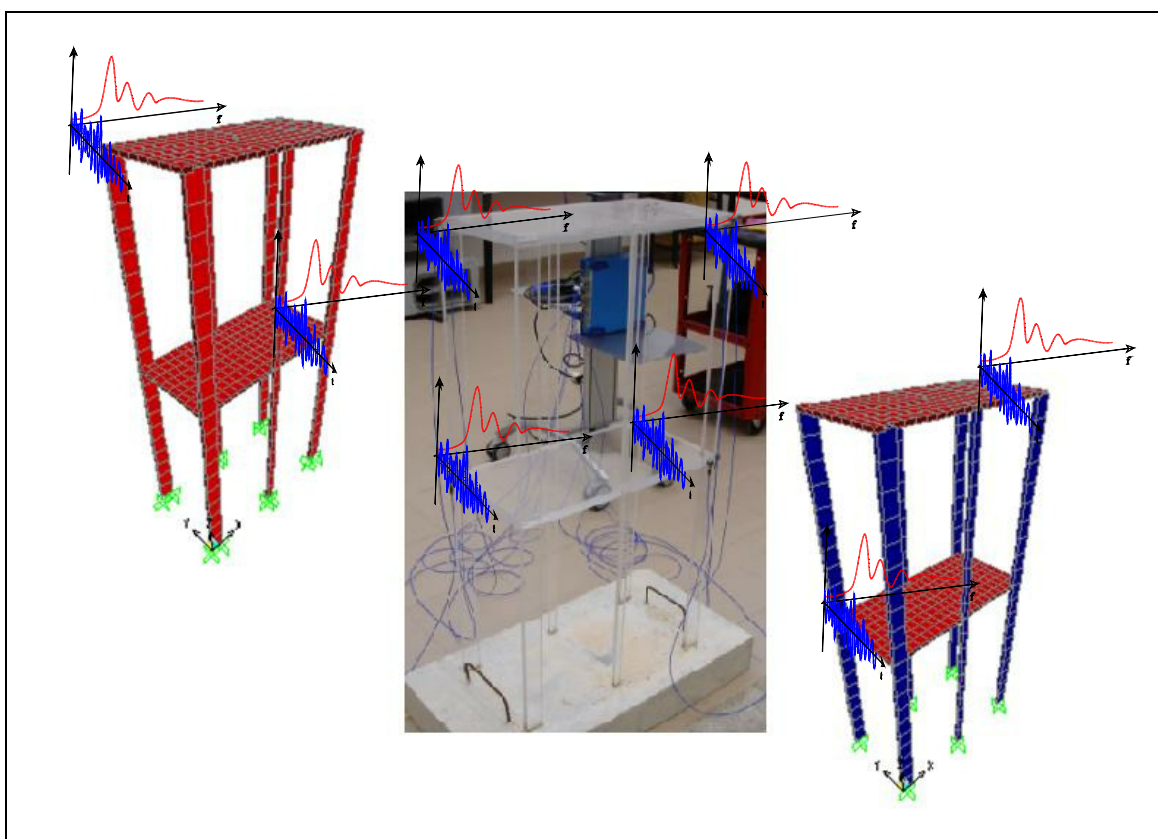


Figura 0.3 Imagem esquemática da caracterização do comportamento dinâmico do modelo físico.

1.2 Objectivos

O principal objectivo da presente dissertação é mostrar que, com um modelo físico construído em acrílico, é possível utilizar resultados de ensaios de vibração, realizados antes e depois da introdução de elementos estruturais de reforço, para assim caracterizar o efeito desses reforços no comportamento dinâmico do modelo, salientando o interesse deste tipo de ensaios no estudo de estruturas reais. Pretende-

se também descrever as várias técnicas de reforço com vista ao melhoramento do comportamento sísmico dos edifícios.

Um dos objectivos deste trabalho é também mostrar a importância de se utilizar modelos numéricos conjuntamente com os ensaios de vibração.

1.3 Estruturação do trabalho

Este trabalho está organizado em 6 capítulos, começando com a presente introdução onde se define os objectivos e se expõe a estrutura da dissertação.

No capítulo 2 “Metodologias de reforço de edifícios sujeitos a acções sísmicas” são descritas as principais técnicas de reforço sísmico para edifícios, bem como as vantagens e condicionantes das mesmas.

No capítulo 3 “Fundamentos de dinâmica de estruturas” são apresentados os fundamentos de dinâmica de estruturas recorrendo a exemplos envolvendo estudos experimentais e analíticos, realizados no domínio do tempo e no domínio da frequência, utilizando modelos físicos de um piso e de dois pisos.

No capítulo 4 “Construção do modelo físico” é descrito o modo como foi construído um modelo físico em acrílico de dois pisos com seis pilares por piso, que foi encastrado a uma base em betão utilizando cunhas de madeira.

No capítulo 5 “Realização de ensaios e comparação com modelos numéricos” descrevem-se os ensaios de vibração realizados ao modelo físico para diferentes situações de massa e de rigidez, bem como o equipamento utilizado para a realização dos referidos ensaios. Foram também elaborados modelos numéricos simulando o modelo físico para as várias situações de ensaio. Posteriormente procedeu-se à análise e comparação dos resultados obtidos numericamente e experimentalmente.

No capítulo 6 “Conclusões” apresenta-se uma síntese do trabalho efectuado, são referidas as principais conclusões e perspectivas futuras.

Capítulo 2

Metodologias De Reforço De Edifícios Sujeitos A Acções Sísmicas

2.1 Considerações iniciais

No presente capítulo irão ser abordadas algumas metodologias existentes para o reforço de edifícios, que têm como finalidade melhorar a capacidade resistente das estruturas quando sujeitas a acções sísmicas, preservar edifícios antigos com grande valor histórico e têm também como objectivo reforçar edifícios com o intuito de adaptar esses edifícios a novas funcionalidades.

As várias técnicas de reforço de edifícios para incrementar capacidade resistente a edifícios podem-se dividir em dois grupos: técnicas de reforço a nível local, baseiam-

se em reforçar elementos estruturais existentes e técnicas de reforço global cuja aplicação altera o comportamento global das estruturas.

2.2 Mau estado do património edificado e soluções possíveis

Actualmente os grandes centros urbanos, como é o caso de Lisboa possuem um património edificado bastante envelhecido, e devido a sua idade muitos dos edifícios apresentam um elevado estado de degradação, em alguns dos casos existe mesmo o perigo de colapso (Branco, et al., 2006); (Branco, 2007).

Os edifícios em elevado estado de degradação necessitam de intervenção de maneira a que estes tenham capacidade resistente suficiente para resistirem a um eventual sismo que possa ocorrer. De entre os vários tipos de intervenções possíveis de serem feitas a um edifício envelhecido e em mau estado de conservação, podemos destacar as seguintes:

- Demolição total ou parcial;
- Limitação da utilização;
- Modificação do sistema estrutural;
- Substituir ou introduzir elementos;
- Reforçar os elementos existentes.

O primeiro tipo de intervenção é muito radical, sendo portanto descartado, pois como é evidente cria complicações do ponto de vista, tanto social como ambiental (Branco, et al., 2007).

Torna-se então necessário analisar o nível de conservação dos edifícios degradados em termos estruturais, para assim se avaliar a necessidade de implementar um reforço para que estes tenham um melhor comportamento na eventualidade de ocorrência de um sismo. Essa necessidade de reforço torna-se ainda maior na zona de Lisboa por se tratar de uma zona com maior probabilidade de ocorrência de sismo em Portugal.

2.3 Avaliação da necessidade de implementação de reforço nos edifícios

Para verificar se o edifício necessita realmente de reforço sísmico terá de ser feita previamente uma avaliação estrutural dos edifícios existentes e uma avaliação da segurança estrutural dos mesmos.

A avaliação estrutural dos edifícios existentes envolve várias fases. Numa primeira fase é realizada uma recolha de informações gerais e históricas acerca da obra e do respectivo projecto, como por exemplo, a data de construção, o regulamento aplicado no projecto inicial, estudo dos documentos de projecto e informação sobre as condições do edifício incluindo a realização de eventuais trabalhos anteriores de reparação ou reforço. Numa segunda fase é realizada uma inspecção que inclui a identificação do sistema estrutural, a identificação de eventuais erros relacionados com o projecto, identificação das condições dos elementos estruturais e avaliação da possível degradação dos materiais. Na terceira fase são realizados ensaios «in situ» para avaliar as características da estrutura (distribuição de armaduras, tensão de rotura dos materiais e seu estado de conservação). Uma última fase consiste na análise das condições de segurança, pois sendo a verificação da segurança o objectivo da avaliação de estruturas existentes, o conhecimento das acções que actuam na estrutura ou poderão a vir a actuar torna-se fundamental (Carreira) [S2].

A avaliação da segurança de edifícios existentes, consiste em verificar se o edifício resiste às acções previstas no seu período de vida residual, evitando-se desta forma a intervenção de reforço que normalmente gera custos elevados (devido aos materiais, mão de obra, tecnologia e á necessidade de interromper a funcionalidade das estruturas) (Carreira)[S2].

Como já foi referido anteriormente muitos edifícios em Portugal encontram-se em mau estado de conservação e tornam-se desta forma muito vulneráveis no caso de ocorrência de um sismo. Com o intuito de melhorar o desempenho desses edifícios e de outras estruturas nas mesmas condições quando sujeitas a sismos, existem várias técnicas de reforço que têm como objectivo assegurar que as exigências sísmicas do edifício reforçado são menores que as capacidades resistentes modificadas. (Silva, 2007).

De todas as técnicas de reforço existentes, estas podem ser agrupadas em duas grandes categorias: técnicas que têm como base o reforço local a nível dos elementos

estruturais e técnicas que têm como base o reforço da estrutura na sua globalidade (Silva, 2007).

2.4 Técnicas de reforço a nível local

As técnicas de reforço a nível local têm por base o reforço de elementos estruturais já existentes e é adequado quando a estrutura apresenta uma boa concepção sísmica tanto em planta como em alçado (simetria, uniformidade em altura, uniformidade e regularidade em planta) (Carreira, 2000).

2.4.1 Reforço de pilares

Os pilares são os elementos estruturais fundamentais para o bom desempenho sísmico da estrutura, não excluindo a importância das vigas e de outros elementos de travamento, que em conjunto com os pilares asseguram um bom comportamento da estrutura.

O objectivo do reforço de elementos estruturais como os pilares e vigas, é o de melhorar a capacidade de resposta a um sismo de estruturas cujo seu sistema estrutural apresenta algumas deficiências. O reforço dos elementos estruturais pode também ser utilizado com a finalidade de preservar estruturas antigas e com significado histórico.

A opção por determinado tipo de reforço em detrimento de outros depende e é condicionado muitas das vezes, por motivos de ordem arquitectónica e de exequibilidade.

Para o reforço de edifícios, as técnicas mais utilizadas, consistem no reforço dos elementos estruturais já existentes, conferindo-lhe maior capacidade resistente e também maior ductilidade, podendo assim os pilares terem uma maior capacidade de deformação sem que isso implique a sua rotura. Dessas técnicas de reforço para pilares as mais usuais são: (Rodrigues, 2005); (Carreira, 2000).

- Reforço por encamisamento de betão armado;

- Reforço por encamisamento metálico;
- Reforço por utilização de elementos compósitos;
- Reforço por cintagem com elementos metálicos;
- Reforço de pilares com cordões de aço pré-esforçados.

Reforço de pilares por encamisamento utilizando betão armado

O reforço por encamisamento utilizando o betão armado aplica-se essencialmente a elementos coluna como pilares e paredes de betão e consiste em envolver a secção transversal dos elementos de betão armado com uma camada de argamassa ou de betão, na qual se insere o material de reforço. Este tipo de encamisamento é bastante utilizado pelas suas características económicas e pelo bom conhecimento que se tem acerca do betão armado. Apresenta também uma vantagem muito importante ao nível da aplicação devido à sua versatilidade e à sua capacidade de assumir formas desejadas (Silva, 2007) ; (Carreira, 2000); (Rodrigues, 2005).



Figura 2.1 Exemplo de execução do encamisamento de betão armado (Silva, 2007).

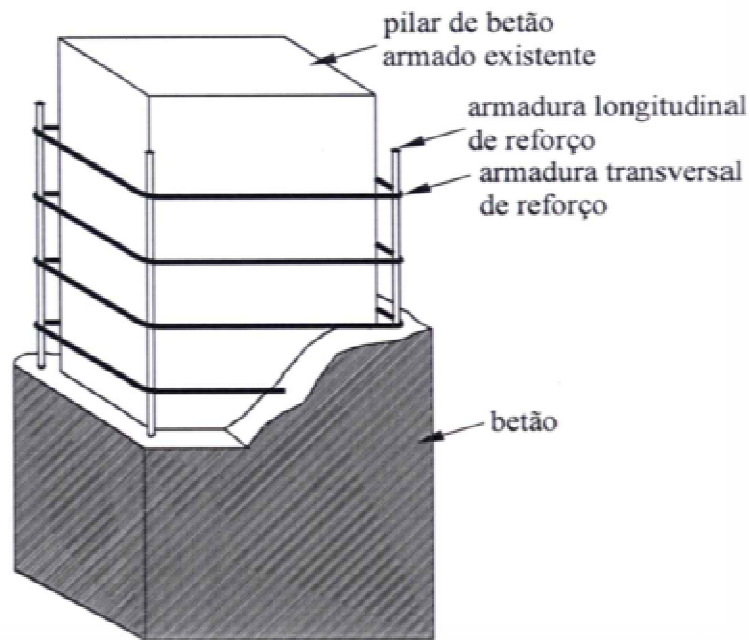


Figura 2.2 Representação esquemática do encamisamento de betão armado (Rodrigues, 2005).

O encamisamento com betão armado nos pilares tem as seguintes funções:

- Aumentar a capacidade resistente à flexão e ao corte
- Aumentar a capacidade resistente à compressão
- Aumentar a capacidade de deformação
- Melhorar a resistência em zonas de amarração ou em ligações que apresentem deficiências
- Conversão de um sistema «coluna fraca - viga forte» num sistema «coluna forte – viga fraca»
- Permite uma melhor resistência ao fogo e à corrosão das armaduras quando comparado com a utilização de armaduras exteriores.

No entanto este tipo de encamisamento apresenta determinadas desvantagens: (Silva, 2007); (Rodrigues, 2005).

- Provoca um grande aumento da secção dos elementos reforçados, o que nem sempre é possível do ponto de vista arquitectónico.
- Possibilidade de rotura por corte na zona de ligação entre os betões

Quando se aplica este tipo de reforço é necessário garantir uma boa aderência entre os betões para que assim haja uma eficaz transferência de forças do betão novo para o betão existente. (Carreira, 2000).

Reforço por encamisamento metálico

Este tipo de encamisamento é juntamente com a técnica de encamisamento com betão armado a solução mais tradicional utilizada no reforço de elementos estruturais. Esta técnica de reforço tem como objectivo aumentar a resistência ao corte de colunas e melhorar a resistência em zonas de amarração e em zonas que apresentem deficiências. A sua utilização aumenta o confinamento e conseqüentemente aumenta a ductilidade dos pilares, permitindo assim uma eficaz fixação nas zonas de amarração melhorando a capacidade de deformação destes elementos estruturais quando a estrutura é submetida a acções de natureza sísmica (Silva, 2007).

O aço a utilizar neste tipo de reforço deverá trabalhar a baixas tensões, de maneira a que não sejam necessárias deformações excessivas para que seja mobilizada a sua capacidade resistente. Entre os pilares reforçados e as chapas de aço é necessário que haja um espaçamento mínimo de 1 a 2 cm para que se possa introduzir uma calda de injeção cimentícia (não reactiva) (figura 2.3), que permita uma boa aderência entre o elemento estrutural e as chapas de reforço (Bento, et al.) [S3].

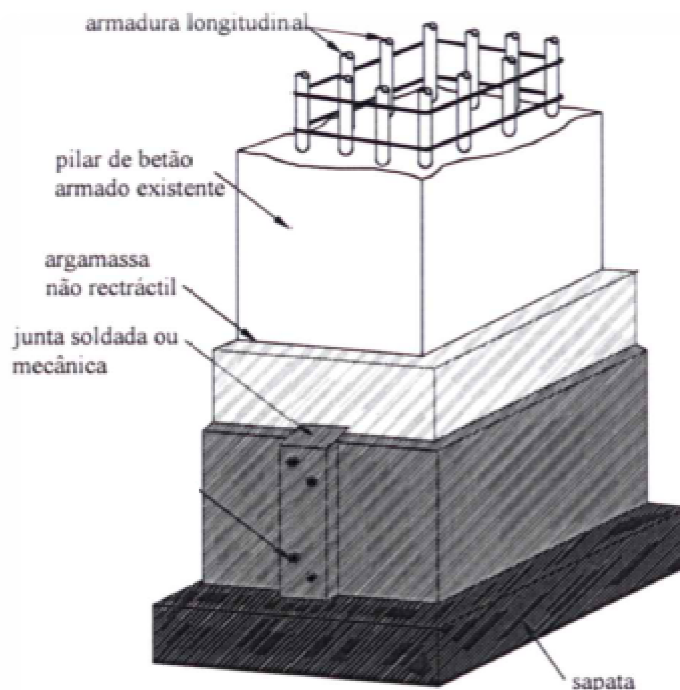


Figura 2.3 Representação esquemática do método de encamisamento metálico (Rodrigues, 2005).

A utilização deste tipo de reforço contribui significativamente para o melhoramento sísmico dos pilares, sendo as principais vantagens: (Bento, et al.) [S3]

- Aumento da ductilidade dos pilares;
- Aumento da dissipação de energia, que resulta do aumento da ductilidade;
- Aumento da resistência ao corte e flexão dos pilares;
- Aumento da resistência à compressão por confinamento das chapas metálicas, evitando assim a dilatação da secção transversal devido a combinação do esforço axial e momento flector.

No entanto o encamisamento metálico apresenta alguns inconvenientes: (Silva, 2007)

- Como o aço é bastante corrosivo existe grande probabilidade de deterioração na zona de colagem;
- Dificuldade de manobrar chapas de aço pesadas no local da obra;
- Necessita de suporte durante o tempo de cura do adesivo;
- Limitação das dimensões das chapas por motivo do seu transporte, podendo originar a necessidade da execução de emendas.

Encamisamento utilizando materiais compósitos FRP (Polímeros Reforçados com Fibras)

Este tipo de encamisamento é uma alternativa de reforço estrutural aos encamisamentos tradicionais anteriormente referidos, e é realizado com tecidos ou mantas flexíveis de fibras de carbono ou vidro, que são colocadas em torno do elemento que se pretende reforçar. Dada a flexibilidade deste tipo de material, esta técnica pode ser usada em qualquer tipo de secções sendo mais eficaz em secções circulares. A utilização deste tipo de material de encamisamento está associada, não só as características destes materiais, mas também aos aspectos negativos associados à utilização das técnicas de reforço por encamisamento tradicionais e que estes materiais não apresentam.

É uma boa solução em termos de reforço sísmico, uma vez que permite aumentar a ductilidade e a resistência ao corte dos elementos em que é aplicada, através do confinamento conferido pelas cintas de FRP. Esse confinamento deve ser maior nas zonas críticas, como é o caso nas zonas de amarração, de forma a prevenir a rotura nessas zonas (Silva, 2007); (Rodrigues, 2005).



Figura 2.4 Reforço de pilares utilizando FRP como material encamisamento; (Silva, 2007).



Figura 2.5 Pormenor do reforço de um pilar de uma ponte utilizando FRP como material encamisamento (Rodrigues, 2005).

Estes materiais apresentam vantagens relativamente aos materiais tradicionais de encamisamento (betão armado e aço): (Silva, 2007).

- Apresentam elevada rigidez e resistência á tracção;
- Têm um bom comportamento à fadiga;
- O seu reduzido peso específico facilita o seu transporte e o seu manuseamento em obra;
- As dimensões quase ilimitadas em termos de comprimento (ao contrario do que acontece com as chapas de aço) eliminam a necessidade de executar emendas no reforço;
- Apresentam uma boa resistência à corrosão;
- A sua utilização provoca poucas alterações na arquitectura inicial da estrutura pois, consegue-se aumentar consideravelmente a capacidade resistente dos elementos estruturais utilizando poucas quantidades de reforço;
- A sua aplicação é fácil e de rápida execução;

Reforço de pilares através de cintagem com elementos metálicos.

No reforço de pilares com recurso à cintagem com elementos metálicos, geralmente utilizam-se chapas de aço ou cantoneiras dispostas longitudinalmente. A fixação dos elementos metálicos é feita com recurso à colagem utilizando resina epóxi. Para além da ligação por colagem, pode utilizar-se uma ligação com recurso a soldadura entre os elementos introduzidos e as armaduras já existentes, ou ainda podem ser utilizadas buchas metálicas (Figura 2.6). A utilização dessas buchas é apenas viável no caso de a dimensão da armadura de reforço utilizada ser adequada, para que as buchas não colidam com a armadura existente. Os elementos longitudinais colocados nos cantos da secção dos pilares, devem ser ligados entre de si por barras soldadas que aumentam a capacidade resistente ao esforço transversal (Rodrigues, 2005); (Gomes, et al.).

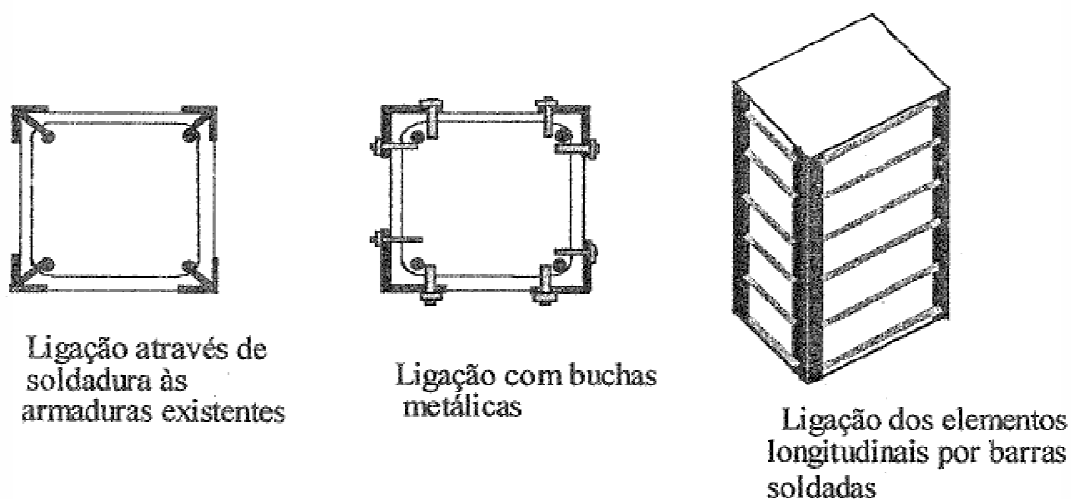


Figura 2.6 Representação esquemática do reforço de pilares com recurso a introdução de elementos metálicos (Carreira, 2000).



Figura 2.7 Pormenor do reforço de um pilar com recurso à cintagem metálica (Rodrigues, 2005).

Para que este reforço tenha um bom desempenho é necessário que as chapas ou cantoneiras sejam devidamente ligadas à fundação. Como se pode observar na Figura 2.8, essa ligação é conseguida pela utilização de um quadro metálico em cantoneira, ancorado à fundação através de chumbadouros que são introduzidos em furos e selados com resina epoxi (Gomes, et al.).

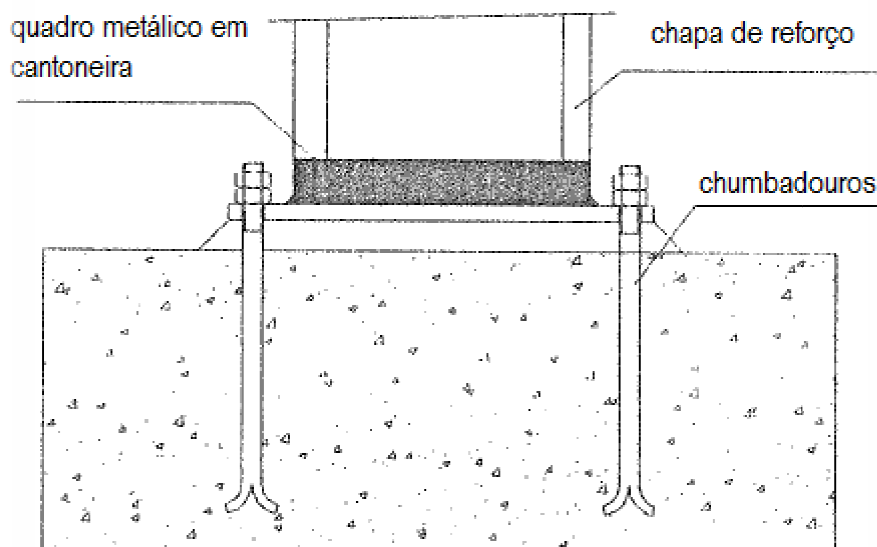


Figura 2.8 Imagem esquemática da ligação das cantoneiras à fundação
(Carreira, 2000).

Este tipo de reforço permite melhorar o comportamento sísmico, pois através da cintagem a ductilidade dos pilares é melhorada. Esta técnica é eficiente quando existe déficit de armaduras (Gomes, et al.).

Reforço de pilares com cordões de aço pré-esforçados.

Este tipo de reforço é geralmente utilizado para melhorar a capacidade resistente de pilares à flexão. Normalmente, as armaduras de pré-esforço adoptadas são constituídas por cabos de alta aderência que são colocados em volta do pilar com um determinado espaçamento e um nível de tensão específico. Os dispositivos de ancoragem, colocados na superfície do pilar, fornecem ancoragem para ambas as extremidades do cabo. Para estes cabos devem ser tomadas as devidas medidas que garantam a protecção anti-corrosiva dos mesmos. A eficiência deste tipo de reforço depende em grande parte das ligações dos cabos de pré-esforço ao elemento estrutural.

A introdução de pré-esforço exterior constitui uma boa alternativa à técnica do encamisamento, pois permite melhorar a ductilidade e a resistência dos elementos

estruturais sem alterar a sua rigidez, esta melhoria é conseguida devido ao confinamento do elemento. Enquanto os cordões melhoram o comportamento ao corte pelo aumento da armadura, a pressão lateral activa fornece o confinamento ao betão, aumentando assim a ductilidade do pilar e a sua resistência à flexão (Rodrigues, 2005); (Silva, 2007).

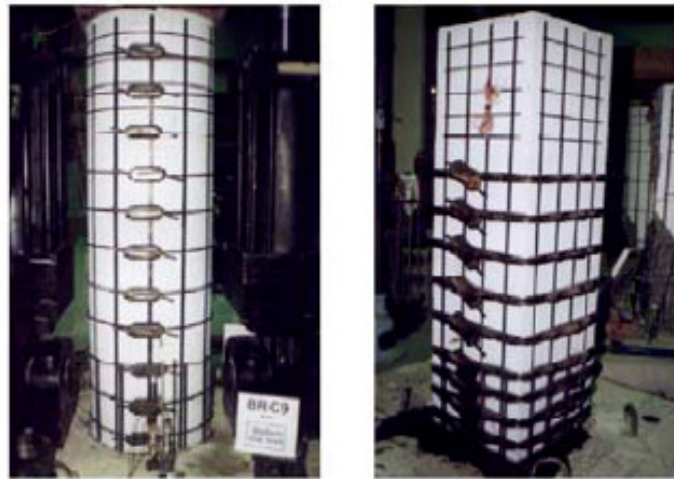


Figura 2.9 Aplicação de pré-esforço exterior de pilares (Silva, 2007).

2.4.2 Reforço de vigas e lajes

O reforço de vigas e lajes pode ser feito ou para melhorar o comportamento destes elementos estruturais ao esforço transversal ou então para melhorar o comportamento à flexão. Com o melhoramento da capacidade resistente dos elementos estruturais da estrutura esta tem por sua vez, um melhor comportamento face aos sismos.

Reforço de vigas ao esforço transversal

A capacidade resistente ao esforço transversal de vigas pode ser aumentada pelos seguintes métodos:

- Reforço por encamisamento;
- Reforço por adição de chapas de aço.

Reforço por encamisamento.

Neste tipo de reforço o aumento da capacidade resistente ao esforço transversal do elemento estrutural é conseguido pelo aumento da largura da viga na qual são introduzidos estribos adicionais como ilustra a Figura 2.10.

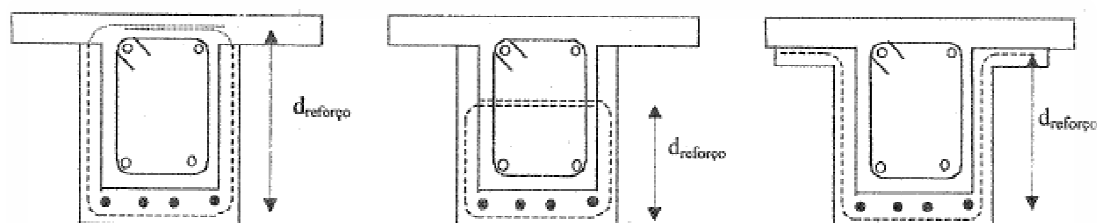


Figura 2.10 Disposições de armaduras mais utilizadas no reforço ao esforço transversal utilizando a técnica de encamisamento (Carreira, 2000).

Esta solução é a forma mais eficaz no aumento da resistência ao esforço transversal mas tem o inconveniente de ser necessário intervir na face superior do pavimento, causando assim, um maior impacto na utilização do edifício (Carreira, 2000).

Reforço de vigas ao esforço transversal por adição de chapas de aço (armaduras exteriores).

O reforço por adição de chapas de aço é geralmente aplicado a vigas em que os estribos existentes sejam insuficientes para os esforços existentes, mas quando as dimensões do elemento estrutural e a qualidade do betão desse mesmo elemento sejam as adequadas. A introdução de armaduras exteriores é utilizada quando se pretende aumentar a capacidade resistente ao esforço transversal. As chapas podem ser colocadas nas faces das vigas e ao longo de todo o seu desenvolvimento. A adição destas armaduras exteriores, permite melhorar a capacidade resistente do elemento estrutural e diminuir as deformações no mesmo, além disso a sua introdução permite um aumento do confinamento e de cintagem dos elementos, o que se traduz no aumento da ductilidade dos respectivos elementos e num melhor comportamento sísmico. Este tipo de reforço também é aplicável em pilares, quando estes apresentam défice de armadura transversal (Silva, 2007); (Gomes, et al.).



Figura 2.11 Pormenor do reforço de uma viga ao esforço transverso por adição de armaduras exteriores (Rodrigues, 2005).

Para que o reforço resulte é fundamental garantir uma boa ligação entre os elementos estruturais e as chapas metálicas. Esta ligação como se pode observar na Figura 2.12 pode ser conseguida de diferentes formas: Pode ser realizada por simples colagem utilizando resina epóxi ou ser complementada pela introdução de buchas metálicas. As chapas podem ainda ser soldadas a cantoneiras que posteriormente e através de buchas metálicas são ligadas ao betão (Gomes, et al.).

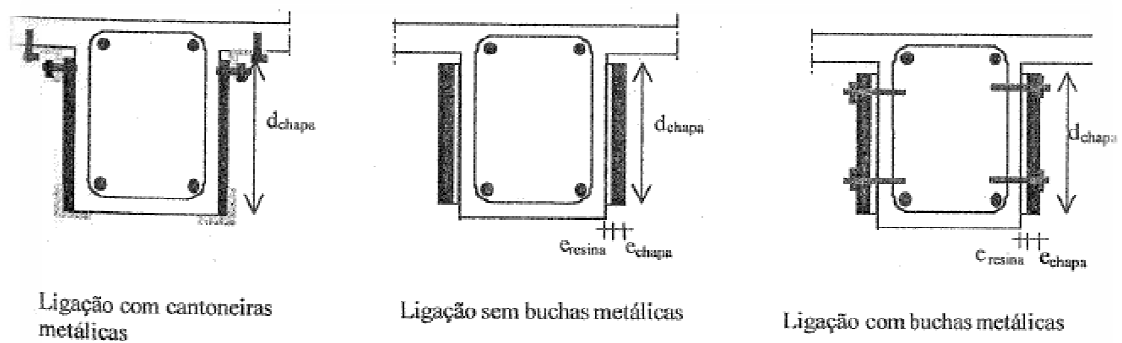


Figura 2.12 Representação esquemática do reforço de vigas ao esforço transverso com recurso a chapas metálicas (Carreira, 2000).

Reforço de vigas e de lajes à flexão

A capacidade resistente à flexão de vigas e lajes pode ser aumentado pelos seguintes métodos:

- Reforço por encamisamento;
- Reforço por adição de chapas de aço;
- Reforço por introdução de vigas metálicas;
- Reforço por introdução de apoios intermédios.

Reforço por encamisamento

O reforço por encamisamento consiste em envolver a secção transversal do elemento com uma camada de betão ou argamassa, na qual se insere novas armaduras, ocorrendo assim uma ampliação da secção existente. Esta técnica é utilizada quando se pretende aumentar em simultâneo a capacidade resistente à flexão e a rigidez das vigas e das lajes. O encamisamento permite ainda aumentar a capacidade resistente ao esforço transversal (Carreira, 2000)

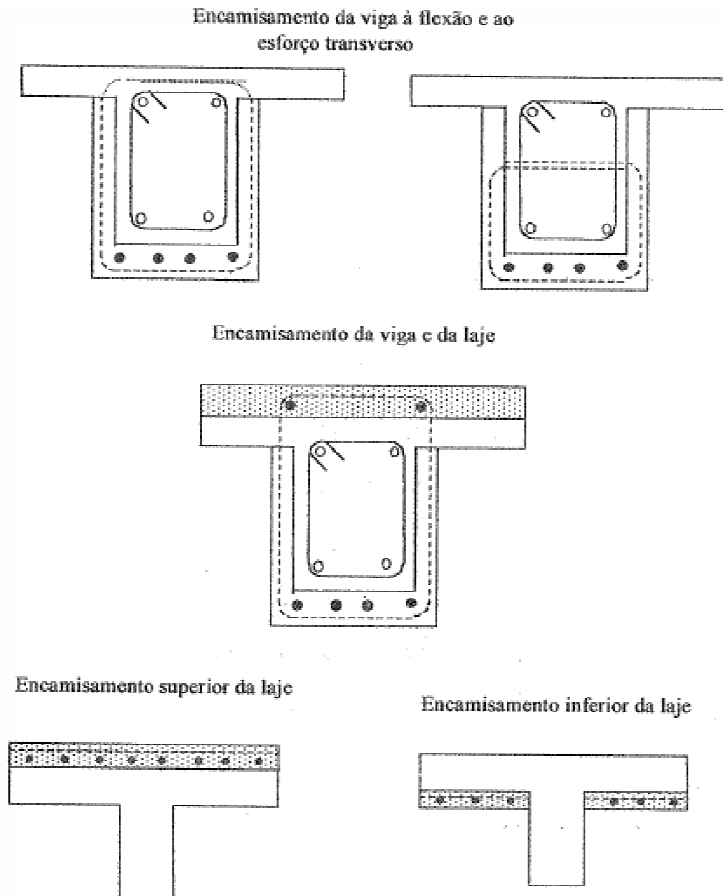


Figura 2.13 Representação esquemática do encamísamento com betão de vigas e lajes (Carreira, 2000).

A eficiência deste tipo de reforço depende fundamentalmente de uma boa aderência entre os materiais, de modo a que o elemento funcione monoliticamente. Esta ligação é conferida pelo atrito entre os materiais, no entanto para se obter uma melhor ligação pode ser aplicada uma pintura com resina epóxi na superfície existente (Carreira, 2000).

Reforço de vigas e lajes à flexão por adição de chapas de aço.

Este tipo de reforço é aplicado geralmente a vigas e a lajes (Figura 2.14) quando estes elementos apresentam défice de armaduras e as suas dimensões e a qualidade do betão são as adequadas. As armaduras utilizadas neste tipo de reforço são chapas ou

perfis metálicos de aço que trabalhem a tensões baixas, de modo a que não sejam necessárias grandes deformações para que seja mobilizada a sua capacidade resistente (Emmons).



Figura 2.14 Reforço de uma laje com recurso a adição de chapas de aço (Rodrigues, 2005).

As chapas de aço como se pode observar na Figura 2.15 são colocadas nas faces inferiores das vigas e ao longo de todo o seu desenvolvimento (Silva, 2007), no entanto se for necessário aplicar um reforço mais forte, o reforço poderá ser realizado em ambas as faces da viga, sendo as chapas ligadas por uma barra que atravessa a viga. (Figura 2.16) (Emmons).

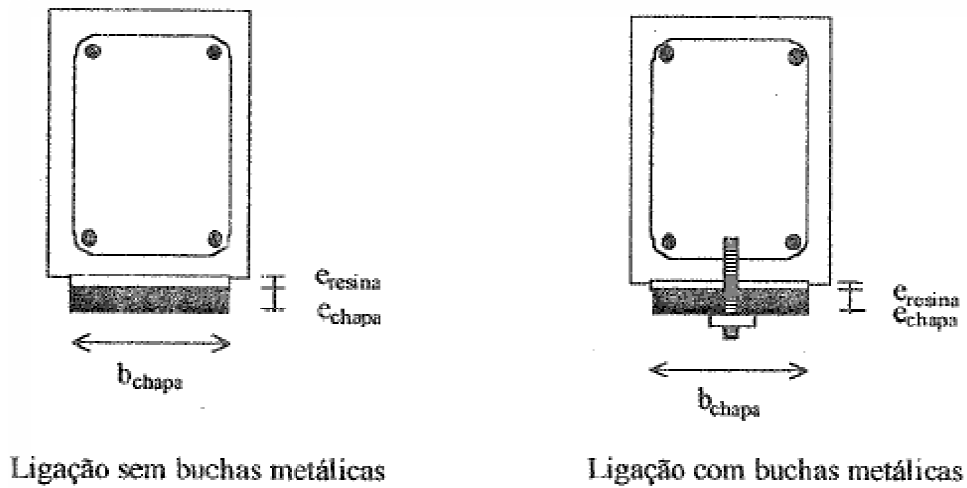


Figura 2.15 Reforço de vigas com recurso a chapas metálicas (Carreira, 2000).

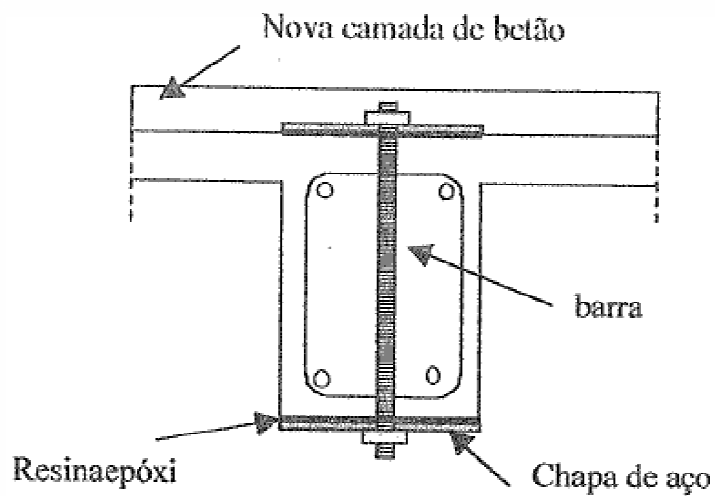


Figura 2.16 Reforço de vigas com chapas metálicas interligadas por barras (Carreira, 2000).

Para que o reforço tenha sucesso torna-se fundamental garantir uma boa ligação entre o betão e as chapas de reforço. Essa ligação pode ser conseguida simplesmente pela colagem das chapas utilizando resina epóxi ou por buchas metálicas em conjunto com

a resina epóxi quando esta por si só não seja suficiente para garantir uma adequada transferência de forças entre o betão e as chapas de aço (Figura 2.15) (Carreira, 2000).

Reforço por colocação de viga metálica

Esta técnica de reforço consiste em utilizar um perfil metálico como suporte para a viga existente (Figura 2.17). Esta técnica é adequada quando o aumento de resistência a implementar é muito elevado, situação que não seria possível resolver com a colocação de chapas metálicas ou com recurso ao encamisamento. A utilização de uma viga metálica apresenta algumas limitações, pois a sua utilização provoca uma diminuição do pé direito dos pisos. Outro aspecto negativo da utilização desta técnica é a dificuldade na ligação das extremidades da viga (Emmons).

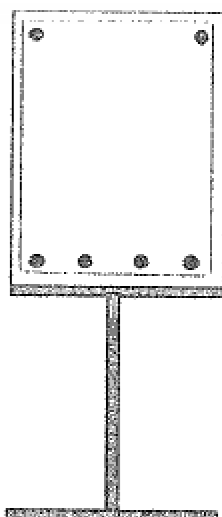


Figura 2.17 Reforço por colocação de viga metálica (Carreira, 2000).

Reforço por introdução de apoios intermédios

Esta técnica tem como principal objectivo o aumento da capacidade resistente à flexão e também o aumento da rigidez dos elementos. A introdução de apoios intermédios consiste basicamente na redução do comprimento das vigas (Figura 2.18) e necessita de ser complementada com outras técnicas de reforço, como o aumento das secções

dos pilares e a introdução de elementos de aço e de betão quer verticais quer diagonais (Emmons).

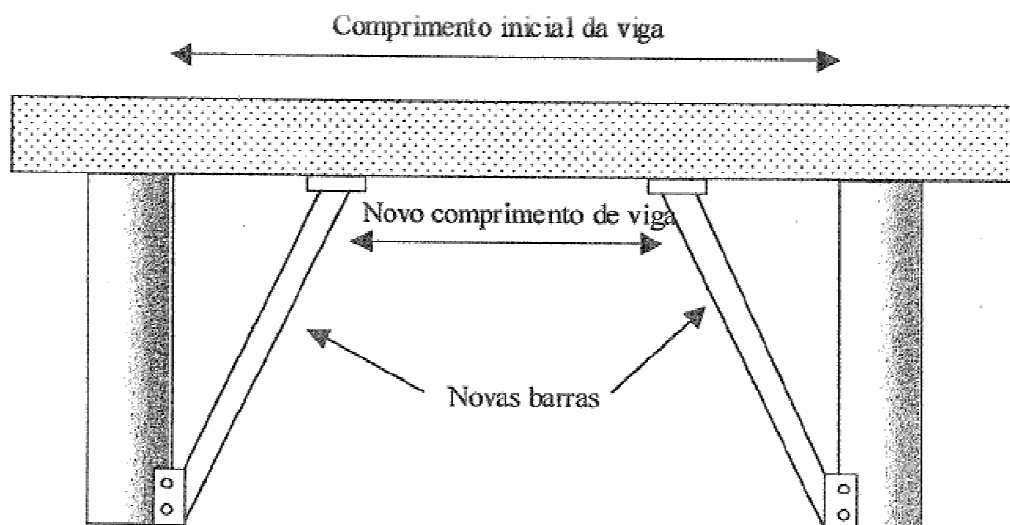


Figura 2.18 Reforço por introdução de apoios intermédios (Carreira, 2000).

2.5 Técnicas de reforço a nível global

As técnicas de reforço a nível global consistem em alterar o comportamento global da estrutura ao contrário das técnicas de reforço local que consistem em reforçar determinados elementos estruturais ou determinadas partes da estrutura. Os principais métodos de reforço a nível global são: introdução de elementos resistentes, isolamento de base e utilização de dissipadores viscosos. De seguida serão abordados cada método de reforço mencionado.

Introdução de elementos resistentes

Em alternativa ao melhoramento dos elementos resistentes existentes na estrutura, existe também a possibilidade de introdução de novos elementos resistentes com o intuito de melhorar a resposta da estrutura à acção sísmica. A introdução deste tipo de elementos, sejam paredes resistentes ou contraventamentos metálicos, aplica-se em estruturas cuja distribuição em planta dos elementos resistentes não cumpre as regras da boa concepção sísmica ou, quando os elementos verticais existentes são insuficientes (Silva, 2007); (Carreira, 2000).

A existência de irregularidade no sistema estrutural conduz á concentração de deformações numa determinada parte da estrutura o que pode provocar o aparecimento de um piso vazado ou uma estrutura muito sensível à torção. Deste modo ao introduzir os novos elementos resistentes deve-se garantir que a nova estrutura cumpra os princípios de uma boa concepção sísmica, como simetria e regularidade em planta, tanto a nível de massa como a nível da rigidez, evitando-se deste modo efeitos de torção. A introdução desses novos elementos estruturais constitui uma alternativa muito viável para o reforço sísmico, uma vez que reduz os esforços nos elementos existentes por transmissão de esforços para novos elementos introduzidos (Silva, 2007); (Carreira, 2000).

Os elementos a introduzir podem ser: (Carreira, 2000).

- Pórticos de betão armado;
- Paredes de betão armado;
- Elementos metálicos.

Pórtico de betão armado

A utilização de pórticos de betão armado nas estruturas é muito vantajosa no ponto de vista do comportamento sísmico das mesmas, pois são elementos com boas características de ductilidade para além de permitir que haja uma distribuição uniforme de resistência. No que se refere às fundações estes pórticos também são aconselháveis uma vez que não acarretam nenhum tipo de problemas tanto na sua concepção como no dimensionamento. O aspecto negativo associado a esta solução, reside no facto de esta obrigar a uma intervenção num grande número de zonas da estrutura, dificultando desse modo o funcionamento da mesma (Carreira, 2000).

Paredes de betão armado

O princípio deste tipo de reforço consiste em aumentar a rigidez global da estrutura através da colocação de paredes na periferia do edifício. A introdução destas paredes contribui também para o aumento da resistência a torção. A utilização de paredes de betão armado apresenta vantagens em relação a utilização de pórticos em betão armado, uma vez que com a sua colocação consegue-se uma redução da deformabilidade horizontal do edifício e consegue-se a mesma resistência com um menor número de elementos. O problema inerente a introdução destes elementos está

na concepção e dimensionamento das suas fundações, principalmente quando os edifícios que se pretendem reforçar não possuem caves (Carreira, 2000).

Elementos metálicos

O reforço com recurso à introdução de elementos metálicos (Figura 2.19) é constituído, geralmente, por pórticos com dois ou mais montantes ligados entre si por travessas colocadas ao nível dos pisos e contraventados em diagonal. Uma outra solução é introduzir apenas contraventamentos diagonais com elementos metálicos, considerando os pórticos de betão já existentes em detrimento dos montantes e das travessas. Esta solução tem como vantagem a rapidez de execução e de não provocar um grande aumento da massa da estrutura, conferindo-lhe uma elevada ductilidade e resistência horizontal, (Carreira, 2000).

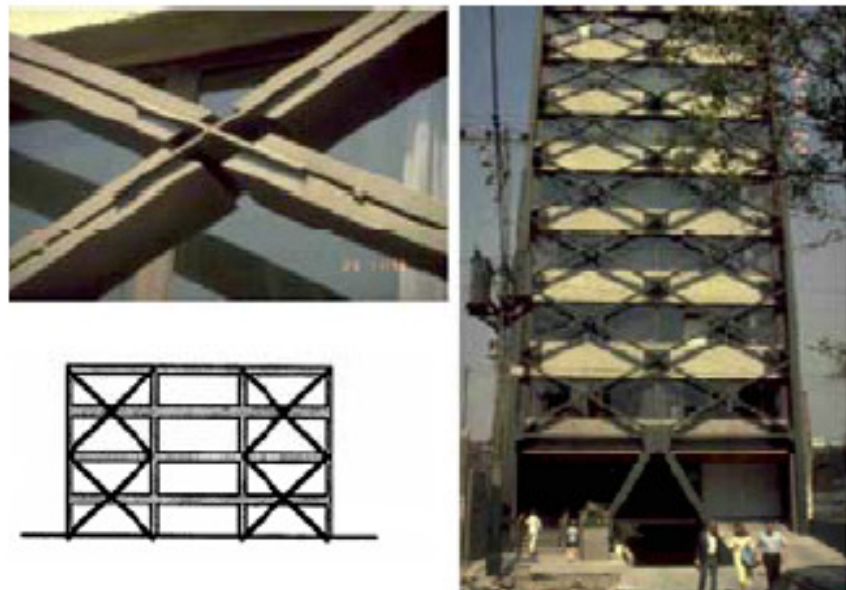


Figura 2.19 Reforço sísmico por introdução de elementos metálicos (Silva, 2007).

Isolamento de base

A ideia de isolamento base tal como o próprio nome o indica, consiste na ideia de isolar a estrutura do sismo. Os efeitos devastadores do sismo são devido à transmissão dos movimentos do solo às estruturas, dando assim origem ao aparecimento de forças de inércia. Estas forças são absorvidas pelas estruturas que deverão possuir capacidade resistente suficiente para as suportar.

Ora do que foi referido anteriormente concluímos que os danos nas estruturas são devido à ligação do solo à estrutura, então significa que, ao separar a estrutura do solo conseguimos fazer com que o estado de equilíbrio da estrutura não seja afectado pelos movimentos do solo. No entanto não é possível isolar completamente a estrutura do solo, pois a estrutura tem de estar assente neste, mas a ideia torna-se praticável se restringirmos a separação da estrutura ao plano horizontal eliminando assim as ligações entre o exterior e a estrutura neste plano, mantendo intactas as ligações entre o solo e a estrutura na direcção vertical. O isolamento será então realizado apenas aos movimentos horizontais (Guerreiro, 2003).

O reforço com recurso a isolamento base consiste na colocação de sistemas de apoio nas fundações de modo a permitir a libertação da estrutura para deslocamentos horizontais, ou seja, consiste na «separação» das componentes horizontais do movimento do solo através da colocação de uma camada com baixa rigidez horizontal entre a estrutura e a fundação (Figura 2.20) (Guerreiro, 2003).

A aplicação de isolamento base a estruturas existentes depara-se com algumas limitações, nomeadamente no que diz respeito à dificuldade de implementação e colocação de funcionamento. Para que o isolamento possa funcionar é necessário que não existam ligações ao exterior, de maneira a que o movimento no plano horizontal da estrutura em relação ao solo não seja influenciado, para isso é também necessário que a estrutura se encontre isolada de outras estruturas. É assim necessário eliminar as ligações ao exterior e ao mesmo tempo garantir o suporte da estrutura até que o isolamento esteja pronto a funcionar. O suporte da estrutura pode ser realizado com recurso a macacos hidráulicos (Silva, 2007).

Na Figura 2.21 apresentam-se o procedimento necessário e a forma como funciona o isolamento base.

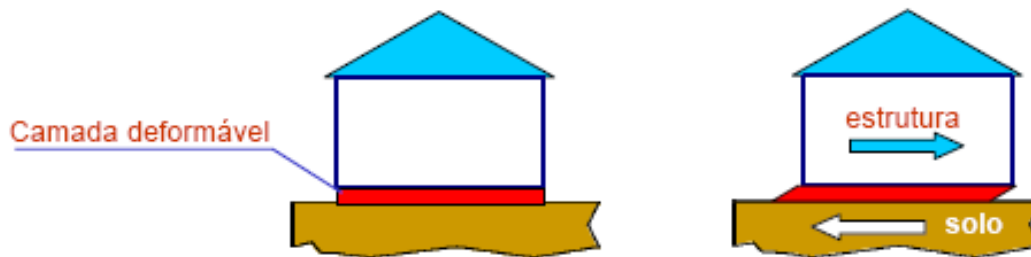


Figura 2.20 Imagem esquemática de uma estrutura isolada do solo pela colocação de isolamento (Guerreiro, 2003).

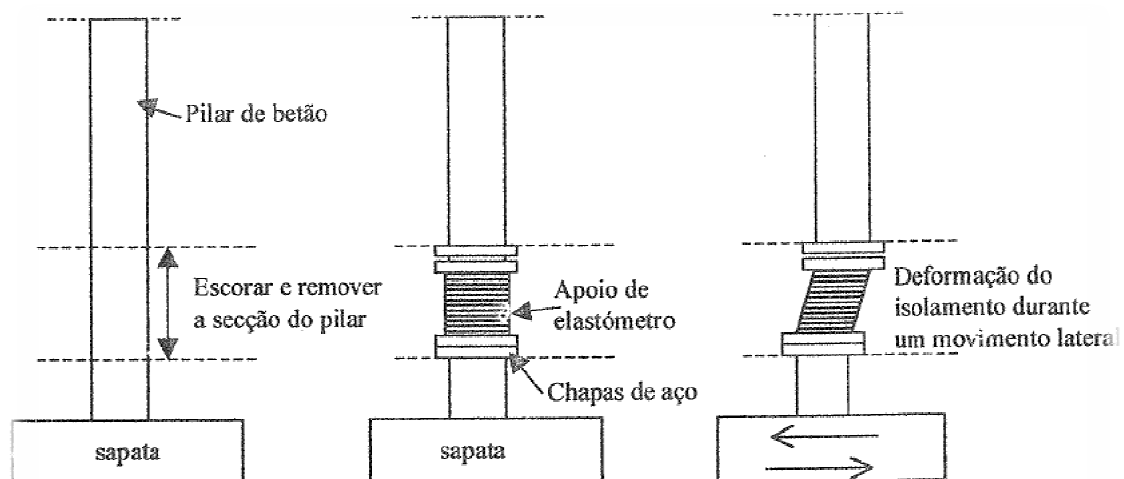


Figura 2.21 Representação esquemática da execução de um sistema de isolamento base (Carreira, 2000).

Em resumo, a ideia do isolamento sísmico, consiste na criação de uma superfície de descontinuidade através da colocação de uma camada deformável no plano horizontal, de forma a eliminar a transmissão dos movimentos do solo para a estrutura que se pretende proteger (Guerreiro, 2003).

A colocação de uma camada deformável faz com que haja uma diminuição da frequência própria de vibração da estrutura associada ao movimento horizontal, o que pode levar a uma diminuição importante nas acelerações impostas às estruturas (Figura 2.22) e conseqüentemente a diminuição dos esforços impostos à estrutura. A implementação deste método faz com que os deslocamentos da estrutura aumentem,

no entanto, permite que a estrutura se comporte como um corpo rígido, concentrando os deslocamentos ao nível da base e deste modo a estrutura tem uma deformação muito reduzida (Figura 2.23) (Guerreiro, 2003).

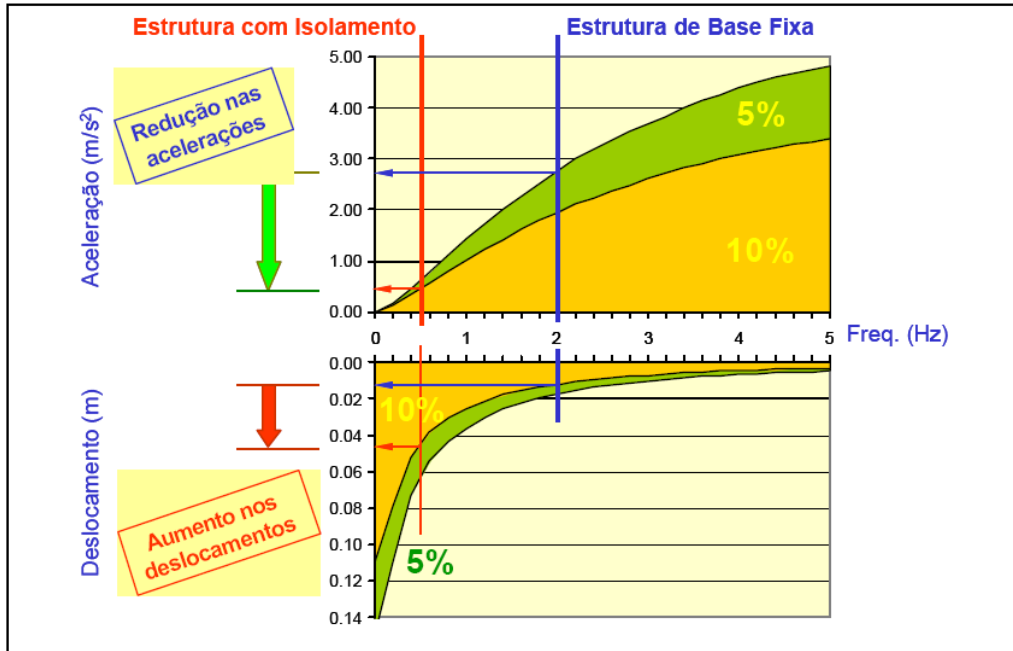


Figura 2.22 Comparação dos deslocamentos, frequências e acelerações entre estruturas de base fixa e estruturas de base isolada (Guerreiro, 2003).

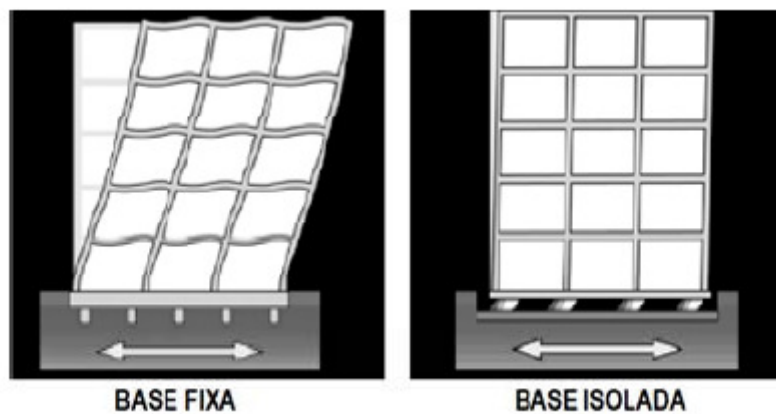


Figura 2.23 Comparação da deformação de uma estrutura de base fixa e uma de base isolada (Silva, 2007).

Apesar de a técnica utilizando o isolamento base ser bastante eficaz e capaz de assegurar a segurança das estruturas quando estas são submetidas a acções sísmicas fortes e raras, esta técnica é muito dispendiosa e de difícil execução. Por estas razões o recurso ao isolamento base só se justifica em casos muito particulares, em que a segurança da estrutura assuma extrema importância e por isso seja crucial preservá-la no caso da eventualidade de ocorrência de um sismo, como é o caso de hospitais ou de edifícios com grande valor histórico (Silva, 2007).

Um sistema base deverá possuir determinado tipo de características das quais as mais importantes são: (Silva, 2007); (Guerreiro, 2003).

- Capacidade de suporte;
- Baixa rigidez horizontal;
- Capacidade de dissipação de energia;
- Capacidade de restituição à posição inicial;
- Boa capacidade de amortecimento, para desta forma diminuir as deformações máximas e as acelerações.

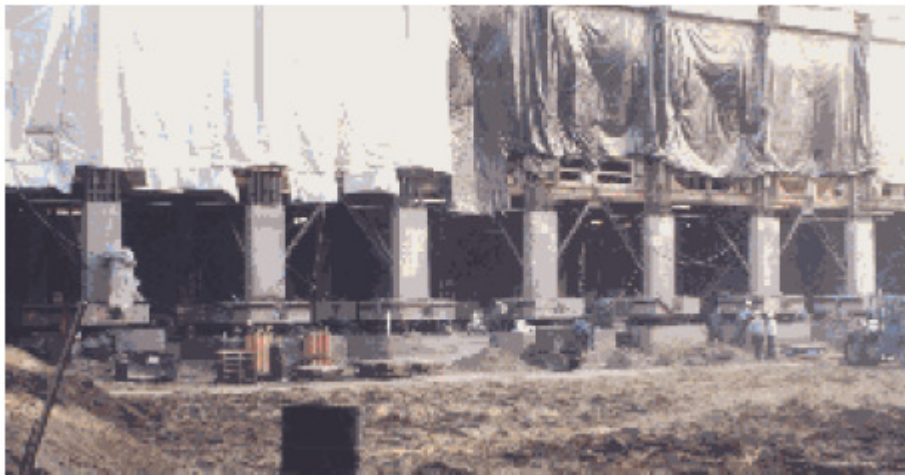


Figura 2.24 Pormenor de execução do isolamento base [s4].

Actualmente os principais tipos de sistemas de isolamento são (Figura 2.25): (Silva, 2007); (Guerreiro, 2003).

- Blocos de borracha de alto amortecimento - HDRB
- Blocos de borracha com núcleo de chumbo - LRB
- Sistema pendular com atrito - FPS
- Blocos de apoio de borracha associados a dissipadores



Figura 2.25 Diferentes tipos de isolamento base (Silva, 2007).

Dissipadores viscosos

A utilização de sistemas de dissipação de energia é uma forma eficaz de melhorar o comportamento sísmico das estruturas, pois aumenta a sua capacidade de dissipar a energia transmitida pelo sismo. Se a estrutura não possuir nenhum sistema de protecção toda a energia transmitida pelo sismo será dissipada à custa da deformação dos elementos estruturais, situação essa que pode provocar danos severos na estrutura quando esta não possui capacidade suficiente para suportar as deformações impostas. Com a utilização de dissipadores de energia, a quantidade de energia a absorver pela estrutura pode ser controlada, reduzindo-se assim o risco de danos na mesma (Guerreiro, et al., 2007).

As vantagens de se utilizar um reforço com recurso a dissipadores viscosos são facilmente perceptíveis: o aumento do amortecimento conferido pelos dissipadores, permite dissipar energia e ao mesmo tempo diminuir os deslocamentos e reduzir os esforços sísmicos.

A força que se desenvolve no dissipador depende da velocidade d e é traduzida pela expressão ($F = c \times d^\alpha$) em que c depende da dimensão do dissipador e α do tipo de fluido utilizado. O exponencial (α) que afecta a velocidade de deformação pode apresentar valores entre 0,2 e 2,0 e está relacionado com a forma do diagrama que descreve a relação entre a força e o deslocamento (Figura 2.26). Quanto menor for o expoente, maior será a energia dissipada (Branco, et al., 2006).

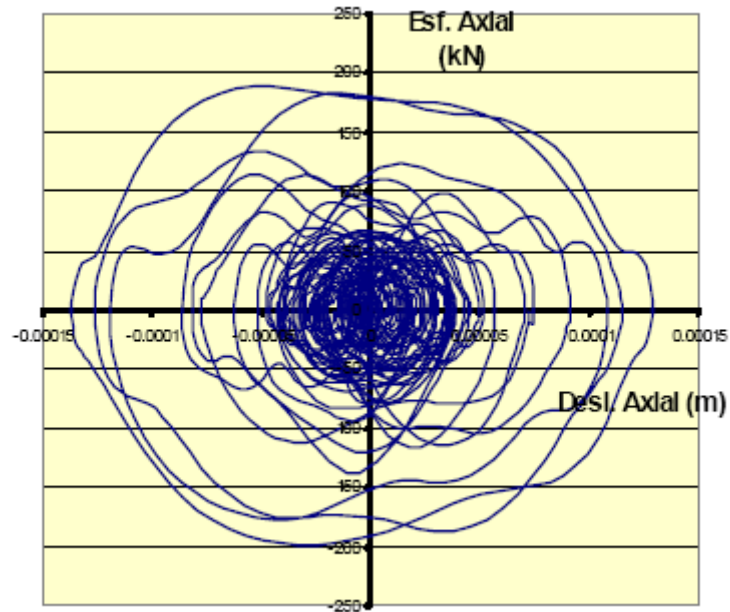


Figura 2.26 Exemplo de um diagrama Força - Deslocamento de um dissipador para a acção sísmica (Branco, et al., 2006).

A escolha do dissipador depende do esforço e da deformação axial a que está sujeito (Branco, et al., 2006).



Figura 2.27 Exemplo de dissipadores viscosos (Branco, et al., 2006).

2.6 Considerações finais

Neste segundo capítulo foram descritas as principais técnicas existentes para o reforço de edifícios, e como foi possível observar, existem vários tipos de reforço, e quando se pretende reforçar uma determinada estrutura terá que se analisar qual as anomalias da estrutura e qual o tipo de reforço que melhor se adequa a essa situação.

Qualquer que seja o reforço utilizado, seja ele reforço a nível local ou reforço a nível global, este deve ser sempre tratado no âmbito do comportamento global da estrutura para evitar assim concentrações de tensões em determinadas partes da estrutura, pois só desse modo é que se consegue o melhoramento do comportamento global da estrutura a acções sísmicas.

Capítulo 3

Fundamentos De Dinâmica De Estruturas

3.1 Considerações iniciais

A análise do comportamento dinâmico de estruturas de engenharia civil deve ser efectuada recorrendo a resultados experimentais obtidos através de ensaios de vibração e a modelos numéricos computacionais.

No presente capítulo apresentam-se alguns dos fundamentos básicos da dinâmica das estruturas necessários para a implementação de métodos de identificação modal no domínio da frequência.

Foi efectuada uma análise do comportamento dinâmico de modelos estruturais com um grau de liberdade (1 G.L) no domínio do tempo, e posteriormente, no domínio da frequência.

Com a teoria desenvolvida anteriormente procedeu-se a uma análise do comportamento dinâmico de modelos estruturais com dois graus de liberdade (2 G.L)

3.2 Comportamento dinâmico de modelos estruturais com 1G.L.

A análise e caracterização do comportamento dinâmico de estruturas, baseia-se num conjunto de fundamentos, que geralmente são descritos em aplicações a modelos estruturais com um ou vários graus de liberdade. (Clough, et al., 1993); (Chopra, 1995); (Mendes, et al., 2008).

Antes de se abordar o estudo de modelos com vários graus de liberdade (G.L), é de todo interesse abordar o caso mais simples, correspondente ao comportamento dinâmico de um modelo com apenas 1 G.L.

Para se estudar um modelo de apenas 1G.L, em que o que se pretende é estudar o deslocamento horizontal do piso numa dada direcção, podemos utilizar um modelo discreto de apenas 1G.L. Como se pode observar na seguinte figura.

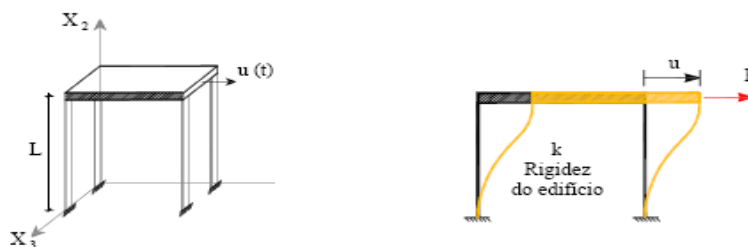


Figura 3.1 Representação esquemática de um modelo discreto de 1G.L. (Oliveira, 2007).

O modelo discreto é composto por 4 pilares com encastramento na base e encastramento deslizante no topo. Para estas situações de apoio, a rigidez de cada pilar é dada por:

$$k_{\text{pilar}} = \frac{12EI}{L^3}.$$

Então, a rigidez global da estrutura corresponde a 4 vezes a rigidez de um pilar, ou seja:

$$k = 4 \times k_p = 4 \times \frac{12EI}{L^3}.$$

Resposta dinâmica

Na hipótese de comportamento elástico linear (resposta estática) o deslocamento horizontal (u) sob a acção de uma força f aplicada horizontalmente pode ser determinado pela expressão:

$$k.u = f$$

Em que K . u são forças internas de restituição elástica.

No entanto as estruturas de engenharia civil, para além de serem submetidas a acções de natureza estática (como o peso próprio), são também submetidas a acções de natureza dinâmica (como ventos, sismos etc.). No caso da actuação deste tipo de acções não nos podemos basear apenas no estudo do comportamento estático, tornando-se fundamental estudar também o comportamento dinâmico, ou seja, temos de ter em conta as forças que surgem associadas as grandezas que caracterizam esse comportamento (aceleração e velocidade).

Nas condições de equilíbrio dinâmico a equação que traduz o equilíbrio global da estrutura em cada instante é:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t)$$

Onde m é a massa da estrutura, c o amortecimento e k a rigidez da estrutura.

Matematicamente o movimento de um oscilador de 1G.L é descrito por uma função $u = u(t)$, que corresponde a uma solução particular da equação ordinária de 2ª ordem anterior para determinadas condições iniciais, nulas ou não.

3.2.1 Análise no domínio do tempo

Vibração livre sem amortecimento

Considerando que o amortecimento é nulo e que não existem forças aplicadas, a equação que traduz o equilíbrio da estrutura fica:

$$m\ddot{u} + ku = 0$$

Para esta equação verifica-se que a solução geral é dada por:

$$u(t) = a \cos(w_n t) + b \text{sen}(w_n t)$$

Isto significa que um oscilador de com 1 G.L de massa m e rigidez k , tende a oscilar naturalmente com uma frequência $w_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$ que usualmente se designa por frequência própria do oscilador.

No entanto o que se pretende é uma solução particular da equação, o que implica conhecer, neste caso, duas condições iniciais. Geralmente são conhecidos os valores do deslocamento inicial $u(0) = u_0$ e o da velocidade inicial $\dot{u}(0) = v_0$, o que permite obter a seguinte solução particular da equação.

$$u(t) = u_0 \cos(w_n t) + \frac{v_0}{w_n} \text{sen}(w_n t)$$

Vibração livre com amortecimento

Considerando agora o amortecimento não nulo e que não existem forças aplicadas, a equação que traduz o equilíbrio fica:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0$$

A solução geral desta equação homogénea é dada por:

$$u(t) = (a \cos(\beta t) + b \text{sen}(\beta t)) \cdot e^{\alpha t}$$

Em que $\alpha = \frac{-c}{2m}$ e $\beta = \sqrt{\frac{4mk - c^2}{2m}}$

Esta solução pode ser simplificada adoptando a seguinte notação utilizada nos textos de análise dinâmica de estruturas,

- $w_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$, frequência natural do sistema (na hipótese de amortecimento nulo),
- $\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{mk}} = \frac{c^2}{4mk}$, coeficiente de amortecimento relativo,
- $w_A = w_n \sqrt{1 - \xi^2}$, frequência amortecida (definida para $\xi < 1$), que corresponde à frequência de resposta em regime livre de um oscilador de 1G.L de massa m e com coeficiente de amortecimento c .

Então a solução geral pode ser escrita da seguinte forma:

$$u(t) = u_{ph}(t) = a \cos(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t} + b \text{sen}(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t}$$

Através das condições iniciais, $u(0) = u_0$ e $\dot{u}(0) = v_0$ obtemos a seguinte solução particular da equação:

$$u(t) = u_{ph}(t) = (u_0 \cos(w_A t) + \frac{v_0 + u_0 \xi w_n}{w_A} \text{sen}(w_A t)) \cdot e^{-\xi w_n t}$$

Vibração forçada

Consideremos agora que o amortecimento não é nulo e que existem forças exteriores aplicadas.

Matematicamente, o movimento oscilatório de estruturas sob a acção de forças exteriores corresponde ao seguinte problema de valores iniciais.

$$\begin{cases} m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \\ u(0) = u_0 \quad \dot{u}(0) = V_0 \end{cases}$$

A solução geral da equação anterior é dada pela soma da solução geral da equação homogénea determinada anteriormente com uma solução particular $u_p(t)$ da equação completa.

i. No caso de uma resposta a uma força harmónica

Muitas vezes as estruturas são submetidas a forças harmónicas. Este tipo de solicitação ocorre geralmente quando temos máquinas com motores de rotação em funcionamento. Neste tipo de situações, o comportamento do modelo discreto de 1GL com amortecimento é descrito pelo seguinte problema de valores iniciais:

$$\begin{cases} m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = FA \cos(wt) + FB \text{sen}(wt) \\ u(0) = u_0 \quad \dot{u}(0) = V_0 \end{cases}$$

Verifica-se experimentalmente que a resposta a uma força harmónica de frequência w tenderá também a ser harmónica com uma frequência w igual á da força.

$$u_p(t) = UA \cos(wt) + UB \sin(wt)$$

Derivando a solução particular e substituindo na equação completa é possível determinar U_A e U_B .

$$\begin{cases} UA = \frac{FA(k - mw^2) - FBcw}{(k - mw^2) + c^2w^2} \\ UB = \frac{FB(k - mw^2) - FAcw}{(k - mw^2) + c^2w^2} \end{cases}$$

Desta forma a solução geral da equação completa pode ser dada por:

$$u(t) = a \cos(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t} + b \sin(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t} + UA \cos(wt) + UB \sin(wt)$$

Pelas condições iniciais é possível determinar as constantes a e b obtendo-se assim a solução particular da equação completa.

$$u(t) = (u_0 - UA) \cos(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t} + \frac{V_0}{w_A} + (u_0 - UA) \xi \frac{w_n}{w_A} - \\ - UB \frac{w}{w_A} \sin(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t} + UA \cos(wt) + UB \sin(wt)$$

ii. No caso de uma resposta sob a acção de forças com variação arbitrária ao longo do tempo

Para se obter uma solução particular $u_p(t)$, correspondente a uma força $f(t)$ com variação arbitrária ao longo do tempo, como é o caso da força proveniente de um sismo, é necessário recorrer ao conceito de resposta a um impulso. Entende-se por impulso como uma força aplicada num curto intervalo de tempo.

Desta forma um impulso unitário corresponde ao integral no tempo de uma força dada por um delta de Dirac (entidade matemática que se designa por funcional pois, dadas as suas propriedades, não é classificável como função, mas é

integrável e o seu integral é 1) $f(t) = \delta(t)$; um impulso de intensidade f_0 corresponde ao integral da força $f(t) = f_0 \delta(t)$ o qual é dado por:

$$I_{f_0} = \int_0^{+\infty} f_0 \delta(t) dt \quad [N.s]$$

Assim a aplicação de um impulso numa estrutura de 1G.L de massa m no instante $t = 0$, corresponde a aplicar uma velocidade inicial dada por:

$$V_0 = \frac{I_{f_0}}{m} = \frac{f_0}{m} \quad [m.s^{-1}]$$

Os resultados anteriores permitem concluir que a resposta dinâmica de um oscilador de 1G.L ao qual é aplicado um impulso $I_{f_0} = f_0$ num dado instante τ , corresponde à resposta em regime livre com velocidade inicial $\dot{u}(0) = \frac{f_0}{m}$ e com um deslocamento nulo $u(0) = 0$. Desta forma uma solução particular da equação, usualmente designada por $h(t - \tau)$, é dada por:

$$h(t - \tau) = \frac{f_0}{m w_A} \text{sen}(w_A (t - \tau)) \cdot e^{-\xi w_n (t - \tau)}$$

O resultado anterior pode ser generalizado para obter a resposta dinâmica de um modelo estrutural de 1G.L sob a acção de qualquer força $f(t)$ com variação contínua ao longo do tempo. Se pensarmos que uma sequência de infinitos impulsos infinitesimalmente próximos nos permite aproximar a referida força, podemos assim concluir, que a solução da equação diferencial que descreve matematicamente o comportamento dinâmico de um modelo estrutural de 1G.L sob uma qualquer força $f(t)$, pode ser obtida como a sobreposição das respostas a sequência desses infinitos impulsos infinitesimalmente próximos.

Matematicamente a referida sobreposição é dada por um integral designado por integral de convolução.

Temos assim uma solução particular da equação completa

$$u_p(t) = \int_0^t f(\tau) \cdot h(t-\tau) d\tau$$

Então com uma solução particular da equação completa e com a solução geral da equação homogênea obtemos assim a solução geral da equação completa.

$$u(t) = u_{ph}(t) = a \cos(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t} + b \text{sen}(w_A t) \cdot e^{-\xi w_n t} + \int_0^t f(\tau) h(t-\tau) d\tau$$

Partindo da equação anterior e através das condições iniciais $u(0)=u_0$ e $\dot{u}(0)=v_0$, é possível determinar as constantes a e b e assim obter a equação particular da equação completa.

$$u(t) = \left[u_0 \cos(w_A t) + \left(\frac{v_0 + u_0 w_n}{w_A} \right) b \text{sen}(w_A t) \right] \cdot e^{-\xi w_n t} + \int_0^t f(\tau) h(t-\tau) d\tau$$

3.2.2 Análise no domínio da frequência

No Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, fez-se uma análise experimental com o objectivo de determinar a frequência natural da estrutura. Com um acelerómetro e um sistema de aquisição adequado foi obtido um registo de acelerações horizontais, como se observa na Figura 3.2.

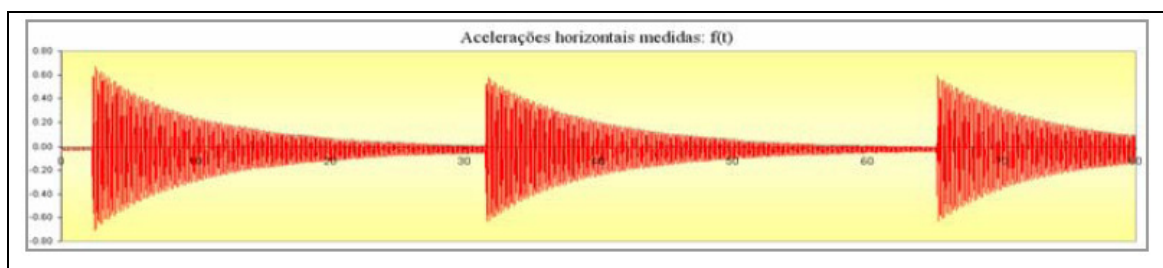


Figura 3.2 Acelerações medidas no acelerómetro durante a realização do ensaio.

Pelo que pode observar na Figura 3.2, facilmente concluímos que este registo de acelerações se trata de uma função com variação arbitrária ao longo do tempo. Para este tipo de funções, é de grande interesse recorrer a uma surpreendente propriedade descoberta por Fourier (1768-1830), segundo a qual “ qualquer função representável

graficamente pode ser decomposta numa soma de infinitas ondas sinusoidais”, como se pode observar na Figura 3.3

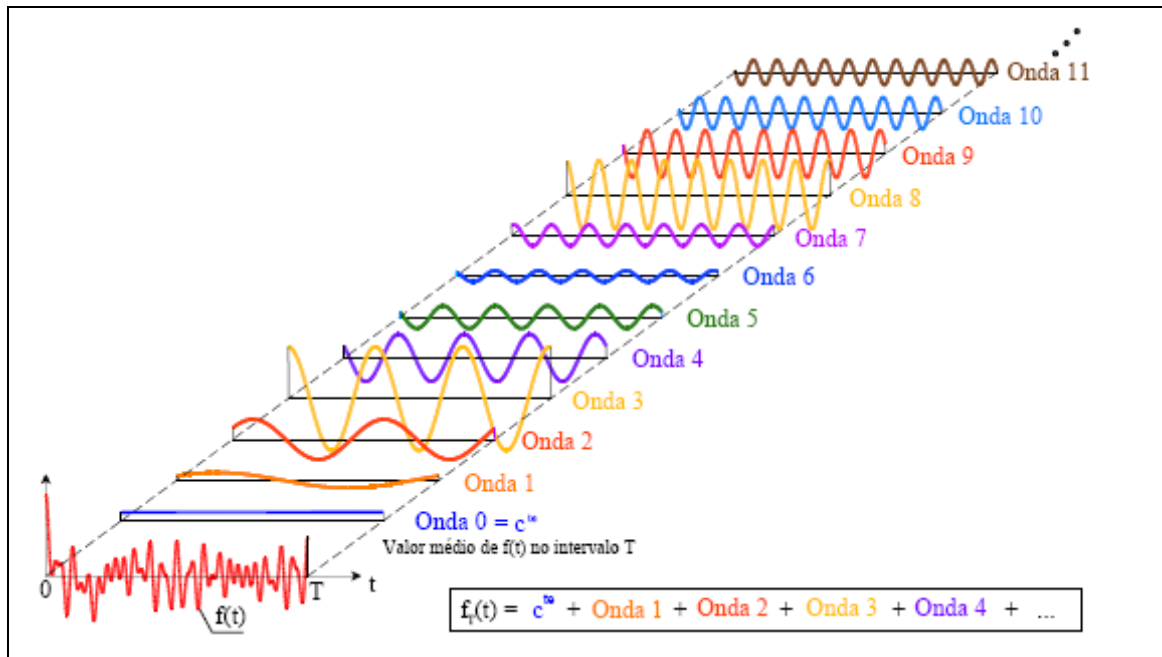


Figura 3.3 Conceito de decomposição de uma função em ondas sinusoidais (Oliveira, 2007).

Segundo Fourier qualquer função $f(t)$ pode ser aproximada num intervalo finito T através de uma série (série de Fourier) que, corresponde à soma de uma constante e de um conjunto de infinitas ondas sinusoidais com períodos iguais a T e aos seus submúltiplos.

$$f_T(t) = c^{te} + \text{onda 1} + \text{onda 2} + \text{onda 3} + \dots + \text{onda n} + \dots$$

Onde cada onda pode ser escrita como a combinação linear das duas principais funções trigonométricas (coseno e seno):

$$\text{onda} = a_n \cos(w_n t) + b_n \text{sen}(w_n t)$$

Agora as incógnitas a determinar são os coeficientes a_n , b_n e o valor da c^{te} que, segundo Fourier são dados pelas seguintes expressões:

$$c^{te} = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt \quad a_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos(w_n t) dt \quad b_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \text{sen}(w_n t) dt$$

Posto isto, podemos aplicar esta propriedade ao registo das acelerações para que possamos descobrir informação sobre o edifício de 1 piso que não conseguimos visualizar directamente nos registos obtidos, ou seja, a ideia será obter informação acerca do oscilador com 1G.L decompondo o acelerograma em ondas utilizando a propriedade descoberta por Fourier.

Para este efeito começamos por colocar numa folha de cálculo em Excel os valores da função em análise (acelerações medidas em 60s), sob a forma de tabela. Numa primeira coluna colocamos os valores de t e numa segunda coluna os valores das acelerações medidas.

O valor da constante que surge como primeiro termo da série de Fourier e que corresponde ao valor médio da função no intervalo em análise, calcula-se imediatamente como se mostra na Figura 3.4 utilizando a função média do Excel.

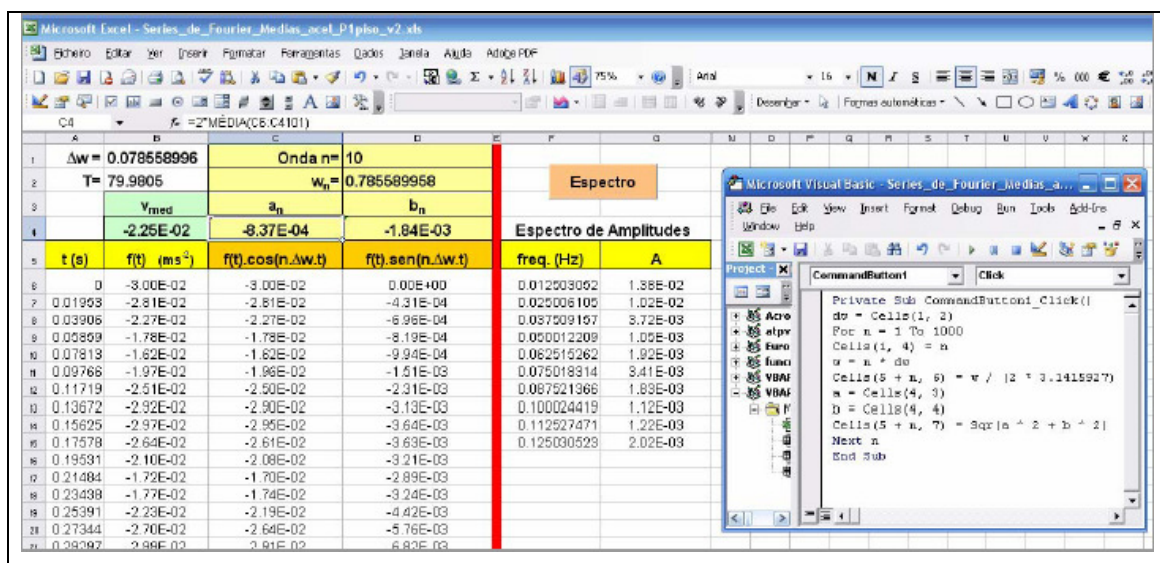


Figura 3.4 Decomposição de um acelerograma em ondas e determinação dos coeficientes de Fourier recorrendo a uma rotina em Visual Basic (Oliveira, 2007).

O valor do coeficiente a₁ (da 1ª onda de frequência $w_1 = 2\pi/T$ rad/s), é obtido pelo dobro da média dos valores da função (acelerações medidas) multiplicados por $\cos(w_1 t)$. Este produto é calculado numa terceira coluna na folha de Excel da qual se extrai a média cujo dobro corresponde ao valor do coeficiente a₁.

Do mesmo modo, o valor do coeficiente b₁ (da 1ª onda) corresponde ao dobro da média dos valores da função (acelerações medidas) multiplicados por $\sin(w_1 t)$. Este

produto é calculado na quarta coluna da qual se extrai a média e cujo dobro corresponde ao coeficiente b_1 .

Para a onda 2 repete-se o procedimento anterior, considerando agora a frequência da onda 2 $\omega_2 = 2 (2\pi/T)$ rad/s.

A repetição deste procedimento para todas as ondas pode ser programada através de uma rotina em Visual Basic como se mostra na Figura 3.4, permitindo assim determinarmos os valores dos coeficientes a_n e b_n de todas as ondas, bem como as frequências e a amplitude A_n de todas as ondas como se observa nas colunas 6 e 7 da folha de Excel da Figura 3.4.

Com as colunas de frequências e amplitudes é possível elaborar um espectro de amplitudes como se mostra na seguinte figura.

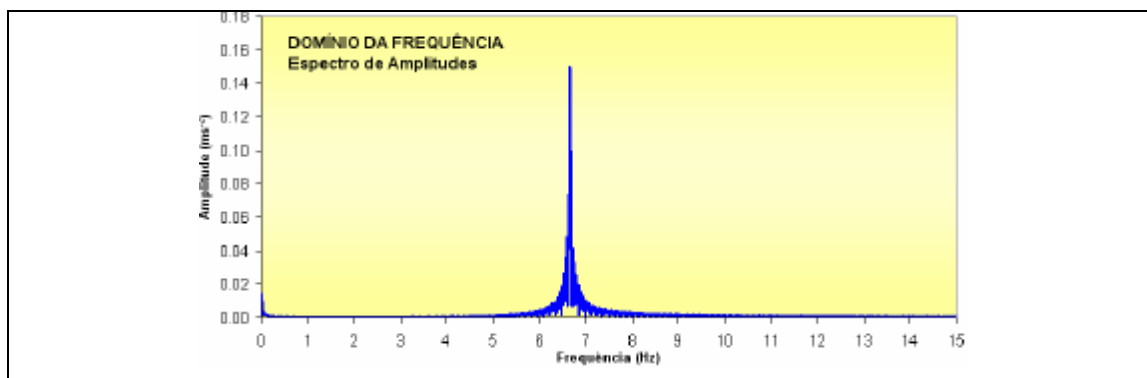


Figura 3.5 Espectro de amplitudes obtido a partir do registo das acelerações do acelerómetro durante o ensaio.

Pela análise do espectro de amplitudes da Figura 3.5 podemos observar um pico correspondente a um determinado valor de frequência, que apresenta uma amplitude muito superior aos restantes valores de frequência. Esta frequência é designada de frequência natural do oscilador de 1G.L.

Este resultado constitui a pretendida informação sobre a estrutura que não estava acessível através da análise directa do acelerograma medido no domínio do tempo. O pico que se observa no espectro de amplitudes significa que a descoberta de Fourier permite identificar experimentalmente as frequências naturais das estruturas.

3.3 Comportamento dinâmico de modelos estruturais com vários G.L.

O comportamento de estruturas reais, responsáveis pelo que designamos por modelos estruturais com vários graus de liberdade, é determinado fisicamente pelo facto de

todas elas, consoante as respectivas características geométricas, de massa e de rigidez, terem modos preferenciais de vibração, com frequências bem determinadas. (Oliveira, 2007)

3.3.1 Análise no domínio do tempo

Na análise do comportamento dinâmico de modelos estruturais com vários graus de liberdade, a equação diferencial do movimento assume a seguinte forma matricial:

$$\underline{m}\ddot{\underline{u}} + \underline{c}\dot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{f}(t)$$

Em que:

\underline{u} - Vector dos deslocamentos nos N graus de liberdade correspondentes à discretização especial adoptada (incógnita $\underline{u} = \underline{u}(t)$)

\underline{f} - Vector das forças aplicadas nos N graus de liberdade da estrutura

\underline{m} - Matriz de massas da estrutura (NxN)

\underline{k} - Matriz de rigidez da estrutura (NxN)

Para analisar as várias técnicas e solução da equação anterior foi utilizado como exemplo um modelo físico de um edifício de dois pisos, considerando apenas um grau de liberdade por piso (deslocamento horizontal na direcção y que coincide com a direcção mais flexível do referido modelo). O modelo utilizado pode ser observado na Figura 3.6.

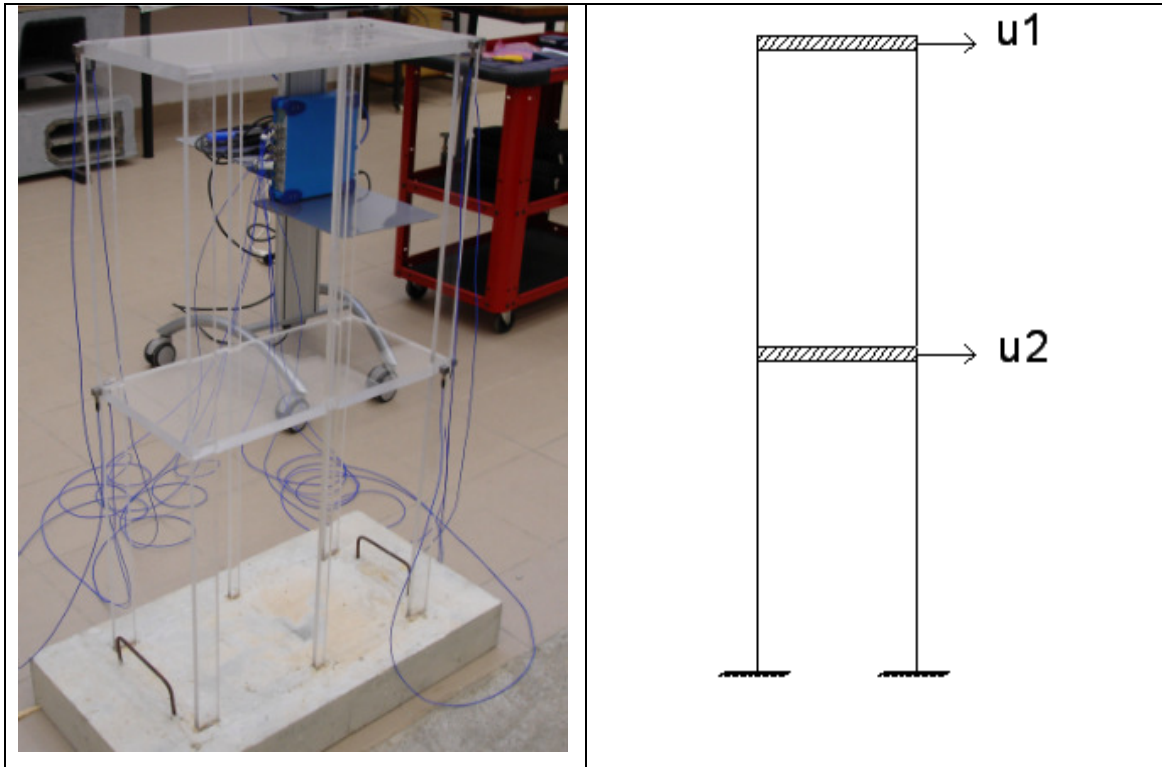
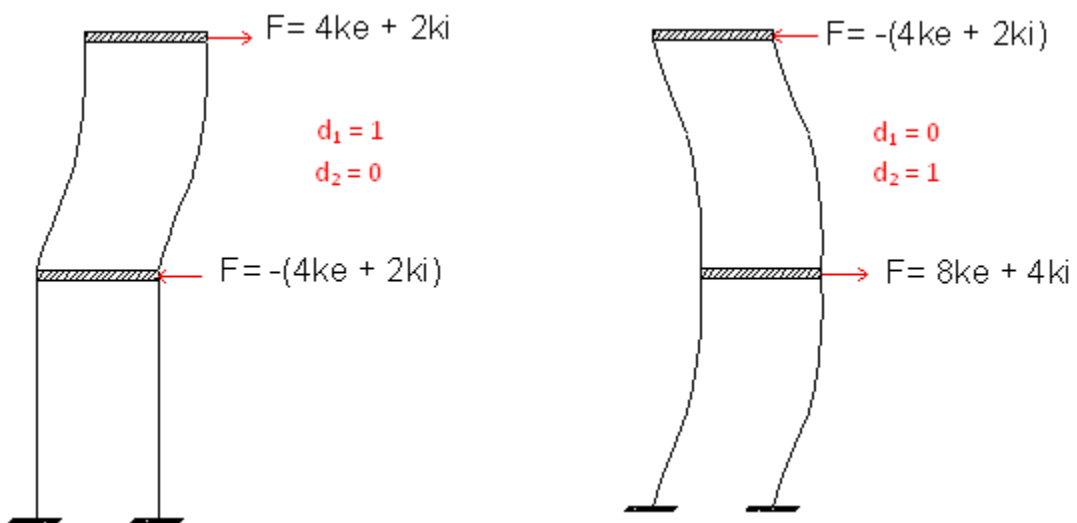


Figura 3.6 Modelo físico de um edifício de dois pisos.

Pela observação da Figura 3.6 verifica-se que os pilares intermédios diferem dos pilares exteriores.

Nestas condições a matriz de rigidez a adoptar na modelação matemática considerando a hipótese de 1G.L por piso (translação em y) é calculada com base nas usuais hipóteses simplificativas da teoria das peças lineares.



$$k = \begin{bmatrix} 4ke + 2ki & -(4ke + 2ki) \\ -(4ke + 2ki) & 8ke + 4ki \end{bmatrix}$$

Voltando á equação diferencial matricial que descreve o comportamento dinâmico do edifício de dois pisos tem-se:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4ke + 2ki & -(4ke + 2ki) \\ -(4ke + 2ki) & 8ke + 2ki \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{bmatrix}$$

Que corresponde a um sistema de 2 equações diferenciais lineares de 2ª ordem com as seguintes 2 funções como incógnitas:

- $u_1 = u_1(t)$, deslocamento no piso superior;
- $u_2 = u_2(t)$, deslocamento no piso inferior.

Dado que estão envolvidas 2 equações diferenciais de 2ª ordem, existem 4 condições iniciais, deslocamento inicial e velocidade inicial em cada um dos pisos. A obtenção de uma determinada solução particular implica a determinação dos valores das 4 constantes, o que exige o conhecimento das referidas 4 condições iniciais.

Vibração livre sem amortecimento

Considerando o caso em que o amortecimento é nulo e que não existem forças exteriores aplicadas tem-se a seguinte equação matricial:

$$\underline{m} \underline{\ddot{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{0}$$

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4ke + 2ki & -(4ke + 2ki) \\ -(4ke + 2ki) & 8ke + 2ki \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

O procedimento para a determinação da solução geral deste sistema, é em parte, muito similar ao que se analisou para 1G.L. É necessário encontrar soluções linearmente independentes, quatro neste caso, cuja combinação linear permita obter a solução geral.

Numa primeira tentativa, irá averiguar-se se existem funções vectoriais da forma

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \cdot \cos(\omega t) \quad , \quad \phi_1, \phi_2 \in \mathbb{R}$$

Que sejam solução do problema.

Substituindo na equação diferencial e tendo em conta que

$$\dot{\underline{u}} = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \cdot (-\omega) \cdot \text{sen}(\omega t) \quad e \quad \ddot{\underline{u}} = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \cdot (-\omega^2) \cdot \cos(\omega t) \quad \therefore \ddot{\underline{u}} = -\omega^2 \underline{u}$$

Obtem-se $-\underline{m}\omega^2 \underline{u} + \underline{k}\underline{u} = \underline{0}$ ou $\begin{bmatrix} \underline{k} - \underline{m}\omega^2 \end{bmatrix} \cdot \underline{u} = \underline{0}$.

Que corresponde a um sistema algébrico cuja solução é genericamente dada por:

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} \underline{k} - \underline{m}\omega^2 \end{bmatrix}^{-1} \cdot \underline{0}$$

ou, tendo em conta que a inversa de uma matriz é a correspondente matriz adjunta a dividir pelo determinante

$$\underline{u} = \frac{\text{Adj}(\underline{k} - \underline{m}\omega^2)}{\left| \underline{k} - \underline{m}\omega^2 \right|} \cdot \underline{0}$$

Com este resultado conclui-se que a solução \underline{u} será a solução trivial sempre que o determinante não for nulo. Assim para obtermos as soluções não nulas que nos interessam, o determinante $\left| \underline{k} - \underline{m}\omega^2 \right|$ deverá ser nulo. Neste caso, a solução \underline{u} será não nula, mas indeterminada. Assim, conclui-se que a função vectorial

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \cdot \cos(\omega t) \quad , \quad \phi_1, \phi_2 \in \mathbb{R}$$

apenas poderá ser uma solução não nula da equação $\underline{m}\ddot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{0}$ se o determinante

$\left| \underline{k} - \underline{m}\omega^2 \right|$ for nulo que, neste caso, corresponde a uma equação algébrica do 2º grau

cujas raízes correspondem às frequências naturais do edifício.

$$\left| \begin{matrix} k-mw^2 & \\ & \end{matrix} \right| = 0 \Leftrightarrow \left| k \begin{bmatrix} 1-\lambda & -1 \\ -1 & 2-\lambda \end{bmatrix} \right| = 0, \quad \lambda = \frac{mw^2}{k}$$

Para cada valor de w o sistema $\left| \begin{matrix} k-mw^2 & \\ & \end{matrix} \right| = 0$ terá uma solução \underline{u} (indeterminada) do

$$\text{tipo } \underline{u} = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \cdot \cos(wt).$$

Para se obter os valores de ϕ_1 e ϕ_2 correspondentes por exemplo $w=w_1$ há que resolver o sistema anterior. Dado tratar-se de um sistema indeterminado de grau 1 (ou seja, um sistema de N equações a N incógnitas em que só $N-1$ equações são linearmente independentes) há que introduzir uma condição suplementar. Uma das condições suplementares mais simples consiste em arbitrar o valor de uma das incógnitas, por exemplo $\phi_1=1$, e calcular em seguida ϕ_2 resolvendo assim o referido sistema. Para o caso de $w=w_1$, sendo que os valores ϕ_1 e ϕ_2 passam a designar-se usualmente por ϕ_{11} (=1) e ϕ_{21} , o que origina:

$$\begin{aligned} w = w_1 \Rightarrow \left[\begin{matrix} k-mw_1^2 & \\ & \end{matrix} \right] \underline{u} = \underline{0} &\Leftrightarrow \left[\begin{matrix} k-mw_1^2 & \\ & \end{matrix} \right] \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \cos(w_1 t) = \underline{0} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow \left[\begin{matrix} k-mw_1^2 & \\ & \end{matrix} \right] \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix}_{(1)} = \underline{0} &\Leftrightarrow \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix}_{(1)} = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix}^{(\phi_1=1)} \end{aligned}$$

Da mesma forma pode-se escrever, para $w=w_2$

$$w = w_2 \Rightarrow \left[\begin{matrix} k-mw_2^2 & \\ & \end{matrix} \right] \underline{u} = \underline{0} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix}_{(2)} = \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix}^{(\phi_1=1)}$$

Isto significa que se encontraram duas das quatro pretendidas soluções linearmente independentes para o nosso sistema de duas equações diferenciais. Estas soluções podem ser, por exemplo:

$$\underline{u}_1 = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} \cdot \cos(w_1 t) \quad \underline{u}_2 = \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} \cdot \cos(w_2 t)$$

Para se obter a pretendida solução geral falta determinar mais duas soluções linearmente independentes para fazer as 4 soluções.

Testando se uma função vectorial, do tipo seno,

$$\underset{\sim}{u} = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \end{bmatrix} \cdot \text{sen}(wt) \quad , \quad \phi_1, \phi_2 \in \mathbb{R}$$

também poderá ser solução do problema. Recorrendo à técnica anterior facilmente se conclui que a equação que caracteriza a vibração livre sem amortecimento também admite as duas seguintes soluções do tipo seno.

$$\underset{\sim}{u}_3 = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} \cdot \text{sen}(w_1 t) \quad \underset{\sim}{u}_4 = \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} \cdot \text{sen}(w_2 t)$$

Assim a solução geral do problema pode ser escrita como a combinação linear das anteriores 4 soluções linearmente independentes, ficando

$$\underset{\sim}{u} = A_1 \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} \cdot \cos(w_1 t) + A_2 \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} \cdot \cos(w_2 t) + B_1 \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} \cdot \text{sen}(w_1 t) + B_2 \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} \cdot \text{sen}(w_2 t)$$

ou, escrevendo de forma mais compacta

$$\underset{\sim}{u} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} A_1 \cos(w_1 t) + B_1 \text{sen}(w_1 t) \\ A_2 \cos(w_2 t) + B_2 \text{sen}(w_2 t) \end{bmatrix}$$

Em que w_1 e w_2 correspondem às designadas frequências próprias ou naturais da estrutura, e a matriz

$$\underset{\sim}{\phi} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix}$$

usualmente designada por matriz modal, contém em cada coluna os designados modos de vibração $\underset{\sim}{\phi}_j$ (neste caso $\underset{\sim}{\phi} = \begin{bmatrix} \underset{\sim}{\phi}_1 & \underset{\sim}{\phi}_2 \end{bmatrix}$) que correspondem, respectivamente, a cada uma das duas frequências naturais do modelo físico que se está a estudar. Note-se que este resultado é generalizável para estruturas de N graus de liberdade.

A equação diferencial em análise correspondente, neste caso, a um sistema de N=2 equações diferenciais acopladas $\ddot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{0}$ pode ser transformada num conjunto de 2 equações diferenciais desacopladas da forma:

$$\begin{aligned} \ddot{u}_1^* + w_1^2 u_1^* &= 0 \\ \ddot{u}_2^* + w_2^2 u_2^* &= 0 \end{aligned}$$

Onde,

$$\begin{aligned} u_1^* &= A_1 \cos(w_1 t) + B_1 \text{sen}(w_1 t) \\ u_2^* &= A_2 \cos(w_2 t) + B_2 \text{sen}(w_2 t) \end{aligned}$$

Então a solução original pretendida $\underline{u} = \underline{u}(t)$, pode ser obtida através da seguinte relação

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1^*(t) \\ u_2^*(t) \end{bmatrix} \Leftrightarrow \underline{u}(t) = \underline{\phi} \cdot \underline{u}^*(t)$$

Este resultado significa que a solução $\underline{u} = \underline{u}(t)$ é obtida como uma combinação linear dos modos de vibração da estrutura

$$\underline{u}(t) = \begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} u_1^*(t) + \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} u_2^*(t)$$

em que os coeficientes da combinação $u_1^*(t)$ e $u_2^*(t)$ correspondem as denominadas coordenadas modais (funções do tempo).

Normalização da matriz modal

Em relação à matriz modal é importante ter presente que se trata de uma matriz indeterminada (cada coluna é um vector indeterminado que corresponde a um modo de vibração), pelo que, quando se refere a esta matriz, é necessário especificar qual o critério de normalização usado para obter explicitamente os elementos de cada coluna.

Pode-se admitir por exemplo, que o primeiro elemento de cada coluna é unitário o que fornece a necessária condição suplementar $\phi_{1j} = 1$. Pode-se também admitir que cada coluna deve ter norma unitária $\phi_{1j}^2 + \phi_{2j}^2 = 1$. No entanto, o mais conveniente para os cálculos subsequentes, é admitir que cada coluna da matriz modal deve relacionar-se com a matriz de massas respeitando a seguinte relação

$$\phi_j^T m \phi_j = 1 \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \phi_{1j} & \phi_{2j} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \phi_{1j} \\ \phi_{2j} \end{bmatrix} = 1$$

O que corresponde a uma condição suplementar do tipo

$$\phi_{1j}^2 + \phi_{2j}^2 + \phi_{3j}^2 = 1/m$$

Sendo este tipo de critério de normalização o mais utilizado em análise dinâmica de estruturas, dado que, conduz a consideráveis simplificações nos cálculos subsequentes.

Em geral, irá adoptar-se este critério de normalização dos modos (relativamente à matriz de massas) e assim passar a usar a matriz modal ϕ normalizada relativamente à massa, verificando-se desta forma que o produto matricial $\phi^T m \phi$ correspondente à matriz identidade I, ou seja

$$\phi^T m \phi = I$$

Coordenadas modais: conceito de massa modal e de rigidez modal

Na prática, a conclusão anterior de que a solução $\underline{u} = \underline{u}(t)$ da equação diferencial matricial

$$m \ddot{\underline{u}} + k \underline{u} = \underline{0}$$

pode ser escrita como uma combinação linear de modos de vibração

$$\underline{u} = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \end{bmatrix} u_1^* + \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \end{bmatrix} u_2^* = \phi \underline{u}^*$$

em que $\underline{\tilde{u}}^* = \underline{\tilde{u}}^*(t)$ corresponde ao vector das coordenadas modais e a matriz $\underline{\phi}$ é a matriz modal ou matriz dos modos de vibração, conduz ao conceito de massa modal e de rigidez modal.

Matematicamente os conceitos de massa modal e de rigidez modal surgem quando, na equação diferencial em análise, se introduz a forma $\underline{\tilde{u}} = \underline{\phi} \underline{\tilde{u}}^*$ ficando

$$\underline{m} \underline{\phi} \underline{\tilde{u}}^{\ddot{*}} + \underline{k} \underline{\phi} \underline{\tilde{u}}^* = 0$$

a qual pode ser facilmente resolvida multiplicando ambos os membros por $\underline{\phi}^T$ já que, em resultado desta multiplicação, obtemos o seguinte sistema de duas equações diferenciais desacopladas

$$\underline{\phi}^T \underline{m} \underline{\phi} \underline{\tilde{u}}^{\ddot{*}} + \underline{\phi}^T \underline{k} \underline{\phi} \underline{\tilde{u}}^* = 0$$

pois as matrizes $\underline{\phi}^T \underline{m} \underline{\phi}$ e $\underline{\phi}^T \underline{k} \underline{\phi}$ são matrizes diagonais, usualmente designadas como matriz das massas modais e a matriz da rigidez modal

$$\underline{m}^* = \underline{\phi}^T \underline{m} \underline{\phi} = \begin{bmatrix} m_1^* & 0 \\ 0 & m_2^* \end{bmatrix} \quad \underline{k}^* = \underline{\phi}^T \underline{k} \underline{\phi} = \begin{bmatrix} k_1^* & 0 \\ 0 & k_2^* \end{bmatrix}$$

Assim, a equação diferencial anterior escreve-se na forma

$$\underline{m}^* \underline{\tilde{u}}^{\ddot{*}} + \underline{k}^* \underline{\tilde{u}}^* = 0$$

ou seja

$$\begin{bmatrix} m_1^* & 0 \\ 0 & m_2^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1^* \\ \ddot{u}_2^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1^* & 0 \\ 0 & k_2^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1^* \\ u_2^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

o que corresponde ao seguinte sistema de equações diferenciais desacopladas

$$\begin{cases} m_1^* \ddot{u}_1 + k_1^* u_1^* = 0 \\ m_2^* \ddot{u}_2 + k_2^* u_2^* = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \ddot{u}_1 + w_1^2 u_1^* = 0 \\ \ddot{u}_2 + w_2^2 u_2^* = 0 \end{cases}, \quad w_1 = \sqrt{k_1^*/m_1^*} \\ w_2 = \sqrt{k_2^*/m_2^*}$$

A partir deste resultado é fácil perceber que, quando se utiliza a matriz modal $\underline{\phi}$ normalizada relativamente à matriz de massas, ou seja, quando se utiliza uma matriz de massa modal \underline{m}^* igual á matriz identidade (o que resulta directamente da adopção do critério de normalização dos modos relativamente à matriz de massa)

$$\underline{m}^* = \underline{\phi}^T \underline{m} \underline{\phi} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

então a matriz de rigidez modal \underline{k}^* assume a seguinte forma

$$\underline{k}^* = \underline{\phi}^T \underline{k} \underline{\phi} = \begin{bmatrix} w_1^2 & 0 \\ 0 & w_2^2 \end{bmatrix}$$

o que é de grande conveniência para os cálculos subsequentes.

No ponto seguinte aplica-se esta técnica recorrendo à matriz modal $\underline{\phi}$ para transformar a equação diferencial matricial que descreve o comportamento dinâmico de um modelo estrutural de vários graus de liberdade, num sistema de equações diferenciais desacopladas, também pode ser utilizada quando existem forças de amortecimento (o que acontece sempre nas estruturas reais) desde que a matriz de amortecimento \underline{c} seja dada por uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez.

$$\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k}$$

Vibração com amortecimento e forças exteriores aplicadas

Consideremos agora o caso mais geral relativo ao comportamento dinâmico, em que e de estruturas com vários graus de liberdade estão sujeitas a amortecimento e a forças exteriores aplicadas. Neste caso considera-se simplificadamente que a matriz de amortecimento é proporcional á matriz de massas (que considerámos diagonal) e assim a equação do movimento

$$\underline{\underline{m}}\ddot{\underline{u}} + \underline{\underline{c}}\dot{\underline{u}} + \underline{\underline{k}}\underline{u} = \underline{f}(t)$$

pode ser escrita na seguinte forma desenvolvida

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 4ke + 2ki & -(4ke + 2ki) \\ -(4ke + 2ki) & 8ke + 2ki \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{bmatrix}$$

Também neste caso pode-se transformar este sistema de equações diferenciais acopladas num sistema de equações desacopladas recorrendo ao anterior conceito de coordenadas modais, ou seja, recorre-se à ideia de que a solução pode ser representada como uma combinação linear dos modos de vibração da estrutura.

$$\underline{u} = \underline{\phi} \underline{u}^*$$

Introduzindo esta relação na equação original e multiplicando em seguida ambos os membros por $\underline{\phi}^T$ obtém-se

$$\underline{\underline{m}}^* \ddot{\underline{u}}^* + \underline{\underline{c}}^* \dot{\underline{u}}^* + \underline{\underline{k}}^* \underline{u}^* = \underline{f}^*$$

surgindo agora a denominada matriz dos amortecimentos modais $\underline{\underline{c}}^*$, e o vector das cargas modais \underline{f}^*

$$\underline{u}^* = \underline{\phi}^T \underline{u} = \begin{bmatrix} u_1^* \\ u_2^* \end{bmatrix} \text{ - Vector das coordenadas modais}$$

$$\underline{\underline{m}}^* = \underline{\phi}^T \underline{\underline{m}} \underline{\phi} = \begin{bmatrix} m_1^* & 0 \\ 0 & m_2^* \end{bmatrix} \text{ - Matriz das massas modais}$$

$$\underline{\underline{c}}^* = \underline{\phi}^T \underline{\underline{c}} \underline{\phi} = \begin{bmatrix} c_1^* & 0 \\ 0 & c_2^* \end{bmatrix} \text{ - Matriz dos amortecimentos modais}$$

$$\underline{\underline{k}}^* = \underline{\phi}^T \underline{\underline{k}} \underline{\phi} = \begin{bmatrix} k_1^* & 0 \\ 0 & k_2^* \end{bmatrix} \text{ - Matriz de rigidez modal}$$

$$\underline{f}^* = \underline{\phi}^T \underline{f} = \begin{bmatrix} f_1^* \\ f_2^* \end{bmatrix} \text{ - Vector das cargas modais}$$

Assim a anterior equação, escrita em coordenadas modais, corresponde ao seguinte sistema de equações diferenciais desacopladas

$$\begin{cases} m_1^* \ddot{u}_1 + c_1^* \dot{u}_1 + k_1^* u_1 = f_1^* \\ m_2^* \ddot{u}_2 + c_2^* \dot{u}_2 + k_2^* u_2 = f_2^* \end{cases}$$

que, em notação indicial, pode ser escrito na seguinte forma mais compacta

$$m_n^* \ddot{u}_n + c_n^* \dot{u}_n + k_n^* u_n = f_n^* \quad , \quad n=1 \text{ a } n \text{ modos}$$

3.3.2 Análise no domínio da frequência

No Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, foram elaborados ensaios de vibração com o objectivo de determinar as frequências naturais do modelo físico. Para o efeito utilizou-se acelerómetros e um sistema de aquisição que permitiram obter os registos das acelerações horizontais na direcção y e assim caracterizar o modelo físico nesta direcção.

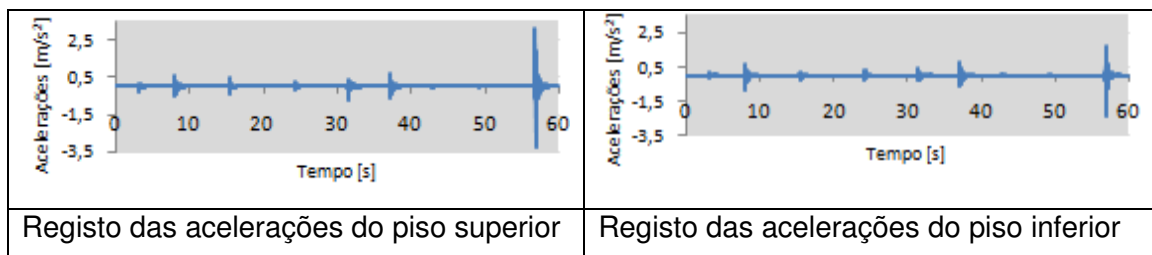


Figura 3.7 Registo das acelerações obtidas durante a realização do ensaio de vibração.

Começou-se por analisar apenas o registo das acelerações medidas no piso superior aplicando a técnica proposta por Fourier para decompor o acelerograma em “ondas”.

Com uma folha de cálculo em Excel e uma rotina em VBA, aplicou-se a mesma metodologia utilizada para o modelo do edifício de 1 piso e determinaram-se os valores a_n e b_n de todas as ondas pretendidas.

Tal como foi feito para o edifício de 1 piso, as amplitudes A_n das várias ondas foram guardadas numa coluna com o objectivo de se obter o espectro de amplitudes, que representa as amplitudes das ondas que constituem o acelerograma medido em função da respectiva frequência como se observa na Figura 3.8.

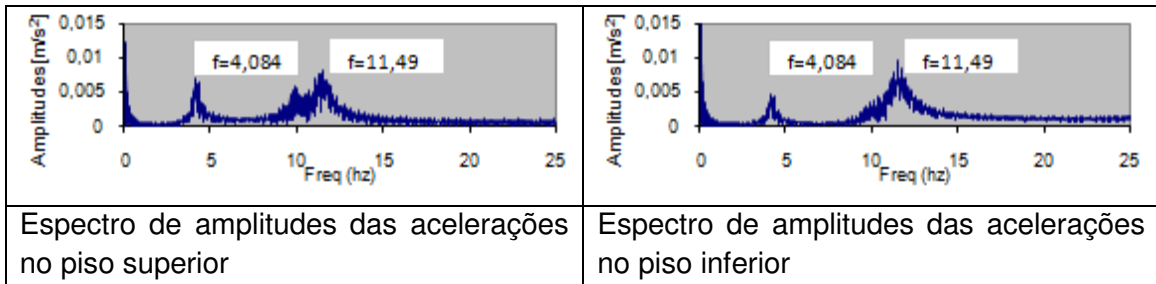


Figura 3.8 Espectros de amplitudes obtidos através da técnica de Fourier.

No espectro de amplitudes, verifica-se que existem, “escondidas no acelerograma”, duas ondas que se destacam pela sua maior amplitude. Cada uma dessas ondas tem uma determinada frequência que corresponde fisicamente às duas frequências próprias do modelo físico.

A análise comparativa da amplitude e da fase (ou ângulo de fase) das ondas principais identificadas nos dois pisos para uma dada frequência própria permite identificar a configuração do modo de vibração correspondente a essa frequência.

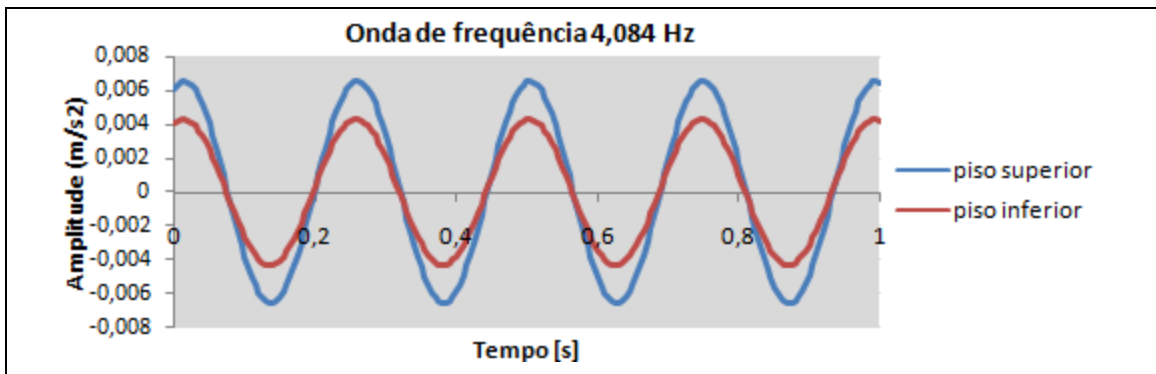


Figura 3.9 Análise comparativa dos vários pisos para a frequência própria de 4,08 Hz.

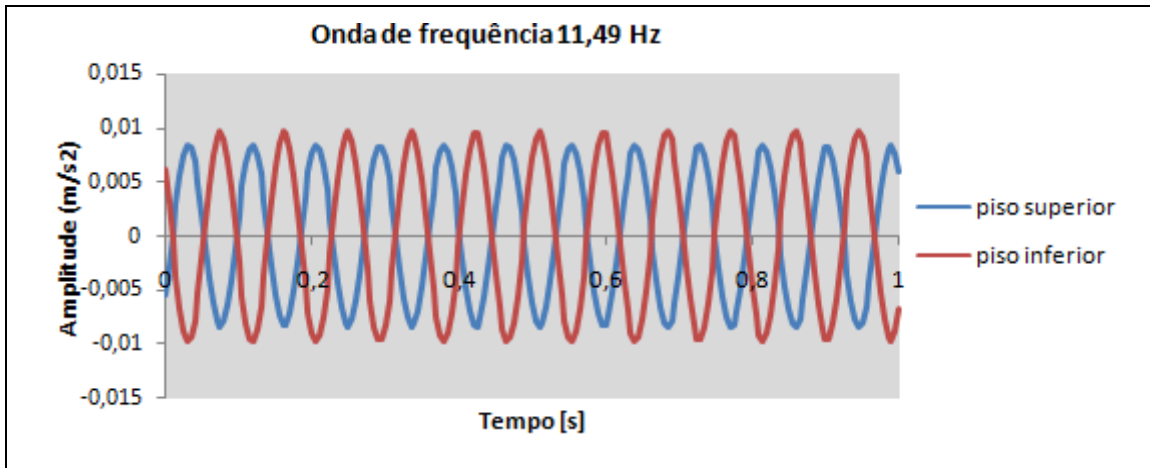


Figura 3.10 Análise comparativa dos vários pisos para a frequência própria de 11,49 Hz.

Para a primeira frequência própria (4,084 Hz) as ondas identificadas nos dois pisos estão em fase, correspondendo a maior amplitude à onda do piso superior e a menor amplitude à onda do piso inferior.

Para a segunda frequência própria (11,49 Hz) as ondas identificadas estão em contra fase, correspondendo a maior amplitude à onda do piso inferior e a menor amplitude à onda do piso inferior.

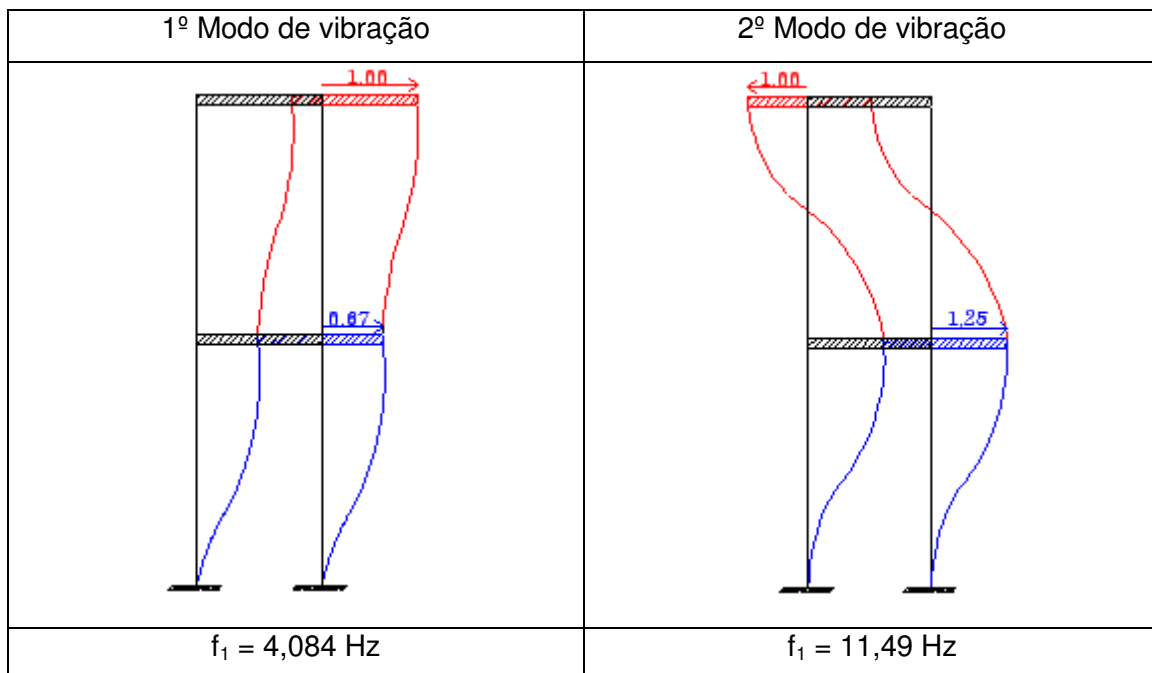


Figura 3.11 Frequências e modos de vibração obtidos experimentalmente.

3.4 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados os fundamentos da análise dinâmica de estruturas.

A apresentação dos referidos fundamentos iniciou-se, utilizando como exemplo o modelo de um edifício de 1 piso (modelo de 1 G.L), o qual permitiu ilustrar a metodologia que é usualmente utilizada na análise dinâmica de estruturas no domínio do tempo e no domínio da frequência.

Em seguida foi utilizado o modelo de um edifício de dois pisos construído em acrílico (modelo de 2 G.L) para ilustrar as metodologias utilizadas na análise de estruturas com vários de liberdade tanto no domínio do tempo como no domínio da frequência.

Capítulo 4

Construção Do Modelo Físico

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo mostra-se de que forma os modelos físicos podem ser utilizados para estudar o comportamento de estruturas reais sob acções estáticas e dinâmicas. Estes tipos de estudos baseiam-se na teoria da semelhança a qual será sucintamente abordada na secção 4.2.

Neste capítulo mostra-se também o processo de construção de um modelo físico de um edifício de dois pisos em acrílico o qual será utilizado, como veremos no capítulo 5, para a realização de vários ensaios de vibração sob diferentes condições de massa e de rigidez.

4.2 Teoria da semelhança

O estudo do comportamento de estruturas por intermédio de modelos físicos (também designados de modelos reduzidos) baseia-se na Teoria da Semelhança. Segundo esta teoria, fundamentada na Análise Dimensional, é possível, em determinadas condições,

conhecer o comportamento de estruturas reais se for conhecido o comportamento de modelos físicos semelhantes a essas estruturas.

Uma determinada estrutura e o respectivo modelo físico dizem-se sistemas fisicamente semelhantes, relativamente a um dado conjunto de grandezas, se existir uma relação constante entre valores homólogos dessas grandezas nos dois sistemas. A existência de uma relação constante entre comprimentos homólogos corresponde à conhecida semelhança geométrica. No entanto, na análise de estruturas por modelos físicos é necessário que outras grandezas verifiquem a referida relação constante, tais como forças, tensões, extensões, deslocamentos, tempos, frequências, massas, acelerações, temperaturas, etc., para que seja possível considerar o modelo físico e a estrutura real como sistemas semelhantes relativamente a todas estas grandezas (Oliveira, 2000).

A Teoria da Semelhança permite obter as relações de semelhança entre as grandezas envolvidas nos fenómenos que se estudam por intermédio de modelos físicos, recorrendo ao teorema fundamental da Análise Dimensional.

4.2.1 Condições de semelhança

Para que se cumpram as condições de semelhança entre o comportamento de uma estrutura e o respectivo modelo físico é necessário que a importância relativa das diferentes forças ou grandezas intervenientes seja a mesma no modelo e na estrutura.

$$\left(\frac{\rho \dot{u}^2}{E}\right)_p = \left(\frac{\rho \dot{u}^2}{E}\right)_m \quad \text{Semelhança de Cauchy}$$

$$\left(\frac{\dot{u}^2}{l g}\right)_p = \left(\frac{\dot{u}^2}{l g}\right)_m \quad \text{Semelhança de Froude}$$

$$\vdots$$

Nalgumas situações, devido à dificuldade prática de ter um par estrutura - modelo físico que permita verificar simultaneamente todas as condições de semelhança, podem ser utilizados modelos incompletos ou distorcidos em que apenas são garantidas as condições de semelhança relacionadas com as grandezas fisicamente relevantes para o fenómeno a estudar.

Num modelo físico construído à escala geométrica $1/k_L = l_m/l_p$ é possível a partir dos valores obtidos no modelo físico estimar os valores que se obteriam na estrutura real quando sujeita ao mesmo tipo de acção. Essa estimativa é feita com base nas

escalas das diversas grandezas envolvidas para o caso de semelhança de de Froude e de Cauchy como se mostra na seguinte tabela.

Tabela 4.1 Escalas das diversas grandezas envolvidas em estudos por modelo físico para o caso de se verificarem as condições de semelhança de Froude e de Cauchy.

	Semelhança de Froude <i>(a respeitar no estudo de fenômenos em que as forças gravíticas são condicionantes)</i>	Semelhança de Cauchy <i>(a respeitar no estudo de fenômenos em que as forças elásticas são condicionantes)</i>
	$\left(\frac{\dot{u}^2}{Lg}\right)_p = \left(\frac{\dot{u}^2}{Lg}\right)_m$	$\left(\frac{\rho \dot{u}^2}{E}\right)_p = \left(\frac{\rho \dot{u}^2}{E}\right)_m$
Comprimento L	$L_p = k_L L_m$	$L_p = k_L L_m$
Massa específica ρ	$\rho_p = k_\rho \rho_m$	$\rho_p = k_\rho \rho_m$
Módulo de elasticidade E	$E_p = k_E E_m$	$E_p = k_E E_m$
Força F	$F_p = k_\rho k_L^3 F_m$	$F_p = k_E k_L^2 F_m$
Deslocamento u	$u_p = k_L u_m$	$u_p = k_L u_m$
Extensão ε	$\varepsilon_p = \varepsilon_m$	$\varepsilon_p = \varepsilon_m$
Tensão σ	$\sigma_p = k_E \sigma_m$	$\sigma_p = k_E \sigma_m$
Pressão p	$p_p = k_\rho k_L p_m$	$p_p = k_E p_m$
Volume V	$V_p = k_L^3 V_m$	$V_p = k_L^3 V_m$
Área A	$A_p = k_L^2 A_m$	$A_p = k_L^2 A_m$
Massa m	$m_p = k_\rho k_L^3 m_m$	$m_p = k_\rho k_L^3 m_m$
Tempo t	$t_p = k_L^{1/2} t_m$	$t_p = k_L k_E^{-1/2} k_\rho^{1/2} t_m$
Velocidade \dot{u}	$\dot{u}_p = k_L^{1/2} \dot{u}_m$	$\dot{u}_p = k_E^{1/2} k_\rho^{-1/2} \dot{u}_m$
Aceleração \ddot{u}	$\ddot{u}_p = \ddot{u}_m$	$\ddot{u}_p = k_E k_\rho^{-1} k_L^{-1} \ddot{u}_m$
Frequência f	$f_p = k_L^{-1/2} f_m$	$f_p = k_L^{-1} k_E^{1/2} k_\rho^{-1/2} f_m$

(p) – estrutura real (m) - modelo

Mostra-se na Figura 4.1, o exemplo de um modelo físico que foi utilizado para estudar o comportamento da estrutura real quando submetida a um sismo. Este modelo foi colocado numa mesa sísmica onde foram realizados ensaios simulando sismos para assim tirar conclusões sobre o comportamento do edifício real na eventualidade de ocorrência de sismos.



Figura 4.1 Modelo físico elaborado no LNEC do parque central de Caracas.

Os modelos físicos têm como principal objectivo prever o comportamento de estruturas reais quando sujeitas a determinados tipos de acções.

	
<p>Barragem de Santa Luzia (1ª barragem abóbada Portuguesa). Modelo físico de gesso-diatomite</p>	<p>Barragem de Alqueva. Modelo geomecânico</p>
	
<p>Barragem de Alqueva. Modelo de argamassa de cimento para estudo de um cenário de movimento numa falha tectónica</p>	<p>Modelo de gesso-diatomite de uma barragem de abóbadas múltiplas. Estudo de formas para a barragem de Alqueva</p>

Figura 4.2 Alguns exemplos de modelos físicos construídos no LNEC de barragens Portuguesas.

4.3 Descrição do processo de construção do modelo físico

Para a realização do presente trabalho foi construído em acrílico, um modelo físico de um edifício de dois pisos de planta rectangular e com seis pilares de secção também ela rectangular. Este edifício foi fundado numa base de betão construída para o efeito.

Com o intuito de auxiliar na elaboração do referido modelo foi elaborado primeiramente um projecto em Autocad onde são apresentadas as dimensões e secções dos pilares do referido modelo.

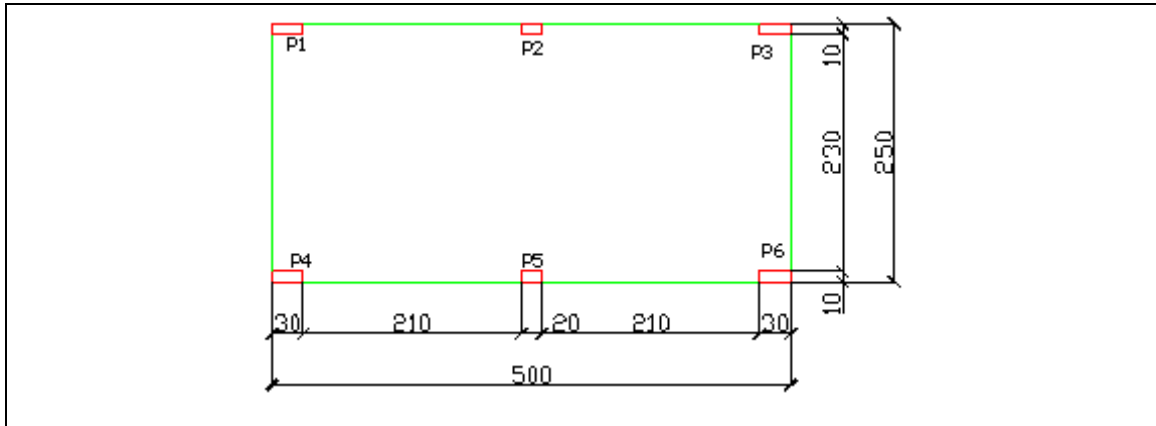


Figura 4.3 Planta do modelo físico

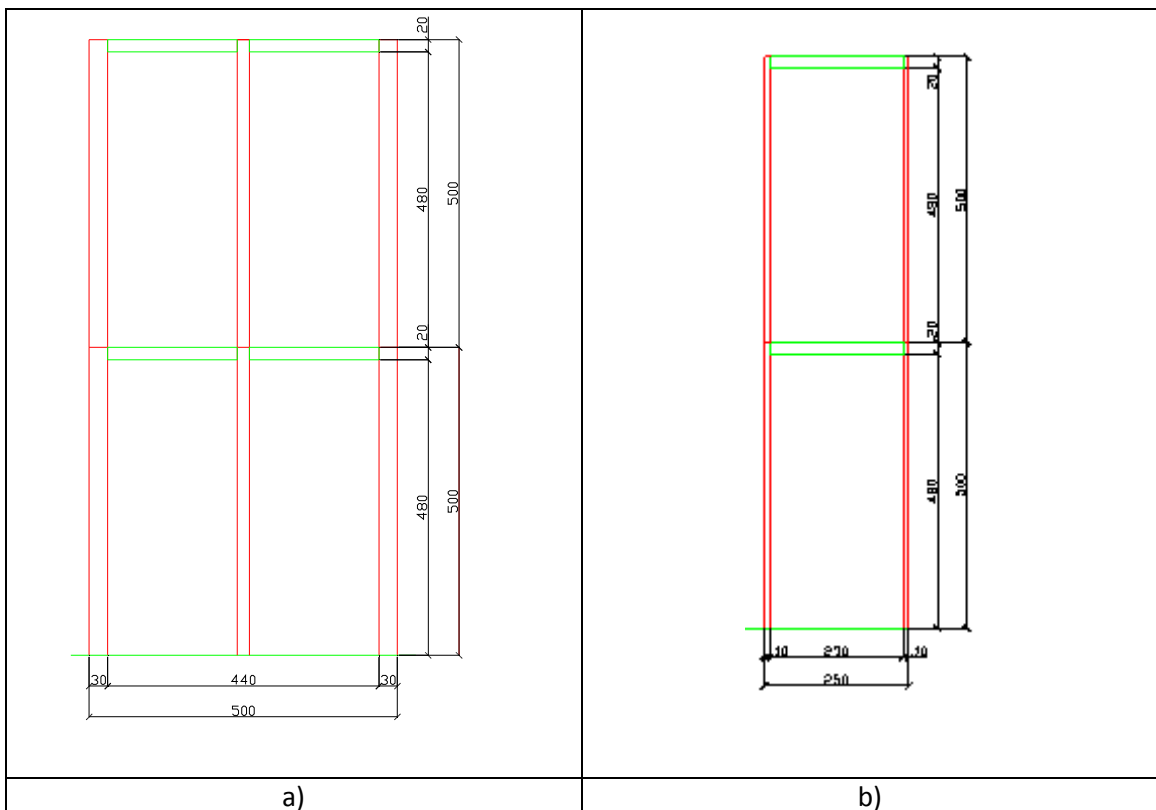


Figura 4.4 a) Alçado principal e tardoz (plano xz) do modelo físico b) alçados laterais (plano xy) do modelo físico.

Tabela 4.2 Dimensões dos pilares do pórtico de dois pisos.

Pilar (número)	Secção (mxm)
P ₁ , P ₃ , P ₄ e P ₆	0,040x0,010
P ₂ e P ₅	0,020x0,010

Na Figura 4.5 mostra-se a fase de colagem dos pilares às lajes do modelo físico.

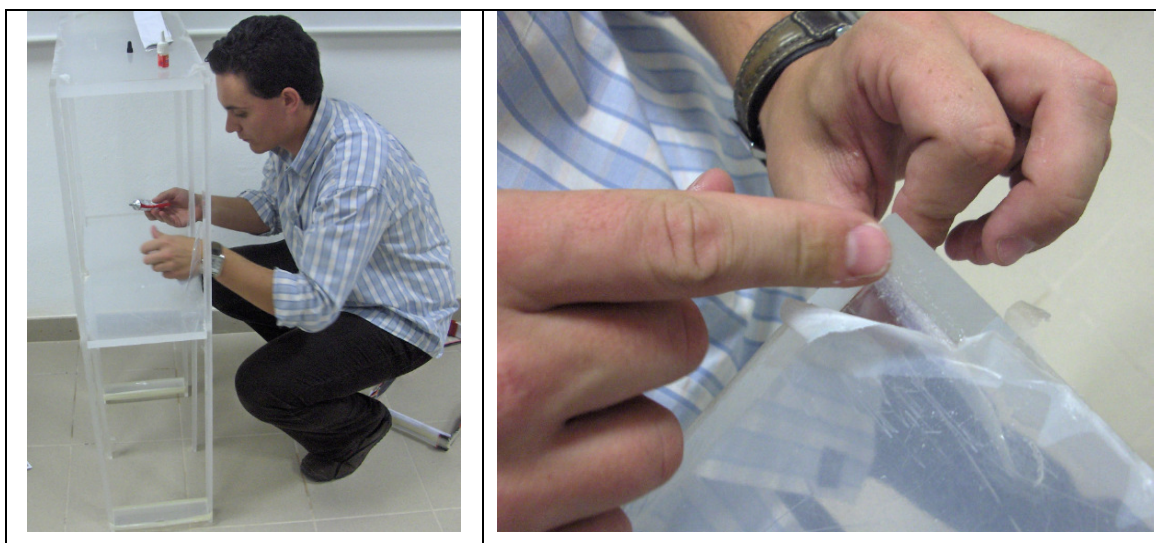


Figura 4.5 Pormenor da colagem do modelo físico.

Para garantir o encastramento dos pilares à base de betão recorreu-se a cunhas de madeiras, que preencheram o espaço entre os pilares e o betão evitando assim que durante a realização dos ensaios efectuados ao pórtico houvesse distorção dos resultados obtidos por mau encastramento dos pilares à base de betão.



Figura 4.6 Pormenor dos encastramentos dos pilares.

Para se realizarem os ensaios com reforço (descritos no capítulo 5) foram feitos uns travamentos em madeira com as medidas das diagonais (Figura 4.7) do pórtico na

direcção y (direcção em que foi utilizado o reforço) de modo a que quando colocados no pórtico sob pressão aumentem a rigidez na direcção pretendida.

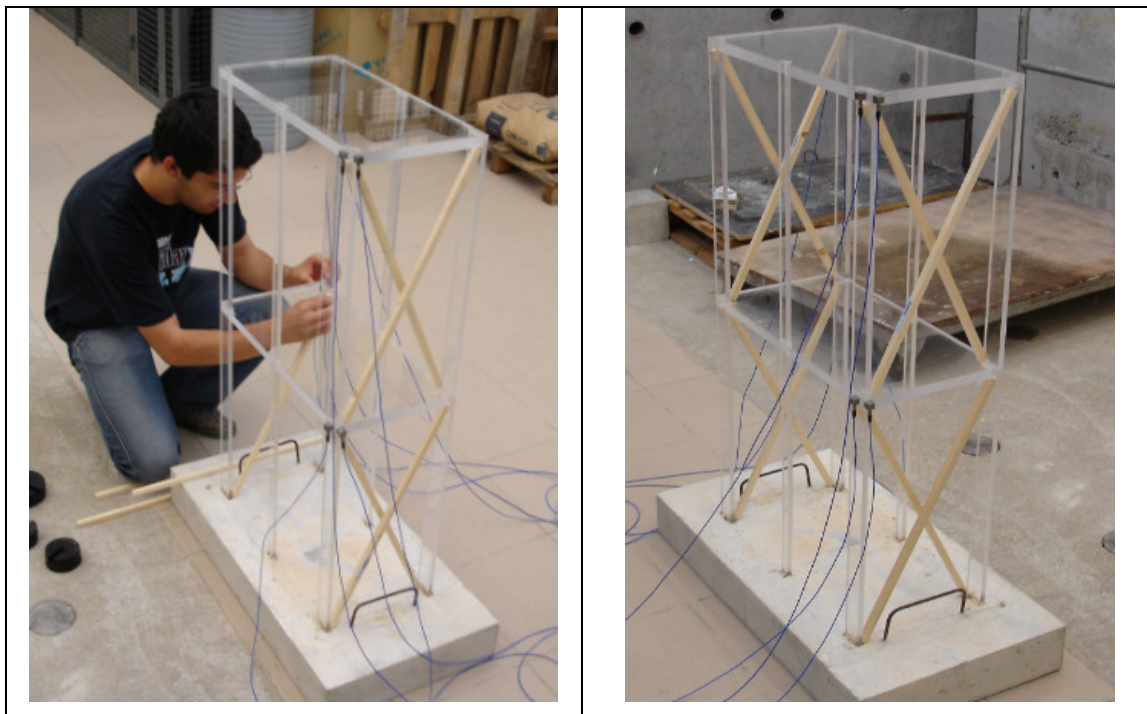


Figura 4.7 Colocação dos travamentos de madeira no modelo físico.

4.4 Considerações finais

Neste capítulo foi descrita de forma sucinta a teoria da semelhança que mostra de que forma se pode estudar o comportamento de estruturas reais sujeitas a acções estáticas e dinâmicas com base em modelos físicos.

Foi também descrito neste capítulo o processo de construção do modelo físico que, no capítulo 5 irá ser utilizado para a realização de vários ensaios de vibração ambiente para diferentes condições de carregamento e de rigidez.

Capítulo 5

Realização De Ensaios E Comparação Com Modelos Numéricos

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo pretende-se estudar o comportamento dinâmico de um modelo físico de dois pisos. Com o intuito de realizar este estudo foi construído um pórtico de dois pisos em acrílico no qual foram efectuados vários ensaios de vibração para assim se poder retirar conclusões relativamente ao seu comportamento estrutural. Os vários ensaios realizados no pórtico diferiam basicamente na massa e na sua rigidez, para assim perceber de que forma a variação destas propriedades se reflecte no comportamento dinâmico do referido modelo.

Foram aplicadas técnicas de identificação modal no domínio da frequência para determinar os principais parâmetros dinâmicos, nomeadamente as frequências naturais e os respectivos modos de vibração. Estas técnicas de identificação modal são bastante úteis na reabilitação de edifícios, pois através destas é possível determinar o comportamento estrutural dos edifícios e os problemas que lhe estão associados.

Com o objectivo de comparar com os resultados obtidos experimentalmente foram elaborados modelos numéricos de elementos finitos utilizando o programa SAP 2000.

5.2 Realização dos Ensaio de vibração

No Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa foram realizados ensaios de vibração com o intuito de caracterizar dinamicamente o modelo físico, através da determinação das frequências naturais do mesmo e dos respectivos modos de vibração que lhe estão associados. Para a realização do ensaio foram utilizados 8 acelerómetros para registar as acelerações horizontais e um sistema de aquisição de dados. A distribuição dos acelerómetros pode ser observada na figura 5.1.

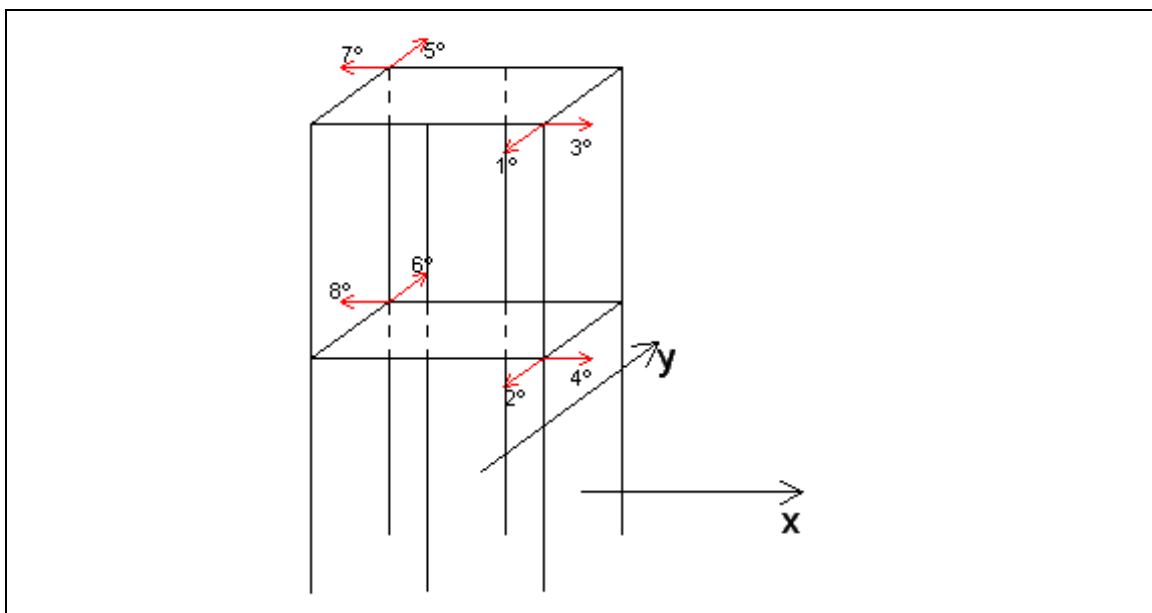


Figura 5.1 Localização dos acelerómetros

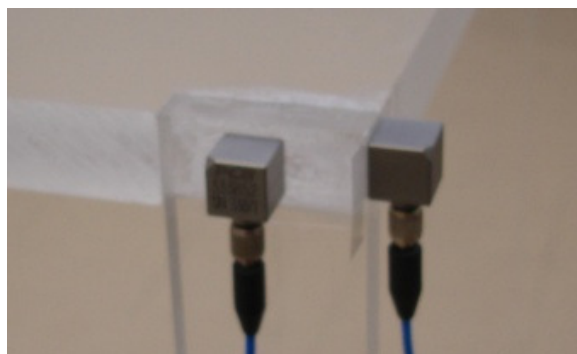


Figura 5.2 Pormenor da localização dos acelerómetros.

Durante a realização dos ensaios de vibração foram aplicadas pequenas pancadas no modelo físico de forma a excita-lo. Foram realizados os seguintes ensaios ao pórtico:

- Ensaio 1 – Modelo físico sem aumento de massa e sem travamento;
- Ensaio 2 – Modelo físico com aumento de massa e sem travamento;
- Ensaio 3 – Modelo físico sem aumento de massa e com travamento;
- Ensaio 4 – Modelo físico com aumento de massa e com travamento.

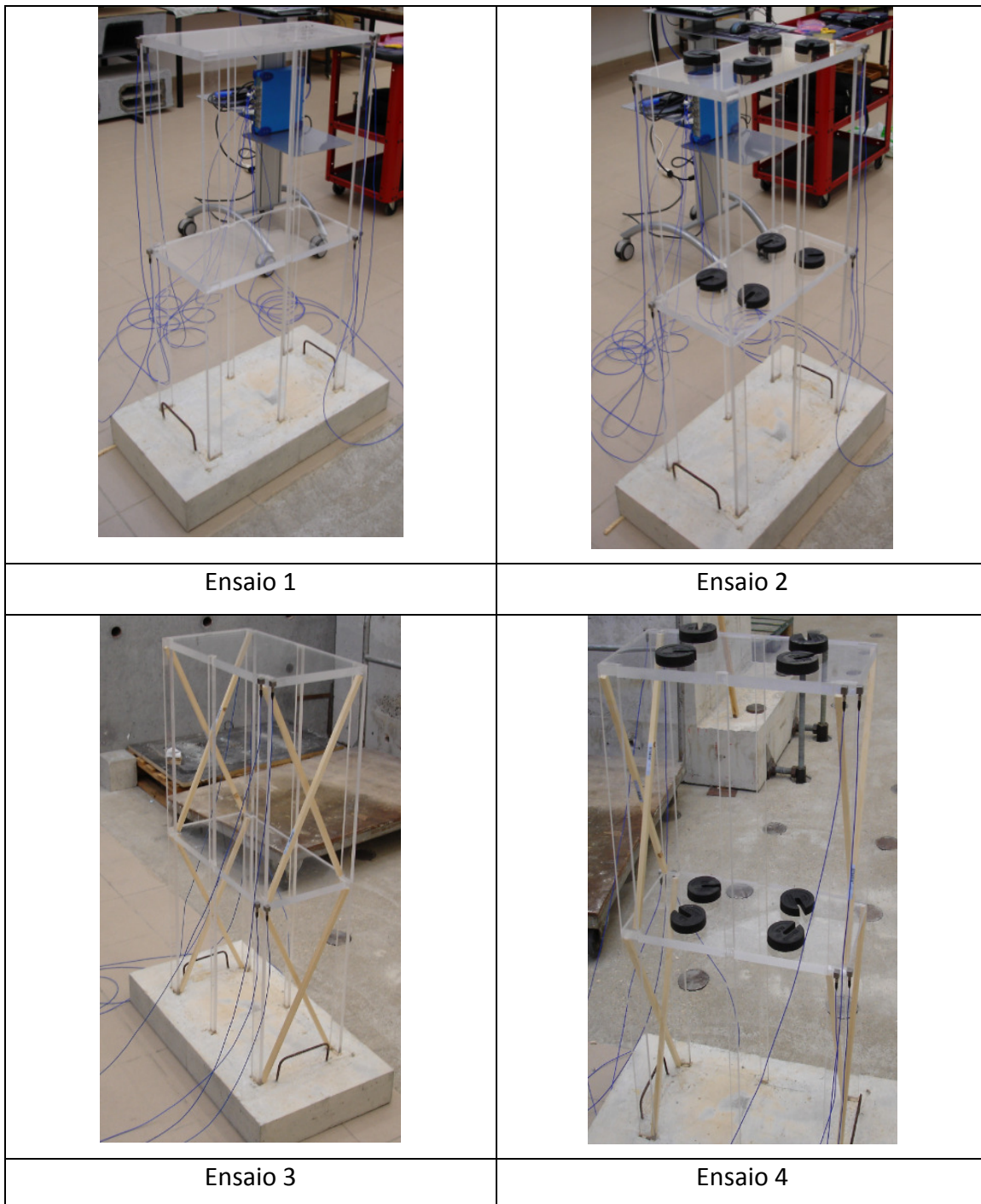


Figura 5.3 Aspecto do pórtico durante a realização dos vários ensaios.

5.2.1 Instrumentação utilizada

Na realização dos ensaios mencionados anteriormente foram utilizados 8 acelerómetros da marca PCB-PIEZOTRONICS® para registar as acelerações horizontais, tanto na direcção x como na direcção y, sete destes acelerómetros do modelo 333B52, unidireccionais e um do modelo 355B04 de três componentes, foram também utilizados cabos do tipo BNC com ponta BNC.

Para receber os registos dos acelerómetros foi utilizado um sistema de aquisição da marca OROS, modelo OR35.

Acelerómetros Piezoeléctricos

Estes acelerómetros possuem no seu interior cristais que possuem a propriedade de, quando sujeitos a deformações gerarem cargas eléctricas proporcionais a essas deformações sofridas. Esta propriedade é devido ao facto da deformação corresponder a uma alteração de forma, o que num cristal que não possua centro de simetria de carga se traduz na geração de uma carga eléctrica. O quartzo e a turmalina são exemplos de cristais que apresentam propriedades piezoeléctricas.

Os acelerómetros piezoeléctricos podem ser construídos de diferentes modos: podem ser construídos colocando cristais em flexão, em compressão ou em corte, no entanto, qualquer que seja o modo de construção e de funcionamento, todos os acelerómetros deste tipo são constituídos por uma massa, designada por massa sísmica, e por um elemento piezoeléctrico. Desta forma quando o acelerómetro é sujeito a uma determinada aceleração, a massa sísmica induz uma força ($F=m.a$) no elemento piezoeléctrico, fazendo com que neste se gere uma diferença de potencial proporcional a aceleração.

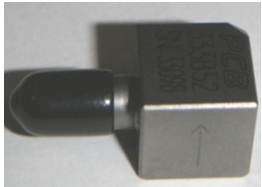

	
a) Marca: PCB-Piezotronics® Modelo: 333B52	b) Marca: PCB-Piezotronics® Modelo: 355B04

Figura 5.4 Características dos acelerómetros utilizados nos ensaios

Sistema de aquisição de dados

O registo dos sinais eléctricos é efectuado através de sistemas de aquisição de dados que transforma o sinal analógico emitido pelo acelerómetro num sinal digital, este sistema de aquisição é ligado a um computador portátil e aos acelerómetros, recebendo assim as acelerações medidas e transmitindo-as para o computador portátil, permitindo a sua posterior análise.

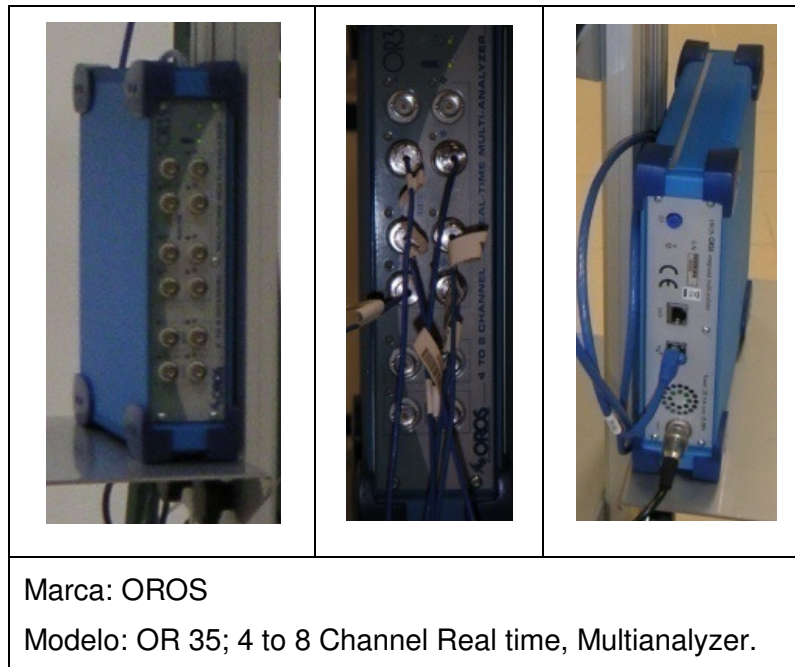
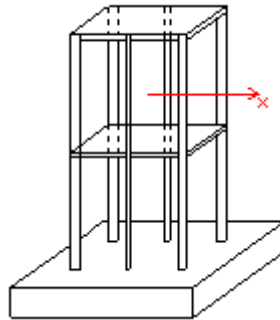


Figura 5.5 Características do sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios.

De seguida serão apresentados os resultados obtidos experimentalmente, nomeadamente os registos dos vários acelerómetros bem como o espectro de amplitudes para os vários ensaios realizados.

Ensaio 1. Modelo físico sem aumento de massa e sem travamento.



Direcção x

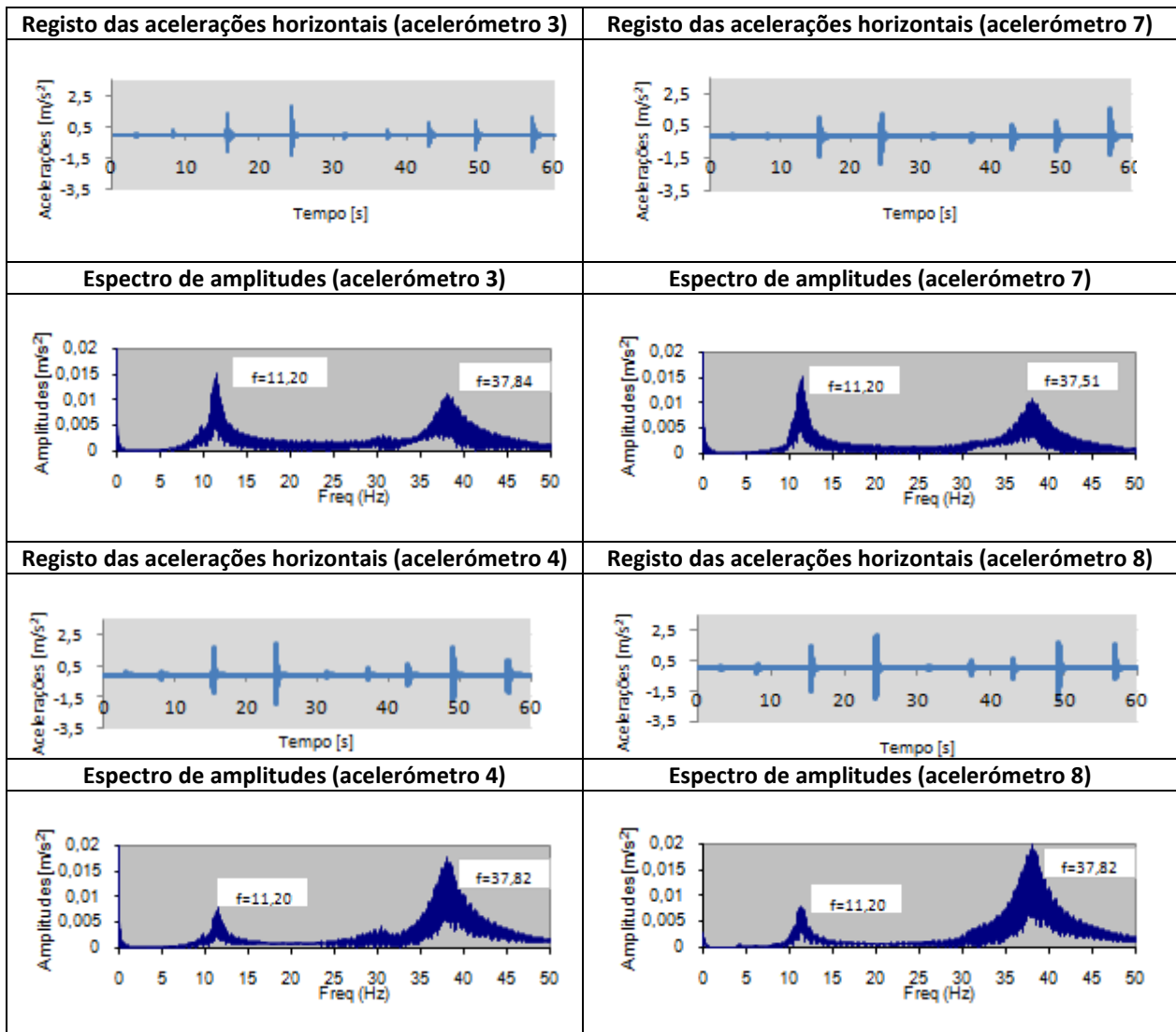
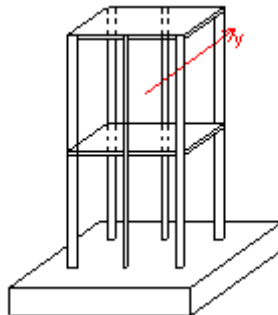


Figura 5.6 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 1º ensaio segundo a direcção x.

Ensaio 1. Modelo físico sem aumento de massa e sem travamento.



Direcção y

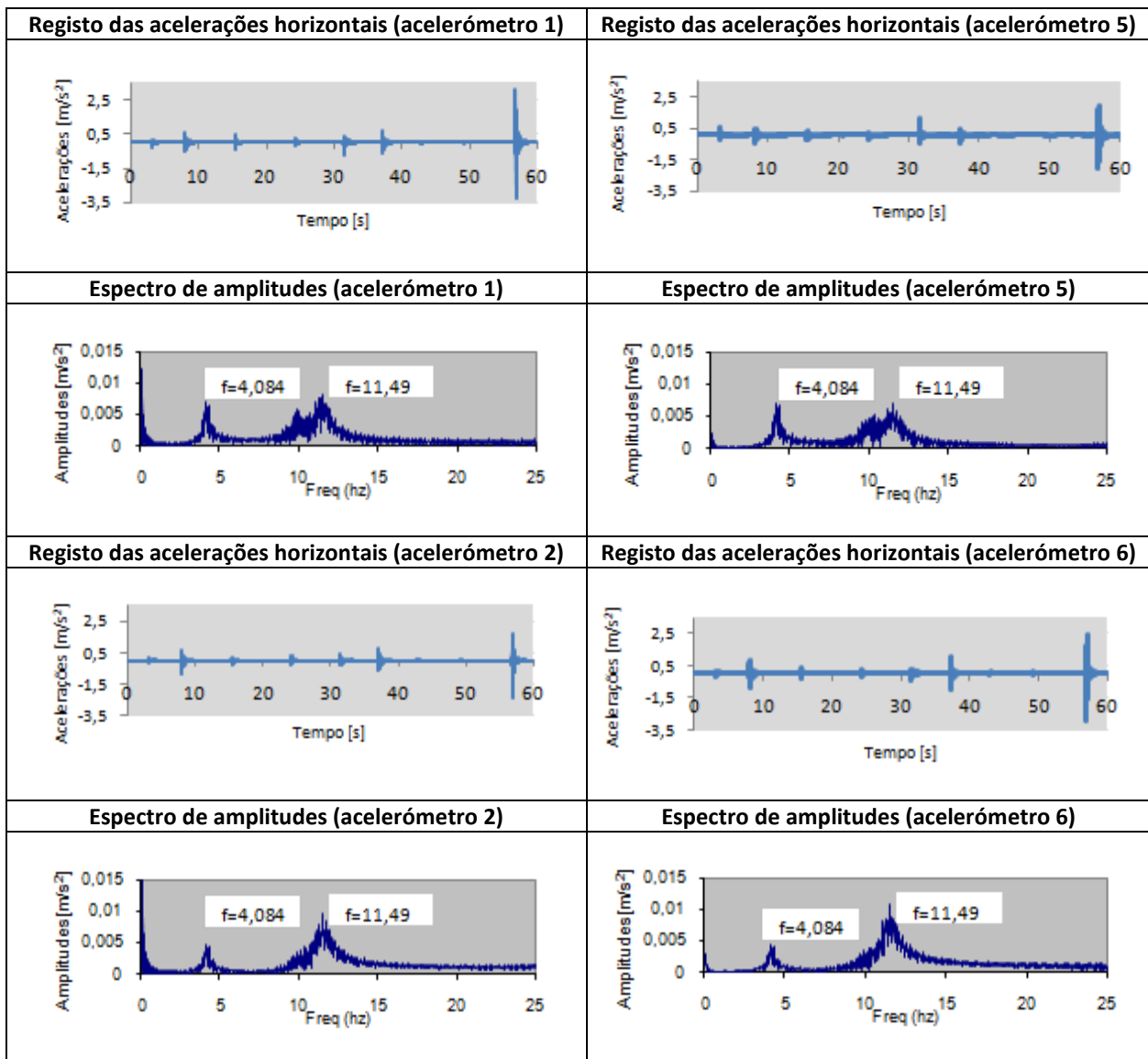
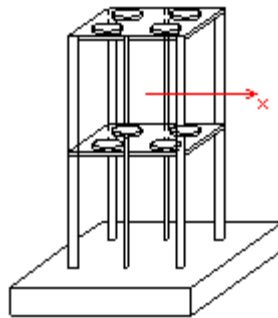


Figura 5.7 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 1º ensaio segundo a direcção y.

Ensaio 2. Modelo físico com aumento de massa e sem travamento.



Direcção x

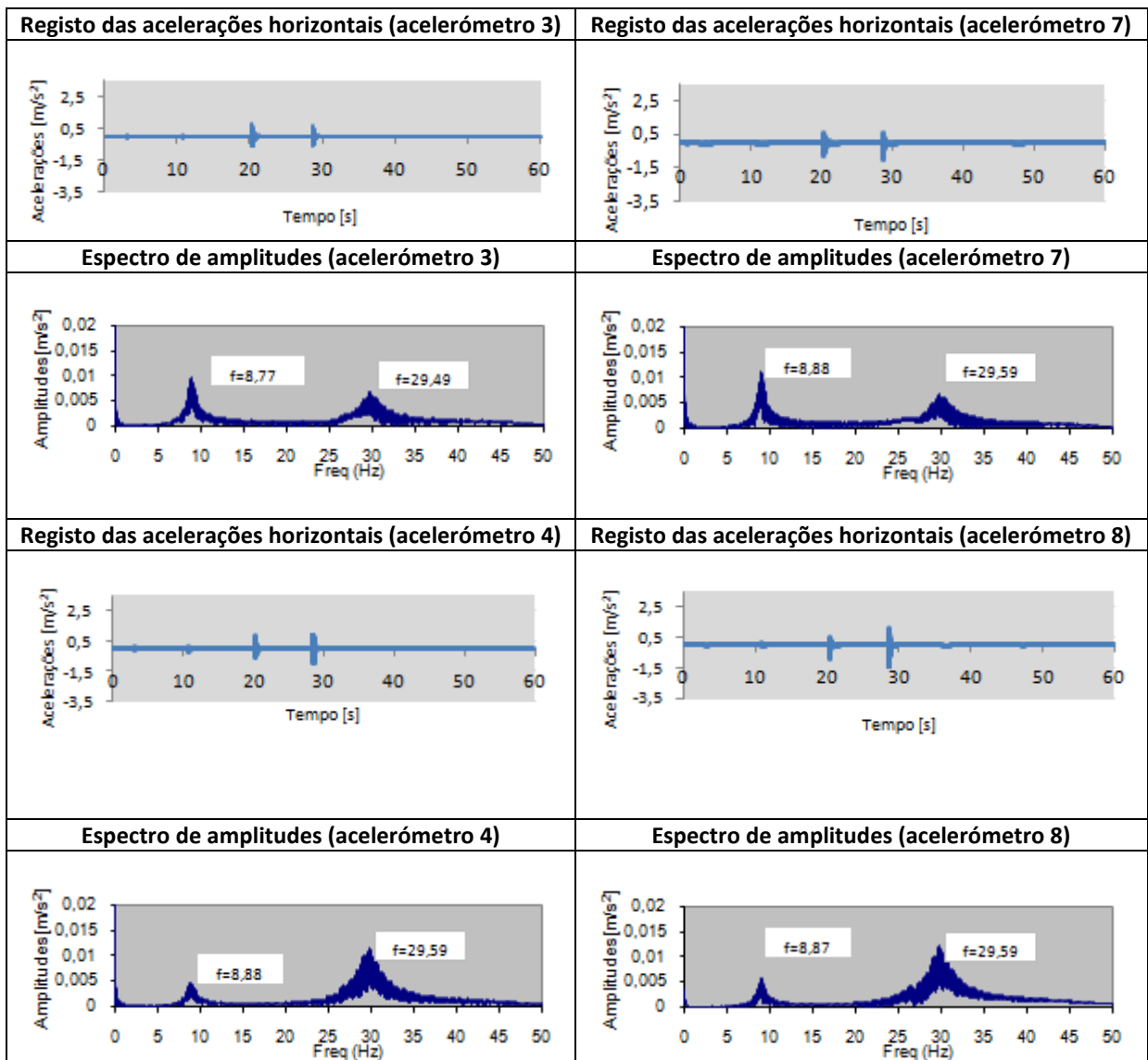
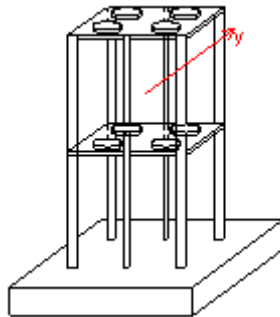


Figura 5.8 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 2º ensaio segundo a direcção x.

Ensaio 2. Modelo físico com aumento de massa e sem travamento.



Direcção y

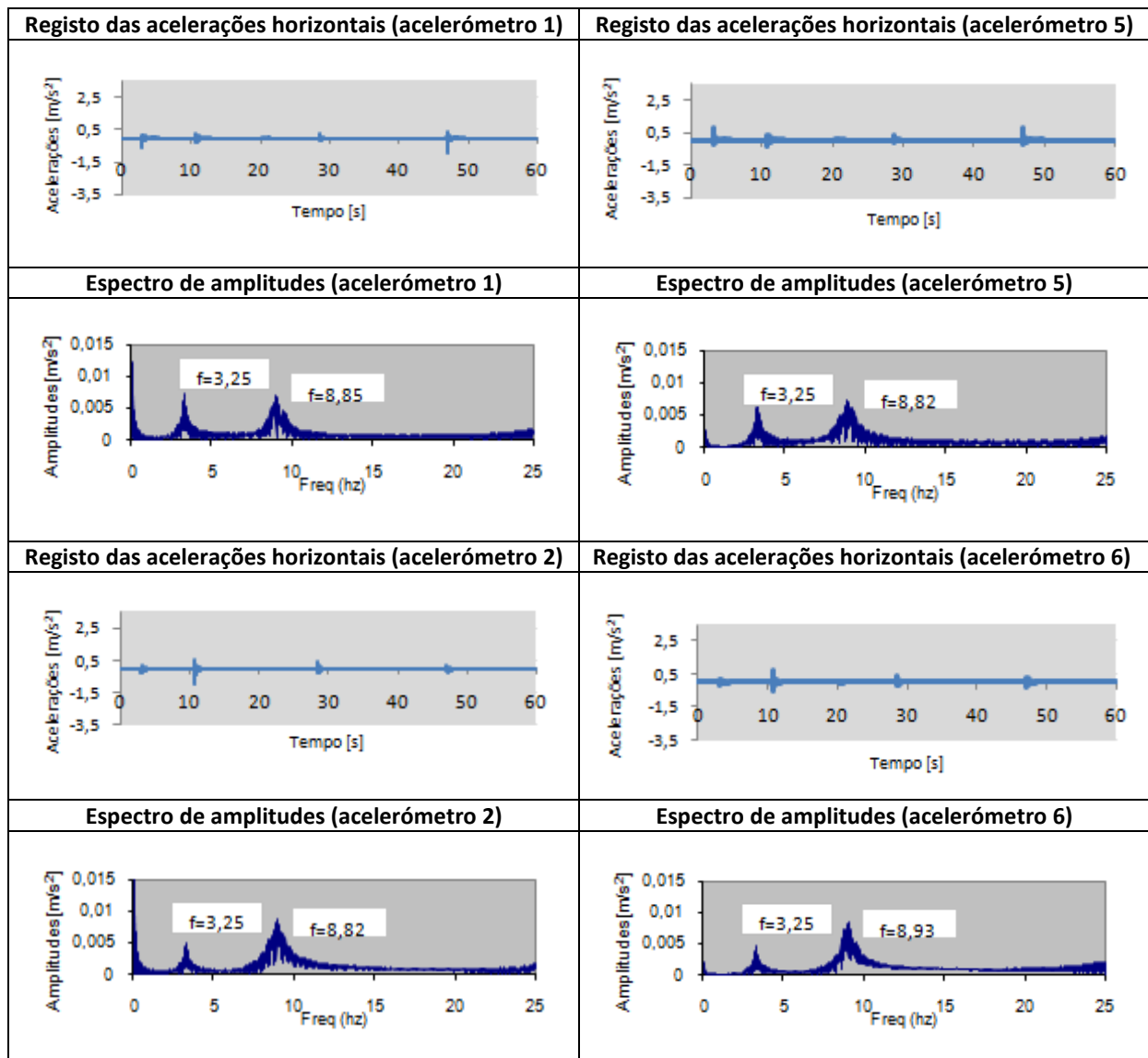
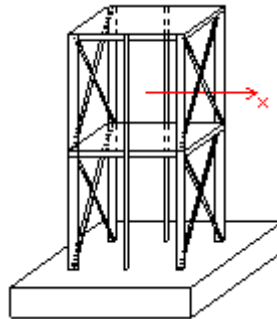


Figura 5.9 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 2º ensaio segundo a direcção y.

Ensaio 3. Modelo físico sem aumento de massa e com travamento.



Direcção x

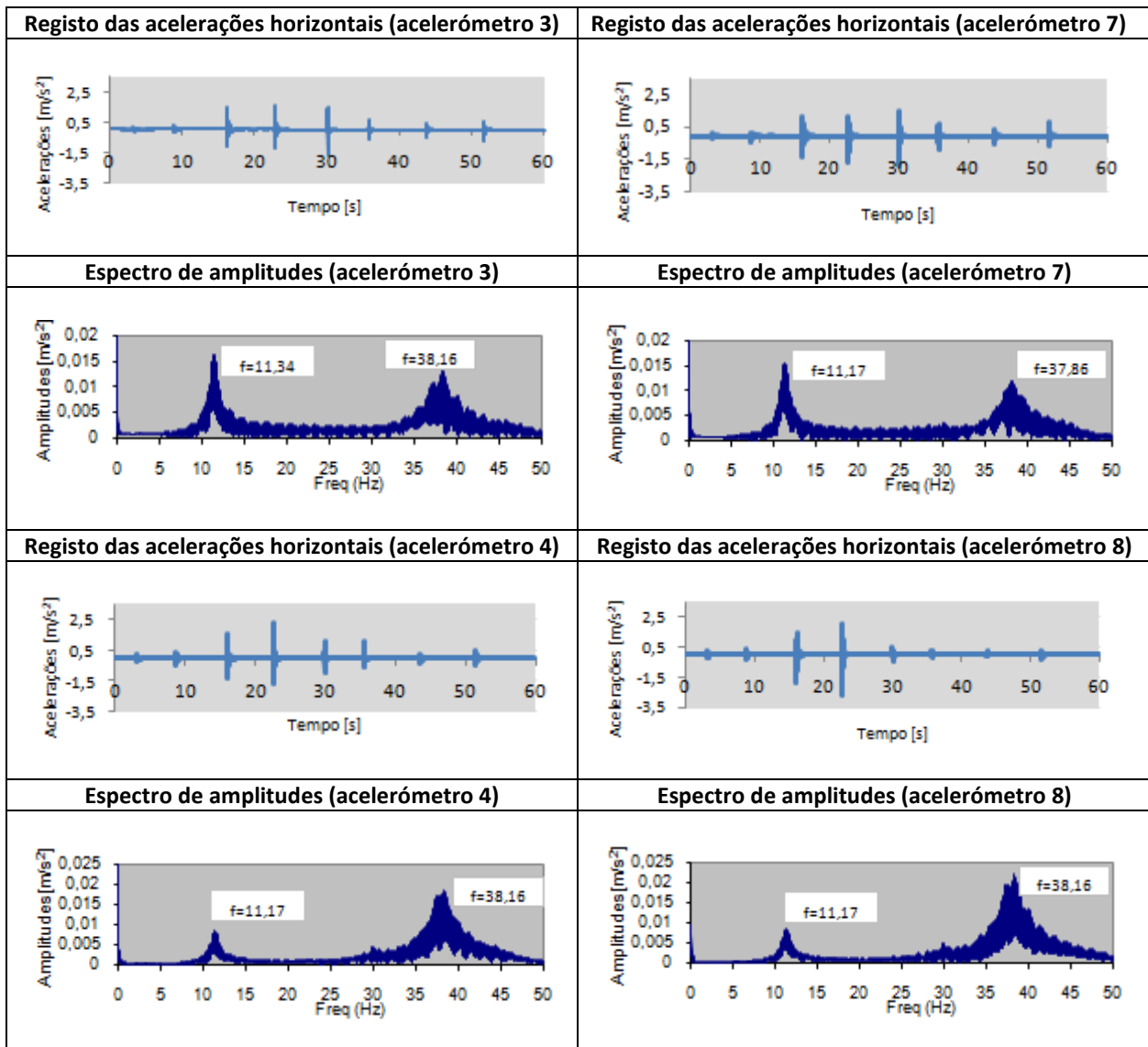
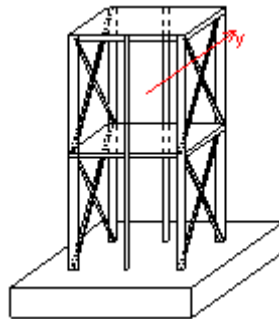


Figura 5.10 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 3º ensaio segundo a direcção x.

Ensaio 3. Modelo físico sem aumento de massa e com travamento.



Direcção y

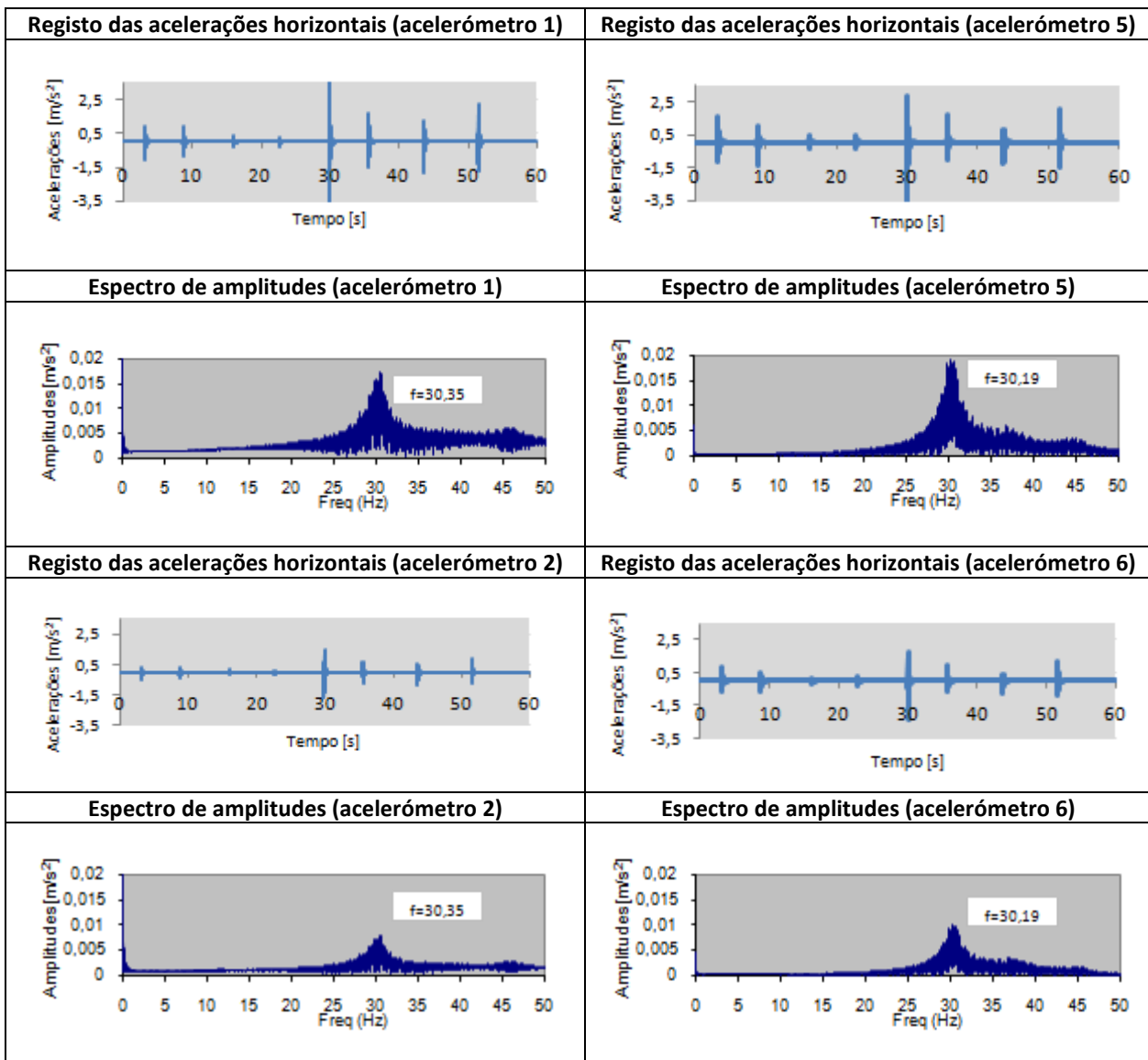
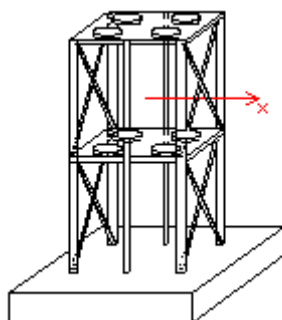


Figura 5.11 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 3º ensaio segundo a direcção y.

Ensaio 4. Modelo físico com aumento de massa e com travamento.



Direcção x

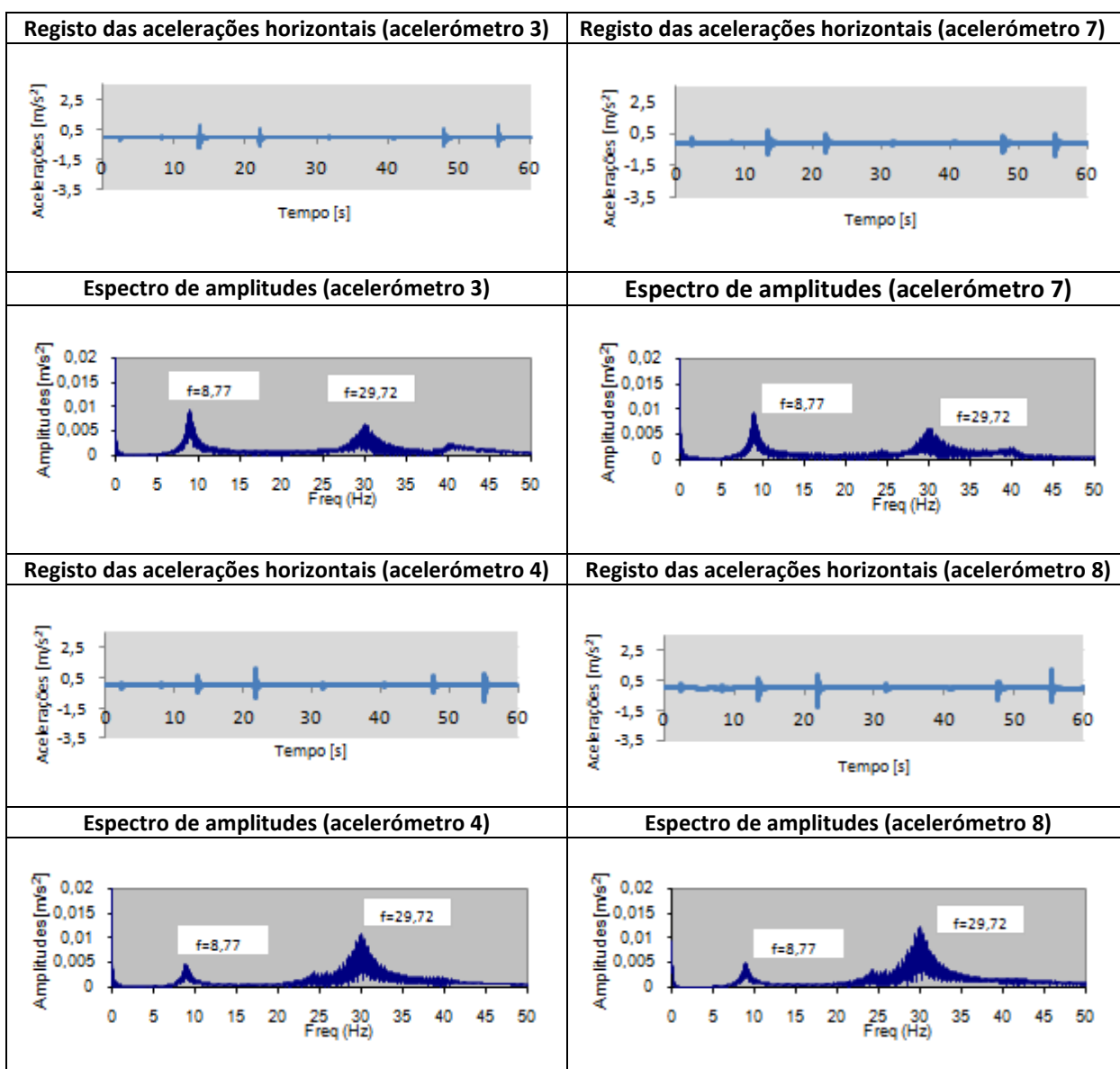
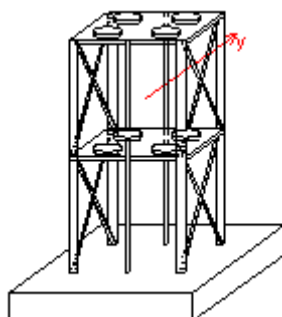


Figura 5.12 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 4º ensaio segundo a direcção x.

Ensaio 4. Modelo físico com aumento de massa e com travamento.



Direcção y

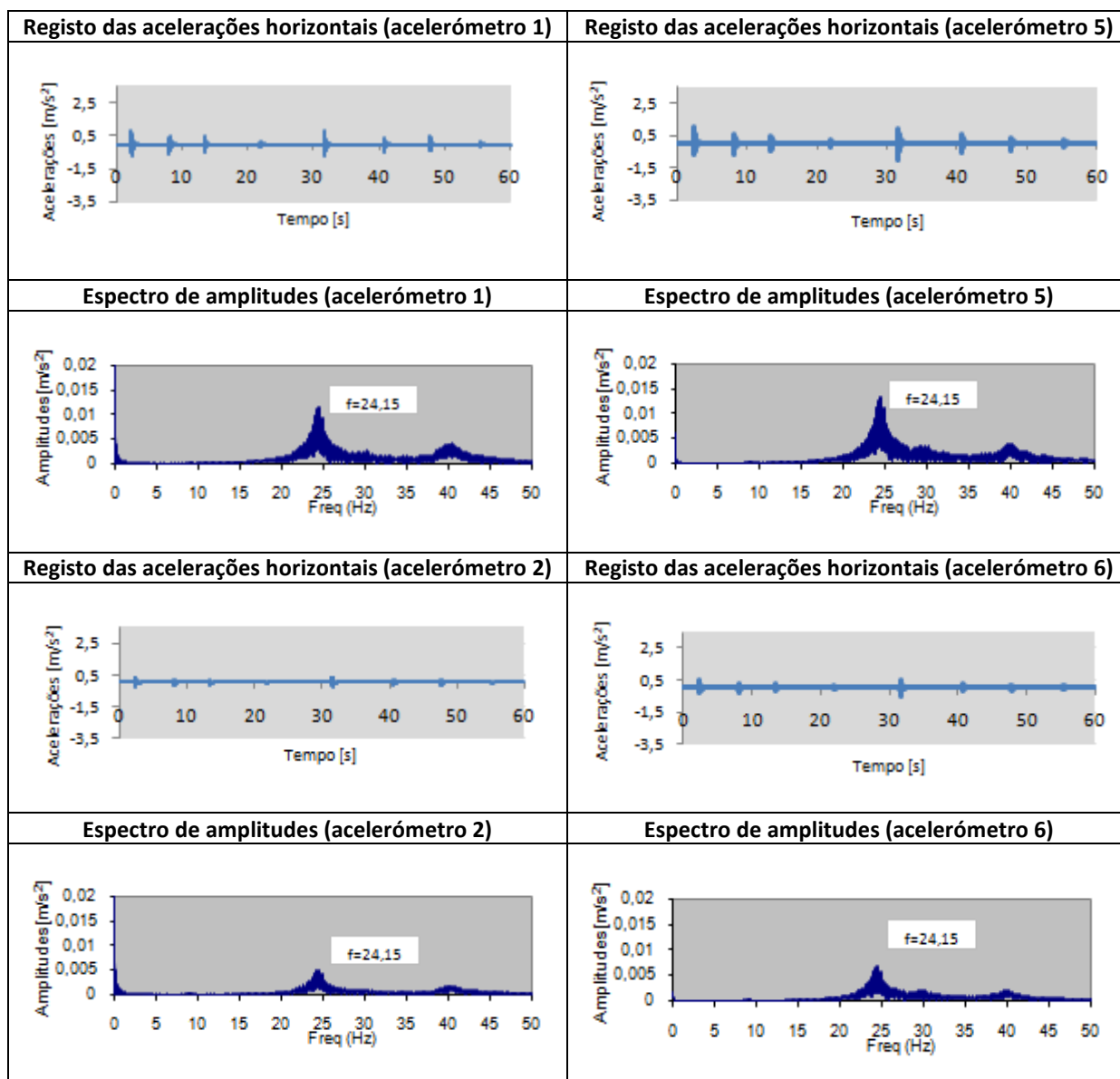


Figura 5.13 Registo das acelerações e espectros de amplitudes do 4º ensaio segundo a direcção y.

Análise dos resultados experimentais para os 4 ensaios realizados ao modelo físico.

Na Tabela 5.1e na Figura 5.14 apresenta-se os valores das frequências obtidos na realização dos vários ensaios de vibração efectuados.

Tabela 5.1 Resultados experimentais obtidos para os ensaios efectuados.

	1º Ensaio	2º Ensaio	3º Ensaio	4º Ensaio
1ª Modo Segundo x	11,20	8,77	11,34	8,77
2ª Modo Segundo x	37,94	29,59	38,16	29,72
1ª Modo Segundo y	4,08	3,25	30,35	24,15
2ª Modo Segundo y	11,49	8,83	-	-

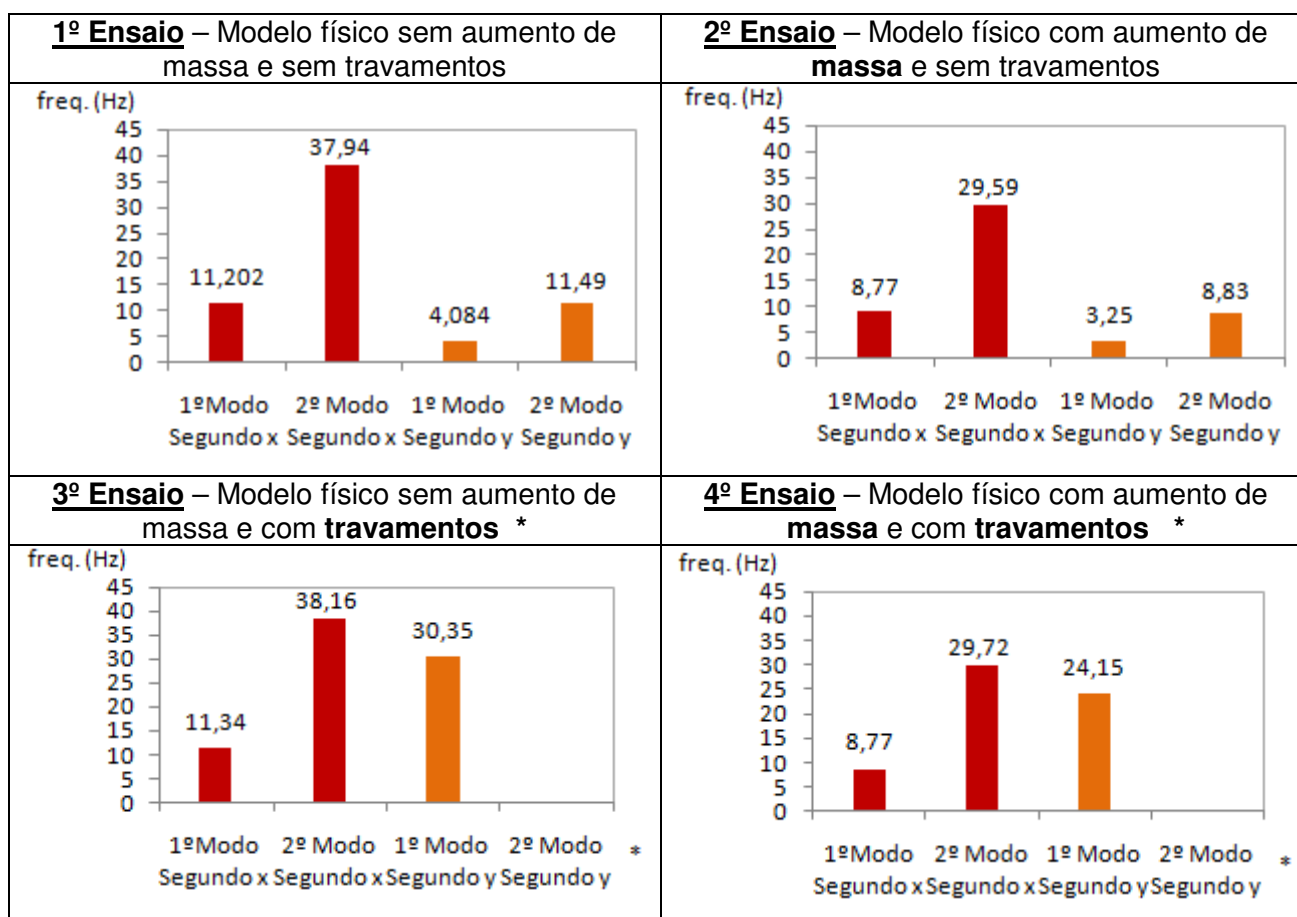


Figura 5.14 Resultados obtidos experimentalmente para os ensaios efectuados.

* **Nota:** O segundo modo de vibração nos ensaios 3 e 4 não foi possível de obter devido ao facto de a frequência de amostragem utilizada ser baixa, identificando apenas frequências inferiores a 50 HZ.

Pela análise da Figura 5.14, podemos observar que o aumento de massa ao nível das lajes utilizado no segundo ensaio, fez com que as frequências diminuíssem tanto na direcção x como na direcção y.

Relativamente aos valores obtidos no terceiro ensaio, ensaio em que foi utilizado travamento segundo a direcção y, podemos constatar que os valores das frequências segundo a direcção x são muito parecidos com as frequências obtidas no primeiro ensaio, o que nos permite concluir que o travamento utilizado segundo a direcção y não provoca qualquer tipo de efeito segundo a direcção x. Podemos também verificar que os valores das frequências segundo x aumentam relativamente aos valores registados no segundo ensaio, este aumento é explicado pelo facto de serem retiradas as massas concentradas no terceiro ensaio.

Analisando os valores obtidos no ensaio 3 segundo a direcção y deparamo-nos com um aumento significativo das frequências, o que nos permite concluir que o travamento conferiu um grande aumento em termos de rigidez ao pórtico nessa direcção. Esse aumento foi tão significativo e inesperado que nos impossibilita de identificar a segunda frequência em y devido ao facto de a frequência de amostragem utilizada ser relativamente baixa para que a possamos visualizar.

A frequência de amostragem utilizada na realização deste ensaio foi de 102,4 Hz o que nos permite identificar frequências até aos 50 Hz sensivelmente, uma vez que a frequência de amostragem que deverá ser utilizada terá de ser, pelo menos duas vezes maior á máxima frequência que se pretende identificar.

Quanto aos resultados obtidos no quarto ensaio, onde foram utilizadas massas concentradas e travamentos na direcção y, podemos observar que segundo a direcção x as frequências diminuem quando comparadas com os valores do terceiro ensaio, assemelhando – se aos valores obtidos no segundo ensaio, diminuição essa que era esperada pela simples razão de se utilizar as massas concentradas ao nível da lajes. Relativamente a direcção y, a primeira frequência também diminui devido a utilização de massas concentradas e a segunda frequência não é identificada devido ao facto da frequência de amostragem utilizada o não permitir pelas razões mencionadas anteriormente.

5.3 Modelo Numérico

Com o objectivo de se estudar o comportamento dinâmico do modelo físico para os vários ensaios efectuados e de criar uma base de comparação com os resultados obtidos experimentalmente foram criados modelos numéricos de elementos finitos utilizando o programa de cálculo automático SAP 2000 versão 10.0.1. Através deste programa é possível realizar uma análise estática e dinâmica de estruturas tridimensionais, como também a previsão do comportamento dinâmico de estruturas quando sujeitas a determinadas acções hipotéticas tal como sismos.

Para cada ensaio foram criados dois modelos numéricos de elementos finitos, um deles utilizando para a representação dos pilares elementos de barra e o outro utilizando elementos casca.

No âmbito desta tese o programa SAP 2000 foi utilizado com o intuito de determinar as frequências naturais do modelo físico para cada situação de ensaio, bem como a configuração dos seus modos de vibração.

Quanto aos modelos numéricos elaborados, podemos dizer que estes são constituídos por duas lajes e por seis pilares, no entanto terá de ser feita uma distinção entre o modelo em que foi utilizado elementos de barra nos pilares e no modelo em que foi utilizado elementos casca. O modelo de elasticidade usado para o acrílico foi de 3500 Mpa, um peso específico de 11,9 kN/m³ e um Coeficiente de Poisson $\nu=0,39$.

Para o modelo em que foi utilizado elementos de barra para representar os pilares, cada laje foi discretizada em 170 elementos finitos de casca e cada pilar em 20 elementos finitos de barra, sendo que para o modelo em que foi utilizado elementos casca para representar os pilares, cada laje foi discretizada em 168 elementos finitos de casca e cada pilar em 20 elementos finitos casca (Figura 5.15). A razão pela qual as lajes não possuem o mesmo número de elementos finitos de casca nos dois modelos deve-se ao facto de, na zona de ligação das lajes aos pilares do centro no modelo em que se utilizaram elementos barra necessitar que haja uma divisão do elemento casca para que possa ser estabelecida essa ligação como podemos observar na Figura 5.16.

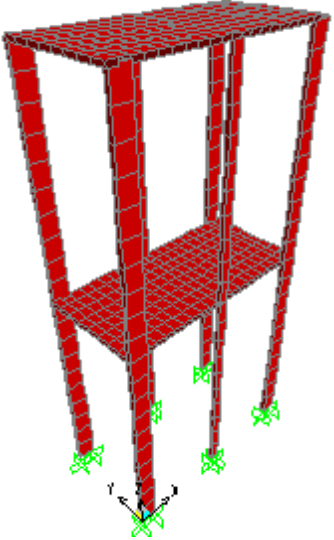
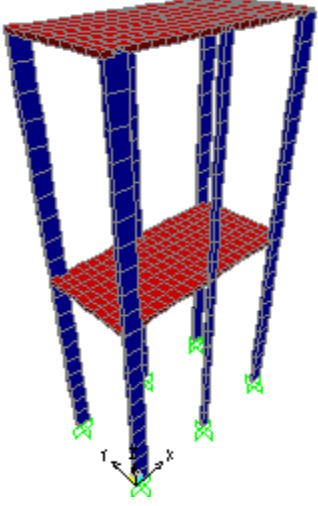
	
Direcção x	$b = 0,5\text{m}$
Direcção y	$b = 0,25\text{m}$
Módulo de Elasticidade	$E = 3500 \text{ Mpa}$
Peso Específico	$11,9 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente de Poisson	$\nu=0,39$

Figura 5.15 Modelos de elementos finitos realizados em SAP 2000

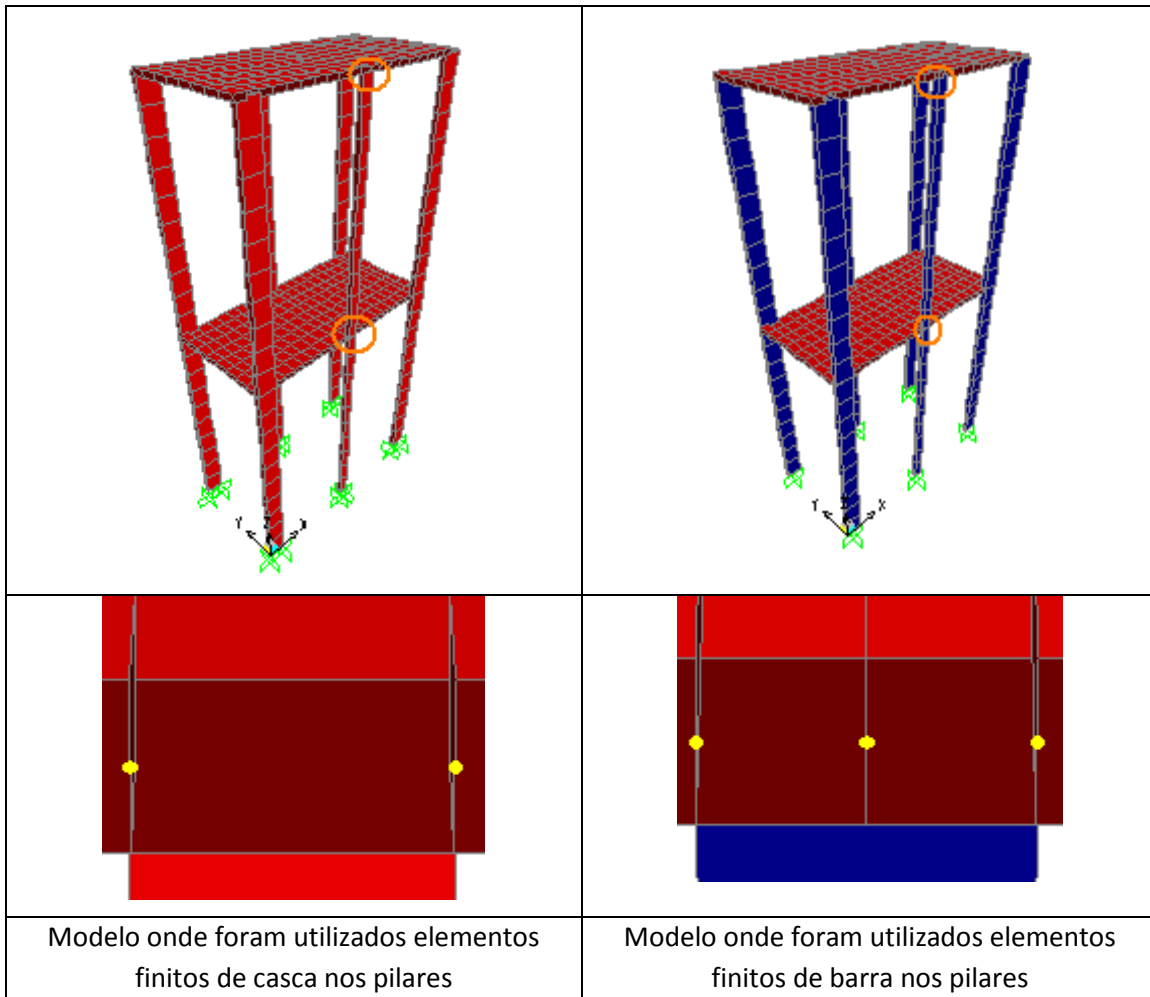


Figura 5.16 Pormenor da ligação do pilar central a laje em ambos os modelos numéricos.

Nas figuras que se seguem, serão apresentadas as frequências e as respectivas configurações modais dos principais modos de vibração dos modelos numéricos, elaborados para as várias situações de ensaio realizados ao modelo físico.

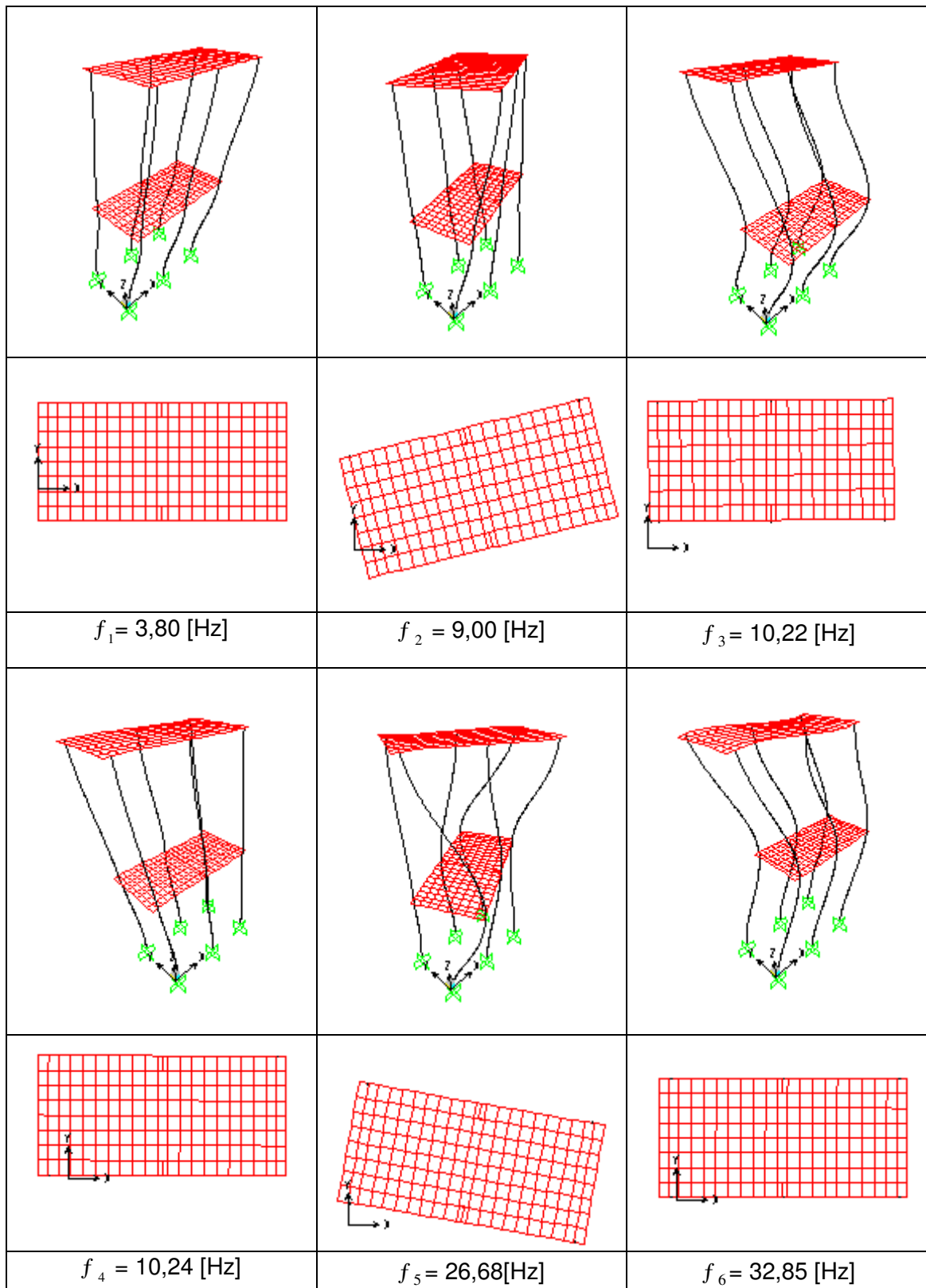


Figura 5.17 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 1º ensaio (sem massas adicionais e sem travamentos) utilizando elementos de barra nos pilares.

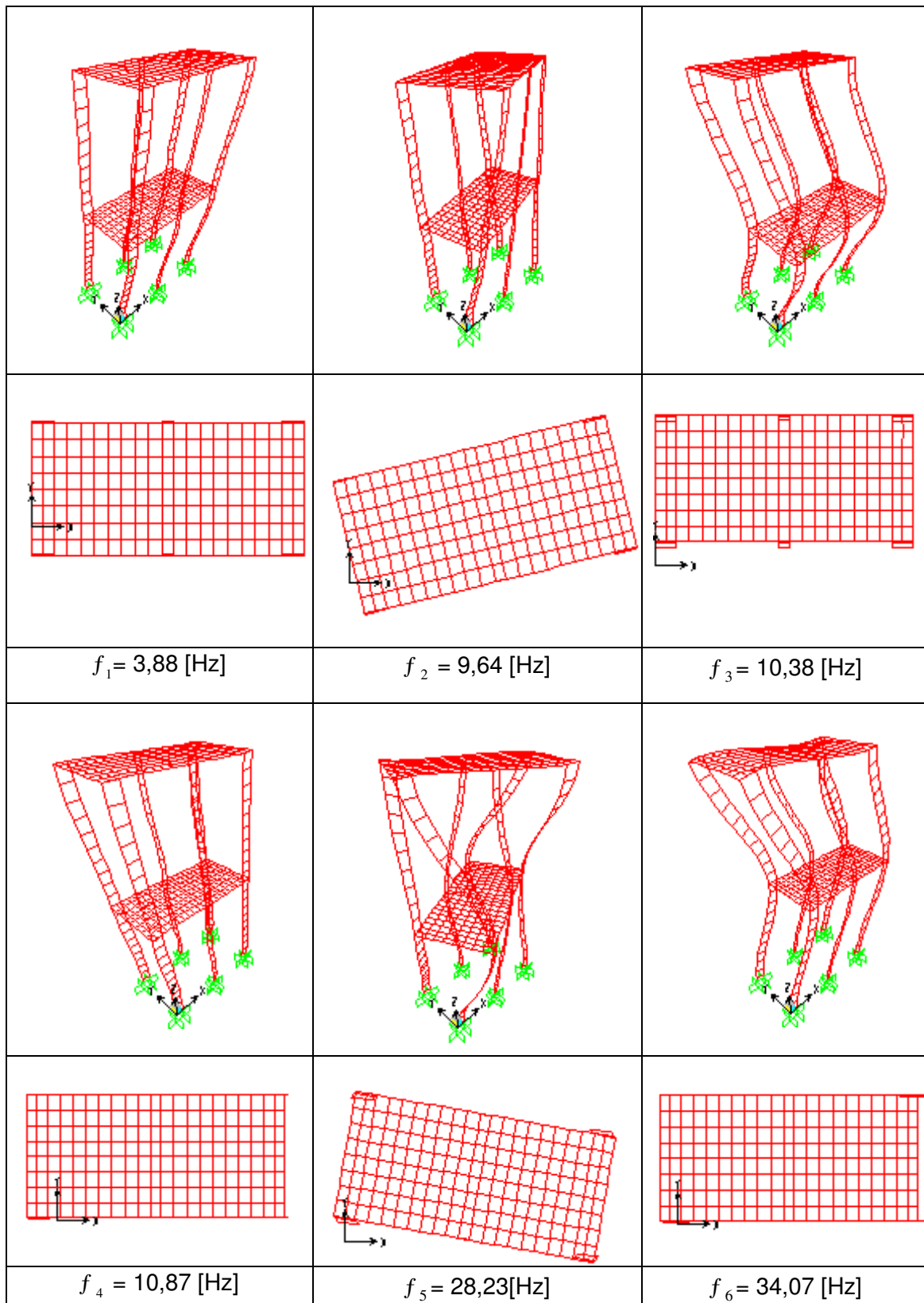


Figura 5.18 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 1º ensaio (sem massas adicionais e sem travamentos) utilizando elementos casca nos pilares.

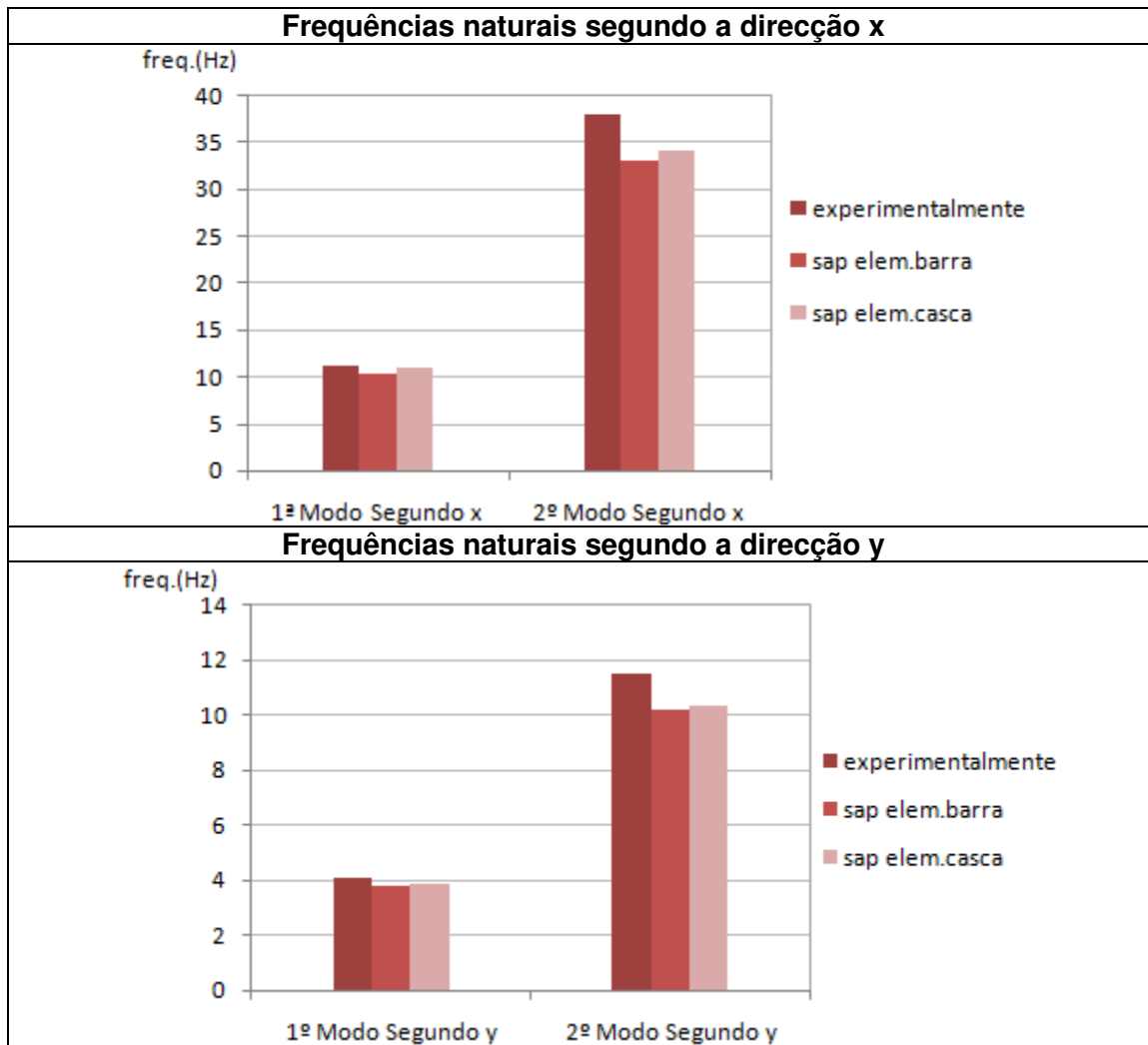


Figura 5.19 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 1º ensaio.

Pela observação da figura relativamente as frequências naturais obtidas experimentalmente e numericamente, podemos verificar que existe um bom acordo entre os valores obtidos experimentalmente e numericamente, tanto na direcção x (direcção mais rígida), como na direcção y (direcção mais flexível).

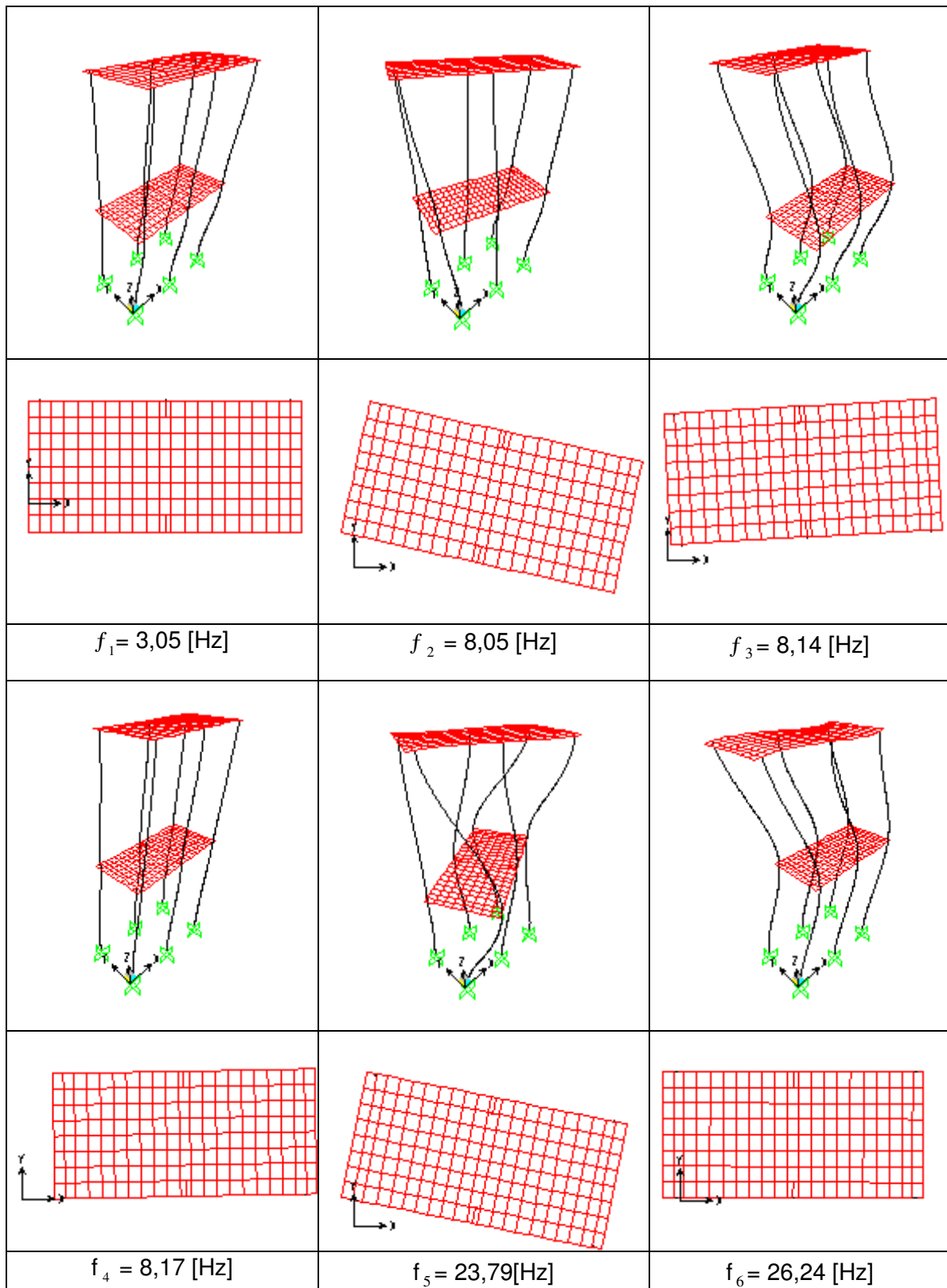


Figura 5.20 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 2º ensaio (com **massas** adicionais e sem travamentos) utilizando elementos de barra nos pilares.

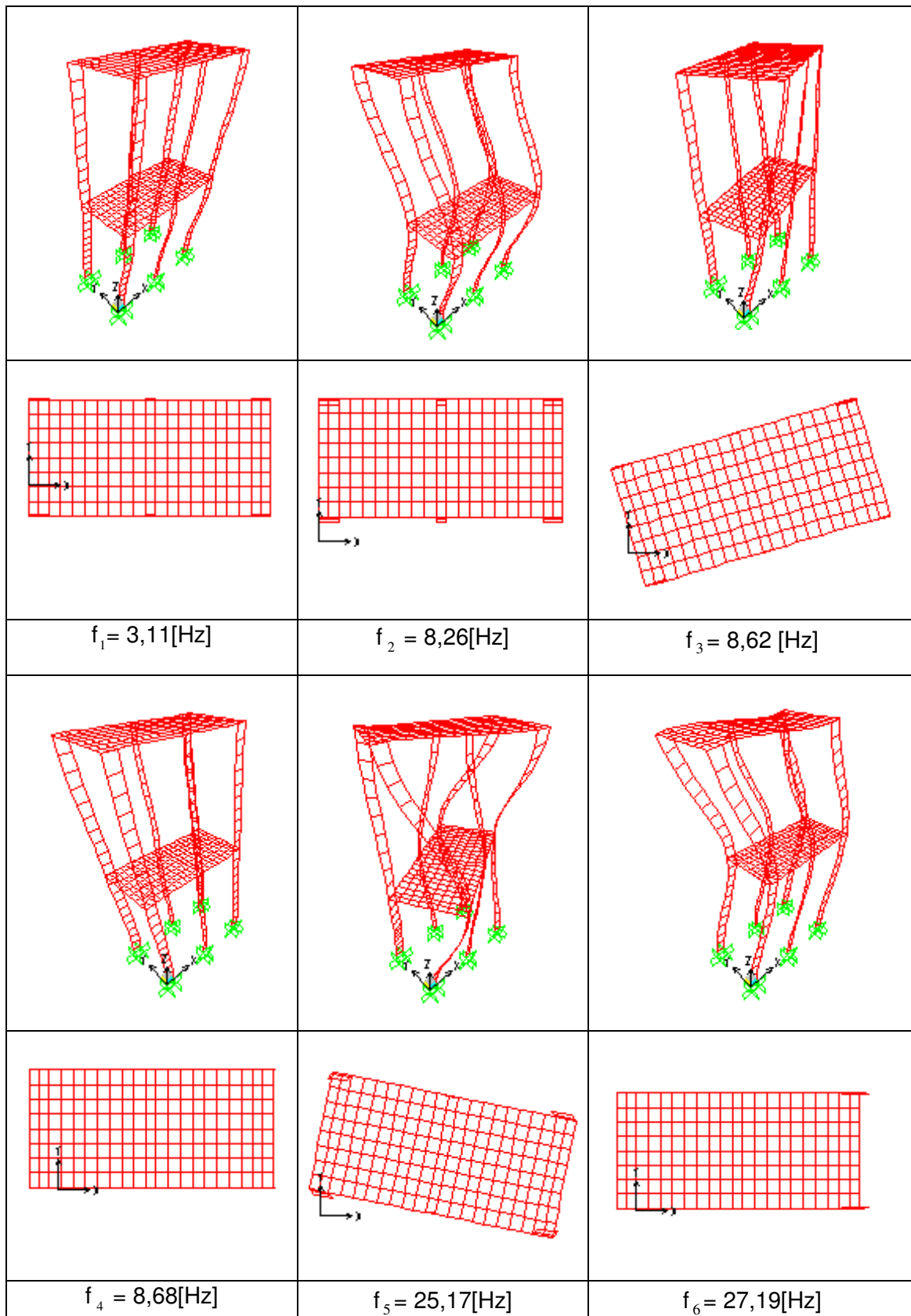


Figura 5.21 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 2º ensaio (com **massas** adicionais e sem travamentos) utilizando elementos casca nos pilares.

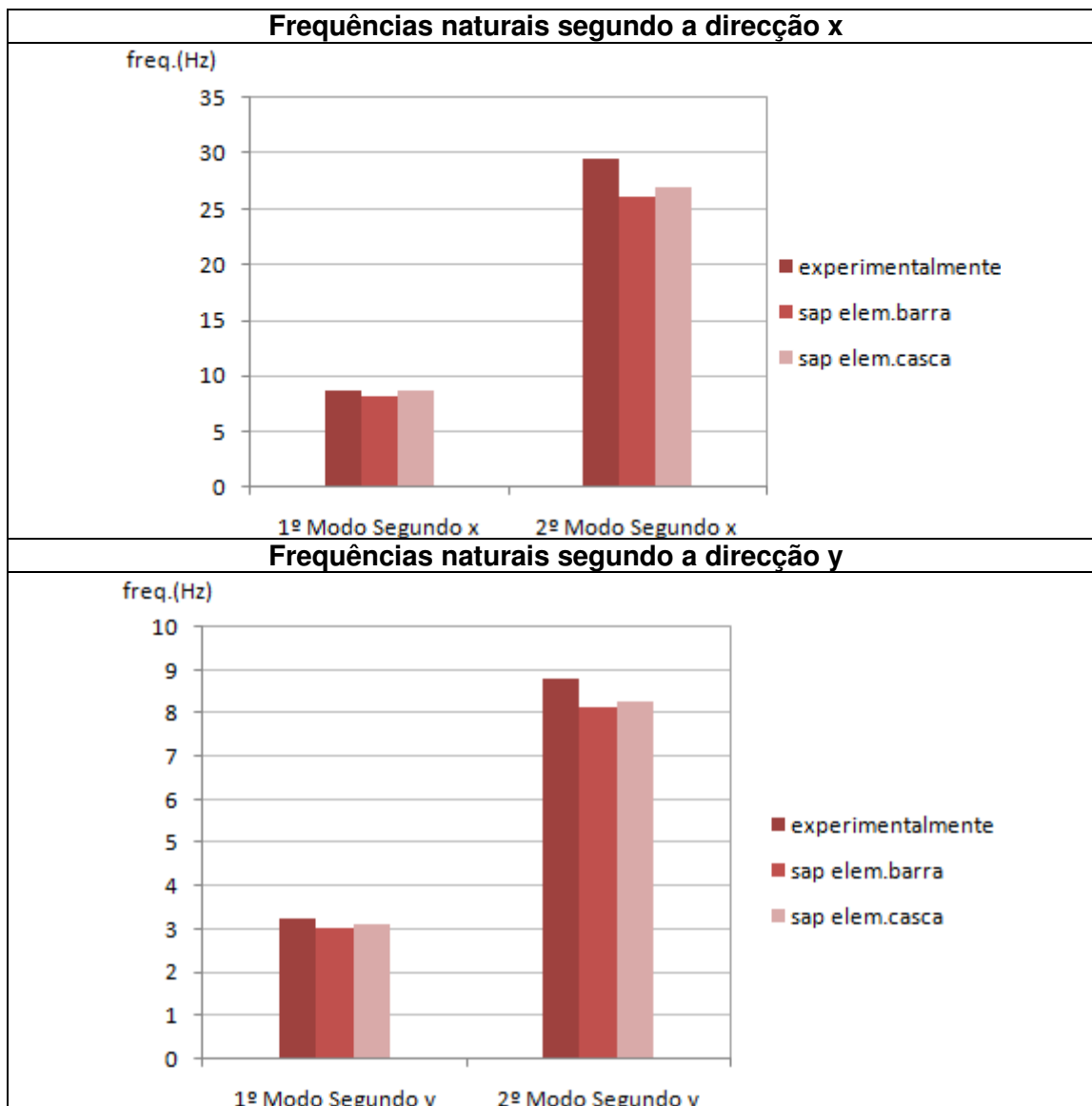


Figura 5.22 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 2º ensaio.

Pela análise das frequências obtidas para o segundo ensaio, onde foram utilizadas massa concentradas ao nível das lajes, e quando comparado com as frequências obtidas no primeiro ensaio, constatamos que tanto os valores obtidos experimentalmente como os valores obtidos numericamente baixaram nas duas direcções, efeito que se deve ao facto de se utilizar massas concentradas ao nível das lajes.

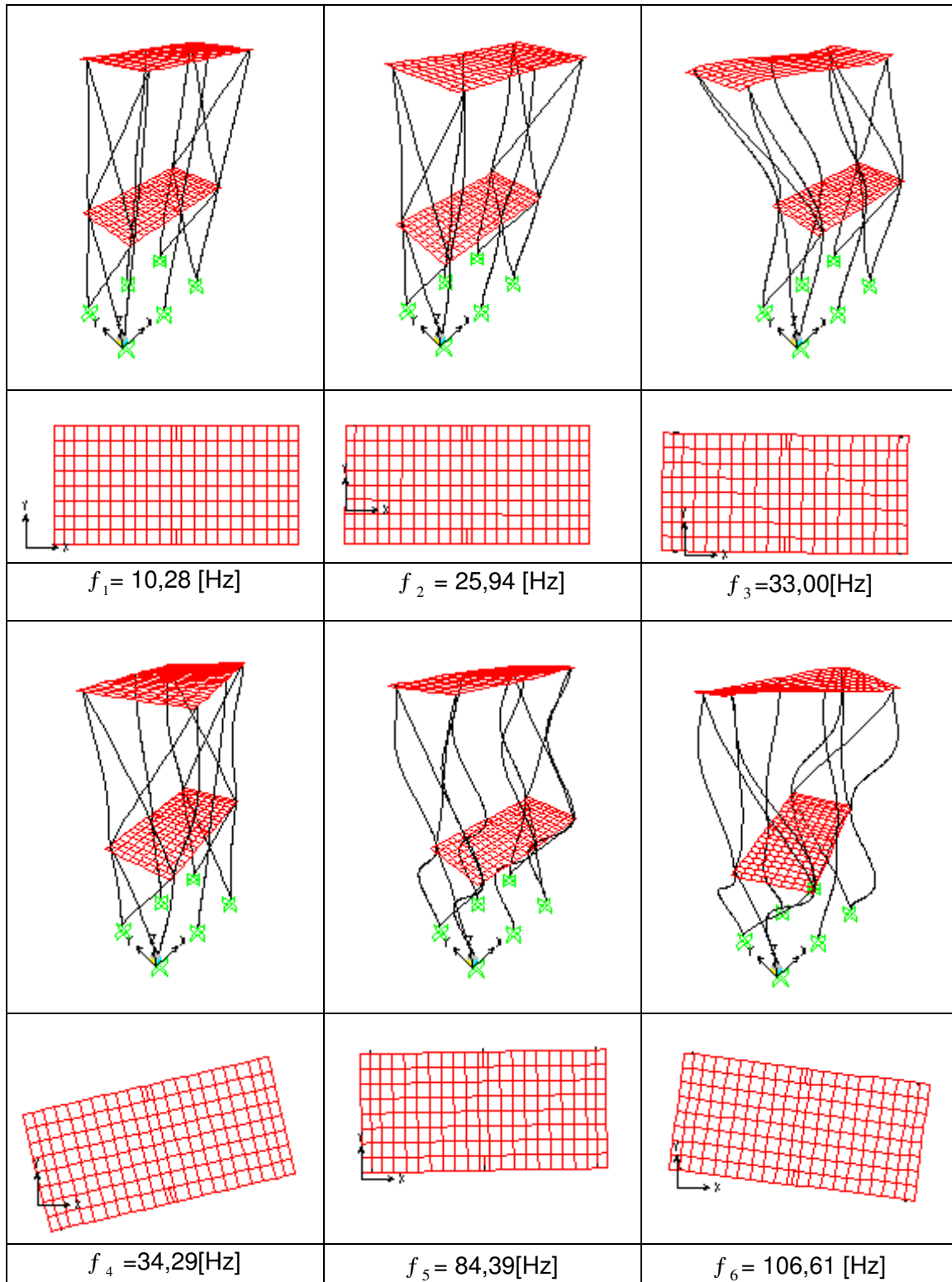


Figura 5.23 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 3º ensaio (sem massas adicionais e com **travamentos**) utilizando elementos de barra nos pilares.

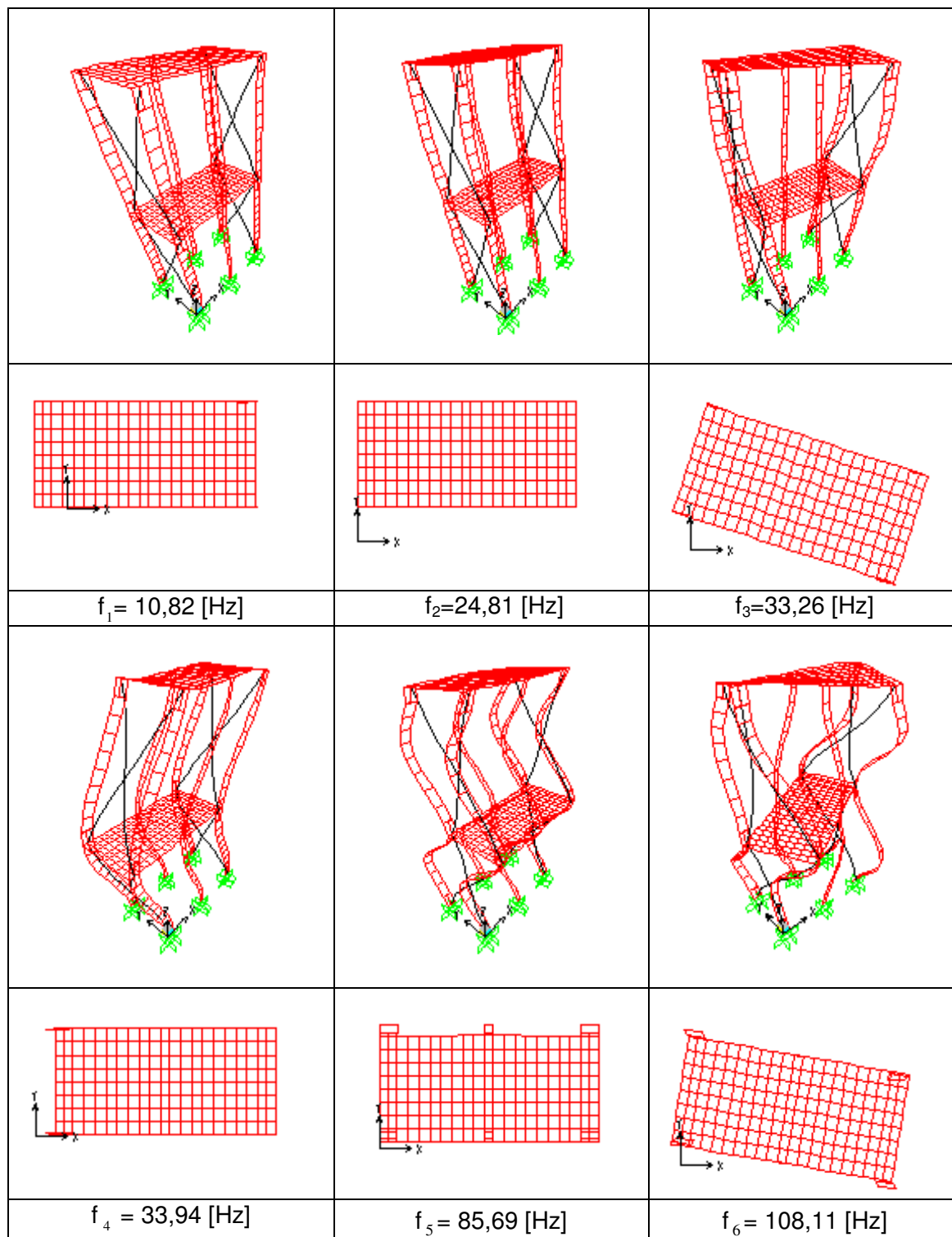


Figura 5.24 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 3º ensaio (sem massas adicionais e com **travamentos**) utilizando elementos casca nos pilares.

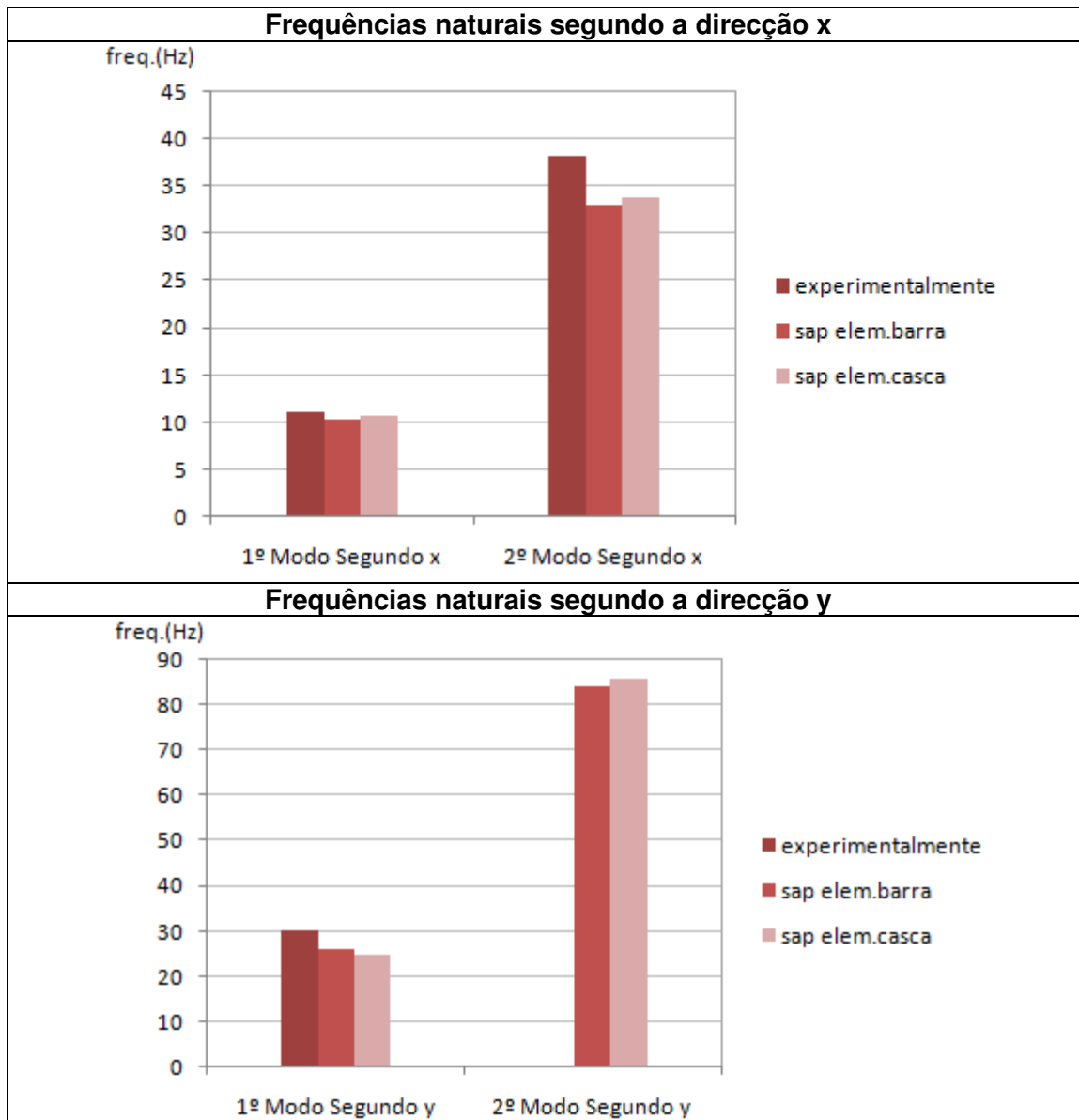


Figura 5.25 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 3º ensaio.

Neste terceiro ensaio podemos verificar que houve um aumento significativo das frequências segundo a direcção y, o que nos permite concluir que os travamentos utilizados conferiram ao modelo físico um grande aumento de rigidez nesta direcção.

Quanto à direcção x podemos constatar que houve um aumento das frequências relativamente ao segundo ensaio, facto que é explicado pela retirada das massas concentradas ao nível das lajes. Verificou-se também que as frequências aproximaram-se às obtidas no primeiro ensaio, o que nos leva a concluir que os travamentos não têm qualquer influência nesta direcção.

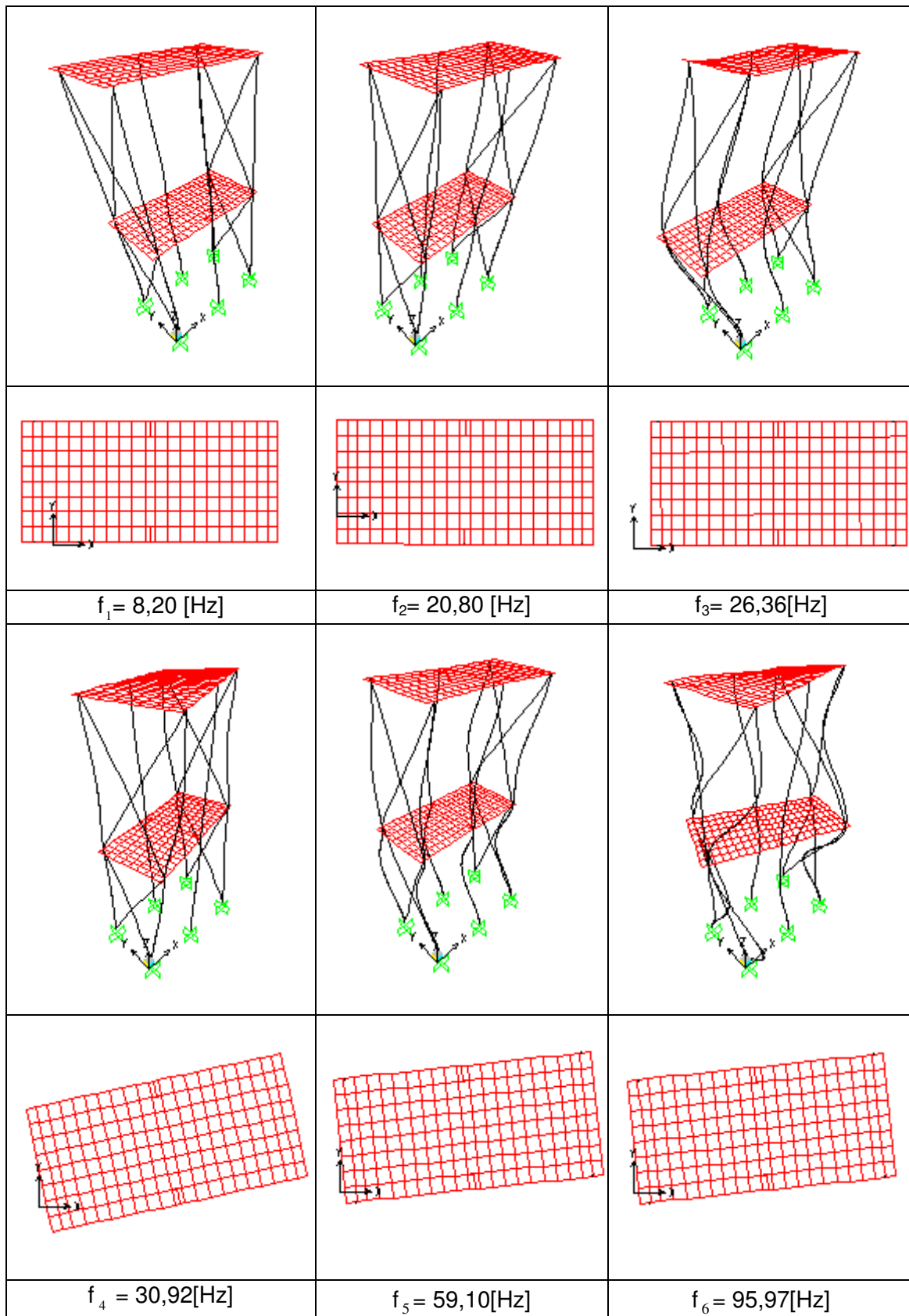


Figura 5.26 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 4º ensaio (com **massas** adicionais e com **travamentos**) utilizando elementos de barra nos pilares.

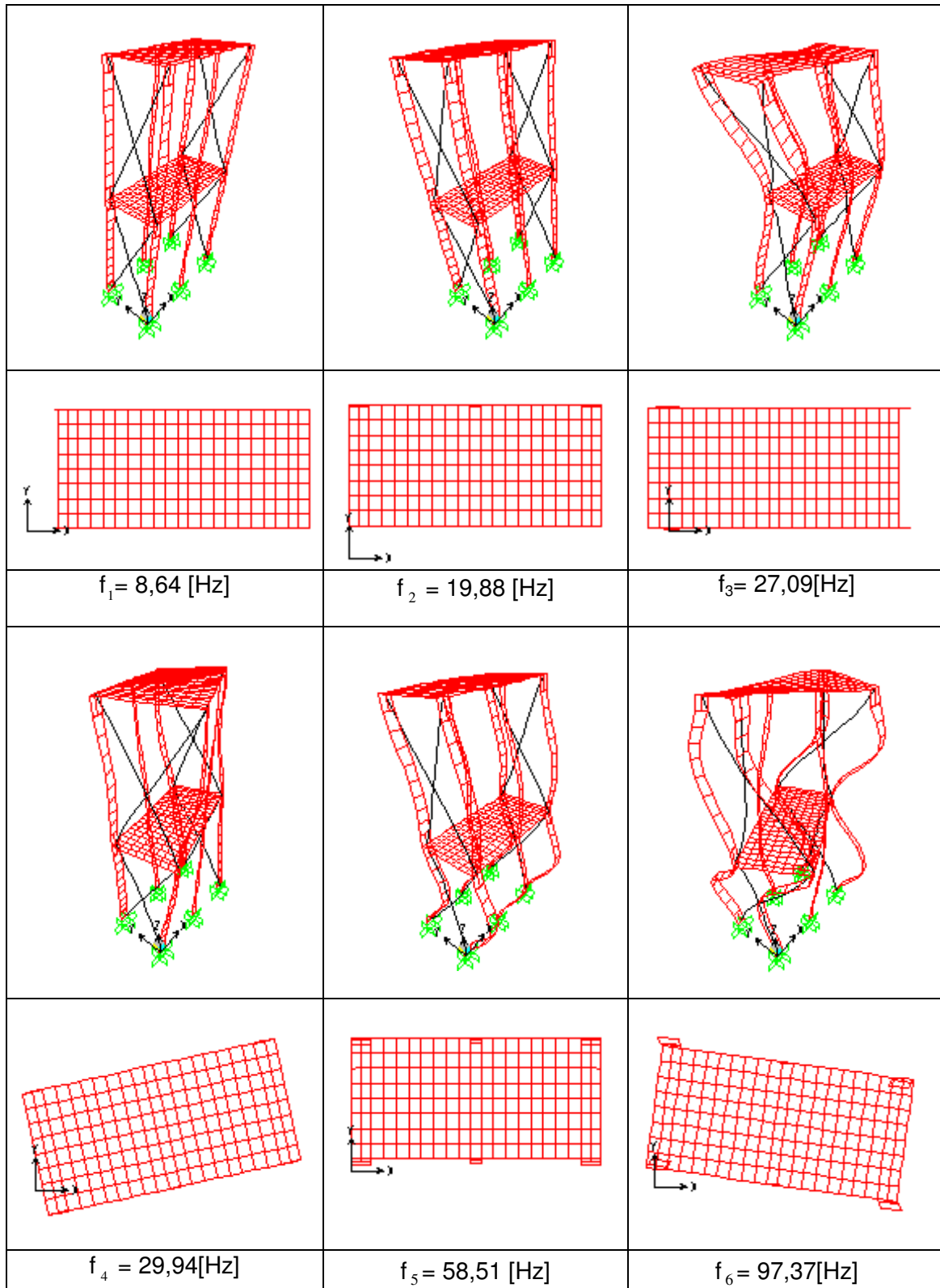


Figura 5.27 Configuração dos primeiros modos calculados numericamente nas condições do 4º ensaio (com **massas** adicionais e com **travamentos**) utilizando elementos de casca nos pilares.

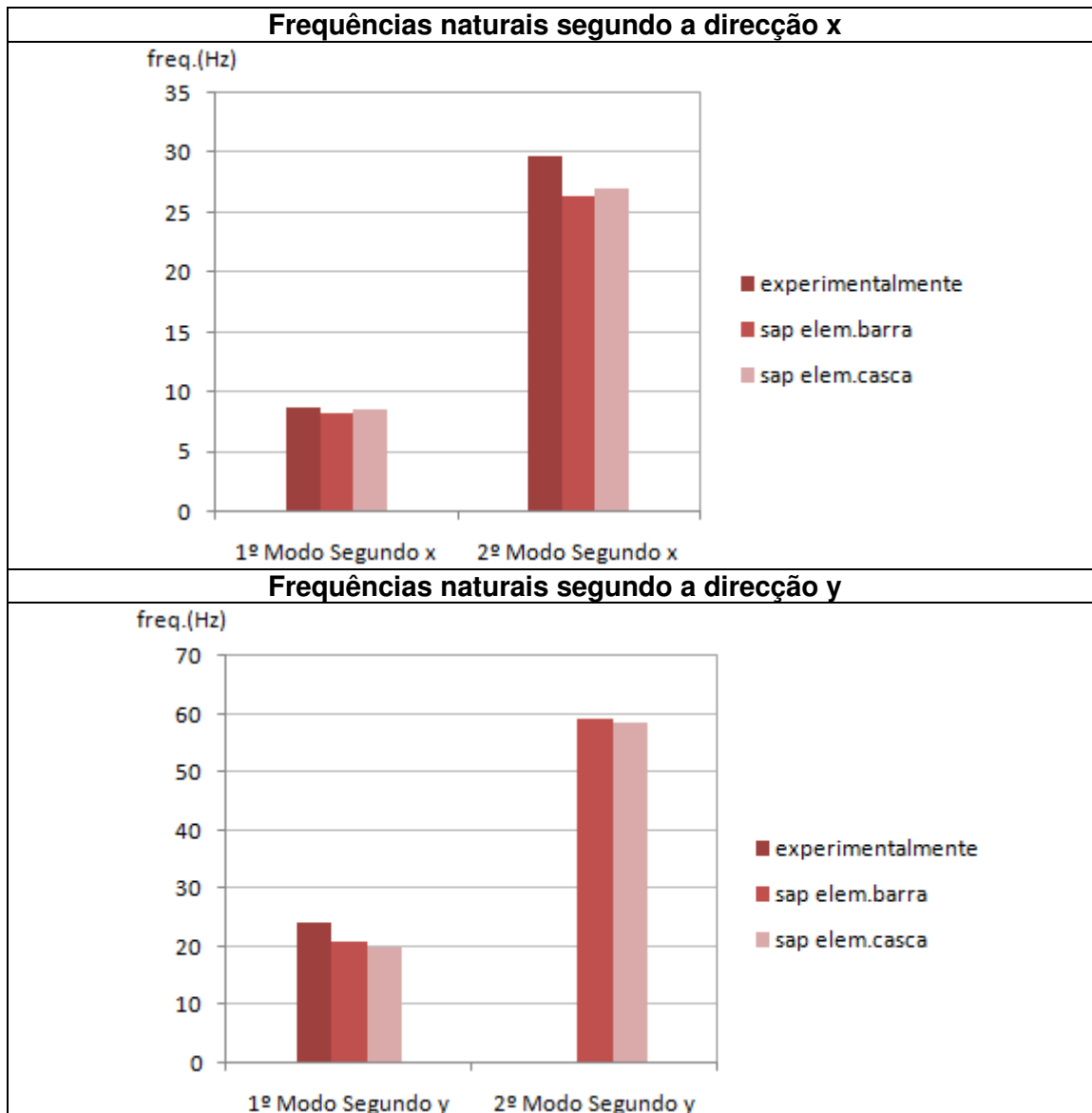


Figura 5.28 Comparação dos resultados obtidos experimentalmente e numericamente para o 4º ensaio.

Relativamente ao quarto ensaio podemos verificar que as frequências segundo a direcção x diminuem quando comparadas com as do ensaio anterior, aproximando-se das frequências obtidas no segundo ensaio, este facto verifica-se porque foram utilizadas as massas concentradas ao nível das lajes, e a proximidade dos valores com os do segundo ensaio permite-nos concluir tal como aconteceu no terceiro ensaio, que os travamentos não têm influência nesta direcção.

Quanto a direcção y podemos ver que as frequências diminuem quando comparado com as frequências do 3º ensaio, este facto é explicado pela colocação de massas concentradas nas lajes do modelo físico durante a realização deste ensaio.

5.4 Considerações finais

Neste capítulo foi estudado, de que forma o reforço altera o comportamento dinâmico de um modelo físico construído em acrílico, e também a influência do aumento da massa nesse mesmo modelo.

Para estudar o comportamento do pórtico de acrílico foram realizados ensaios de vibração para as várias situações: com e sem massas concentradas nas lajes e com e sem travamentos (reforço utilizado), obtendo-se para cada situação as respectivas frequências naturais do pórtico bem como, os modos de vibração que lhe estão associados.

Foram também realizados modelos numéricos utilizando o SAP 2000 com o intuito de obter assim uma base de comparação com os resultados obtidos experimentalmente. De notar que os resultados obtidos experimentalmente e numericamente estão de acordo, o que nos mostra a importância de utilizar modelos numéricos em conjunto com resultados obtidos por ensaios de vibração.

Este tipo de ensaios utilizados para o estudo do modelo físico são muito úteis para estudar o comportamento de edifícios cujo objectivo é o de reforçar, que por diversos factores podem estar em mau estado de conservação e apresentar sinais de vulnerabilidade sísmica. Nestas condições através dos ensaios de vibração podemos caracterizar os edifícios que se pretende reforçar, elaborar e calibrar modelos numéricos que representem esses edifícios, testar hipóteses de reforço para determinadas acções que possam afectar os edifícios e escolher assim o melhor tipo de reforço para os edifícios em estudo.

Descreveu-se os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de vibração, assim como a técnica utilizada para obter as frequências naturais do pórtico para os vários ensaios.

Deste capítulo podemos concluir que a utilização de reforço (travamentos) no modelo físico de acrílico, altera significativamente o seu comportamento dinâmico.

Capítulo 6

Conclusões e Perspectivas Futuras

6.1 Síntese do trabalho

Este trabalho teve como principal objectivo, o desenvolvimento de um modelo físico de um edifício de dois pisos construído em acrílico, no qual foram realizados ensaios de vibração para diferentes condições de rigidez (reforço) e de massa, com o intuito de caracterizar o seu comportamento dinâmico para as diferentes soluções de reforço e de sobrecarga. Os resultados dos ensaios foram analisados com recurso a técnicas de identificação modal baseadas nas técnicas de decomposição no domínio da frequência.

Foi também realizada uma comparação dos resultados obtidos experimentalmente com resultados numéricos.

Para além da parte mais prática neste trabalho, foram também descritas as principais técnicas de reforço sísmico de edifícios, bem como as vantagens e os inconvenientes das mesmas.

6.2 Trabalho desenvolvido e principais conclusões

O trabalho realizado cumpriu com os objectivos de caracterizar o comportamento dinâmico de um pórtico de dois pisos, experimentalmente e numericamente, para as diferentes situações de massa e rigidez.

Verificou-se que o reforço quando utilizado, conferiu um aumento significativo de rigidez no modelo físico na direcção em que foi implementado, sendo que na outra direcção não teve qualquer influência. Verificou-se também que as frequências próprias do modelo diminuía quando se utilizava massas concentradas ao nível das lajes.

Este trabalho mostrou ainda que os resultados obtidos experimentalmente e numericamente estão em concordância, o que nos permite concluir que é importante utilizar modelos numéricos em conjunto com as técnicas de identificação modal.

6.3 Perspectivas futuras

Na área do reforço sísmico e na sequência deste trabalho, referem-se alguns trabalhos de interesse que podem vir a ser desenvolvidos futuramente.

- Com base nos resultados obtidos neste trabalho, seria de grande utilidade, recorrer-se a modelos numéricos conjuntamente com as técnicas de identificação modal para caracterizar dinamicamente edifícios reais.
- Realizar-se o estudo de edifícios com base em modelos numéricos, com a finalidade de simular acções de natureza sísmica com o intuito de avaliar a vulnerabilidade sísmica.
- Realizarem-se projectos de reforço recorrendo ao apoio dos modelos numéricos, simulando assim várias hipóteses de reforço sísmico e analisando os efeitos provocados pelos mesmos nos edifícios e assim escolher o que melhor se adequa a situação.

7 BIBLIOGRAFIA

- Bento, F. e Rodrigues, J.** *Reforço de Pilares por Encamisamento Metálico.*
- Branco, M. e Guerreiro, L. 2006.** *Comparação de Métodos de Reforço Sísmico de Edifícios "Gaioleiros".* Lisboa : s.n., 2006.
- . **2007.** *Reforço Sísmico De Edifícios De Alvenaria Com Métodos Passivos.* Lisboa : s.n., 2007.
- Branco, M. 2007.** *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria.* Lisboa : IST, 2007.
- Carreira, A. 2000.** *Concepção De Reforço Sísmico em Estruturas De Betão Armado; Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia de Estruturas.* Lisboa : IST, 2000.
- . *Metodologia Para o Dimensionamento Do Reforço Sísmico De Edifícios.*
- Chopra, A.K. 1995.** " *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*". New Jersey : Prentice Hall, 1995.
- Clough, R. e Penzien, J. 1993.** " *Dynamics of Structures: 2ª Edição*". New York : McGraw-Hill, 1993.
- Emmons, P.H.** *Concrete Repair and Maintenance Illustrated.*
- Gomes, A e Appleton, J.** *Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores, RPEE nº41.*
- Guerreiro, L. 2003.** *A borracha na concepção anti-sísmica.* Porto : FEUP, 2003.
- . **2003.** *Sistemas de Isolamento Sísmico.* Lisboa : IST, 2003.
- Guerreiro, L., Craveiro, A e Branco, M. 2007.** *A Utilização De Sistemas De Protecção Passiva Na Reabilitação De Estruturas.* Porto : s.n., 2007.
- Marques, A. 2008.** *Comportamento dinâmico de edifícios de betão armado sem dimensionamento sismo-resistente.* Lisboa : ISEL, 2008.
- Mendes, p. e Oliveira, S. 2008.** *Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos.* Lisboa : LNEC, 2008.
- Oliveira, S. 2007.** *Folhas de apoio às aulas de MAEC.* Lisboa : ISEL, 2007.
- . **2000.** *Modelos para Análise do Comportamento de Barragens de Betão considerando a Fissuração e os Efeitos do Tempo. Formulação de Dano; Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil.* Porto : FEUP, 2000.

Rodrigues, C. 2005. *Reparação E Reforço De Estruturas De Betão Armado Com Sistemas Compósitos De FRP*. s.l. : UNIC, 2005.

Rodrigues, V. 2005. *Reforço Sísmico de Pilares de Betão Armado Análise e Avaliação Experimental*. Porto : FEUP, 2005.

Silva, P. 2007. *Reforço Sísmico De Edifícios De Betão Armado; Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil*. Lisboa : IST, 2007.

Sites consultados

[S1]

http://www.portal.ecclesia.pt/ecclesiaout/snpcultura/fotografias/vol_I_aquila_584px_1.jpg

[S2]

http://sapiencia.ualg.pt/bitstream/10400.1/158/1/11_21.pdf

[S3]

http://www.google.pt/search?hl=pt-BR&rlz=1T4TSEA_pt-BRPT304CH308&q=refor%C3%A7o+de+pilares+por+encamisamento+metalico

[S4]

<Http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/DocumentosProfAntCosta/modulo1-4-edif.pdf>