



**Tiago António
Gadim Novo**

**Melhoramento da resposta sísmica de edifícios com
recurso a TLDs**



**Tiago António
Gadim Novo**

**Melhoramento da resposta sísmica de edifícios com
recurso a TLDs**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Humberto Salazar Amorim Varum, Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro e co-orientação do Doutor Filipe Miguel Horta e Vale Teixeira-Dias, Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho aos meus pais, João Novo e M^a Rosa Gadim, irmão e cunhada João M. Novo e Emanuela Maia, que com trabalho e confiança sempre me permitiram perseguir o meu futuro, a vocês devo uma parte daquilo que sou hoje. Obrigado!

o júri

presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
professor associado da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor João Paulo Sousa Costa Miranda Guedes
professor auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Humberto Salazar Amorim Varum
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Filipe Miguel Horta e Vale Teixeira-Dias
professor auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Este trabalho só foi possível graças aos diversos apoios e incentivos que me foram proporcionados por professores, amigos e família pelo que não posso deixar de lhes expressar os meus sinceros agradecimentos.

Assim começaria por agradecer aos professores Humberto Varum e Filipe Teixeira-Dias, respectivamente meu orientador e co-orientador por toda a orientação, disponibilidade, partilha de conhecimentos técnico-científicos, constante optimismo e sobretudo pela amizade que me permitiram elaborar este trabalho.

Aos Investigadores do LNEC pela oportunidade que me concederam, de poder usufruir dos seus conhecimentos e da sua experiência e especialmente à Engenheira Maria João Falcão a quem muito agradeço pela colaboração, amizade e partilha de conhecimentos tão importantes para o melhor desempenho neste meu trabalho. Um obrigado também a todos os outros investigadores do LNEC, com quem tive oportunidade de trocar conhecimentos em particular ao Engenheiro Alfredo Campos pelos seus conselhos, ao Engenheiro Fernando Oliveira, à Engenheira Alexandra Carvalho e ao Engenheiro Paulo Candeias.

Um agradecimento particular ao Engenheiro Hugo Rodrigues do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, pelo seu apoio e sobretudo pelo seu incentivo e força sempre que as coisas não corriam tão bem no desenvolvimento deste trabalho.

Aos docentes do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Aveiro em especial aos investigadores colaboradores do GRIDS pelo seu apoio e aos Engenheiros António Araújo, Hugo Calisto e Carlos Farinhas pela sua colaboração.

Agradeço ainda aos que comigo lidaram diariamente, família pais, irmão, cunhada, avôs e amigos que contribuíram com toda a sua compreensão e paciência para o bom êxito deste trabalho.

A todos os mencionados e àqueles que não mencionei a minha mais profunda gratidão.

palavras-chave

Tuned Liquid Damper, TLD, sistemas de protecção sísmica; dissipação de energia, simulação numérica, análises dinâmica, método dos elementos finitos.

resumo

Sismos ocorridos recentemente têm demonstrado, de forma dramática, que a investigação na área da engenharia sísmica deve ser direccionada para a avaliação da vulnerabilidade das construções, geralmente desprovidas de adequadas características resistentes. O seu esforço deve ser realizado reduzindo a sua vulnerabilidade e, conseqüentemente, o risco para níveis aceitáveis. O estudo e desenvolvimento de novas técnicas e de materiais de reforço têm um papel fundamental no sentido de evitar perdas económicas e vidas humanas.

O trabalho desenvolvido nesta dissertação de mestrado centra-se no estudo de um sistema de protecção sísmica de edifícios, *Tuned Liquid Dampers*(TLDs), que reduzem as vibrações induzidas pelas acções dinâmicas através de fenómenos de oscilação da superfície livre do fluido (*sloshing*).

Este trabalho foi estruturado em duas partes. Na primeira, estudou-se o comportamento de um *Tuned Liquid Damper* (TLD) isolado quando sujeito a uma excitação sinusoidal na sua base, com diferentes amplitudes de deslocamento. Na segunda parte deste trabalho avaliou-se a eficiência dos TLDs na melhoria da resposta sísmica de um edifício, com base em análises dinâmicas lineares. O edifício estudado é representativo da arquitectura moderna, localizado em Lisboa.

keywords

Tuned Liquid Damper, TLD, earthquake protection systems, energy dissipation, numerical simulation, dynamic analysis, finite element method.

abstract

Recent earthquakes have dramatically revealed that research in the area of earthquake engineering should be directed towards the evaluation of construction vulnerabilities, which are generally devoid of adequate resistance characteristics. Its reinforcement should be made with a view to reducing its vulnerabilities and consequently, the risk to acceptable levels. The study and development of new reinforcement techniques and/or the improvement of seismic performance is fundamental so as to avoid significant economic losses as well as human lives in future events.

The work done in this Master's dissertation is centered on the study of an earthquake protection system, the Tuned Liquid Dampers (TLDs), which can reduce the motions induced by the earthquake's effect on buildings, taking into account the oscillation of the fluid free surface (sloshing).

This work was divided into two parts. In the first part, the behavior of an isolated Tuned Liquid Damper (TLD), subjected to a sinusoidal excitation at its base, with different displacement amplitudes was studied. In the second part of this work, the efficiency of the TLDs in improving the seismic response of an existing building was evaluated based on linear dynamic analyses. The building in the study is representative of modern architecture and located in Lisbon.

mots-clés

Tuned Liquid Damper, TLD, Système de protection sismique, dissipation d'énergie, simulation numérique, analyses dynamiques, méthode éléments finis.

résumé

Les séismes récents ont dramatiquement prouvé que l'investigation dans le domaine de la génie sismique doit être dirigée vers l'évaluation des vulnérabilités des constructions, généralement dépourvues de caractéristiques convenables de résistance. Le renforcement doit être réalisé en réduisant la vulnérabilité et, par conséquent, le danger pour des niveaux acceptables. L'étude et le développement de nouvelles techniques de renforcement et/ou d'amélioration de la performance sismique est fondamental pour éviter des pertes économiques et des vies humaines dans de prochains événements.

La recherche développée dans cette dissertation de maîtrise concerne l'étude d'un système de protection sismique les *Tuned Liquid Damper* (TLD), qui peuvent réduire les actions induites par les actions sismiques dans les immeubles, en profitant l'oscillation de la surface libre du fluide (*sloshing*).

Ce travail a été structuré en deux parties. Dans la première on a étudié le comportement d'un TLD isolé, soumis à une excitation sinusoïdale dans sa base, avec de différentes amplitudes de déplacement. Dans la deuxième partie du travail on a évalué l'efficacité des TLD dans l'amélioration de la réponse sismique d'un immeuble, ayant comme base les analyses dynamiques linéaires. L'immeuble qui a été évalué est représentatif de l'architecture moderne à Lisbonne.

*" An idea that is developed and
put into action is more important than
an idea that exists only as an idea "*
Siddhartha Buddha

ÍNDICE

LISTA DE ACRÓNIMOS.....	XXIV
LISTA DE SÍMBOLOS	XXV
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	1
1.2 ENQUADRAMENTO	1
1.3 OBJECTIVOS	2
1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2 SISTEMAS DE PROTECÇÃO SÍSMICA (SPS)	5
2.1 DESCRIÇÃO DE SISTEMAS DE PROTECÇÃO.....	5
2.2 TUNED LIQUID DAMPERS.....	12
2.2.1 Aplicações dos <i>Tuned Liquid Dampers</i>	13
2.2.2 Dimensionamento do Tuned Liquid Damper.....	13
3 MODELAÇÃO MATEMÁTICA DO MOVIMENTO DO FLUIDO NUM RESERVATÓRIO	15
3.1 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	15
3.2 MODELO MATEMÁTICO DO MOVIMENTO DO FLUIDO.....	17
4 MODELAÇÃO DE UM TLD ASSOCIADO A UM SISTEMA ESTRUTURAL	25
4.1 CARACTERÍSTICAS DE UM SISTEMA COM UM GRAU DE LIBERDADE.....	25
4.1.1 Formulação das equações do movimento.....	26
4.1.2 Aplicação da segunda Lei de Newton	26
4.2 CONSIDERAÇÃO DA FORÇA HIDRODINÂMICA NO EQUILÍBRIO DO SISTEMA ESTRUTURAL	28
4.3 DIMENSIONAMENTO DO TLD	29
5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO RESERVATÓRIO	35
5.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	35
5.2 ANSYS CFX TM	37
5.2.1 Estrutura do ANSYS CFX TM 11.0	37
5.3 SIMULAÇÃO DE UM RESERVATÓRIO ISOLADO	38
5.3.1 Geometria do reservatório e malha de elementos finitos ANSYS CFX TM 11.0– <i>Workbench</i>	38
5.3.2 Parâmetros no ANSYS CFX TM 11.0-Pre	40
5.3.3 Cálculos efectuados no programa ANSYS CFX TM 11.0-Solver.....	42
5.3.4 Resultados: ANSYS CFX TM 11.0-Post.....	43

5.3.5	Análise de resultados	52
5.3.6	Influência da temperatura e viscosidade do fluido na resposta	54
6	AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE UM SISTEMA DE TLDS NA MELHORIA DO COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO	55
6.1	A SISMICIDADE NACIONAL	55
6.2	APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	57
6.3	GEOMETRIA DO EDIFÍCIO	59
6.4	PROJECTO DE BETÃO ARMADO.....	59
6.5	DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO	60
6.6	ASPECTOS RELATIVOS À MODELAÇÃO DO EDIFÍCIO	62
6.6.1	Propriedades dos materiais.....	62
6.6.2	Cargas estáticas, massa e amortecimento	62
6.6.3	Acção sísmica	64
6.6.4	Modelação dos dissipadores (TLDS)	66
6.7	DISPOSIÇÃO DOS TLDS NO EDIFÍCIO	68
6.8	ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	70
6.9	INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS	75
7	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	79
7.1	CONCLUSÕES	79
7.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	80
	BIBLIOGRAFIA	83
	APÊNDICE I	I
	APÊNDICE II	III
	APÊNDICE III	VII
	APÊNDICE IV	XI

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

FIGURA 2.1: REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE UMA ESTRUTURA COM UM GRAU DE LIBERDADE: (A) COM UM TLCD ACOPLADO E (B) COM UM TMD ACOPLADO.	6
FIGURA 2.2: SISTEMA DE ISOLAMENTO DE BASE [39].	7
FIGURA 2.3: APARELHO DE APOIO ELASTOMÉTRICO DE ELEVADO AMORTECIMENTO – HDRB [32].	7
FIGURA 2.4: APARELHO DE APOIO ELASTOMÉTRICO COM NÚCLEO DE CHUMBO – LRD [4].	8
FIGURA 2.5: SISTEMA PENDULAR POR ATRITO FPS [44].	8
FIGURA 2.6: REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS SISTEMAS DE PROTECÇÃO SÍSMICA [32].	9
FIGURA 2.7: EXEMPLO DE UM DISSIPADOR HISTERÉTICO CONSTRUÍDO EM AÇO [32].	10
FIGURA 2.8: EXEMPLO DE UM DISSIPADOR VISCOSO [32].	11
FIGURA 2.9: EXEMPLO DE APLICAÇÃO DOS TLDs NUM EDIFÍCIO [23].	13
FIGURA 2.10: ESQUEMA DE UM <i>TUNED LIQUID DAMPER</i>	14

Capítulo 3

FIGURA 3.1: TLD ACOPLADO À ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO COM O FLUIDO (A) EM REPOUSO E (B) EM MOVIMENTO DEVIDO À ACÇÃO DE UM SISMO.	16
FIGURA 3.2: FORÇA INDUZIDA NA ESTRUTURA DEVIDA AO MOVIMENTO DO FLUIDO NO RESERVATÓRIO.	17
FIGURA 3.3: RESERVATÓRIO SUBMETIDO A UM MOVIMENTO HORIZONTAL DINÂMICO.	18
FIGURA 3.4: ELEVAÇÃO DA SUPERFÍCIE LIVRE DO FLUIDO JUNTO ÀS PAREDES DO RESERVATÓRIO.	23
FIGURA 3.5: REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA ELEVAÇÃO DA SUPERFÍCIE LIVRE DO LÍQUIDO, $H(x,t)$, DE ACORDO COM A EQUAÇÃO 3.23.	23

Capítulo 4

FIGURA 4.1: RESPOSTA DE UM SISTEMA DE UM GRAU DE LIBERDADE: COMPORTAMENTO LINEAR E NÃO-LINEAR.	25
FIGURA 4.2: SISTEMA GENERALIZADO DE UM GRAU DE LIBERDADE.	27
FIGURA 4.3: DIAGRAMA DE EQUILÍBRIO DE FORÇAS PARA UM SISTEMA COM UM GRAU DE LIBERDADE SOLICITADO DINAMICAMENTE.	27
FIGURA 4.4: IMPLEMENTAÇÃO DO TLD NUM SISTEMA ESTRUTURAL DINÂMICO EQUIVALENTE.	28
FIGURA 4.5: TLD ESTUDADO (SEM TAMPA).	31
FIGURA 4.6: RESERVATÓRIO RECTANGULAR: (A) EM REPOUSO; (B) MODELO EQUIVALENTE COM INDICAÇÃO DAS MASSAS (M_0 , MASSA ESTÁTICA E M_1 MASSA DINÂMICA) E DA RIGIDEZ ELÁSTICA LINEAR [24, 45].	33

Capítulo 5

FIGURA 5.1: EXEMPLOS DE FORMAS GEOMÉTRICAS PARA OS ELEMENTOS FINITOS: (A) UNIDIMENSIONAIS; (B) BIDIMENSIONAIS; E, (C) TRIDIMENSIONAIS.	36
FIGURA 5.2: ESTRUTURA ESQUEMÁTICA DO SOFTWARE <i>ANSYS CFX 11.0</i>	38
FIGURA 5.3: GEOMETRIA DO RESERVATÓRIO COM INDICAÇÃO DA DENOMINAÇÃO DE CADA FACE.....	39
FIGURA 5.4: MALHA DE ELEMENTOS FINITOS: (A) COM ELEMENTOS TETRAÉDRICOS DE 30 MM (6869 ELEMENTOS); E, (B) COM ELEMENTOS TETRAÉDRICOS DE 18 MM (69131 ELEMENTOS).....	40
FIGURA 5.5: RELAÇÃO FORÇA-DESLOCAMENTO AO NÍVEL DO TLD.	45
FIGURA 5.6: RELAÇÃO FORÇA-DEFORMAÇÃO DO DISSIPADOR PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 2 MM.	46
FIGURA 5.7: RELAÇÃO DE ENERGIAS PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 2 MM.	46
FIGURA 5.8: RELAÇÃO FORÇA-DEFORMAÇÃO DO DISSIPADOR PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 5 MM.	46
FIGURA 5.9: RELAÇÃO DE ENERGIAS PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 5 MM.	46
FIGURA 5.10: SUPERFÍCIE LIVRE DA ÁGUA PARA A AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 10 MM.	47
FIGURA 5.11: RELAÇÃO FORÇA-DEFORMAÇÃO DO DISSIPADOR PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 10 MM.....	47
FIGURA 5.12: RELAÇÃO DE ENERGIAS PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 10 MM.	47
FIGURA 5.13: SUPERFÍCIE LIVRE DA ÁGUA PARA A AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 15 MM.	48
FIGURA 5.14: RELAÇÃO FORÇA-DEFORMAÇÃO DO DISSIPADOR PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 15 MM.....	48
FIGURA 5.15: RELAÇÃO DE ENERGIAS PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 15 MM.	48
FIGURA 5.16: SUPERFÍCIE LIVRE DA ÁGUA PARA A AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 30 MM.	49
FIGURA 5.17: RELAÇÃO FORÇA-DEFORMAÇÃO DO DISSIPADOR PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 15 MM.....	49
FIGURA 5.18: RELAÇÃO DE ENERGIAS PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 15 MM.	49
FIGURA 5.19: SUPERFÍCIE LIVRE DA ÁGUA PARA A AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 40 MM.	50
FIGURA 5.20: RELAÇÃO FORÇA-DEFORMAÇÃO DO DISSIPADOR PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 40 MM.....	50
FIGURA 5.21: RELAÇÃO DE ENERGIAS PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 40 MM.	50
FIGURA 5.22: SUPERFÍCIE LIVRE DA ÁGUA PARA A AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 100 MM.	51
FIGURA 5.23: RELAÇÃO FORÇA-DEFORMAÇÃO DO DISSIPADOR PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 40 MM.....	51
FIGURA 5.24: RELAÇÃO DE ENERGIAS PARA UMA AMPLITUDE DE EXCITAÇÃO DE 40 MM.	51
FIGURA 5.25: RAZÃO ENTRE A ENERGIA DISSIPADA E A ENERGIA INTRODUZIDA.....	53
FIGURA 5.26: EFICIÊNCIA DO TLD EM FUNÇÃO DA AMPLITUDE DE DESLOCAMENTOS IMPOSTOS, AVALIADA EM TERMOS DE: (A) RAZÃO ENERGIA DISSIPADA EM RELAÇÃO À ENERGIA INTRODUZIDA NO SISTEMA; E, (B) AMORTECIMENTO EQUIVALENTE ESTIMADO.....	53

Capítulo 6

FIGURA 6.1: REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS PLACAS TECTÓNICAS [58].....	56
FIGURA 6.2: ZONAMENTO SÍSMICO SEGUNDO A NORMA NP EN 1998 PARA O CENÁRIO DE SISMO: (A) AFASTADO/INTERPLACAS E (B) PRÓXIMO/INTRAPLACA [51].	56
FIGURA 6.3: IMAGEM AÉREA DO COMPLEXO DE EDIFÍCIOS [55].	58
FIGURA 6.4: EDIFÍCIO EM ESTUDO: (A) EM FASE DE CONSTRUÇÃO, (B) PERSPECTIVA E (C) FACHADA [40].	58
FIGURA 6.5: DIMENSÕES EM PLANTA DO EDIFÍCIO [41].	59
FIGURA 6.6: ESQUEMA E DIMENSÕES DO PÓRTICO-TIPO [40].	61
FIGURA 6.7: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 73 ANOS (S3_73).	65
FIGURA 6.8: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 475 ANOS (S3_475).	65
FIGURA 6.9: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 975 ANOS (S3_975).	65
FIGURA 6.10: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 2000 ANOS (S3_2000).	65
FIGURA 6.11: ESQUEMA REPRESENTATIVO DO MACRO-MODELO DE UM TLD.....	66
FIGURA 6.12: MACRO-MODELO DE UM TLD IMPLEMENTADO EM SAP 2000.....	67
FIGURA 6.13: ESQUEMA REPRESENTATIVO DO MACRO-MODELO ADOPTADO PARA REPRESENTAR UM CONJUNTO DE TLDs.	67
FIGURA 6.14: LOCALIZAÇÃO EM PLANTA DOS TLDs.	68
FIGURA 6.15: ALÇADOS DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO COM REPRESENTAÇÃO DOS TLDs PARA $\mu = 2.5\%$: (A) ALÇADO SO E (B) ALÇADO SE.....	68
FIGURA 6.16: CONJUNTO DE TLDs (PARA UM NÍVEL DE TLDs): (A) EM PLANTA E (B) EM PERSPECTIVA.	69
FIGURA 6.17: REPRESENTAÇÃO DE UM CONJUNTO DE TLDs PARA UMA RELAÇÃO DE MASSA DE $\mu = 2.5\%$ (10 NÍVEIS, DESTAPADOS).....	70
FIGURA 6.18: REPRESENTAÇÃO DE UM CONJUNTO DE TLDs PARA UMA RELAÇÃO DE MASSA DE $\mu = 2.5\%$ (10 NÍVEIS, TAPADOS).	70
FIGURA 6.19: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 1, PR 73).....	71
FIGURA 6.20: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 2, PR 73).....	71
FIGURA 6.21: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 3, PR 73).....	71
FIGURA 6.22: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 1, PR 475).....	72
FIGURA 6.23: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 2, PR 475).....	72
FIGURA 6.24: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 3, PR 475).....	72
FIGURA 6.25: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 1, PR 975).....	73
FIGURA 6.26: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 2, PR 975).....	73
FIGURA 6.27: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 3, PR 975).....	73
FIGURA 6.28: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 1, PR 2000).....	74
FIGURA 6.29: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 2, PR 2000).....	74
FIGURA 6.30: ENVOLVENTES DE DESLOCAMENTO LATERAL E PERFIS DE <i>DRIFT</i> (SISMO 3, PR 2000).....	74

FIGURA 6.31: EVOLUÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL NO TOPO DO EDIFÍCIO PARA A ESTRUTURA ORIGINAL E COM TLDs (SISMO 3, 2000 PR).	75
FIGURA 6.32: EXIGÊNCIA MÁXIMA DE DEFORMAÇÃO (<i>DRIFT</i>) PARA CADA ESTRUTURA E PARA CADA PR (VALORES MÉDIOS).	76
FIGURA 6.33: DESLOCAMENTO LATERAL MÁXIMO PARA CADA ESTRUTURA E PARA CADA PR (VALORES MÉDIOS).	77

APÊNDICE I

FIGURA AII 1: PLANTA ESTRUTURAL DO PISO DE ENTRADA (R/C) [40].	III
FIGURA AII 2: PLANTA ESTRUTURAL DOS ANDARES INFERIORES (1º, 3º, 5º E 7º) [40].	III
FIGURA AII 3: PLANTA ESTRUTURAL DOS ANDARES INFERIORES (2º, 4º, 6º E 8º) [40].	III
FIGURA AII 4: PLANTA ESTRUTURAL DO TERRAÇO[40].	III
FIGURA AII 5: QUADRO DE PILARES[40].	IV
FIGURA AII 6: QUADRO DE VIGAS DO PÓRTICO A[40].	V
FIGURA AII 7: QUADRO DE VIGAS DO PÓRTICO B E C[40].	VI

APÊNDICE II

FIGURA AIII 1: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 73 ANOS (S1_73).	VII
FIGURA AIII 2: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 73 ANOS (S2_73).	VII
FIGURA AIII 3: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 73 ANOS (S3_73).	VII
FIGURA AIII 4: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 475 ANOS (S1_475).	VIII
FIGURA AIII 5: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 475 ANOS (S2_475).	VIII
FIGURA AIII 6: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 475 ANOS (S3_475).	VIII
FIGURA AIII 7: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 975 ANOS (S1_975).	IX
FIGURA AIII 8: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 975 ANOS (S2_975).	IX
FIGURA AIII 9: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 975 ANOS (S3_975).	IX
FIGURA AIII 10: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 2000 ANOS (S1_2000).	X
FIGURA AIII 11: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 2000 ANOS (S2_2000).	X
FIGURA AIII 12: ACELEROGRAMA PARA O PERÍODO DE RETORNO DE 2000 ANOS (S3_2000).	X

APÊNDICE IV

FIGURA AIV 1: VISTA TRIDIMENSIONAL DO MODELO DO EDIFÍCIO EM SAP TM 2000, SEM DISSIPADOR.	XI
FIGURA AIV 2: VISTA TRIDIMENSIONAL DO MODELO DO EDIFÍCIO EM SAP TM 2000, COM DISSIPADOR ($\mu=1\%$).....	XI
FIGURA AIV 3: VISTA TRIDIMENSIONAL DO MODELO DO EDIFÍCIO EM SAP TM 2000, COM DISSIPADOR ($\mu=2.5\%$).....	XII
FIGURA AIV 4: VISTA 3D DO MODELO DO EDIFÍCIO EM SAP TM 2000, COM DISSIPADOR ($\mu=5\%$).	XII

ÍNDICE DE TABELAS**Capítulo 4**

TABELA 4.1: NÚMERO DE TLDs NECESSÁRIOS EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO DE MASSA IMPOSTA	32
TABELA 4.2: PARÂMETROS SIMPLIFICADOS DE UM TLD.	34

Capítulo 5

TABELA 5.1: RELAÇÃO ENTRE AS CONSTANTES DE AMPLITUDE D, A_c E K.....	44
--	----

Capítulo 2

TABELA 6.1: ACELERAÇÃO MÁXIMA DE REFERÊNCIA A_{GR} (CM/S^2) EM CADA ZONA SÍSMICA, DE ACORDO COM A NORMA NP EN 1998-1 [61].....	57
TABELA 6.2: FREQUÊNCIAS ESTIMADAS A PARTIR DAS MEDIÇÕES DE ACELERAÇÕES (Hz).....	63
TABELA 6.3: REDUÇÃO DAS EXIGÊNCIAS DE DEFORMAÇÃO AO NÍVEL DO 1º PISO (QUADRO RESUMO).....	76

LISTA DE ACRÓNIMOS

CDF	- Comportamento Dinâmico do Fluido
CFD	- <i>Computational Fluid Dynamics</i>
EF	- Elemento Finito
FPS	- <i>Friction Pendulum System</i>
HDRB	- <i>High Damping Rubber Bearing</i>
LRB	- <i>Lead Rubber Bearing</i>
MEF	- Método dos Elementos Finitos
PR	- Período de Retorno
SAP	- <i>Structural Analysis Program</i>
SPS	- Sistemas de Protecção Sísmica
TLD	- <i>Tuned Liquid Damper</i>
TLCD	- <i>Tuned Column Damper</i>
TMD	- <i>Tuned Mass Damper</i>
VF	- <i>Volume Fraction</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	- Amplitude de aceleração constante do TLD
a_x	- Aceleração na direcção x
a_y	- Aceleração na direcção y
a_z	- Aceleração na direcção z
b	- Largura do TLD
C_{crit}	- Amortecimento crítico
c	- Coeficiente de amortecimento
$D_{máx}$	- Deslocamento máximo medido no reservatório
E_C	- Módulo de elasticidade do betão
E_d	- Energia dissipada
E_i	- Energia introduzida
E_s	- Módulo de elasticidade do aço
f	- Frequência natural do edifício
f_T	- Frequência teórica do edifício
F	- Força do elemento do dissipador
f_a	- Força de amortecimento
f_e	- Força elástica
$f_e(t)$	- Fonte externa de excitação
$F_e(t)$	- Fonte externa de excitação dinâmica
f_f	- Frequência do movimento do fluido
f_i	- Força de inércia
F_{ind}	- Força hidrodinâmica gerada pelo movimento oscilatório do fluido
F_o	- Fonte externa de excitação estática permanente
$F_{máx}$	- Força máxima resultante das pressões hidrostáticas no reservatório
h_f	- Altura do fluido em repouso
h_d	- Altura de fluido na parede direita do reservatório
h_e	- Altura de fluido na parede esquerda do reservatório
H_o	- Altura desde a base do reservatório até à posição da resultante da massa estática
H_1	- Altura desde a base do reservatório até à posição da resultante da massa dinâmica
i	- Unidade imaginária

k	- Rigidez elástica linear
K	- Constante de amplitude adimensional
g	- Aceleração da gravidade
L	- Comprimento do TLD
L_f	- Matriz quadrada
m_f	- Massa do fluido
m_e	- Massa do edifício
M_0	- Massa estático do fluido
M_1	- Massa dinâmica do fluido
N	- Número de TLDs necessários para formar o sistema de protecção sísmica
S	- Factor de contaminação da superfície do fluido no TLD
t	- Tempo
P	- Pressão no fundo do reservatório
P_e	- Pressão hidrostática na parede esquerda do reservatório
P_d	- Pressão hidrostática na parede direita do reservatório
u	- Velocidade média horizontal da partícula do fluido no TLD
u^*	- Velocidade média horizontal adimensionalizada da partícula do fluido no TLD
X	- Deslocamento
\dot{X}	- Velocidade
\ddot{X}	- Aceleração
z	- Cota máxima do reservatório
α	- Característica do dissipador (no Capítulo 1)
α	- Parâmetro auxiliar no cálculo do H_0 (no Capítulo 4)
α'	- Parâmetro de não-linearidade do TLD
β	- Parâmetro de dispersão do TLD
β	- Parâmetro auxiliar no cálculo do H_1 (no Capítulo 4)
η	- Elevação da superfície livre do fluido acima da altura em repouso
η^*	- Elevação adimensionalizada da superfície livre do fluido acima da altura em repouso

η_e	- Desnível da superfície livre do fluido junto à parede esquerda
η_d	- Desnível da superfície livre do fluido junto à parede direita
κ	- Parâmetro auxiliar da formulação do movimento do fluido no TLD
μ	- Relação de massa desejada
v	- Velocidade relativa entre as extremidades do dissipador
ν_f	- Coeficiente de viscosidade cinemática do fluido
ζ_f	- Coeficiente de amortecimento do fluido
$\zeta_{eq.}$	- Coeficiente de amortecimento equivalente
π	- Constante Pi
ρ	- Massa volúmica do fluido
ρ_{ar}	- Massa volúmica do ar
$\rho_{\text{água}}$	- Massa volúmica da água
$\rho_{\text{água salgada}}$	- Massa volúmica da água salgada
σ	- Parâmetro de frequência do TLD
ω_f	- Frequência angular característica do fluido
ω_n	- Frequência angular natural de vibração associado ao modo de ordem n

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

No presente capítulo abordam-se essencialmente os objectivos gerais e as motivações deste trabalho.

Faz-se ainda o enquadramento do trabalho e refere-se a estrutura do documento escrito.

1.1 Motivação

Sismos ocorridos recentemente têm demonstrado, de forma dramática, que a investigação na área da engenharia sísmica deve ser direccionada para a avaliação da vulnerabilidade das construções, geralmente desprovidas de adequadas características resistentes. Tendo em conta esta crescente preocupação com o risco sísmico, têm-se estudado e desenvolvido técnicas inovadoras de melhoria do comportamento estrutural de forma a minimizar os prejuízos resultantes da acção de eventuais futuros sismos.

Pretende-se com este trabalho de mestrado estudar uma estratégia de protecção sísmica baseada na implementação de *Tuned Liquid Dampers*. Em Portugal existem ainda muito poucos estudos aprofundados sobre este tema, exceptuando o trabalho de doutoramento em desenvolvimento pela Engenheira Maria João Falcão [47], e não sendo conhecida ainda nenhuma aplicação desta técnica em construções existentes.

1.2 Enquadramento

Historicamente, vários sismos têm originado a destruição parcial ou até total de cidades em diversos países do Mundo matando, por vezes, milhares de vidas, devido ao colapso de obras civis projectadas e construídas segundo as normas técnicas em vigor. As

perdas de vidas e de materiais nem sempre correspondem proporcionalmente a sismos violentos, mas sim a factores relacionados com o ordenamento territorial das cidades e, fundamentalmente, com a vulnerabilidade das estruturas nas zonas de maior perigosidade. Ao longo dos tempos têm vindo a desenvolver-se soluções construtivas e de melhoramento do comportamento, com o objectivo de diminuir o efeito da acção dos sismos, técnicas de construção na sua maioria, e mais recentemente, técnicas de protecção.

Embora a generalidade da população nunca tenha sentido um sismo, estes ocorrem frequentemente no nosso planeta. Porém, aqueles que são do interesse da engenharia, são os que têm potencial para causar danos estruturais. Estes são denominados de “*Strong-motion earthquakes*”, isto é, sismos de magnitude elevada [8]. Duas das dificuldades fundamentais encontradas na análise da resposta sísmica das estruturas são: (i) a natureza aleatória da excitação e (ii) a natureza não-linear da resposta estrutural [8].

1.3 Objectivos

O presente trabalho tem como objectivo principal o estudo do comportamento de um sistema de protecção sísmica concreto – os *Tuned Liquid Dampers*. Pretende-se analisar os benefícios, bem como o desempenho deste tipo de dissipadores quando inseridos em estruturas de edifícios de betão armado. Será estudado um edifício existente representativo da Arquitectura Moderna, inserido num complexo de cinco edifícios, localizados na Avenida Infante Santo, em Lisboa.

Na primeira parte do trabalho, pretende-se avaliar numericamente o comportamento do fluido no interior do TLD, recorrendo a um programa de simulação numérica do comportamento de fluidos pelo método dos elementos finitos (ANSYS CFX™ 11.0). O comportamento do TLD será analisado isoladamente do edifício e esta análise terá como base os resultados obtidos com o *software* ANSYS CFX™ 11.0.

Posteriormente, na segunda parte do trabalho, é necessário traduzir o efeito resultante da presença dos TLDs na modelação do edifício, ou seja, verificar os benefícios que esse dissipador possa vir a ter no edifício em estudo. Para tal, recorreu-se ao programa de simulação pelo método dos elementos finitos SAP™ 2000.

1.4 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizada em sete capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentada a introdução e enquadramento do trabalho, indicando de forma sumária as motivações que levaram ao desenvolvimento do mesmo.

No Capítulo 2 definem-se genericamente alguns sistemas mais comuns de protecção sísmica de estruturas, dando especial destaque aos TLDs, por constituírem o objectivo central deste trabalho.

No Capítulo 3 descreve-se a base teórica das metodologias de modelação matemática do movimento do fluido num reservatório rígido que irá ser utilizada na interpretação do comportamento dos TLDs.

No Capítulo 4 descrevem-se os fundamentos teóricos na modelação de um TLD associado a um sistema estrutural, bem como a metodologia para o seu dimensionamento.

O Capítulo 5 é dedicado à simulação numérica, nomeadamente ao estudo do comportamento de um TLD isolado solicitado por uma excitação definida por uma lei sinusoidal de acelerações na sua base, com diferentes amplitudes, e para uma frequência fixa, com recurso a análises em regime transiente.

No Capítulo 6 avalia-se a eficiência dos TLDs na melhoria da resposta sísmica de um edifício existente, com recurso a análises dinâmicas lineares.

Finalmente, no Capítulo 7, apresentam-se as conclusões gerais retiradas deste trabalho, assim como algumas perspectivas de trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE PROTECÇÃO SÍSMICA (SPS)

No presente capítulo definem-se genericamente alguns sistemas de protecção sísmica.

Na secção 2.3 descrevem-se mais detalhadamente os *Tuned Liquid Dampers* (TLDs) salientando-se os princípios em que se baseiam, o seu funcionamento, as suas aplicações bem como o seu dimensionamento.

2.1 Descrição de Sistemas de Protecção

Os sistemas de protecção sísmica são dispositivos que permitem melhorar o comportamento dinâmico das estruturas, influenciando a forma como a acção sísmica lhes é transmitida através da alteração das características dinâmicas da estrutura. Estes sistemas de protecção podem classificar-se em três grupos distintos: os sistemas de (i) protecção activa, (ii) de protecção passiva e (iii) de protecção semi-activa [12].

Os sistemas de protecção passiva são sistemas onde a protecção sísmica é permanente, não necessitando para tal de energia fornecida do exterior. Apresentam-se de seguida alguns exemplos de sistemas passivos.

O *Tuned Liquid Column Damper* (TLCD) é um reservatório, geralmente em forma de “U”, com fluido no seu interior. O fluido não preenche a totalidade do tubo, mas apenas a sua base e uma parte dos troços verticais, como se pode ver na Figura 2.1(a). O amortecimento óptimo ocorre quando o fluido é excitado em ressonância e responde com o movimento do fluido no interior do tubo. O princípio de funcionamento deste dissipador baseia-se na criação de uma força de inércia com o movimento oscilatório da coluna líquida e na dissipação de energia através da perda de carga hidráulica [2, 35].

Os amortecedores de massas sintonizadas, vulgarmente designados por *Tuned Mass Dampers* (TMDs), têm sido aplicados com sucesso na redução de níveis de

vibração em estruturas de engenharia civil. Como se pode ver na Figura 2.1(b), o TMD é constituído por uma massa ligada a uma estrutura principal através de uma mola, com rigidez, e um amortecedor viscoso, que contrariam o movimento da estrutura [34]. Este sistema é de alta eficiência em caso de excitações sinusoidais ou de banda estreita. No entanto, se ocorrer um movimento muito brusco do solo, a estrutura pode comportar-se inelásticamente, aumentando o período da estrutura e tornando o TMD dissintonizado. Como consequência este sistema é mais frequentemente utilizado para controlar a acção do vento e raramente para reduzir as forças sísmicas [38].

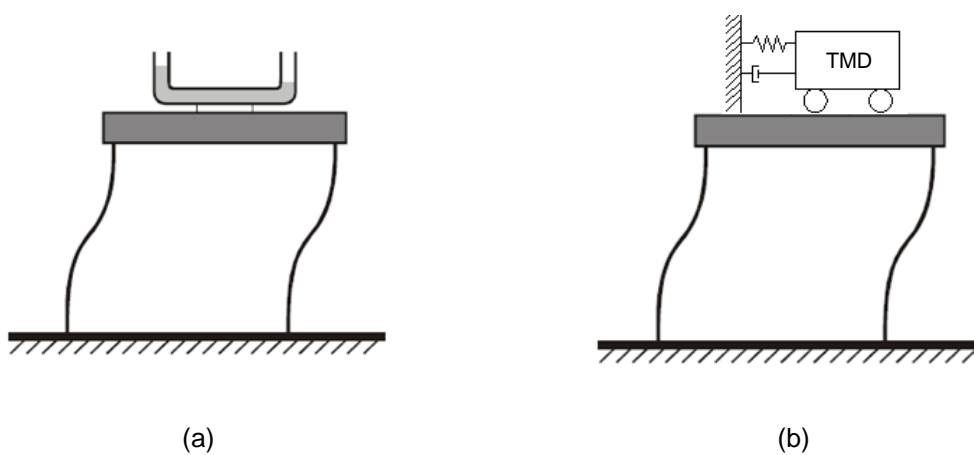


Figura 2.1: Representação esquemática de uma estrutura com um grau de liberdade: (a) com um TLCD acoplado e (b) com um TMD acoplado.

Um dos mecanismos mais utilizados na protecção sísmica é o sistema de isolamento de base. Como se pode ver na Figura 2.2 este consiste em separar a estrutura da fundação criando uma superfície de descontinuidade horizontal entre o terreno de fundação e o edifício a proteger.

Estruturalmente, para que um edifício possua isolamento de base são instalados isoladores ou aparelhos de apoio que vão separar a estrutura da fundação, na base dos edifícios. Essa separação é efectuada em todas as zonas de fronteira entre a estrutura a isolar e a “estrutura fixa” [37].



Figura 2.2: Sistema de isolamento de base [39].

Existem diversos tipos de aparelhos de apoio que devem todos eles estar dotados das seguintes características [37]: (i) capacidade de suporte; (ii) baixa rigidez horizontal, para que seja criada uma superfície de descontinuidade; (iii) capacidade de dissipação de energia e (iv) capacidade de restituição à posição inicial, após ocorrência do sismo.

7

Os tipos mais correntes de aparelhos de isolamento de base são:

- a) *Aparelho de apoio elastomérico de elevado amortecimento - HDRB*. São constituídos por várias camadas de borracha alternadas com camadas de aço entre as componentes da estrutura e da fundação. Esta camada de isolamento irá concentrar os deslocamentos horizontais reduzindo a frequência própria de vibração da estrutura, já que as placas de aço fornecem o confinamento lateral de cada camada de borracha quando o apoio é sujeito a cargas verticais. Porém, não alteram a deformação da borracha por corte horizontal. A eficiência deste sistema estima-se pela capacidade de filtrar as componentes de excitação com frequências que próprias da frequência fundamental da estrutura [37] (ver Figura 2.3).

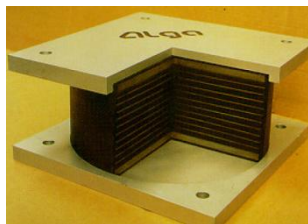


Figura 2.3: Aparelho de apoio elastomérico de elevado amortecimento – HDRB [32].

- b) *Aparelho de apoio elastomérico com núcleo de chumbo* – LRD. São constituídos por um bloco de borracha cintada com núcleo cilíndrico em chumbo (ver Figura 2.4). As cargas verticais são suportadas pelo bloco de elastómero e o núcleo de chumbo garante a dissipação de energia e a resistência horizontal do conjunto [37].

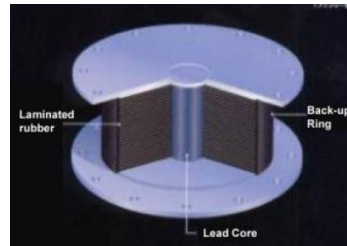


Figura 2.4: Aparelho de apoio elastomérico com núcleo de chumbo – LRD [4].

- c) *Sistema pendular por atrito* – FPS. Estes aparelhos de apoio são isoladores de aço inoxidável que consistem numa estrutura côncava, uma superfície articulada deslizante e uma placa de cobertura. A superfície articulada deslizante é envolvida por um material auto lubrificante que, em caso de sismo, se move ao longo da superfície côncava, fazendo com que a super-estrutura se desloque descrevendo movimentos pendulares (ver Figura 2.5) [37].

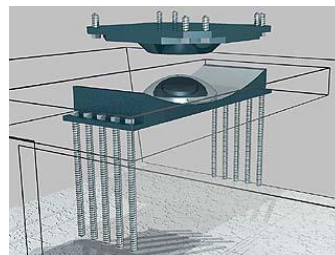


Figura 2.5: Sistema pendular por atrito FPS [44].

- d) *Blocos de apoio em borracha em associação com dissipadores*. Trata-se de um sistema de isolamento que associa elementos de baixa rigidez horizontal com elementos de dissipação de energia, desempenhando os primeiros a função de suporte e garantindo os últimos o nível de amortecimento pretendido [37].

Os sistemas de protecção activa caracterizam-se por reagirem em função de dados obtidos através da monitorização constante da estrutura, contrariando o movimento imposto pela acção sísmica e necessitando de energia para controlar o movimento da estrutura ao imporem o movimento necessário para anularem o efeito do sismo [12].

Os dispositivos de controlo híbrido baseiam-se numa combinação entre o controlo activo e passivo. Consequentemente, possuem um sistema de controlo activo que actua sobre uma estrutura possuidora de aparelhos de protecção passiva, salientando os aspectos positivos de cada um destes sistemas e atenuando os aspectos negativos [12].

Sumariamente, pode dizer-se que os dispositivos de controlo semi-activo são dispositivos passivos controláveis podendo as suas características ser alteradas em caso de ocorrência sísmica, permitindo maior funcionalidade e melhor eficiência. Dado não necessitarem de uma fonte de energia tão elevada como os sistemas de controlo activo, já que podem funcionar com baterias, são mais funcionais caso ocorram sismos [32].

A representação esquemática dos sistemas de protecção enunciados e descritos anteriormente pode ser observada no esquema da Figura 2.6.

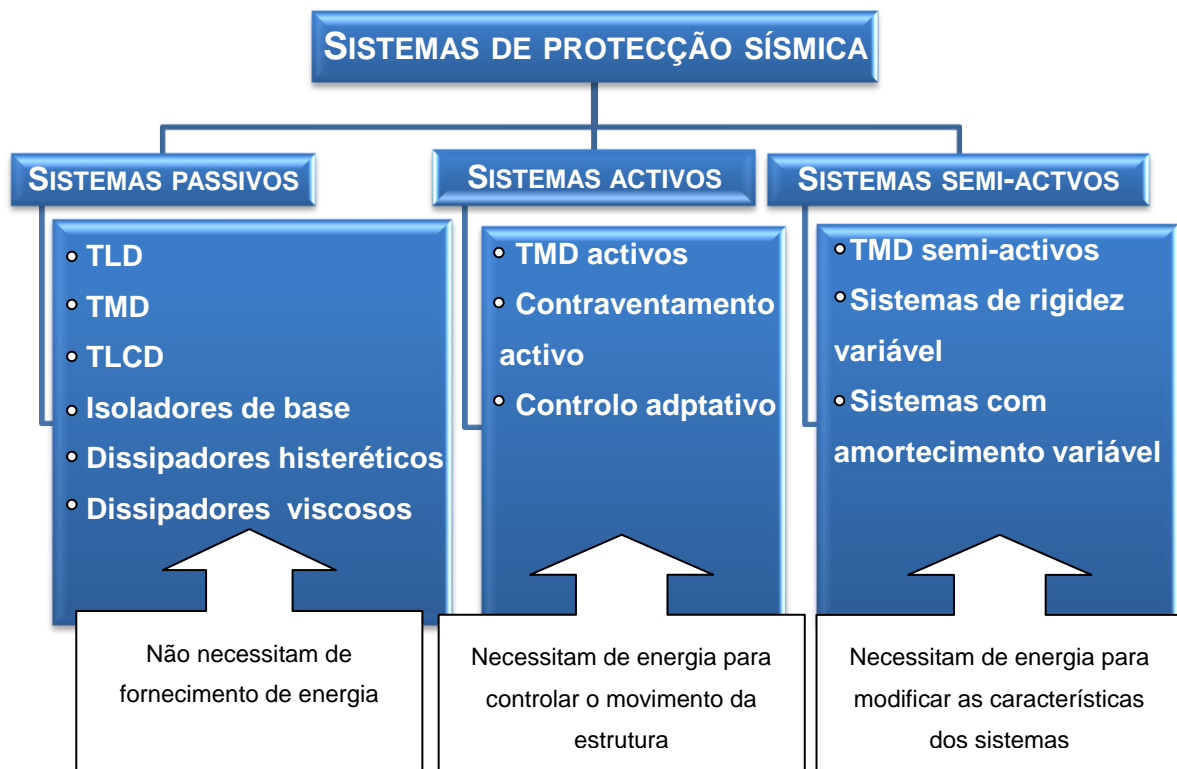


Figura 2.6: Representação esquemática dos sistemas de protecção sísmica [32].

O dissipador de energia estudado neste trabalho, o *Tuned Liquid Damper* (TLD), enquadra-se no grupo dos sistemas de protecção sísmica passivos, uma vez que para o seu funcionamento não necessita de energia fornecida do exterior.

Dissipadores

Os dissipadores de energia são utilizados para diminuir a energia que seria absorvida pela estrutura provocando deformações inelásticas. Quando dimensionados correctamente estes aparelhos podem tornar-se muito eficazes ao reduzirem a energia. Existem diversos tipos de dissipadores, de acordo com o seu funcionamento, sendo os mais comuns os hysteréticos, os viscosos e os viscoso-elásticos, que serão descritos sucintamente nos parágrafos seguintes.

- a) *Dissipadores hysteréticos-metálicos*. Estes dispositivos tiram partido do comportamento após cedência dos metais. Normalmente construídos em aço, a dissipação consegue-se provocando a deformação inelástica do elemento, através da flexão, corte ou torção, de acordo com o funcionamento do dissipador [36]. Os dissipadores hysteréticos têm um comportamento fisicamente não-linear, propriedade esta que é aproveitada para dissipar energia [32] (ver exemplo na Figura 2.7).

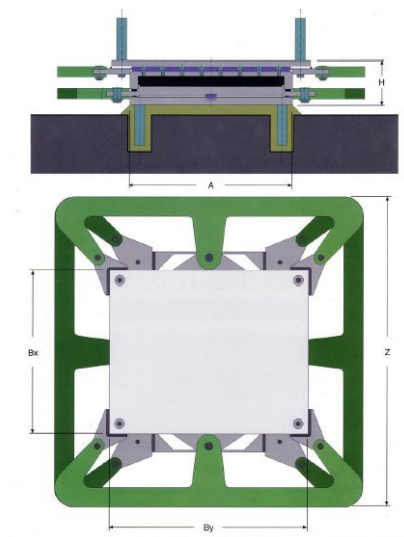


Figura 2.7: Exemplo de um dissipador hysterético construído em aço [32].

b) *Dissipadores Viscosos*. O comportamento destes dissipadores baseia-se nas propriedades viscosas do fluido utilizado, que pode ser, por exemplo, óleo ou outro fluido de viscosidade controlável. Este fluido, ao ser forçado a passar por pequenas aberturas, faz deslocar os extremos do aparelho que se movem relativamente um ao outro, libertando calor e provocando a dissipação de energia. Na Figura 2.8 apresenta-se um exemplo de um dissipador deste tipo. Dependendo da taxa de deslocamento relativo dos dois extremos do dispositivo estes dissipadores não fazem aumentar a rigidez no sistema estrutural já que dependem da velocidade e não do deslocamento. Os dissipadores viscosos apresentam como principal característica a relação constitutiva cuja força é função de uma potência da velocidade. Esta relação é expressa por:

$$F = c \cdot |v|^\alpha \cdot \text{sign}(v) \quad (2.1)$$

onde, F é a força do elemento do dissipador; v é a velocidade relativa entre as extremidades do dissipador; c é o coeficiente de amortecimento e α é constante característica do dissipador, função da forma da cabeça do pistão e do fluido.

A variação do valor de α conduz a comportamentos distintos do dissipador:

- Para $\alpha < 1$ existe um grande aumento de força para baixos valores da velocidade e um pequeno aumento de força para altas velocidades. Neste caso, uma grande quantidade de energia é dissipada em cada ciclo.
- Para $\alpha = 1$ a força cresce linearmente com a velocidade.
- Para $\alpha > 1$ passam a constituir aparelhos para absorção de choque, os denominados “*shock absorbers*”, e são apenas sensíveis para velocidades altas [32, 36].

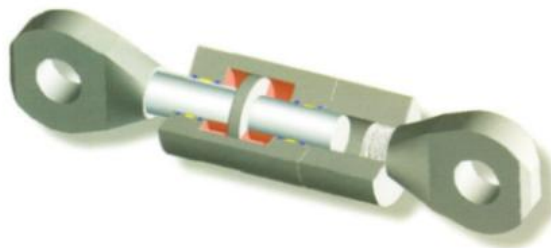


Figura 2.8: Exemplo de um dissipador viscoso [32].

- c) *Dissipadores viscosos-elásticos*. Estes dissipadores possuem as características combinadas dos fluidos viscosos e de materiais elásticos. No entanto, enquanto o material elástico após retirado o carregamento retoma a forma inicial, o fluido viscoso não, já que encontra equilíbrio numa posição deformada após a actuação da carga. Deste modo, alguma da energia é automaticamente recuperada depois de ser retirado a carga e outra é dissipada pelo material em forma de calor. Além do acima referido o comportamento deste tipo de material depende muito da frequência e da temperatura, sendo que:
- (i) Em baixas frequências ou altas temperaturas, o material exhibe um comportamento elástico.
 - (ii) Em altas frequências ou baixas temperaturas o material dissipa pouca energia [32].

Uma vez que o trabalho que aqui se apresenta incide, essencialmente, sobre o estudo dos TLDs a sua descrição é feita de uma forma mais detalhada na secção seguinte.

2.2 Tuned Liquid Dampers

Fisicamente, os *Tuned Liquid Dampers* (TLDs), são reservatórios rígidos contendo um fluido (água ou outro) à pressão atmosférica. Os TLDs são dissipadores de energia que têm vindo a ser desenvolvidos para controlar as vibrações de uma estrutura sob diferentes condições dinâmicas.

Estando os reservatórios ligados à estrutura, o movimento induzido no fluido do TLD, quando a estrutura oscila devido à excitação de uma carga dinâmica, origina forças que alteram as características dinâmicas da própria estrutura de forma a reduzir as vibrações induzidas pelas acções dinâmicas.

O mecanismo para controlar vibrações com TLDs consiste em dissipar a energia por fenómenos de oscilação da superfície livre do fluido (*sloshing*) e por quebra de onda (*wave breaking*). O amortecimento óptimo no TLD ocorre quando o fluido é excitado em ressonância com a estrutura e responde com a agitação do fluido. Esta é uma situação limite que ocorre antes de haver formação completa e quebra de onda. Para tal, o TLD é dimensionado de forma a que tenha uma frequência natural baixa, próxima da frequência da estrutura [6, 7].

Os TLDs têm como grande vantagem o custo, a fácil execução e instalação no local. Adicionalmente, estes dispositivos exigem pouca manutenção e é fácil ajustar a sua frequência combinando com mecanismos de controlo activo [11, 19].

2.2.1 Aplicações dos *Tuned Liquid Dampers*

Os *Tuned Liquid Dampers* (TLDs) podem aplicar-se em estruturas construídas em diferentes tipos de materiais. Porém as maiores vantagens na utilização destes dispositivos surgem em estruturas esbeltas e edifícios altos. Este tipo de estruturas estão frequentemente sujeitas a acções muito diversas tais como, por exemplo, o vento, sismos ou outras acções dinâmicas. Os TLDs têm a vantagem de, ao contrário de outros dispositivos de protecção sísmica, poderem ser aplicados em edifícios existentes. Na Figura 2.9 apresenta-se um exemplo de aplicação dos TLDs em Shin-Yokohama no Hotel Prince.



Figura 2.9: Exemplo de aplicação dos TLDs num edifício [23].

2.2.2 Dimensionamento do Tuned Liquid Damper

É de fulcral importância o dimensionamento do TLD, para que este tenha efeitos significativos e tenha o desempenho pretendido, isto é, que funcione como um dissipador de energia controlando as vibrações de uma estrutura sob diferentes condições dinâmicas, reduzindo os efeitos provocados pela acção de um sismo.

É necessário seleccionar o fluido a ser utilizado uma vez que esta escolha determina o comportamento do TLD. Há que considerar que cada fluido tem massa volúmica (ρ) e coeficiente de viscosidade cinemática (ν_t), características bastante importantes no cálculo do espectro de força de amortecimento.

Inicialmente este estudo vai ser realizado considerando que o fluido é água. Porém, posteriormente serão realizados testes adicionais considerando diferentes fluidos, alterando a constituição da força de amortecimento de forma a comparar resultados.

Para que o dispositivo funcione como pretendido torna-se necessário impor que a frequência do fluido seja igual (próxima) à frequência da estrutura do edifício em estudo. A frequência do movimento do fluido é determinada em função da carga dinâmica de excitação ou da frequência natural da estrutura, dependendo do tipo de carregamento, comportamento da estrutura e níveis de redução que se pretendem atingir.

A altura do fluido em repouso, h_f , deve ser pequena para satisfazer a teoria das águas rasas utilizada na formulação de equações de movimento. A razão entre a altura do fluido e o comprimento do TLD, L , deve estar compreendida entre 0,02 e 0,25 [3]. Para fracas excitações de base, deve ter-se uma baixa profundidade de água para que possa haver mais agitação do fluido. Para grandes excitações de base devem-se ter maiores profundidades isto é, maior altura de fluido em repouso [2, 3, 17].

Depois de dimensionado o TLD, a massa necessária para formar o sistema de protecção sísmica é obtida pela relação de massa desejada, μ , definida como a razão entre as massas dos TLDs (m_f) e do edifício (m_e):

$$\mu = \frac{m_f}{m_e} \quad (2.1)$$

A relação de massa desejada para que o sistema de protecção sísmica funcione como esperado deve variar entre 1 e 5%. Se m for inferior a 1% e o amortecimento da estrutura for superior a 2%, não se vai obter o desempenho pretendido [3, 33]. A Figura 2.10 representa o esquema de um TLD.

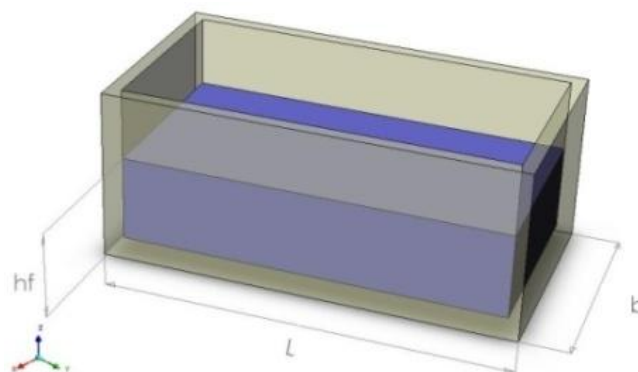


Figura 2.10: Esquema de um *Tuned Liquid Damper*.

CAPÍTULO 3

MODELAÇÃO MATEMÁTICA DO MOVIMENTO DO FLUIDO

NUM RESERVATÓRIO

No presente capítulo pretende-se descrever a base teórica das metodologias do modelo matemático do movimento do fluido. Esta abordagem irá sustentar a obtenção e interpretação dos resultados obtidos.

3.1 Descrição do problema

O objectivo da utilização de TLDs em edifícios é melhorar o seu comportamento, particularmente face a acções dinâmicas como as impostas pelo vento e sismos. Quando os TLDs estão ligados à estrutura do edifício, e esta é excitada por uma acção dinâmica, o movimento oscilatório que ocorre no fluido (*sloshing*) origina forças que alteram as características dinâmicas da própria estrutura. O impulso horizontal hidrodinâmico que o fluido exerce sobre as paredes do reservatório em repouso constitui-se como um sistema auto-equilibrado, não induzindo forças de corte sobre a estrutura (ver Figura 3.1-a).

Quando a estrutura é solicitada por uma acção dinâmica, o movimento do fluido produz forças impulsivas não equilibradas sobre as paredes do reservatório, induzindo assim forças de corte sobre a estrutura do edifício (*shear force*), F_{ind} (ver Figura 3.1-b). Estas forças de corte podem ser determinadas, em cada instante de tempo t , em função da pressão hidráulica nas duas paredes laterais do reservatório perpendiculares à direcção da acção sísmica (igual à pressão hidrostática nesse instante de tempo t), e portanto depende da altura de fluido junto a cada uma das duas paredes do reservatório.

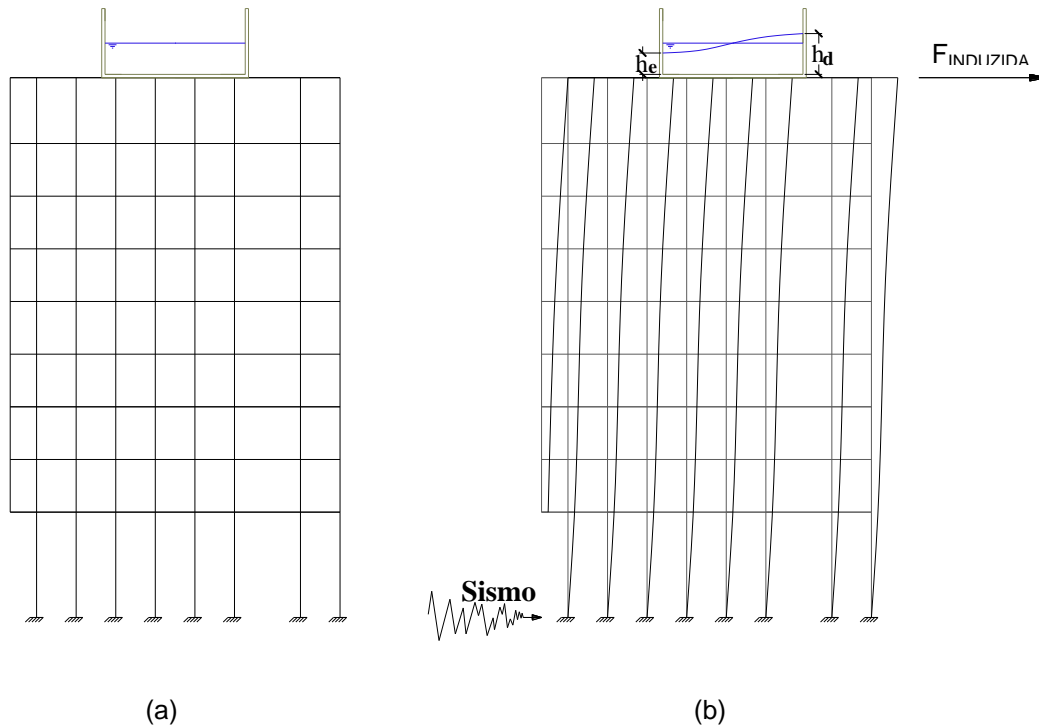


Figura 3.1: TLD acoplado à estrutura de um edifício com o fluido (a) em repouso e (b) em movimento devido à acção de um sismo.

A força de corte induzida no edifício pode ser calculada recorrendo à seguinte expressão:

$$F_{\text{ind}} = \frac{\rho \cdot g \cdot b}{2} \cdot (h_d^2 - h_e^2) \quad (3.1)$$

onde, ρ é a massa específica do fluido; g é aceleração da gravidade; b é a largura do reservatório (dimensão da base do reservatório perpendicular à direcção de actuação da acção dinâmica); h_d é a altura de fluido na parede direita do reservatório e h_e é a altura de fluido na parede esquerda do reservatório.

A força induzida na estrutura pode considerar-se como dependente apenas da pressão hidrostática, uma vez que esta é significativamente superior quer às forças de inércia originadas pela aceleração horizontal da massa fluida em movimento horizontal no reservatório (*sloshing*) [3], quer às forças de atrito nas paredes e no fundo do reservatório associadas ao movimento do fluido.

Deste modo, na formulação utilizada neste trabalho, estes dois tipos de esforço foram desprezados. Assim, a força induzida pode ser calculada pela soma das pressões

hidrostáticas nas paredes esquerda e direita do reservatório. Como se pode ver na Figura 3.2, as pressões hidrostáticas estão dependentes da altura da superfície livre do fluido junto a cada uma das paredes do reservatório [22].

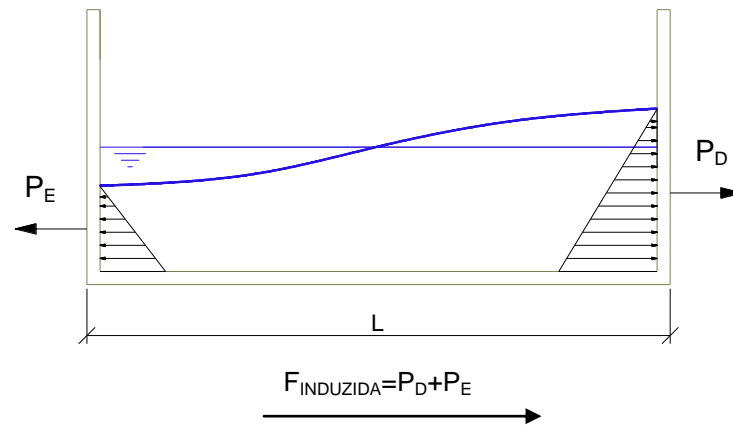


Figura 3.2: Força induzida na estrutura devida ao movimento do fluido no reservatório.

3.2 Modelo matemático do movimento do fluido

O movimento de uma massa de fluido sobre uma superfície plana e de pouca profundidade envolve não-linearidades. Modelos não-lineares, apoiados na teoria de ondas de águas rasas, baseados em equações diferenciais parciais sob certas condições iniciais e de fronteira, resolvidas de uma forma aproximada por meio de processos numéricos apresentam tipicamente uma grande instabilidade numérica. Estas equações são obtidas a partir da equação da continuidade e das equações bidimensionais de Navier-Stokes [3-5].

Neste trabalho recorreu-se a um modelo analítico linearizado, no qual a solução linear para o movimento do fluido no reservatório é simulada a partir de uma teoria de equações de onda longa do problema não-linear dispersivo e dissipativo, desenvolvida com técnicas de integração, obtendo-se uma expressão para a função de transferência com forma analítica suficientemente simples [4-7].

Na Figura 3.3 apresenta-se um reservatório com fluido em movimento quando o reservatório é sujeito a um movimento horizontal dinâmico na direcção Ox. O sistema de eixos local Oxz é considerado sobre a superfície livre do fluido em repouso com origem na parede lateral esquerda do reservatório, como se pode ver na Figura 3.3. O reservatório tem comprimento L e a altura do fluido em repouso é h_f .

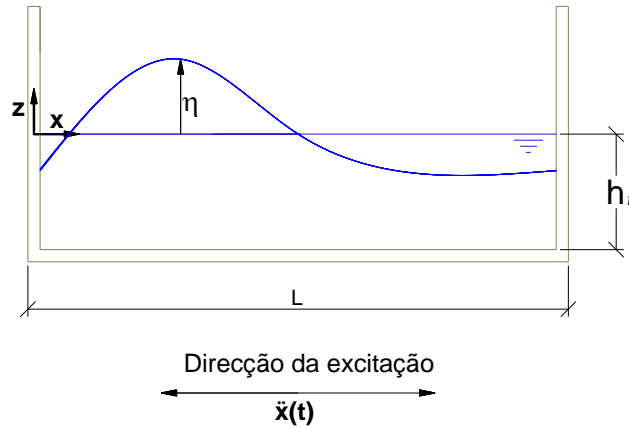


Figura 3.3: Reservatório submetido a um movimento horizontal dinâmico.

O movimento do fluido no reservatório, na sua forma unidireccional, é expresso por duas equações diferenciais parciais na forma dimensional [4]:

18

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial [(h_f + \eta) \cdot u]}{\partial x} = 0 \quad (3.2)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{3} \cdot h_f^2 \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{h_f} \cdot \sqrt{\frac{\nu \cdot \omega_f}{2}} \cdot u + \ddot{x} = 0 \quad (3.3)$$

em que:

$\eta = \eta(x, t)$ é a elevação da superfície livre do fluido acima da cota de repouso (ver Figura 3.3); $u = u(x, t)$ é a velocidade média horizontal da partícula do fluido (direcção Ox); h_f é a altura do fluido em repouso; g é a aceleração da gravidade; ν_f é o coeficiente de viscosidade cinemática do fluido (resistência do fluido à deformação); ω_f é a frequência angular característica de oscilação do fluido no reservatório e \ddot{x} é a aceleração na base do reservatório.

Inicialmente, o fluido parte do repouso ($t=0$). Por este motivo, as condições iniciais do problema são:

$$\eta(x, 0) = 0 \quad (3.4)$$

$$u(x, 0) = 0 \quad (3.5)$$

As condições de impenetrabilidade das paredes do reservatório ($x=0$ e $x=L$) podem ser expressas pelas seguintes condições de contorno:

$$u(0,t) = 0 \quad (3.6)$$

$$u(L,t) = 0 \quad (3.7)$$

As variáveis envolvidas podem ser adimensionalizadas recorrendo às relações¹

$$\eta^* = \frac{A_c \cdot L}{g} \cdot \eta \quad (3.8)$$

$$x^* = L \cdot x \quad (3.9)$$

$$t^* = \frac{L}{\sqrt{g \cdot h_f}} \cdot t \quad (3.10)$$

$$u^* = \frac{A_c \cdot L}{\sqrt{g \cdot h_f}} \cdot u \quad (3.11)$$

onde A_c é a amplitude de aceleração do reservatório. Em tudo o que se segue, e até ao final do presente capítulo, recorrer-se-á a variáveis adimensionais. Por substituição das variáveis dimensionais por variáveis adimensionais, as equações (3.2) e (3.3), podem ser reescritas na seguinte forma adimensional:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial [u(1 + \alpha' \cdot \eta)]}{\partial x} = 0 \quad (3.12)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial x} + \alpha' \cdot u \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + f^\circ \cdot (\sigma' \cdot t) + \zeta_f \cdot u = 0 \quad (3.13)$$

¹ As variáveis identificadas com asterisco correspondem às variáveis dimensionais originais. As variáveis sem asteriscos são adimensionais.

As condições iniciais e de contorno na forma adimensional são:

$$\eta(x,0) = u(x,0) = 0 \quad (3.14)$$

$$u(0,t) = u(1,t) = 0 \quad (3.15)$$

O sistema de equações (3.12) e (3.13), é função dos quatro parâmetros adimensionais seguintes:

Não-linearidade: $\alpha' = \frac{A_c \cdot L}{g \cdot h_f} \quad (3.16)$

Dispersão: $\beta = \frac{h_f^2}{L^2} \quad (3.17)$

20

Frequência: $\sigma = \frac{\omega_f \cdot L}{\sqrt{g \cdot h_f}} \quad (3.18)$

Coeficiente de amortecimento do fluido: $\zeta_f = \sqrt{\frac{v_f \cdot \omega_f}{2}} \cdot \left[1 + \left(\frac{2 \cdot h_f}{b} \right) + S \right] \cdot \frac{L}{h_f \cdot \sqrt{g \cdot h_f}} \quad (3.19)$

O coeficiente de amortecimento também pode ser determinado a partir da relação

Coeficiente de amortecimento do fluido $\zeta_f = \frac{C}{C_{crit}} \quad (3.20)$

em que:

Amortecimento crítico $C_{crit} = 2 \cdot \sqrt{k \cdot m} \quad (3.21)$

No parâmetro de amortecimento do fluido, o termo $(1 + S + 2h_f/B)$ utilizado na equação (3.19) foi sugerido por Miles [64], e é utilizado para tomar em consideração o amortecimento devido ao atrito do fluido nas paredes laterais do reservatório e a contaminação da superfície do fluido. O termo $2h_f/B$ é um coeficiente equivalente ao

efeito do amortecimento por unidade de largura devido ao contorno das paredes laterais. O parâmetro S é um factor de contaminação de superfície do fluido que varia entre 0 e 2. De acordo com outros estudos efectuados [4], considera-se que $S=1$ corresponde à superfície totalmente contaminada.

$$\omega_f = \frac{\sqrt{g \cdot h_f}}{L} \cdot (2 \cdot n + 1) \cdot \pi \cdot \left[1 - \frac{1}{6} \cdot (2 \cdot n + 1)^2 \cdot \pi^2 \cdot \left(\frac{h_f}{L} \right)^2 \right] \quad (3.22)$$

onde $n=0, 1, 2, \dots$ representa o modo de vibração desejado

As frequências naturais de agitação do fluido (*sloshing*) podem também ser estimadas a partir da relação [3]:

$$\omega_f = \sqrt{\frac{\pi \cdot g}{L} \cdot \tanh\left(\frac{\pi \cdot h_f}{L}\right)} \quad (3.23)$$

Por linearização das equações (3.12) e (3.13) e eliminação da variável $u(x,t)$, obtém-se a expressão:

$$\eta(x,t) = -\operatorname{Re} \left\{ \frac{1}{k} \cdot \frac{\sin \left[\kappa \cdot \left(x - \frac{1}{2} \right) \right]}{\cos \left(\frac{k}{2} \right)} e^{i \cdot \sigma \cdot t} \right\} - 2 \cdot \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n \cdot \sin \left[a_n \cdot \left(x - \frac{1}{2} \right) \right] \cdot \operatorname{Re} \left[f_n \cdot e^{S_n \cdot t} \right] \quad (3.24)$$

com:

$$i = \sqrt{-1} \quad (3.25)$$

$$\kappa = \frac{\sigma'}{\sqrt{1 - \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot \sigma'^2}} \cdot \left(1 - \frac{i \cdot \zeta_f}{2 \cdot \sigma'} \right) \quad (3.26)$$

$$a_n = (2 \cdot n + 1) \cdot \pi \quad (3.27)$$

$$f_n = 4 \cdot \frac{S_n}{S_n^2 + S^2} \cdot \frac{1 + \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot S_n^2}{2 \cdot S_n + \zeta_f \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot S_n^2\right)} \quad (3.28)$$

$$S_n = \frac{-\zeta_f - 2 \cdot i \cdot a_n \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot a_n^2\right)}{2 \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \beta \cdot a_n^2\right)} \quad (3.29)$$

Para que as equações anteriores sejam válidas deve impor-se que $\beta \ll 1$ e $\gamma_f \ll 1$ [3-5] e ainda verificar-se a seguinte condição:

$$\sigma' < \sqrt{\frac{3}{\beta}} \quad (3.30)$$

A elevação de superfície η , referida na equação (3.24), pode ser descrita como a resposta de um sistema dinâmico amortecido de um grau de liberdade, composta por duas parcelas:

- a) uma parcela harmónica com a frequência de excitação, representada pela parcela permanente da resposta;
- b) uma combinação linear de todos os modos de oscilação do fluido no reservatório, que representa a parte transiente da resposta.

Uma vez calculada a elevação da superfície livre do fluido, η , a força hidrodinâmica induzida pelo movimento do fluido é obtida pela equação:

$$F_{ind} = \frac{\rho \cdot g \cdot b}{2} \cdot \left[(h_f + \eta_d)^2 - (h_f - \eta_e)^2 \right] \quad (3.31)$$

onde, η_d é o desnível da superfície livre junto à parede da direita do reservatório; η_e é o desnível da superfície livre junto à parede da esquerda do reservatório (ver Figura 3.4).

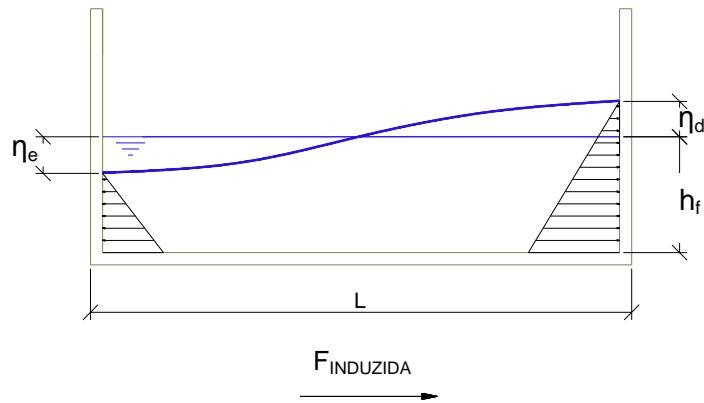


Figura 3.4: Elevação da superfície livre do fluido junto às paredes do reservatório.

De forma a facilitar a visualização da elevação da superfície livre, traduzida pela função $\eta(x,t)$, desenvolveu-se um algoritmo em MATLAB^{TM2}, incorporando todo o raciocínio referido nos parágrafos anteriores. Na Figura 3.5 representa-se a elevação da superfície livre do líquido no reservatório obtida com o programa desenvolvido em MATLABTM, em cada ponto: (x) e no instante de tempo (t=11 a 12 segundos) (equação 3.23), para um reservatório com as dimensões indicadas e para as condições:

23

- $\nu_f=9.4 \text{ E }^{-7} \text{ [m}^2/\text{s]}$
- $S=1$
- $b=0.3 \text{ [m]}$
- $L=0.3 \text{ (m)}$
- $n=0$
- $Ac=2 \text{ [mm]}$

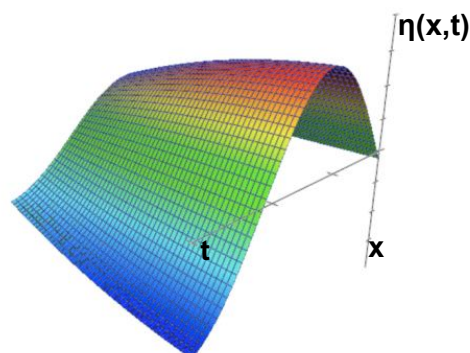


Figura 3.5: Representação gráfica da elevação da superfície livre do líquido, $\eta(x,t)$, de acordo com a equação 3.23.

² A fonte do programa desenvolvido apresenta-se no APÊNDICE I.

CAPÍTULO 4

MODELAÇÃO DE UM TLD ASSOCIADO A UM SISTEMA ESTRUTURAL

Neste capítulo descrevem-se os fundamentos teóricos da modelação adoptada na simulação de um TLD associado a um sistema estrutural com um grau de liberdade, e apresenta-se o procedimento de dimensionamento do TLD.

4.1 Características de um sistema com um grau de liberdade

A resposta de um sistema de 1 grau de liberdade a uma determinada acção depende da lei de comportamento, ou seja, das características de rigidez, descrita pela relação entre a força F e o deslocamento y (ver Figura 4.1).

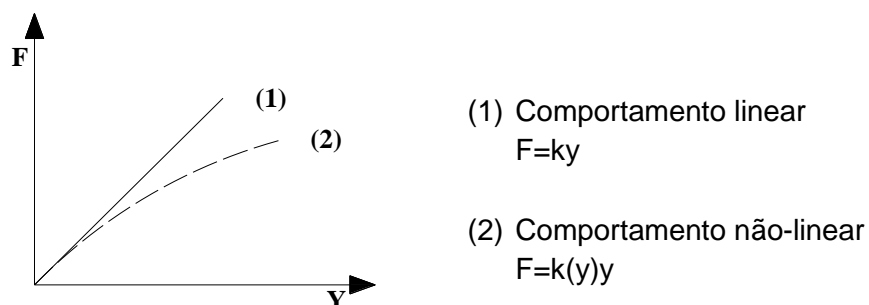


Figura 4.1: Resposta de um sistema de um grau de liberdade: comportamento linear e não-linear.

No domínio elástico, qualquer sistema estrutural armazena toda a energia que lhe é aplicada sob a forma de energia potencial elástica. Para a protecção das estruturas, podem associar-se a estas mecanismos de amortecimento que lhes permitam dissipar parte da energia introduzida no sistema por uma dada acção exterior. Para representar e caracterizar o amortecimento associado a um sistema estrutural, recorre-se a um amortecedor com comportamento linear viscoso [13].

4.1.1 Formulação das equações do movimento

A formulação da equação de movimento dinâmico pode ser obtida através da aplicação da segunda Lei de Newton, do princípio de Hamilton, impondo o equilíbrio dinâmico através do princípio d'Alembert e pela aplicação do princípio dos trabalhos virtuais.

Qualquer um dos métodos referidos anteriormente pode ser aplicado na formulação das equações diferenciais de movimento dinâmico de sistemas mecânicos simples, isto é, compostos por corpos rígidos interligados entre si por meio de ligações mecânicas, molas e amortecedores.

26

4.1.2 Aplicação da segunda Lei de Newton

Para determinar a equação de movimento dinâmico de uma estrutura, idealiza-se esta estrutura como definida por um sistema equivalente de um grau de liberdade (como representado na Figura 4.2), com todas as propriedades inerentes a qualquer sistema dinâmico com massa (m), amortecimento linear viscoso (c), rigidez elástica linear (k) e sujeito a uma fonte externa de excitação ($f_e(t)$). A força de excitação externa é constituída por duas parcelas: uma estática permanente (F_0) e uma dinâmica ($F_e(t)$), como se apresenta na equação (4.1).

$$f_e(t) = F_0 + F_e(t) \quad (4.1)$$

Reduzindo a estrutura a um sistema equivalente de um grau de liberdade, pode estudar-se o seu comportamento considerando um sistema massa–mola-amortecedor, como se pode ver na representação esquemática da Figura 4.2.

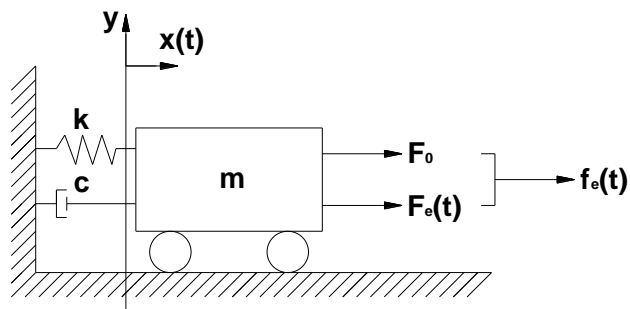


Figura 4.2: Sistema generalizado de um grau de liberdade.

As forças actuantes sobre o sistema devem estar em equilíbrio, nomeadamente: (i) a força externa $f_e(t)$; (ii) a força elástica f_e , devida à rigidez do sistema; (iii) a força de inércia f_i , associada à massa do sistema e (iv) a força de amortecimento f_a , exercida pelo amortecedor. Na Figura 4.3 representam-se as forças envolvidas no sistema estrutural quando solicitado por uma dada acção dinâmica.

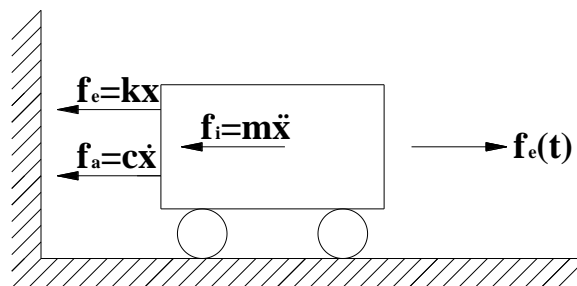


Figura 4.3: Diagrama de equilíbrio de forças para um sistema com um grau de liberdade solicitado dinamicamente.

Impondo o equilíbrio, obtém-se a seguinte equação:

$$-f_a - f_e - f_i + f_e(t) = 0 \quad (4.2)$$

Ficando:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = f_e(t) \quad (4.3)$$

obtendo-se a Equação Fundamental da Dinâmica, sendo esta uma equação diferencial linear de 2ª ordem, com coeficientes constantes.

4.2 Consideração da força hidrodinâmica no equilíbrio do sistema estrutural

Para considerar a força hidrodinâmica no sistema que representa a estrutura, descrito na secção anterior, o reservatório é idealizado com ligação rígida a este sistema, verificando-se portanto a compatibilidade de deslocamentos entre este e a base do reservatório. O efeito do movimento do fluido no interior do reservatório é representado pela força $F_{Induzida}(t)$, que actua directamente sobre o sistema estrutural.

Na Figura 4.4 mostra-se o esquema da interacção entre o reservatório e o sistema estrutural massa-mola-amortecedor, excitado por uma aceleração sísmica de base.

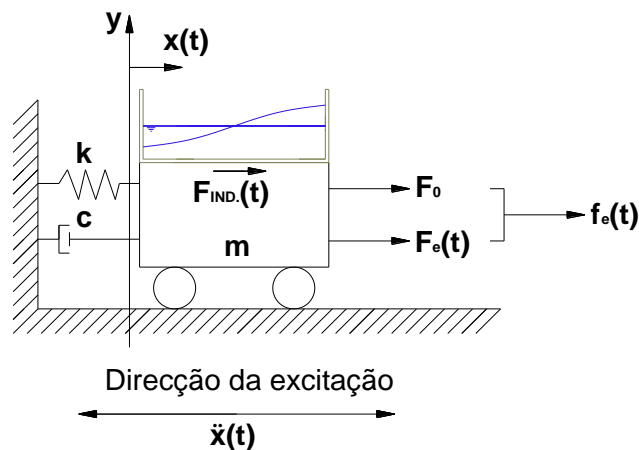


Figura 4.4: Implementação do TLD num sistema estrutural dinâmico equivalente.

Matematicamente, o reservatório com o fluido em movimento no seu interior será representado pela força equivalente que ele exerce sobre a estrutura, como se se tratasse de uma força externa aplicada ao sistema. Assim, pode-se reescrever a equação (4.3) de equilíbrio dinâmico, considerando a força F_{ind} .

A Força Induzida, F_{ind} , é originada pelo movimento oscilatório do fluido, provocado pela excitação dinâmica que chega à base do reservatório e, como referido anteriormente, é calculada pela equação (3.31), dependendo a mesma da elevação da superfície livre do fluido (η), que varia em função do espaço (x) e do tempo (t).

Para sistemas estruturais discretizados com N graus de liberdade, por exemplo via Método de Elementos Finitos (MEF), a força hidrodinâmica pode ser considerada de forma similar ao que é feito para o sistema com um grau de liberdade, como força externa. Assim, a força induzida pelo movimento do fluido para o grau de liberdade “i”, é escrita da forma [8, 14, 15]:

$$F_f(t) = L_f \cdot F_{Ind.}(t) \quad (4.4)$$

onde L_f é uma matriz quadrada com coeficiente igual a 1 na(s) posição(s) relativa(s) ao(s) grau(s) de liberdade “i”, onde é aplicada a força induzida na estrutura, e com coeficiente igual a zero em todas as restantes graus de liberdade. $F_{Ind.}(t)$ é a força hidrodinâmica gerada pelo movimento oscilatório do fluido.

Somando $F_f(t)$ à força generalizada na equação (4.1) obtém-se a equação do movimento dinâmico:

$$m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = f_e(t) + F_f(t) \quad (4.5)$$

4.3 Dimensionamento do TLD

Para as aplicações realizadas no âmbito deste trabalho, e particularmente no edifício estudado, só é considerada a acção sísmica no sentido longitudinal do edifício³, tendo-se dimensionado o TLD para essa direcção de solicitação.

Para o edifício em causa, segue-se o seguinte procedimento no dimensionamento dos TLDs:

- (i) Frequência natural do edifício na direcção considerada (longitudinal), $f=1,08$ Hz; Igualando a frequência do movimento do fluido à frequência natural do edifício e sabendo que:

³ Informações detalhadas sobre o edifício em estudo serão apresentadas no Capítulo 6

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2 \cdot \pi} \quad (4.6)$$

onde T é o período natural da estrutura e ω é a frequência angular.

(ii) Através da equação da frequência do movimento do fluido equação (3.23), sabendo a relação entre f (Hz) e ω (Rad/s), reescreve-se a equação(3.23).

$$f_f = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{g}{\pi \cdot L} \cdot \tanh\left(\frac{\pi \cdot h_f}{L}\right)} \quad (4.7)$$

Considerando a razão entre a altura do fluido, h_f , e o comprimento do tanque, L, igual a 0,15 [3], obtém-se o sistema de equações seguinte:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.08 = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{9.81}{\pi \cdot L} \cdot \tanh\left(\frac{\pi \cdot h_f}{L}\right)} \end{array} \right. \quad (4.8)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_f}{L} = 0.15 \end{array} \right. \quad (4.9)$$

de onde resulta

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 0.3000\text{m} \end{array} \right. \quad (4.10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_f = 0.0441\text{m} \end{array} \right. \quad (4.11)$$

Nas aplicações feitas no âmbito deste trabalho, assumiu-se a largura do reservatório (TLD), b, igual ao seu comprimento, L, portanto com forma quadrangular em planta. Esta geometria garante o mesmo comportamento em ambas as direcções horizontais, contrariamente ao que acontece com um reservatório rectangular. Não se conhece nenhuma regra ou sugestão para limitação da altura do TLD, tendo-se procurado garantir a sua eficiência e minimizar a sua altura.

Foi considerado que o TLD a ser aplicado é construído em PEX, com uma espessura de 12 mm, apesar de não terem sido feitos quaisquer tipos de cálculos para verificar se esta seria a espessura óptima e garantir a rigidez necessária.

Em futuras análises, para avaliar numericamente o comportamento do fluido no TLD ir-se-ão considerar estas dimensões, como esquematizado na Figura 4.5.

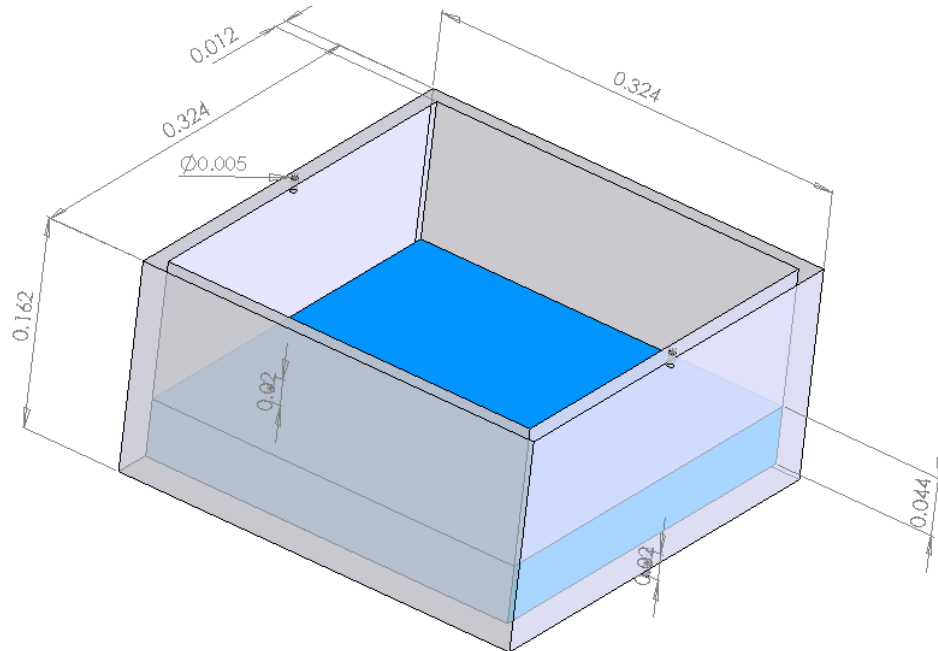


Figura 4.5: TLD estudado (sem tampa).

- (iii) Determinação do número de TLDs necessários para formar o sistema de protecção sísmica desejado

$$N = \frac{\mu \cdot m_e}{m_f} (\%) \quad (4.12)$$

onde, μ é a relação de massa desejada, m_e é a massa do edifício e m_f é a massa de fluido;

Com a definição do fluido a ser utilizado (água) e das dimensões do TLD, determina-se a massa do fluido no TLD:

$$m_f = \rho \cdot h \cdot b \cdot L = 3.96 \text{ kg} \quad (4.13)$$

O edifício em estudo tem uma massa total de 3862 toneladas. Assim, e de acordo com a equação (4.12), determina-se o número de TLDs necessários para formar o sistema de protecção sísmica, em função da relação da massa (ver Tabela 4.1).

Tabela 4.1: Número de TLDs necessários em função da relação de massa imposta

μ (%)	Número de tanques
1.0	9600
2.5	24000
5.0	48000

Parâmetros equivalentes de um TLD⁴

O estudo das vibrações do fluido em reservatórios não é igual quando se estudam reservatórios com dimensões comuns ou se estudam barragens, já que, neste último caso, se podem normalmente desprezar as ondas de superfície. Nas barragens, a compressibilidade da água é importante, para reservatórios de dimensões comuns a compressibilidade da água deixa de ser importante, destacando-se as ondas de superfície [24].

Num reservatório completamente cheio, com uma tampa fixa e rígida, solicitado por uma acção dinâmica horizontal, toda a massa do fluido se move acompanhando o movimento do reservatório, como uma massa rígida. Caso exista algum espaço entre a superfície do fluido e a tampa, as pressões exercidas pelo líquido nas paredes e na base do reservatório são praticamente iguais àquelas que surgiriam para um reservatório sem tampa e com paredes suficientemente altas, tendo-se a resposta em superfície livre [56].

De acordo com este pressuposto, basta estudar duas situações correspondentes às condições: (i) tanque completamente cheio e (ii) tanque de superfície livre.

São possíveis várias soluções analíticas para reservatórios de várias dimensões com um número complexo problemas de interacção entre as vibrações provocadas pelo fluido e pelas deformações das fronteiras do reservatório [57].

Para movimentos oscilatórios associados a valores reduzidos de velocidade, a partir das pressões hidrodinâmicas sobre as paredes do reservatório, pode traduzir-se a resposta de uma forma simplificada como a soma das respostas para cada modo natural,

⁴ Parâmetros que vão ser utilizados no Capítulo 6, na modelação dos TLDs

multiplicando-a por $\cos(\omega_n t)$ ou por $\sin(\omega_n t)$, onde ω_n é a frequência natural de vibração associada ao modo de ordem n , e t o tempo [24].

Esta simplificação mostra que o fluido pode ser substituído por uma massa acoplada ao tanque, através de uma mola. Neste tipo de soluções, deve ter-se em conta que o primeiro modo corresponde a um tanque rectangular sujeito a um movimento de translação [24].

Para calcular a resultante das forças exercidas pelo fluido no tanque, o fluido é substituído por massas rigidamente fixas ao tanque a uma determinada elevação.

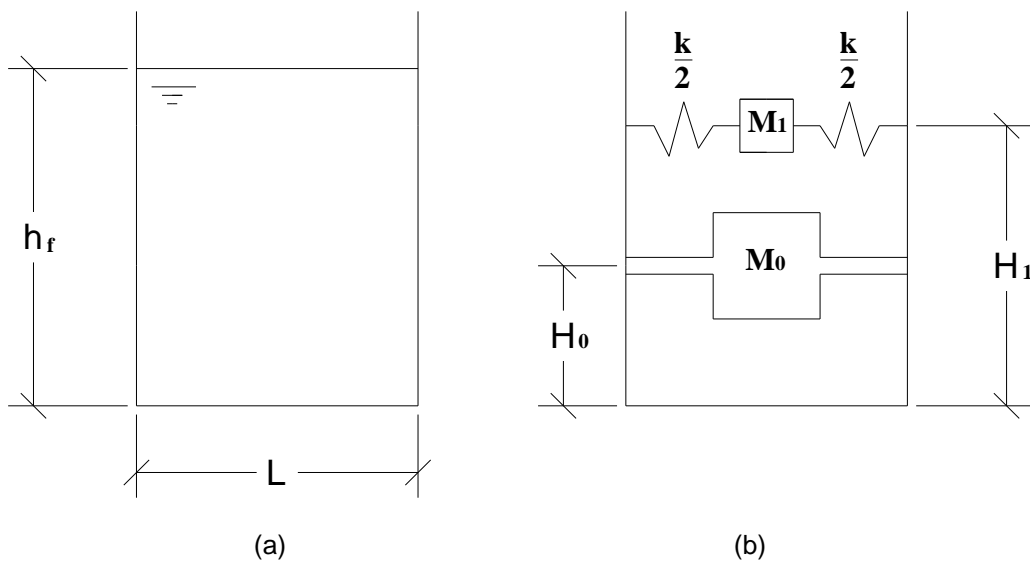


Figura 4.6: Reservatório rectangular: (a) em repouso; (b) modelo equivalente com indicação das massas (M_0 , massa estática e M_1 massa dinâmica) e da rigidez elástica linear [24, 45].

Os parâmetros indicados na Figura 4.6 podem estimar-se através das seguintes relações:

$$M_0 = \frac{\tanh(\sqrt{3} \cdot (L/2)/h_f)}{\sqrt{3} \cdot (L/2)/h_f} \cdot m_f \quad (4.14)$$

$$M_1 = \frac{0.83 \cdot \tanh(1.6 \cdot h_f/(L/2))}{1.6 \cdot h_f/(L/2)} \cdot M \quad (4.15)$$

$$H_0 = 0.38 \cdot h_f \cdot \left[1 + \alpha \left(\frac{m_f}{M_0} - 1 \right) \right] \quad (4.16)$$

$$H_1 = h_f \cdot \left[1 - 0.33 \cdot \frac{m_f}{M_1} \cdot \left(\frac{(L/2)}{H_f} \right)^2 + 0.63 \cdot \beta \cdot \frac{(L/2)}{h_f} \cdot \sqrt{0.28 \cdot \left(\frac{(m_f \cdot (L/2))^2}{M_1 \cdot h_f} \right) - 1} \right] \quad (4.17)$$

$$k = \frac{3 \cdot g \cdot M_1^2 \cdot h_f}{m_f \cdot L^2} \quad (4.18)$$

onde h_f é a altura do fluido; m_f é a massa do fluido; M_0 é a massa estática; M_1 é a massa dinâmica; H_0 é altura desde a base do reservatório até à posição da resultante da massa estática; H_1 é a altura desde a base do reservatório até à posição da resultante da massa dinâmica e k é a rigidez elástica linear.

34

Para o cálculo do H_0 e do H_1 foi considerado $\alpha=1.33$ e $\beta=2.0$, considerando a pressão hidrodinâmica nas paredes e na base do tanque [24].

Na Tabela 4.2 apresentam-se os parâmetros para um TLD. O amortecimento do fluido (ζ_f) foi calculado com recorrendo à equação (3.19).

Tabela 4.2: Parâmetros simplificados de um TLD.

M_0 [kg]	M_1 [kg]	H_0 [m]	H_1 [m]	k [kN/m]	ζ_f
0.6850	3.0648	0.1233	0.2220	0.03420	0.0419

CAPÍTULO 5

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO TLD

Este capítulo é dedicado à simulação numérica, nomeadamente ao estudo do comportamento de um TLD isolado solicitado por uma excitação definida por uma lei sinusoidal de acelerações na sua base, com diferentes amplitudes, e para uma frequência fixa.

5.1 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) pode ser caracterizado como sendo um método matemático no qual um meio contínuo é discretizado, ou seja, é subdividido em elementos que mantêm as propriedades dos elementos originais. Este método é referido por vários autores, sendo a publicação mais antiga em que é utilizada a designação “elemento finito” (EF) do autor Ray Clough, no ano de 1960. Anteriormente, eram já conhecidas algumas técnicas e modelos numéricos e de modelização que vieram a ser progressivamente incorporadas em ferramentas de EF. Actualmente existem inúmeras ferramentas de EF disponíveis que incorporam modelos com capacidade para simular inúmeros problemas e sistemas, estruturais e não estruturais. Os grandes passos do desenvolvimento do MEF, que conduziram ao formato que actualmente apresenta maior aceitação, foram dados na década de 60 e no início da década de 70 [30].

O método numérico é o mais utilizado em engenharia, quando se pretende, de algum modo, simular o comportamento de sistemas reais cuja análise pode ser realizada com recurso a programas comerciais de simulação que permitem resolver o problema de forma eficaz e com tempos reduzidos.

A formalização e resolução de um problema pelo método dos elementos finitos passa por três fases, nomeadamente: a discretização do problema, a resolução dos elementos e a montagem.

Na primeira fase, o domínio em estudo é dividido num número finito de elementos de base, área ou volume que recebem a designação de elementos finitos, que no seu conjunto formam a chamada malha de elementos finitos. Estes elementos, que são delimitados por nós, podem apresentar várias formas geométricas. Nos casos unidimensionais podem ser lineares, nos casos bidimensionais podem ser quadriláteros ou triângulos e nos casos tridimensionais podem ser hexaédricos, tetraédricos ou pentaédricos entre outras possibilidades (ver Figura 5.1).

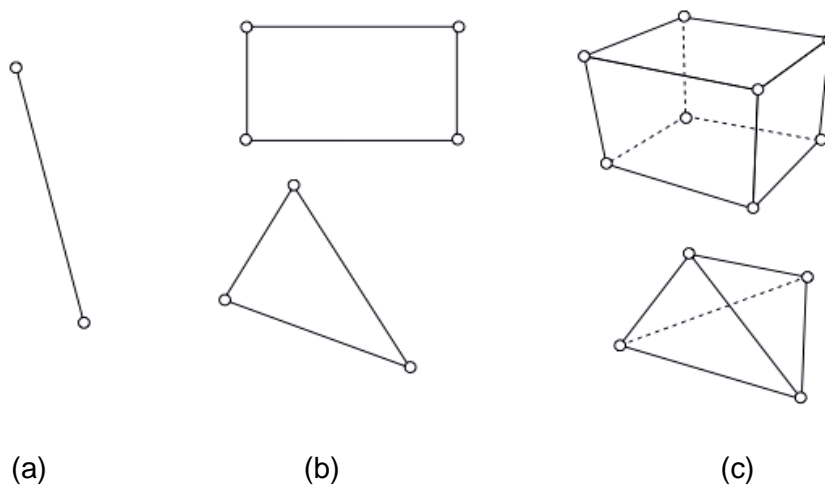


Figura 5.1: Exemplos de formas geométricas para os elementos finitos: (a) unidimensionais; (b) bidimensionais; e, (c) tridimensionais.

Na segunda fase, cada elemento é analisado e estabelecem-se relações entre os graus de liberdade associados a cada nó do elemento finito.

Na terceira fase, estabelecem-se as relações entre os elementos e realiza-se a *assemblagem* das soluções elementares, isto é, dos sistemas de equações de cada um dos elementos. Desta forma é construída a matriz de resolução do problema onde figuram as três componentes essenciais: graus de liberdade (deslocamentos lineares ou rotações dos nós), condições fronteira e a relação entre estes dois (rigidez). É então possível resolver o problema, utilizando vários métodos de resolução de sistemas de equações. É importante referir que o recurso a computadores de elevado desempenho se tem revelado essencial para a resolução de problemas que envolvam um número elevado de graus de liberdade.

É necessário ter em conta que a resolução de um problema recorrendo a métodos numéricos é um processo dinâmico, que implica uma análise crítica dos resultados. Nem

sempre a definição do problema, isto é, a construção da malha e implementação das condições fronteira, descrevem o problema real da melhor forma, sendo necessária a sua reformulação até que os resultados sejam coerentes [27-29].

5.2 ANSYS CFX™

O ANSYS CFX™ é um programa que permite simular numericamente o comportamento dinâmico de fluidos (CDF), baseado no comportamento de sistemas de fluxo de fluidos, transferência de calor e outros processos físicos. Este *software*, que recorre ao método dos elementos finitos, tem por base a resolução de equações de fluxo do fluido sobre regiões de interesse, com as características de fronteira da região definidas [16].

Como foi referido anteriormente, este *software* baseia-se na resolução numérica das equações de fluxo do fluido. As equações que descrevem os processos de impulso, transferência de calor e massa são conhecidas por equações de Navier-Stokes. Estas equações diferenciais em derivadas parciais não têm solução analítica geral. Porém, podem ser discretizadas de forma a determinar a solução numérica de problemas de dinâmica de fluidos.

Há várias formulações e métodos disponíveis em códigos CFD (*Computational Fluid Dynamics*). A mais comum, na qual o ANSYS CFX™ se baseia, é conhecida como a técnica dos volumes finitos. Nesta técnica, a região de interesse é dividida (discretizada) em pequenas sub-regiões, denominadas por volumes de controlo. As equações são discretizadas resolvendo processos iterativos em cada volume de controlo [16].

5.2.1 Estrutura do ANSYS CFX™ 11.0

A formulação de um problema com recurso ao ANSYS-CFX™ 11.0 pode ser estruturada em quatro fases sequenciais, como se pode ver na Figura 5.2.

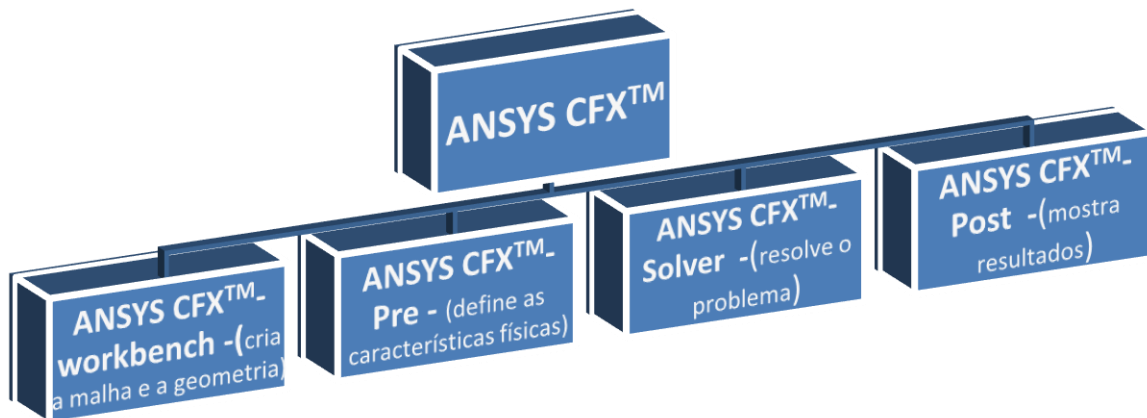


Figura 5.2: Estrutura esquemática do software ANSYS CFX 11.0.

Na primeira fase (*ANSYS CFX™ 11.0 – Workbench*) cria-se a geometria do sólido que, no caso presente, será o reservatório. Desenvolve-se também uma malha para o reservatório (discretização).

Na etapa seguinte (*ANSYS CFX™ 11.0 – Pre*) definem-se todas as características físicas do fluido (temperatura, fluido em causa, fluxos, etc.), bem como todas as condições de fronteira do problema.

Na terceira etapa (*ANSYS CFX™ 11.0 – Solver*) o programa calcula as soluções para o problema formulado nas etapas anteriores. Uma das características mais importantes deste programa é que pode determinar várias soluções em simultâneo, sendo que as equações hidrodinâmicas são resolvidas como um único sistema de equações.

Na fase final do programa (*ANSYS CFX™ 11.0 – Post*), após o cálculo das soluções, procede-se ao pós-processamento de resultados finais e à sua análise, sendo possível visualizar gráficos com os resultados, animações do movimento do fluido no reservatório, etc.

5.3 Simulação de um reservatório isolado

5.3.1 Geometria do reservatório e malha de elementos finitos

ANSYS CFX™ 11.0 – Workbench

Inicialmente é necessário criar a geometria do reservatório (sólido) para o problema em estudo. Na Figura 5.3 representa-se o reservatório que foi criado e usado nestas

análises, com as dimensões resultantes do dimensionamento do TLD para o problema em estudo nesta dissertação (ver Secção 4.3).

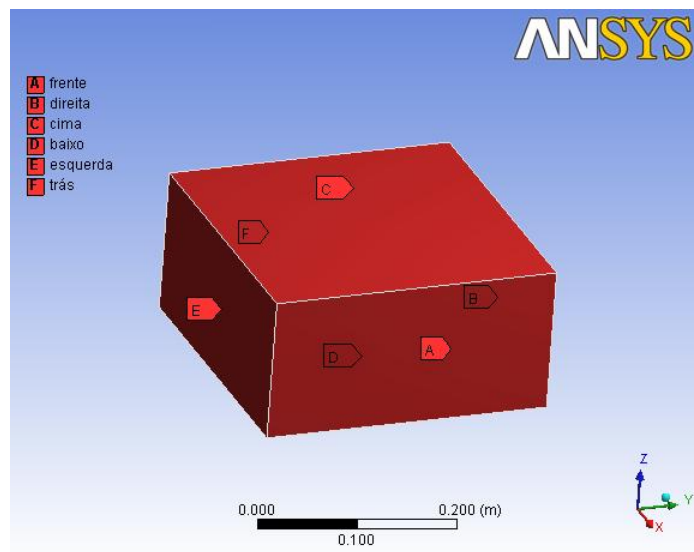


Figura 5.3: Geometria do reservatório com indicação da denominação de cada face.

Nesta parte do trabalho, o reservatório em estudo foi discretizado recorrendo a elementos finitos tetraédricos. No entanto, refere-se que podem usar-se elementos tetraédricos, prismáticos ou piramidais. Esta discretização originará a macro-malha do reservatório, a qual deverá ser sujeita a um posterior processo de refinamento. Para tal, recorre-se a um estudo de convergência. É necessário que a malha de elementos finitos a usar cumpra, sobretudo, dois requisitos: minimize os erros da aproximação adoptada e seja o menos exigente possível em termos de esforços computacionais.

Torna-se importante neste momento referir o critério empírico usado para avaliar a convergência da malha. A opção da malha a usar, de entre as que convergem, é escolhida como sendo aquela cuja dimensão do elemento finito é maior. Isto porque quanto maior for a dimensão do elemento finito, menor será o número do elementos na malha total e, conseqüentemente, menor o esforço de cálculo a efectuar para determinar a solução do problema. Isto é, uma malha demasiado grosseira pode levar a elementos cujos nós circunscrevam por completo esses gradientes não extraíndo qualquer tipo de informação sobre estes. Por outro lado, uma malha demasiado refinada torna-se não só muito pesada computacionalmente como induz erros próprios associados aos métodos numéricos (aproximações).

Nesta etapa, os tetraedros da malha de elementos finitos são subdivididos de forma a adaptarem-se à superfície. Assim, o refinamento pode ser dividido nas etapas de subdivisão dos tetraedros. A adaptação é apenas topológica (não geométrica), ou seja, apenas a conectividade da malha é alterada [26].

Assim, de acordo com os pressupostos acima enumerados, foi escolhida para este estudo a malha cuja dimensão dos elementos é de 18 mm, ficando com 12556 nós e um total de 69131 elementos finitos tetraédricos. O primeiro modelo estudado tinha uma malha cuja dimensão dos elementos era de 30 mm, ficando com 1389 nós e um total de 6869 elementos tetraédricos. Na Figura 5.4 estão representados os dois exemplos das malhas criadas.

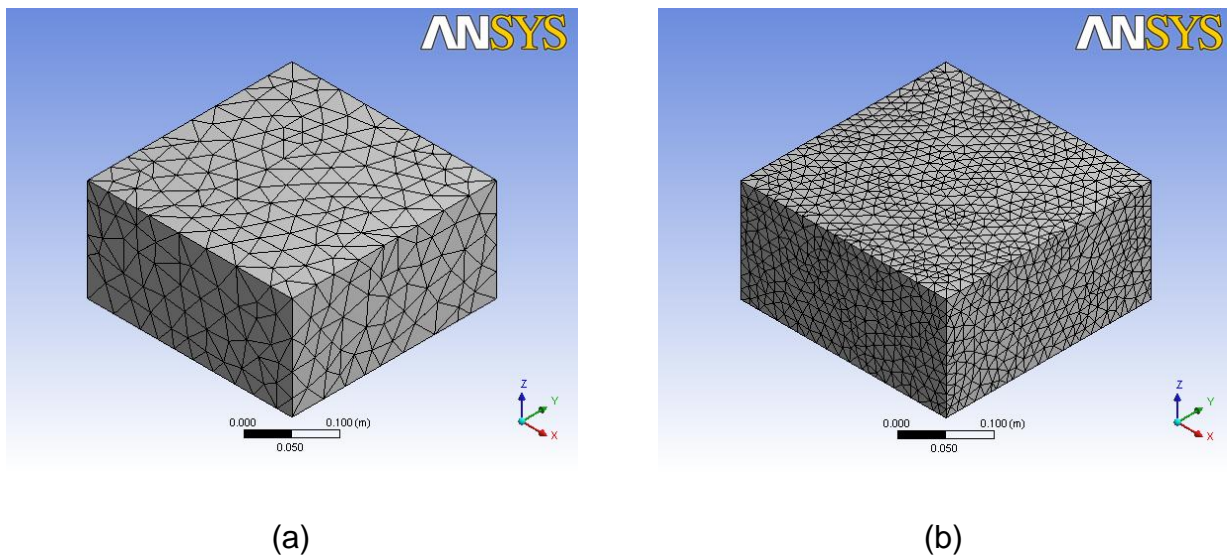


Figura 5.4: Malha de elementos finitos: (a) com elementos tetraédricos de 30 mm (6869 elementos); e, (b) com elementos tetraédricos de 18 mm (69131 elementos).

5.3.2 Parâmetros no ANSYS CFX™ 11.0-Pre

5.3.2.1 Condições fronteira

Nesta fase e em relação à malha criada são definidas as condições fronteira a aplicar no domínio de estudo, que corresponde ao movimento do fluido. De seguida passa-se a designar e justificar as condições fronteira usadas na simulação. Para este domínio, que é único, definiram-se como condições fronteira as paredes do reservatório, existindo

então seis condições de fronteira, que correspondem às seis faces do reservatório. Todas as condições de fronteira são definidas por “*wall*”. Os parâmetros aplicados são os de não-eskorregamento (“*no slip*”) do fluido junto à parede, isto é, o fluido na vizinhança da parede assume a velocidade dessa parede, isto significa que a velocidade relativa do fluido junto à parede em relação a esta é $v=0 \text{ ms}^{-1}$.

Em simulações de problemas de fluidos com superfície livre, como é o caso em estudo, distinguem-se os elementos do reservatório por fracções de volume, definindo a altura do reservatório até onde existe fluido na fase do repouso. Para definir essas condições nesta fase do programa criam-se expressões, usando a linguagem do próprio programa, CEL (*CFX Expressions Language*). É nesta fase que se definem todas as outras características do estudo numérico, nomeadamente a excitação imposta, características do fluido (densidade relativa, viscosidade). Todas as análises foram efectuadas em regime transiente.

5.3.2.2 Definição das variáveis do problema

Para o problema em estudo, assumiram-se os seguintes valores para as variáveis envolvidas:

Densidade relativa da água:

$$\rho_{\text{água}} = 998 \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (5.1)$$

Densidade relativa do ar:

$$\rho_{\text{ar}} = 1.185 \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (5.2)$$

A frequência da excitação a ser aplicada no reservatório foi definida, tal como a frequência utilizada para o dimensionamento do TLD, como sendo igual à frequência da estrutura do edifício em estudo neste trabalho. A altura de água no reservatório foi calculada no dimensionamento do TLD (ver Secção 4.3), isto é:

$$f = 1.08 \text{ [Hz]} \quad (5.3)$$

$$h_f = 0.0441 \text{ [m]} \quad (5.4)$$

Definem-se as fracções de volume do ar e da água como:

$$V_{\text{Far}} = \frac{\text{step}(z - h_f)}{1} \quad (5.5)$$

$$V_{\text{Água}} = 1 - V_{\text{Far}} \quad (5.6)$$

onde, z é a cota máxima do reservatório.

A pressão no fundo do reservatório é dada pela expressão:

$$P = \rho_{\text{água}} \cdot g \cdot V_{\text{Água}} \cdot (h_f - z) \quad (5.7)$$

Foi considerada a pressão de 1 atm (atmosferas) para o ar no reservatório acima do nível do fluido.

42

A excitação imposta ao reservatório, na sua base, é definida por uma lei sinusoidal de variação de acelerações. Na direcção y (ver Figura 5.4), que representa a direcção de acção do sismo, é imposta uma aceleração sinusoidal definida pela expressão:

$$a_y = K \cdot g \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \quad (5.8)$$

onde K é a constante de amplitude; g é a aceleração da gravidade; f é a frequência natural do edifício e t é o instante de tempo.

Na direcção vertical (direcção z , ver Figura 5.4), é imposta a aceleração constante correspondente à aceleração da gravidade ($a_z=9.81 \text{ m/s}^2$). Na direcção x não é imposta nenhuma aceleração ($a_x=0 \text{ m/s}^2$).

5.3.3 Cálculos efectuados no programa ANSYS CFX™ 11.0-Solver

Após a definição do domínio e de todas as condições fronteira a serem aplicadas, o *software* ANSYS CFX™ calcula, para cada instante de tempo, as forças exercidas nas paredes esquerda e direita do reservatório.

5.3.4 Resultados: ANSYS CFX™ 11.0-Post

Na última fase da análise de um problema, e com recurso às ferramentas disponíveis no ANSYS CFX™, são tratados e visualizados os resultados obtidos. É possível calcular em cada instante a força resultante dos impulsos sobre as paredes esquerda e direita do reservatório.

Como referido anteriormente, a excitação fornecida ao reservatório foi definida por uma lei de acelerações, descrita pela equação (5.8). A amplitude do movimento é uma constante K, calculada como se indica no que se segue.

A partir da lei de variação das acelerações, dependente da amplitude em acelerações A_c , é dada por:

$$\ddot{x}(t) = A_c \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \quad (5.9)$$

43

Integrando uma vez, obtêm-se, para as velocidades,

$$\dot{x}(t) = \int \ddot{x}(t) = -\frac{1}{2 \cdot \pi \cdot f} \cdot A_c \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \quad (5.10)$$

que, por sua vez, integrando novamente, permite obter para os deslocamentos:

$$x(t) = \int \dot{x}(t) = -\frac{1}{4 \cdot \pi^2 \cdot f^2} \cdot A_c \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \quad (5.11)$$

Assim, obtêm-se para a amplitude da resposta em termos de deslocamento a constante:

$$D = \frac{A_c}{4 \cdot \pi^2 \cdot f^2} \Leftrightarrow A_c = D \cdot (4 \cdot \pi^2 \cdot f^2) \quad (5.12)$$

De acordo com as equações (5.8) e (5.9) virá que:

$$K \cdot g = A_c \quad (5.13)$$

Na Tabela 5.1, apresentam-se para vários valores impostos de amplitude de deslocamento, D, os correspondentes valores das constantes A_c e K, usadas na definição

da lei de acelerações e introduzidas no programa de análise na definição da excitação dinâmica.

Tabela 5.1: Relação entre as constantes de amplitude D, A_c e K..

D [m]:	A_c [m/s ²]	K
0.002	0.092095253	0.009387895
0.005	0.230238131	0.023469738
0.010	0.460476263	0.046939476
0.015	0.690714394	0.070409215
0.030	1.355181642	0.138142879
0.040	1.806908856	0.184190505
0.100	4.517272139	0.460476263

Em todas as análises efectuadas neste estudo foram consideradas sempre as mesmas dimensões para o reservatório e os mesmos parâmetros, para poder comparar a resposta do TLD para as várias amplitudes de excitação consideradas.

44

Para avaliar a eficiência de um TLD, usou-se como parâmetros de comparação a energia dissipada e o amortecimento equivalente. Desta forma, para cada simulação foi determinada a energia dissipada e comparada com a energia introduzida no sistema.

A energia introduzida no sistema pode ser calculada pelo trabalho realizado pelas forças exteriores que actuam sobre o sistema. Para um determinado ciclo de carga, a energia introduzida é calculada através da seguinte expressão [25]:

$$E_i = -\int m \ddot{x}(t) dt \quad (5.14)$$

A energia dissipada em cada ciclo pode ser calculada através da área interior do gráfico que relaciona a resultante das pressões hidrostáticas no TLD com o deslocamento relativo (ver Figura 5.5). Para um determinado ciclo da resposta do TLD calcula-se a energia dissipada através da seguinte expressão [25, 32]:

$$E_d = \int F x(t) dt \quad (5.15)$$

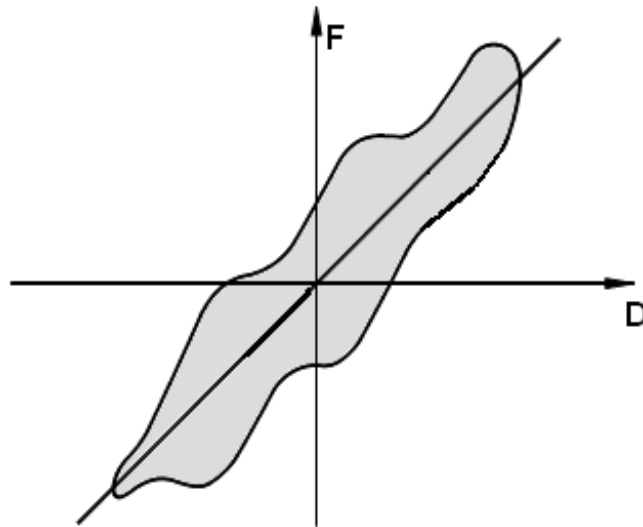


Figura 5.5: Relação força-deslocamento ao nível do TLD.

O amortecimento equivalente à resposta de um determinado dissipador pode ser avaliado pela capacidade de dissipação de energia em cada ciclo. Para um determinado ciclo da resposta é possível estimar o valor do coeficiente de amortecimento equivalente a partir da seguinte expressão:

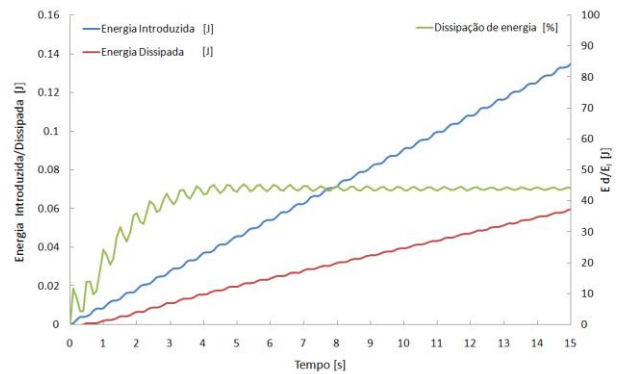
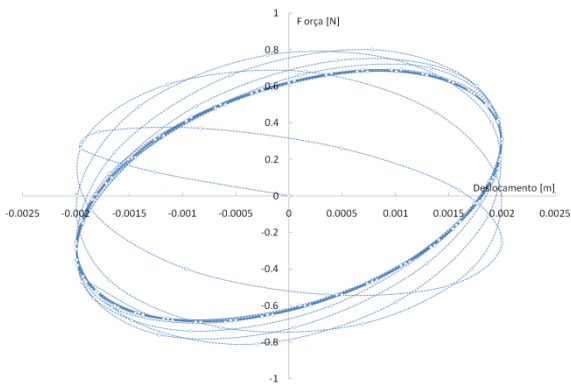
$$\zeta_{eq} = \frac{\text{área do ciclo}}{2 \cdot \pi \cdot F_{m\ddot{a}x} \cdot D_{m\ddot{a}x}} \quad (5.16)$$

onde $F_{m\ddot{a}x}$ é a força máxima resultante das pressões hidrostáticas no reservatório e $D_{m\ddot{a}x}$ é o deslocamento máximo no reservatório [31, 32].

No que se segue (das Figuras 5.6 à 5.24), apresentam-se os resultados principais para cada uma das simulações efectuadas. Nomeadamente, a resposta do TLD para excitações sinusoidais para amplitudes em termos de deslocamento e variáveis entre 2 e 100 mm.

Resposta para uma excitação com amplitude de 2 mm

Para esta amplitude da excitação, o movimento oscilatório da água é pouco significativo. Isto implica que a diferença de cotas entre a água na parede esquerda e direita, seja bastante reduzida.



46 **Figura 5.6:** Relação força-deformação do dissipador para uma amplitude de excitação de 2 mm.

Figura 5.7: Relação de energias para uma amplitude de excitação de 2 mm.

Resposta para uma excitação com amplitude de 5 mm

Para esta amplitude, o movimento da superfície da água continua a ser ainda pouco expressivo. Verifica-se uma maior diferença de cotas de água entre a parede esquerda e direita do que a obtida para a excitação correspondente a uma amplitude de 2 mm.

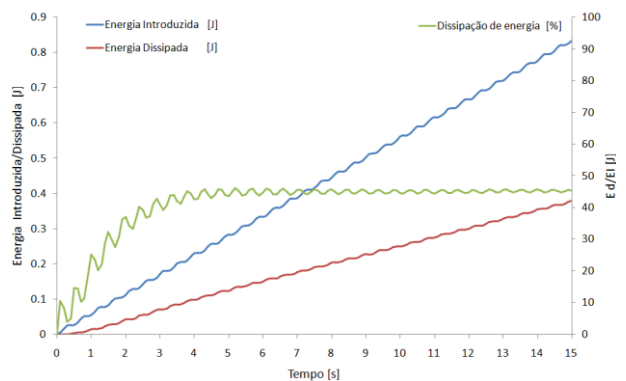
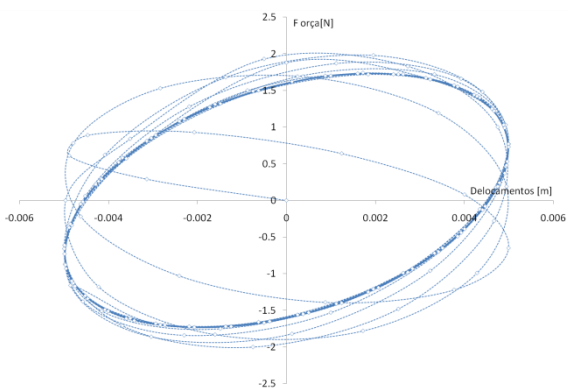


Figura 5.8: Relação força-deformação do dissipador para uma amplitude de excitação de 5 mm.

Figura 5.9: Relação de energias para uma amplitude de excitação de 5 mm.

Resposta para uma excitação com amplitude de 10 mm

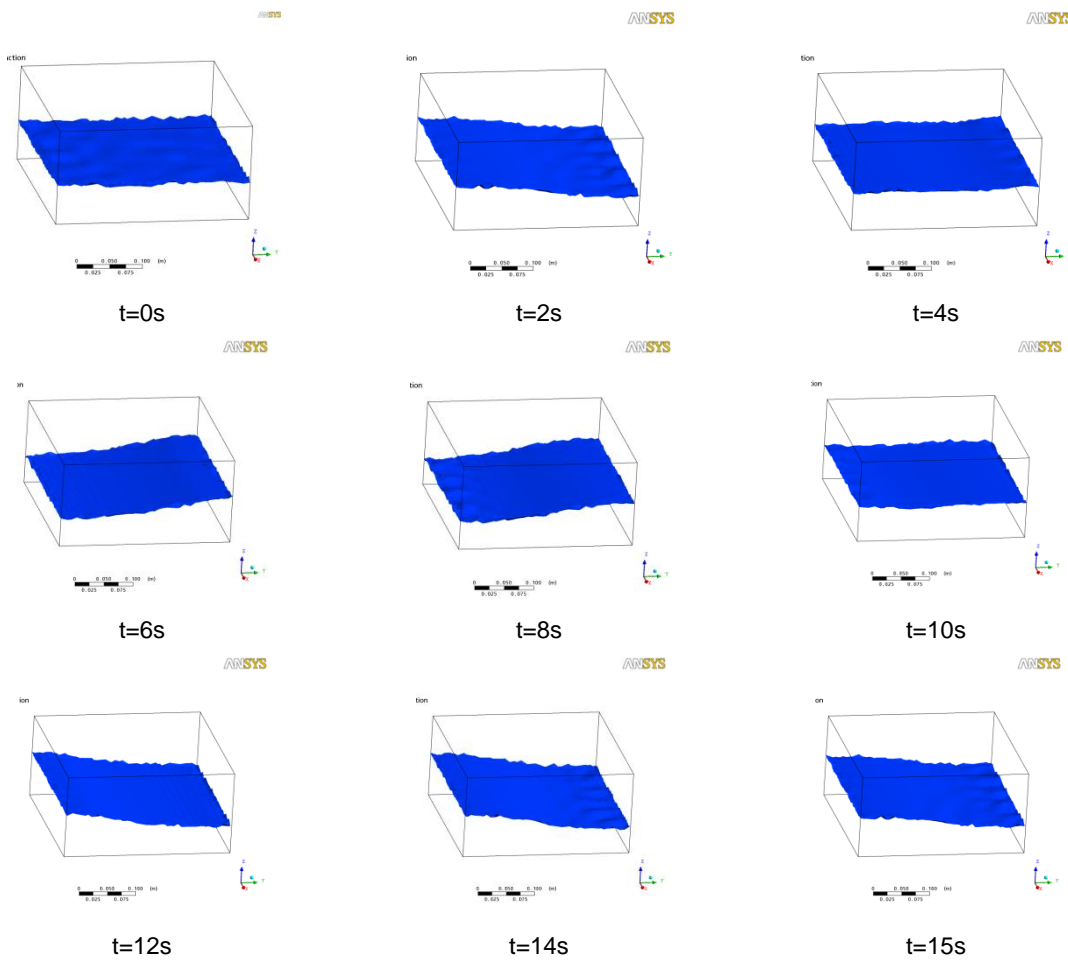


Figura 5.10: Superfície livre da água para a amplitude de excitação de 10 mm.

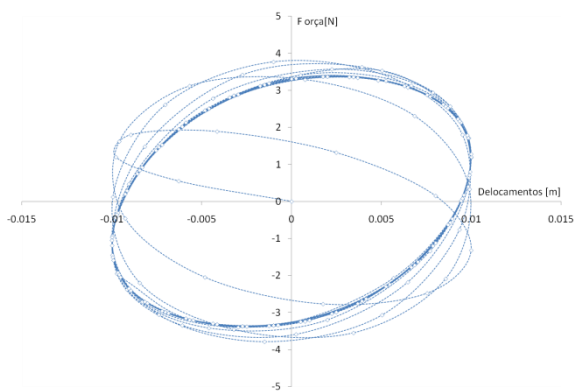


Figura 5.11: Relação força-deformação do dissipador para uma amplitude de excitação de 10 mm.

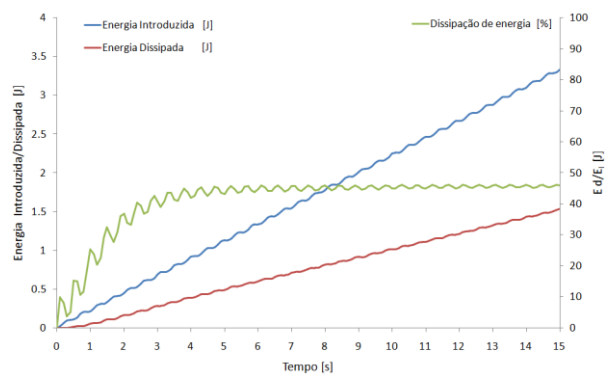


Figura 5.12: Relação de energias para uma amplitude de excitação de 10 mm.

Resposta para uma excitação com amplitude de 15 mm

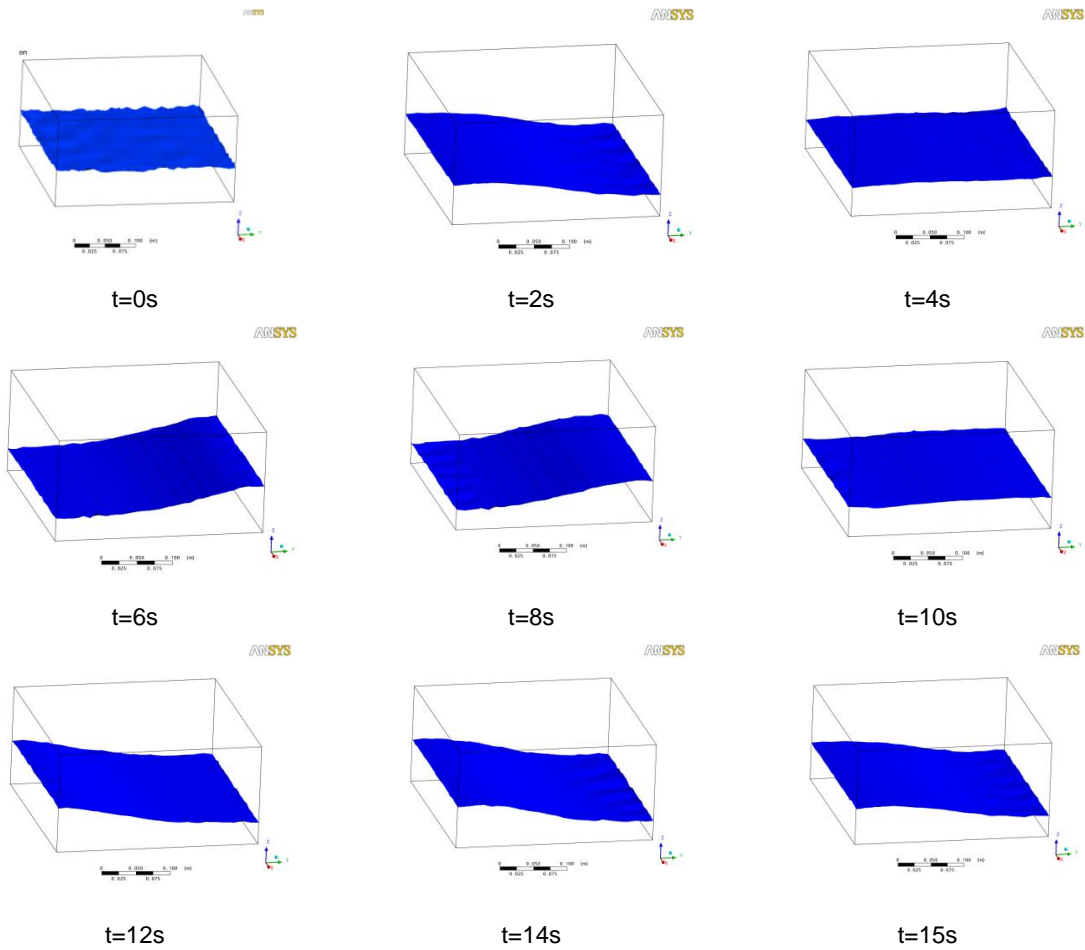


Figura 5.13: Superfície livre da água para a amplitude de excitação de 15 mm.

48

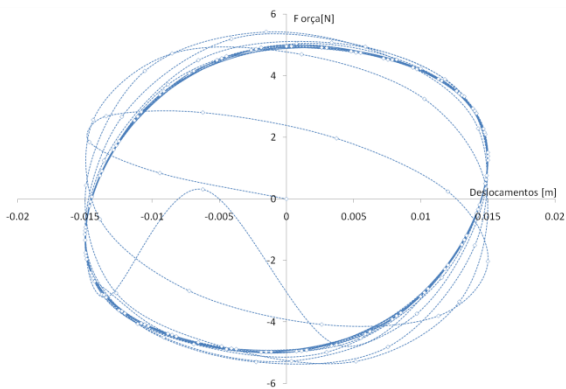


Figura 5.14: Relação força-deformação do dissipador para uma amplitude de excitação de 15 mm.

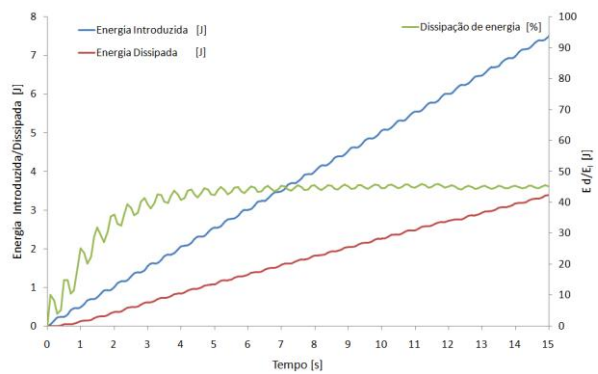


Figura 5.15: Relação de energias para uma amplitude de excitação de 15 mm.

Resposta para uma excitação com amplitude de 30 mm

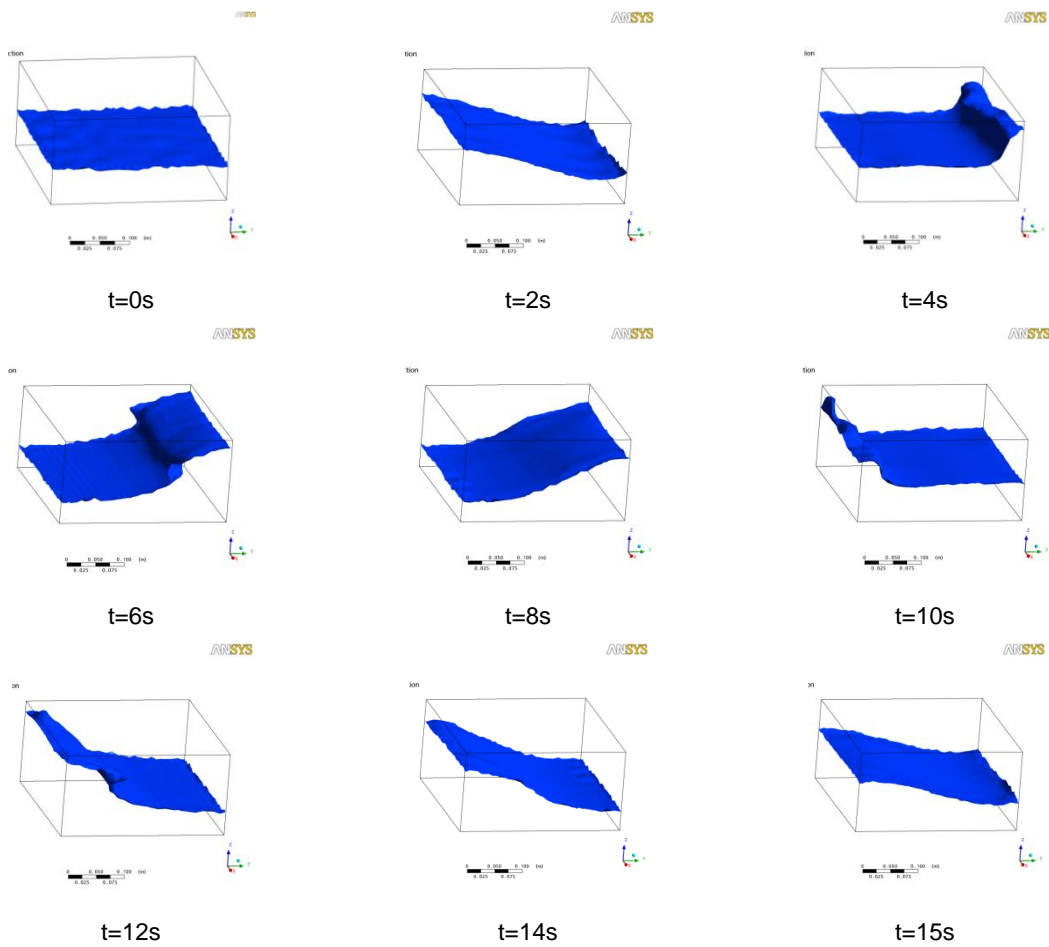


Figura 5.16: Superfície livre da água para a amplitude de excitação de 30 mm.

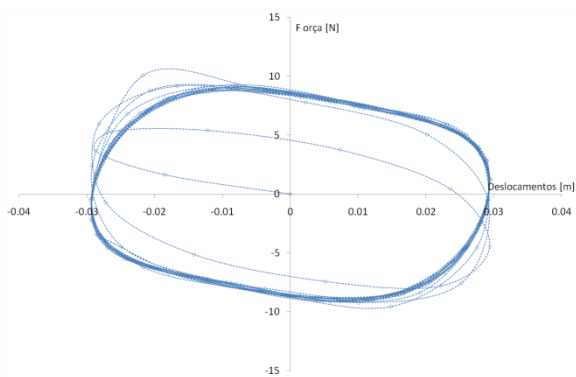


Figura 5.17: Relação força-deformação do dissipador para uma amplitude de excitação de 15 mm.

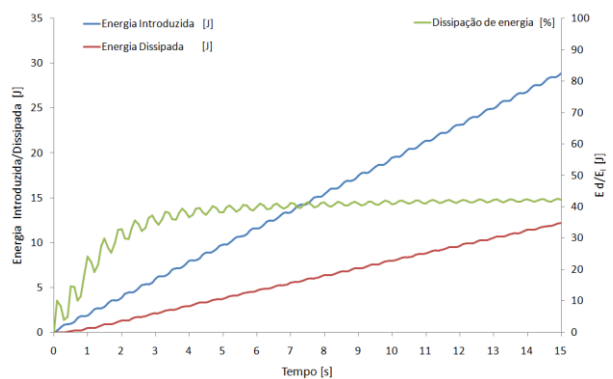


Figura 5.18: Relação de energias para uma amplitude de excitação de 15 mm.

Resposta para uma excitação com amplitude de 40 mm

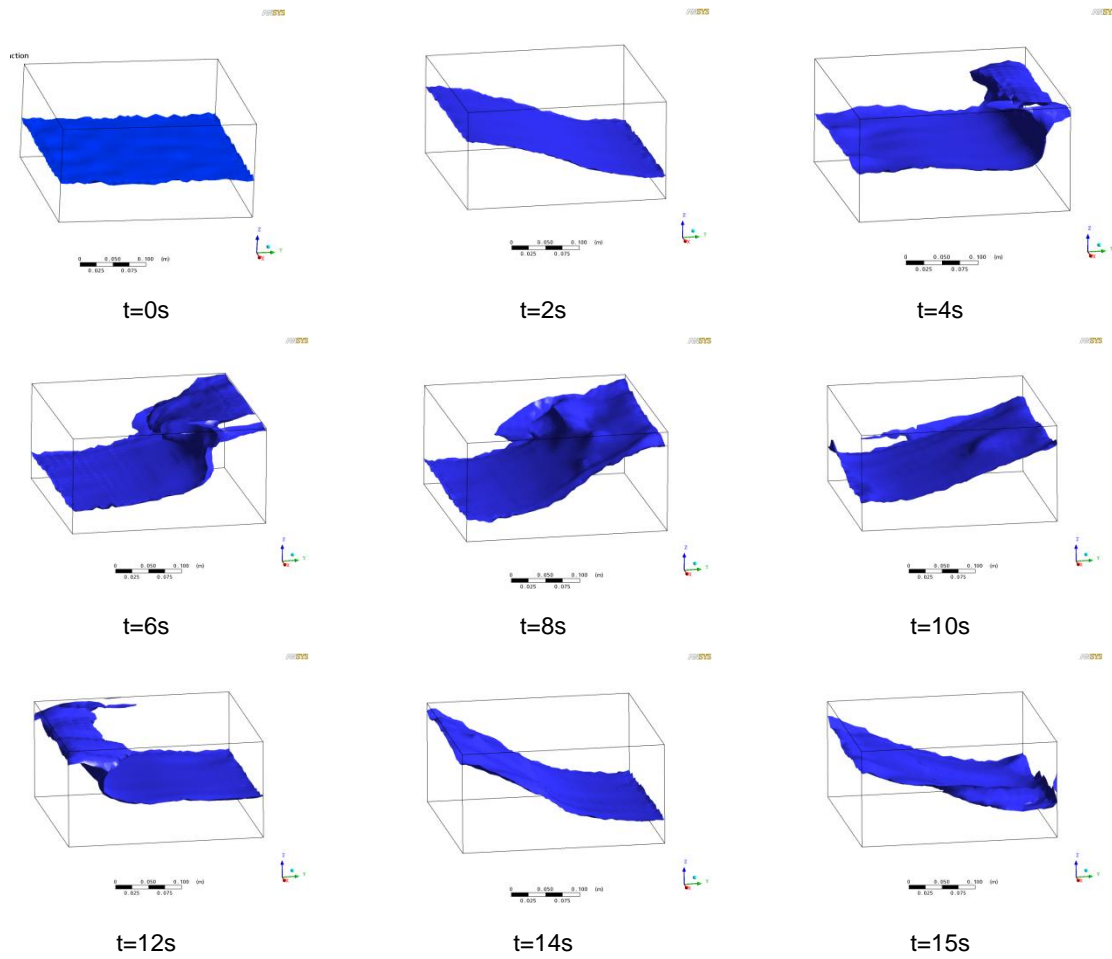


Figura 5.19: Superfície livre da água para a amplitude de excitação de 40 mm.

50

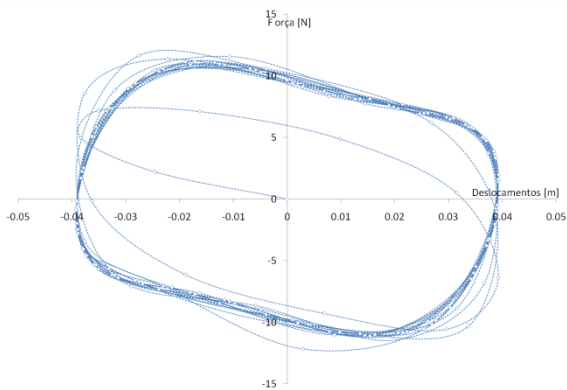


Figura 5.20: Relação força-deformação do dissipador para uma amplitude de excitação de 40 mm.

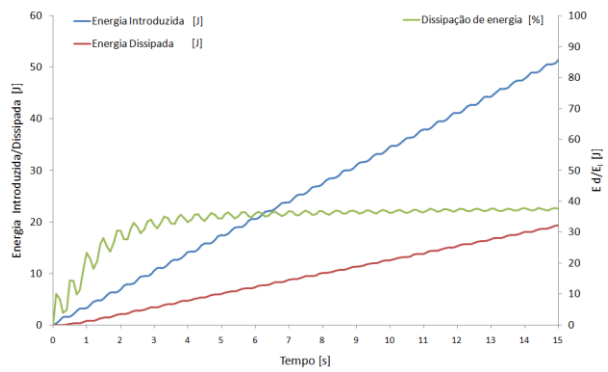


Figura 5.21: Relação de energias para uma amplitude de excitação de 40 mm.

Resposta para uma excitação com amplitude de 100 mm

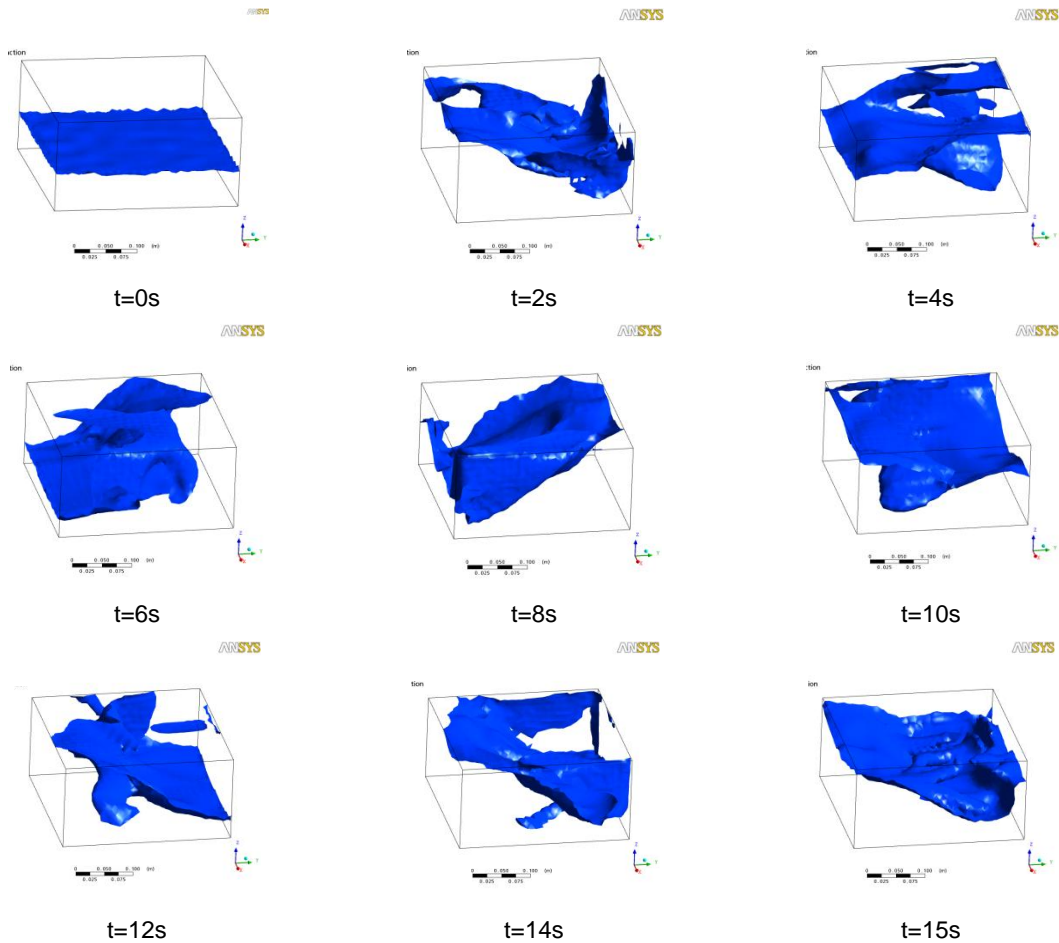


Figura 5.22: Superfície livre da água para a amplitude de excitação de 100 mm.

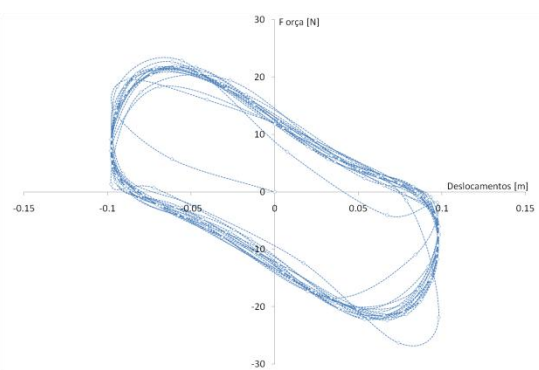


Figura 5.23: Relação força-deformação do dissipador para uma amplitude de excitação de 40 mm.

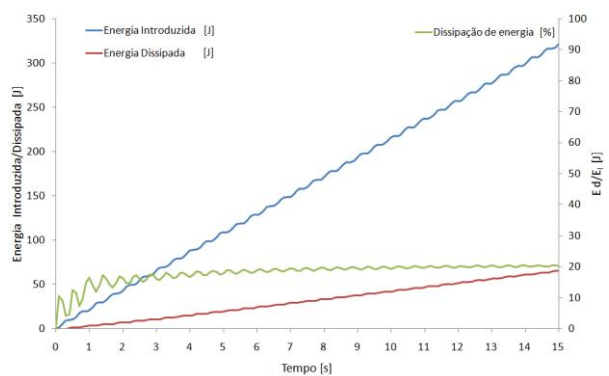


Figura 5.24: Relação de energias para uma amplitude de excitação de 40 mm.

5.3.5 Análise de resultados

Com o modelo usado para representar o TLD isolado, dimensionado para uma frequência de 1.08 Hz, foram simuladas excitações sinusoidais com amplitudes em deslocamento variando entre 2 e 100 mm, tendo-se estimado as respostas correspondentes. Da análise dos resultados obtidos pode constatar-se que o TLD, para uma excitação sinusoidal, de um modo geral, é eficaz no amortecimento de parte importante da energia introduzida no sistema.

Destas análises em regime transiente (ver também Figuras 5.25 e 5.26), pode concluir-se que:

- Para qualquer valor de amplitude de deslocamento imposto, o comportamento do fluido é caracterizado por uma fase inicial (desde a posição de repouso até aproximadamente $t=3$ s) e por uma fase estável da resposta cíclica.

- A razão entre a energia dissipada pelo TLD e a energia introduzida no sistema, para amplitudes de deslocamento entre 2 e 15 mm é constante (aproximadamente 45%). Esta razão desce para 42.20%, 37.52% e 20.25% para amplitudes de deslocamento de 30, 40 e 100 mm, respectivamente, devido à resposta do fluido deixar de ser linear para estas amplitudes de deslocamento (ver Figura 5.26).

- A partir da amplitude da excitação em termos de deslocamento de 40 mm, o movimento da onda deixa de ser uniforme, passando a assumir uma forma irregular. Para a amplitude de deslocamento de 100 mm, a resposta torna-se caótica, isto é, o fluido passa a ter um comportamento altamente não-linear. Também é visível que, para grandes amplitudes (a partir de 30 mm), o fluido entra em contacto com o topo do reservatório, introduzindo diferentes condições fronteira daquelas que condicionam o movimento para pequenas amplitudes de excitação (em que o fluido não entra em contacto com o tecto do reservatório).

O amortecimento equivalente estimado para as várias amplitudes de deslocamento imposto é praticamente invariável (entre 40% e 50%). Como se pode observar na Figura 5.26 (b), houve uma ligeira redução para amplitudes de excitação elevadas (de 47.49% para 36.78%).

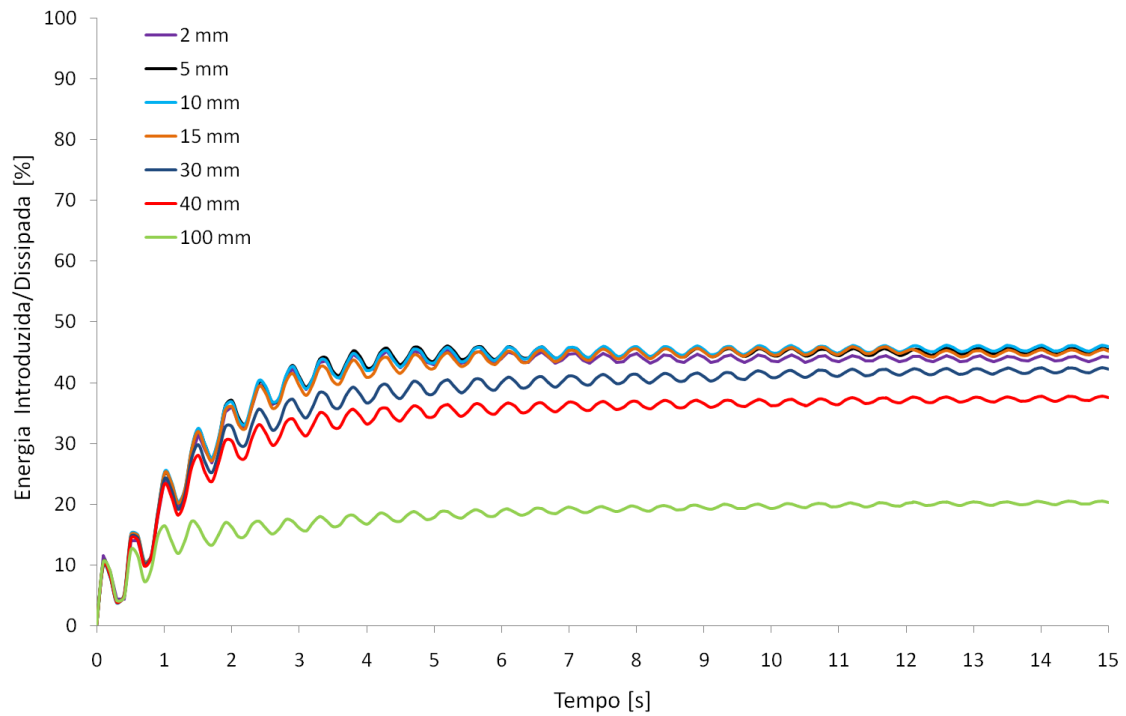


Figura 5.25: Razão entre a energia dissipada e a energia introduzida.

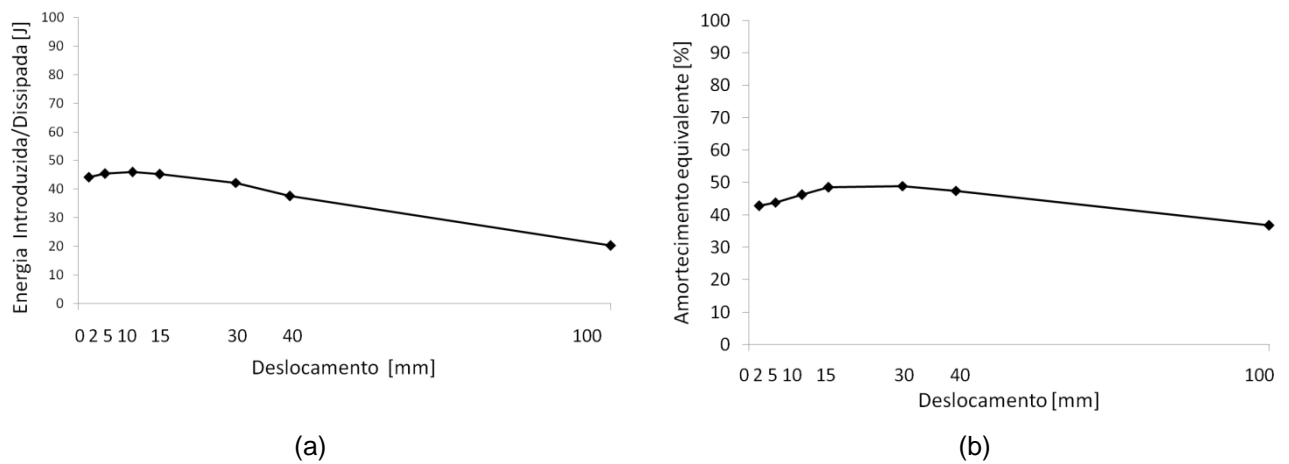


Figura 5.26: Eficiência do TLD em função da amplitude de deslocamentos impostos, avaliada em termos de: (a) razão energia dissipada em relação à energia introduzida no sistema; e, (b) amortecimento equivalente estimado.

5.3.6 Influência da temperatura e viscosidade do fluido na resposta

Para a excitação correspondente a uma amplitude em deslocamento de 2 mm, foram realizadas três simulações distintas. Foram feitas duas primeiras simulações com água doce, isto é, com a densidade relativa indicada na equação (5.1), e uma terceira simulação com água salgada, considerando a seguinte densidade relativa:

$$\rho_{\text{água salgada}} = 1025 \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (5.17)$$

Entre a primeira e a segunda simulação apenas se fez variar a temperatura da água. Para a primeira simulação considerou-se para a temperatura da água 10°C, e na segunda 30°C. Como seria de esperar, não se registou qualquer tipo de alteração na resposta, com a variação estudada de temperatura e de viscosidade da água. Apesar da água salgada ser mais densa do que a água doce, houve alterações pouco significativas.

CAPÍTULO 6

AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE UM SISTEMA DE TLDs NA MELHORIA DO COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO

Neste capítulo avalia-se, numericamente, a eficiência de um sistema de protecção sísmica por aplicação de TLDs na melhoria do comportamento sísmico de um edifício existente, com recurso a análises dinâmicas lineares. Descreve-se o edifício em estudo, bem como os aspectos relacionados com a modelação numérica da estrutura do edifício e do sistema de protecção sísmica.

55

6.1 A sismicidade nacional

Portugal sofreu com abalos sísmicos no passado, e poderá sofrer com eventos futuros, avultadas perdas económicas e um considerável número de vítimas humanas, devido ao inadequado comportamento e resposta das construções existentes, não preparadas para resistir à acção sísmica. Os sismos que mais afectam o território nacional surgem associados ao deslocamento relativo das placas tectónicas contíguas que se desenvolvem desde o arquipélago dos Açores até ao estreito de Gibraltar, delineando a fronteira entre as placas Euro-Asiática e Africana (ver Figura 6.1).

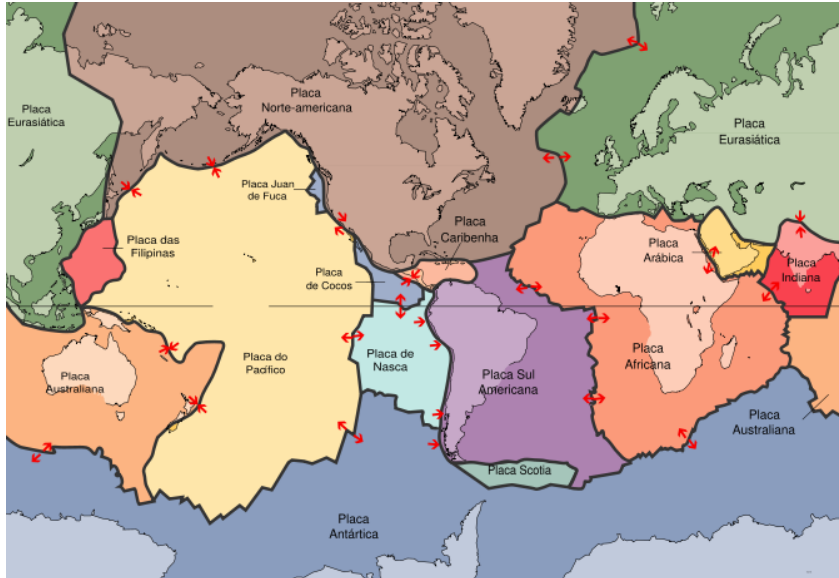


Figura 6.1: Representação esquemática das placas tectónicas [58].

Tendo em conta o risco sísmico do nosso país, a nova norma europeia (EC8, [61], DNA, [62]) define um zonamento mediante a casualidade sísmica local, definido no Anexo Nacional (DNA [62]), documento complementar ao Eurocódigo 8 (EN 1998-1) [61], que se destina a adequar as normas europeias à realidade de cada país. Na Figura 6.2 apresenta-se o zonamento sísmico proposto no Anexo Nacional para o nosso território. Por definição, são estabelecidas zonas de risco constante, determinados a partir de um único parâmetro, a aceleração nominal máxima de base, em rocha ou solo rijo, a_{gR} , de modo a compatibilizá-lo com a definição subsequente da acção sísmica [51].

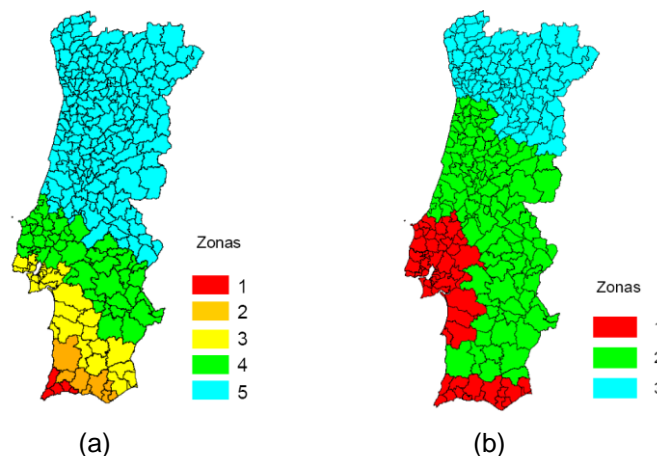


Figura 6.2: Zonamento sísmico segundo a norma NP EN 1998 para o cenário de sismo: (a) afastado/interplacas e (b) próximo/intraplaca [51].

A zona de Risco 1 corresponde à zona de maior perigosidade sísmica (sul do país e área metropolitana de Lisboa) e aponta os maiores valores de aceleração no solo.

Os valores da aceleração máxima de projecto de referência, a_{gR} , para cada zona são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s^2) em cada zona sísmica, de acordo com a norma NP EN 1998-1 [61].

Zona sísmica	Sismo afastado	Sismo próximo
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

6.2 Apresentação do caso de estudo

Para este estudo foi escolhido um edifício existente, situado em Lisboa, representativo da arquitectura moderna, projectado e construído nos anos 50, quando o dimensionamento sísmico não era contemplado nas normas nacionais em vigor. A opção por este caso de estudo justifica-se pela elevada perigosidade local, pelo elevado número de edifícios construídos neste período, e pela densidade populacional.

O edifício em estudo localiza-se na Avenida Infante Santo, freguesia da Lapa, em Lisboa, e corresponde ao lote 3 (ver Figura 6.3).

Este edifício insere-se num complexo de 5 edifícios habitacionais, perpendiculares à Avenida, de igual geometria (em planta e alçado) e construídos com os mesmos materiais estruturais. Nos lotes 1 a 4 existe um corpo de dois pisos adjacente e perpendicular a cada edifício, destinado a estabelecimentos comerciais.



Figura 6.3: Imagem aérea do complexo de edifícios [55].

Estes edifícios são destinados à habitação, constituídos por 8 pisos elevados, “suspensos” em pilares ao nível do piso térreo, como se pode ver na Figura 6.4.

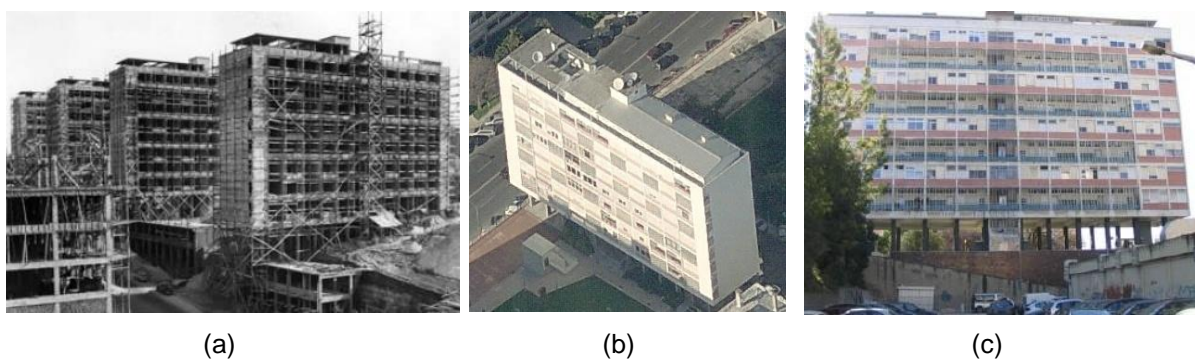


Figura 6.4: Edifício em estudo: (a) em fase de construção, (b) perspectiva e (c) fachada [40].

6.3 Geometria do edifício

O edifício tem como dimensões em planta 11.1 m de largura e 46.1 m de comprimento, como se apresenta na Figura 6.5, e uma altura de 30.0 m.

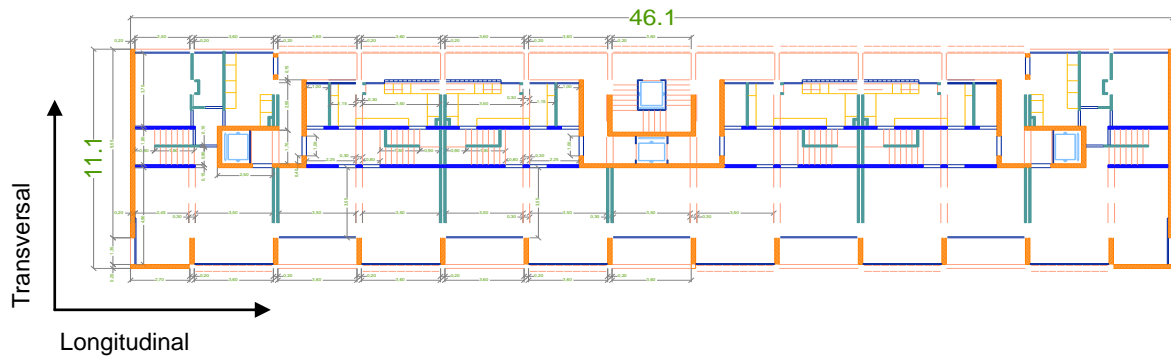


Figura 6.5: Dimensões em planta do edifício [41].

O edifício em estudo possui um piso vazado, sem paredes de alvenaria, ao nível do rés-do-chão, com uma altura livre de 5.5 m. Os restantes 8 pisos possuem paredes de alvenaria exteriores e divisórias, como se pode visualizar na Figura 6.4(c). O primeiro e oitavo pisos possuem uma altura de 3.2 m e os pisos 2 a 7 de 3.0 m.

Ao nível do rés-do-chão, o piso vazado com pé direito elevado, potencia a origem de mecanismos de comportamento tipo *soft-storey*, o que torna esta estrutura muito vulnerável a acções horizontais, como as induzidas pelos sismos.

6.4 Projecto de betão armado

Para o edifício em estudo foram realizados dois projectos de betão armado, o primeiro da autoria do Eng. Jordão V. Dias, em 1954, e o segundo da autoria do Eng. Mário R. Cruz, em 1955 [40].

O primeiro projecto, considerado estruturalmente inovador naquela época, foi concebido sem ter em conta os momentos flectores nos pilares, tendo sido estes apenas dimensionados para esforços axiais.

Posteriormente, e sob indicação dos Serviços Técnicos da Câmara Municipal de Lisboa, foi corrigido o projecto inicial. O Engenheiro Jordão V. Dias responsável pelo primeiro projecto, refere na memória descritiva que a acção do vento seria suficiente para a

verificação da estabilidade às acções horizontais, desprezando a acção sísmica, devido à localização do edifício e à baixa probabilidade de ocorrência do sismo e do vento na mesma direcção com intensidade máxima. A correcção efectuada posteriormente, num aditamento ao projecto inicial, tem já em conta o procedimento aconselhado numa publicação técnica da época (Revista Técnica), considerando a acção sísmica com recurso a forças horizontais concentradas nos nós dos pórticos proporcionais à massa dos pisos. Devido à ausência de regulamentação nacional à época, que só surge em 1958, data posterior à construção do edifício em estudo, a definição da acção sísmica foi feita com base em trabalhos e regulamentação estrangeira.

No segundo projecto, do Engenheiro Mário R. Cruz, as lajes pré-fabricadas aligeiradas de vigotas, preconizadas no projecto inicial, são substituídas por lajes maciças de betão armado. Além desta alteração, como já foi referido anteriormente, é feita a verificação da segurança do edifício para as acções horizontais correspondentes ao vento e ao sismo.

A acção sísmica foi definida com recurso a forças horizontais equivalentes, aplicadas nos nós da estrutura. Estas forças dependem da massa e de um factor de correcção que tem em conta as propriedades da própria estrutura.

Apesar desta nova versão do projecto contemplar a acção sísmica, esta apenas foi considerada no cálculo para o sentido transversal do edifício (ver Figura 6.5), tendo-se desprezado a acção sísmica no sentido longitudinal o que constitui um erro crucial.

De acordo com o novo projecto, foram previstas duas juntas de dilatação localizadas nas lajes de forma a “evitar o cálculo termo-higrométrico devido à grande extensão do edifício” [53]. No entanto, apesar de indicadas no projecto de betão armado, nas visitas técnicas de inspecção realizadas ao edifício, verificou-se que estas juntas não foram executadas, [52].

6.5 Descrição estrutural do edifício

O sistema estrutural do edifício é definido por doze pórticos planos com 9 pisos, de betão armado, com a orientação da direcção transversal do edifício (ver Figura 6.5). Cada pórtico plano é constituído por dois pilares e uma viga ao nível de cada piso, de três tramos, sendo dois em consola, como se pode ver na Figura 6.6. Ao nível de cada piso existe uma laje maciça de betão armado, que se constitui como o único elemento de

ligação dos pórticos. Todos os pórticos têm as mesmas características geométricas, em termos de dimensões globais e das secções transversais dos seus elementos.

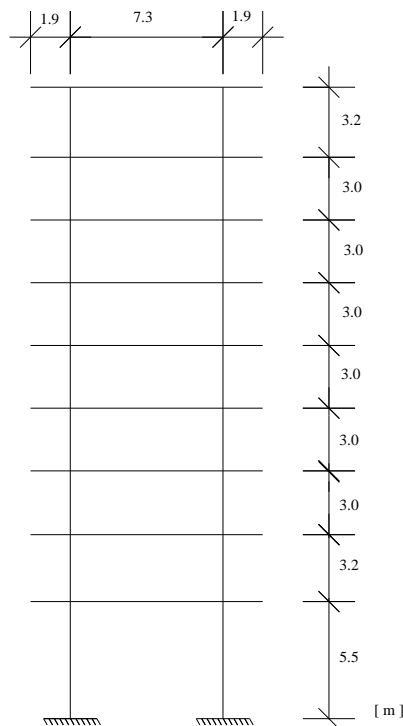


Figura 6.6: Esquema e dimensões do pórtico-tipo [40].

Em relação à direcção longitudinal do edifício, os pilares estão orientados com a sua menor rigidez e, como referido anteriormente, não se encontram ligados ao nível dos pisos por vigas, sendo os deslocamentos ao nível dos pisos apenas compatibilizados pela laje maciça. Assim, a direcção longitudinal é a direcção menos rígida do edifício.

Tendo em conta que no projecto de betão armado não foi considerada a acção sísmica no sentido horizontal longitudinal, como foi dito anteriormente, e com base em resultados de trabalhos anteriores [10, 40], a direcção longitudinal é a mais vulnerável. Assim, neste trabalho é estudada a eficiência da aplicação de um sistema de TLDs na melhoria do comportamento e resposta do edifício face a acções horizontais, nessa direcção.

No APÊNDICE II são apresentadas, as plantas estruturais dos vários pisos do edifício em estudo, assim como a quantidade e pormenorização da armadura dos pilares e vigas.

6.6 Aspectos relativos à modelação do edifício

O comportamento dinâmico de estruturas pode ser determinado analiticamente ou numericamente, por exemplo, pelo método dos elementos finitos. Existem várias abordagens numéricas possíveis para a análise sísmica de estruturas, recorrendo a diferentes métodos de análise, combinando a consideração da não-linearidade material e geométrica, dependendo dos resultados pretendidos, do nível de informação disponível, *etc.*

Para as análises realizadas no âmbito deste trabalho, recorreu-se ao *software* de cálculo automático SAP 2000TM, considerando os elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) e os elementos não-estruturais (painéis de alvenaria) [40].

Para este estudo foram feitas análises dinâmicas lineares do edifício para acções sísmicas actuando no sentido horizontal longitudinal. Em todas as análises realizadas foram desprezados os efeitos de 2^a ordem.

6.6.1 Propriedades dos materiais

No modelo implementado procurou-se reproduzir o comportamento dos materiais existentes em obra. Assim, para as análises numéricas realizadas foi considerado um betão da classe B225 [54], de acordo com as indicações no projecto, com a prática construtiva da época, e com os resultados dos ensaios com recurso ao esclerómetro realizados na inspecção [53], e considerou-se um módulo de elasticidade $E_c=29$ GPa. Relativamente ao aço, como não existe nenhuma referência no projecto, adoptou-se um aço da classe A40 N [54], com módulo de elasticidade $E=210$ GPa [40], tipicamente utilizado naquela época. Em relação às alvenarias, as propriedades adoptadas foram determinadas a partir de expressões empíricas [63] e validadas experimentalmente aquando da medição de frequências da estrutura.

6.6.2 Cargas estáticas, massa e amortecimento

Para a realização das análises numéricas foi considerada uma carga vertical distribuída nas vigas de forma a simular as cargas permanentes, considerando o peso próprio dos elementos de betão armado, painéis de alvenaria de enchimento, revestimentos e o valor quase-permanente da sobrecarga ($\psi_2=0.2$).

Resultado de uma avaliação e verificação *in situ* [53] das cargas permanentes e variáveis actuantes no edifício, foi considerado o valor médio de 8.0 kN/m² como carga distribuída nos pisos [40].

$$P_{sd} = 1.0G + \psi_2 Q \quad (6.1)$$

Nas análises dinâmicas, a massa da estrutura foi considerada concentrada ao nível dos pisos. Em cada piso foi considerada a massa dos seus elementos estruturais de betão armado, painéis de alvenaria de enchimento, revestimentos e o valor quase-permanente da sobrecarga, tendo-se estimado um valor médio de 4 tons/piso.

A validação do modelo numérico foi realizada pela comparação das frequências medidas *in situ* [40, 53] com as frequências estimadas com o modelo numérico desenvolvido.

Na Tabela 6.2 apresenta-se a 1ª frequência própria do edifício estimada a partir das medições e análise das acelerações registadas *in situ* com o sismógrafo [40, 53].

Tabela 6.2: Frequências estimadas a partir das medições de acelerações (Hz).

Direcção	
Longitudinal	Transversal
1.08	1.75

Dada a geometria do edifício e do próprio sistema estrutural, e devido à diferença significativa de rigidez lateral entre o rés-do-chão e os pisos superiores, o comportamento global do edifício pode ser representado por um sistema de um grau de liberdade, associado ao mecanismo tipo *soft-storey* ao nível do rés-do-chão, mobilizando a rigidez dos pilares neste nível e a massa total do edifício. Assim, pode estimar-se a 1ª frequência do edifício, em cada direcção horizontal, considerando que os pilares neste nível se comportam como elementos bi-encastados, com a massa total do edifício concentrada no seu topo, com recurso às seguintes expressões:

$$f_T = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{K_e}{m_e}} \quad (6.2)$$

$$K_{\text{Encastrado}} = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} \quad (6.3)$$

Da aplicação desta metodologia simplificada, estimaram-se valores de frequência próximos dos valores medidos *in situ*, o que valida estes valores de frequência medidos [52]. Com o modelo numérico de toda a estrutura obtiveram-se valores muito próximos destes, o que permite validar o modelo elástico desenvolvido para a estrutura, e usado nas análises que serão apresentados neste capítulo.

Nestas análises lineares considerou-se um amortecimento viscoso equivalente de 5%. Neste trabalho a análise dinâmica efectuada baseia-se na sobreposição modal.

6.6.3 Acção sísmica

64

Nas análises desenvolvidas, a acção sísmica aplicada à estrutura foi representada através de um modelo temporal gerado artificialmente com base num modelo de falha finita [46]. Estes sismos são calibrados para o território português e tentam simular sismos na zona de Lisboa [40].

Tipicamente, em sismos registados a pequena distância do epicentro (sismo próximo ou intraplaca) e cujo foco se situe a profundidades superiores a 30 km regista-se apenas um forte choque e o seu conteúdo energético está associado às frequências altas. Se a distância epicentral for intermédia, geralmente inferior a 100 km, o sismo terá uma duração de aproximadamente 10 segundos e a perturbação situa-se na banda de 0.05 a 5 Hz. Por fim, os registos de sismos afastados (sismo interplacas), com epicentros localizados a distâncias superiores a 100 km, têm duração de aproximadamente 30 segundos e predominância dos conteúdos em frequências baixas [48].

Nestas análises foram aplicados sismos artificiais característicos dos sismos afastados, com maior conteúdo em frequências baixas, afectando assim potencialmente mais o edifício em estudo, pois este possui uma frequência da ordem de 1 Hz. Para este estudo, foram utilizados 3 sismos artificiais para cada período de retorno de referência considerado, isto é, 73, 475, 975 e 2000 anos.

Nas Figuras 6.7 à 6.9, apresentam-se exemplos de acelerogramas para cada período de retorno considerado. Os restantes acelerogramas encontram-se no APÊNDICE III deste trabalho.

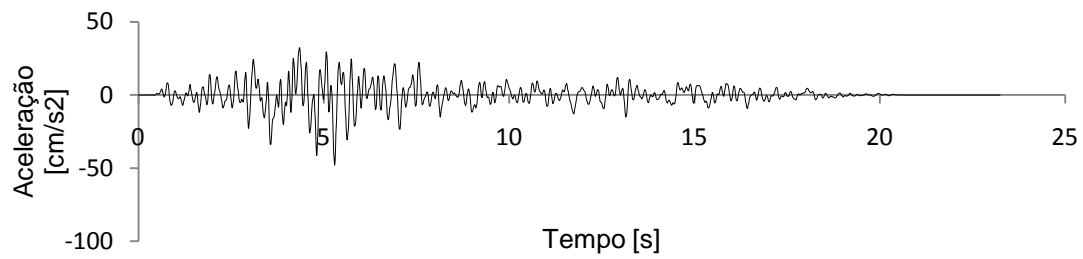


Figura 6.7: Acelerograma para o período de retorno de 73 anos (S3_73).

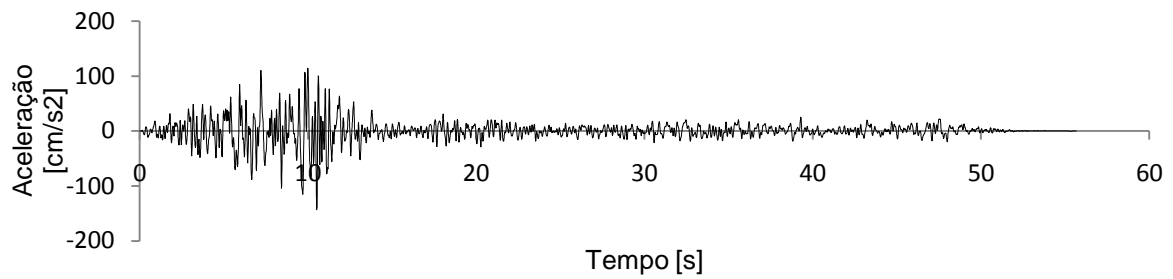


Figura 6.8: Acelerograma para o período de retorno de 475 anos (S3_475).

65

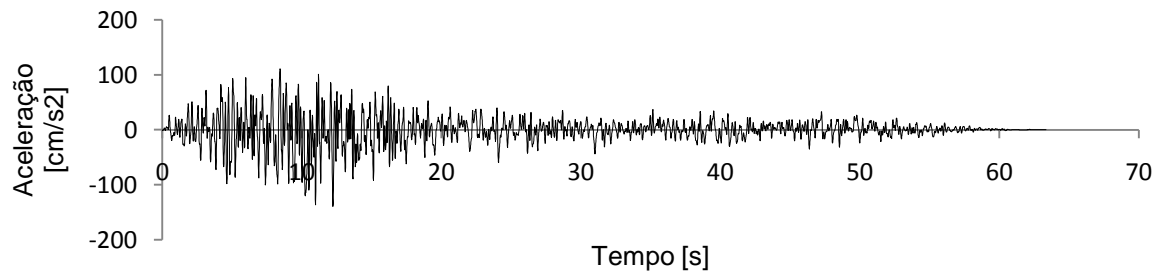


Figura 6.9: Acelerograma para o período de retorno de 975 anos (S3_975).

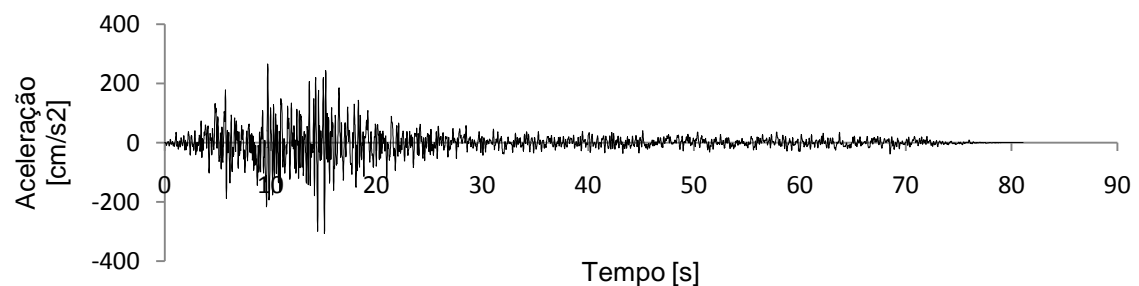


Figura 6.10: Acelerograma para o período de retorno de 2000 anos (S3_2000).

6.6.4 Modelação dos dissipadores (TLDs)

As propriedades adoptadas para cada TLD foram já calculadas e justificadas na Secção 4.3.1, do Capítulo 4 desta dissertação.

A modelação dos dissipadores no programa de cálculo automático foi efectuada de acordo com o seguinte procedimento:

- (i) Definiu-se um *link*, do tipo *damper*, onde se concentra todo o amortecimento do TLD representado na Secção 4.3, com as propriedades indicadas pela expressão (3.19), da Secção 3.2.
- (ii) A rigidez estimada para o dissipador, k , (de acordo com a expressão (4.18) da Secção 4.3), é considerada no elemento central tipo *damper* e nas barras que o suportam;
- (iii) A massa estática associada ao TLD é considerada nos nós de extremidade do macro-modelo, e a massa dinâmica é modelada no centro do macro-elemento.

66

A representação esquemática do modelo de um TLD apresenta-se nas Figura 6.11 e 6.12.

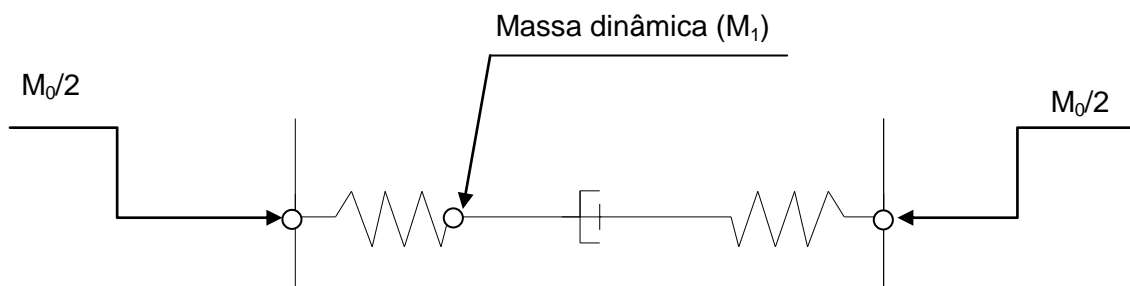


Figura 6.11: Esquema representativo do macro-modelo de um TLD.

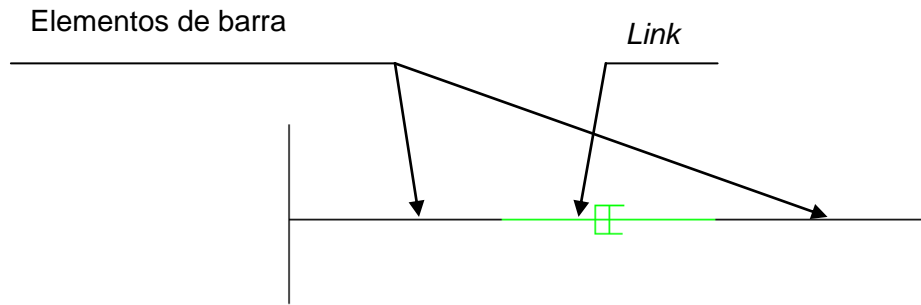


Figura 6.12: Macro-modelo de um TLD implementado em SAP™ 2000.

De forma a simplificar a modelação do sistema de protecção sísmica, definido por um número significativo de TLDs (calculado na Secção 4.3), definiu-se no modelo global de análise da estrutura um macro-modelo que representa em cada posição o conjunto de TLDs considerados nessa posição da estrutura, para as diferentes relações de massa impostas (μ). Na Figura 6.13 apresenta-se um esquema do macro modelo adoptado para representar um conjunto de TLDs.

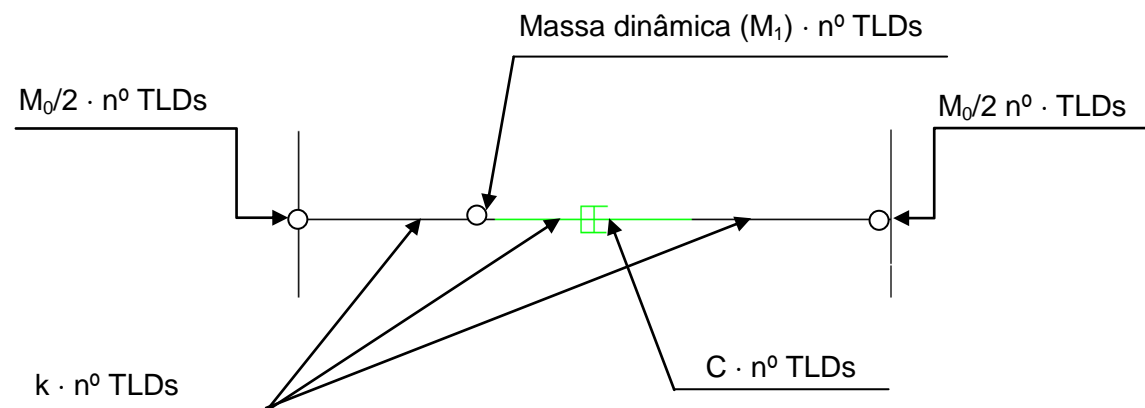


Figura 6.13: Esquema representativo do macro-modelo adoptado para representar um conjunto de TLDs.

No APÊNDICE IV apresentam-se algumas figuras elucidativas do modelo do edifício sem e com dissipadores.

6.7 Disposição dos TLDs no edifício

No âmbito do trabalho desenvolvido nesta dissertação foi estudada uma solução para a melhoria da resposta sísmica de um edifício com recurso a TLDs. Neste caso de estudo admitiu-se que os TLDs se poderão localizar no topo do edifício. Nas Figuras 6.14e 6.15 representa-se, a cinza, a localização e disposição admitida para os TLDs no topo do edifício. Admitiu-se que os TLDs são distribuídos uniformemente sobre a laje de cobertura, tornando mais eficiente o sistema e de forma a distribuir melhor as cargas por toda a estrutura do edifício. Salienta-se que não foi feita qualquer verificação de segurança das lajes de cobertura, nem das vigas e pilares, para o incremento de carga associado à instalação dos dispositivos.

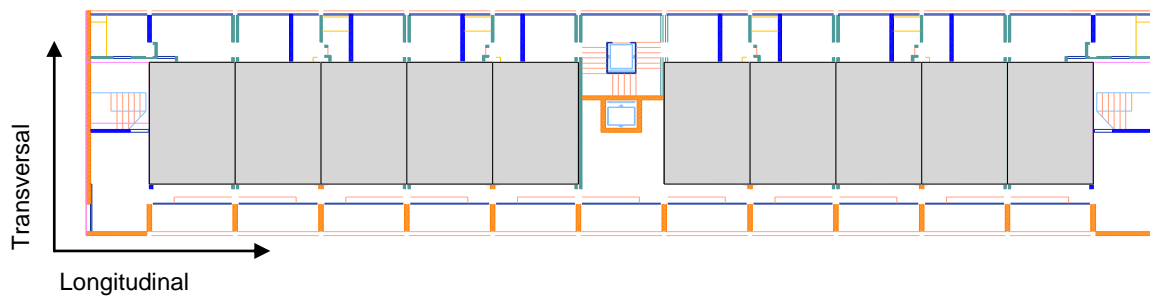


Figura 6.14: Localização em planta dos TLDs.

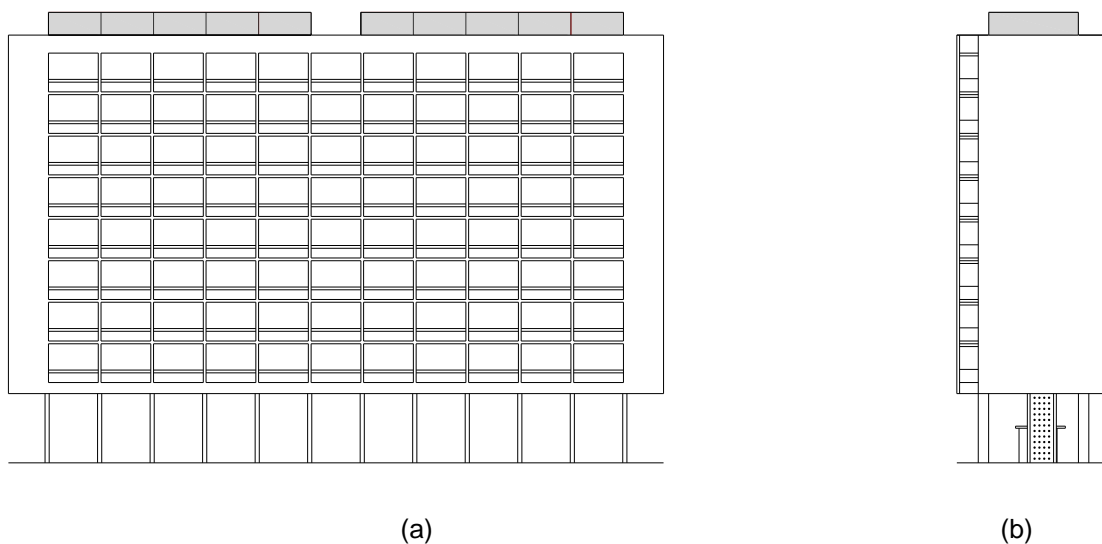


Figura 6.15: Alçados da estrutura do edifício com representação dos TLDs para $\mu=2.5\%$: (a) alçado SO e (b) alçado SE.

Os TLDs dimensionados e introduzidos no modelo estão agrupados em 10 conjuntos. Cada conjunto é definido por 20 tanques na direcção transversal do edifício e 12 tanques na direcção longitudinal, como se pode ver na Figura 6.16, ficando assim cada nível de um conjunto com 240 TLDs. Cada TLD quadrangular tem 0.324 m de lado e uma altura de 0.162 m, como referido na Secção 4.3. Em cada conjunto de TLDs sobrepõem-se na vertical vários níveis de TLDs (plataformas de tanques), conforme a necessidade, ou seja, em função da relação de massa desejada (μ). Para $\mu=1\%$, 2.5% e 5% são necessários 4, 10 e 20 níveis de TLDs, respectivamente.

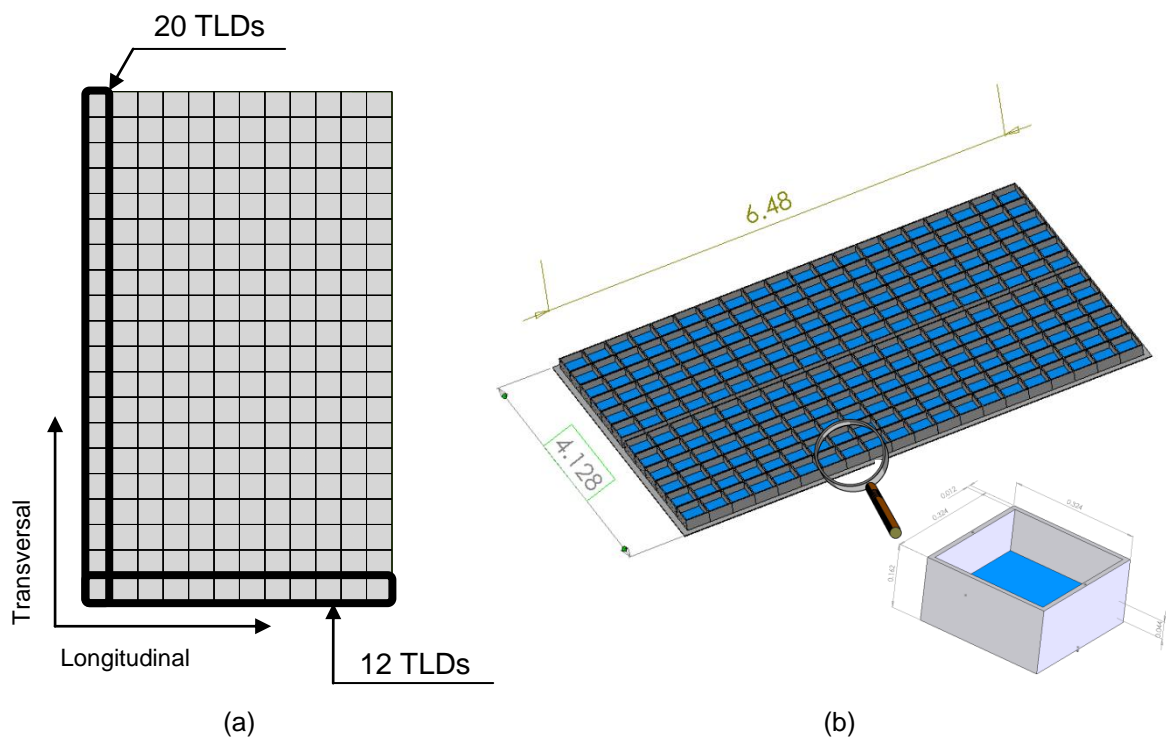


Figura 6.16: Conjunto de TLDs (para um nível de TLDs): (a) em planta e (b) em perspectiva.

Na Figura 6.17 representa-se, a título de exemplo, um conjunto de TLDs para uma relação de massa desejada (μ) de 2.5%, isto é, com dez níveis de TLDs, que dá um total de 2400 TLDs em cada conjunto.

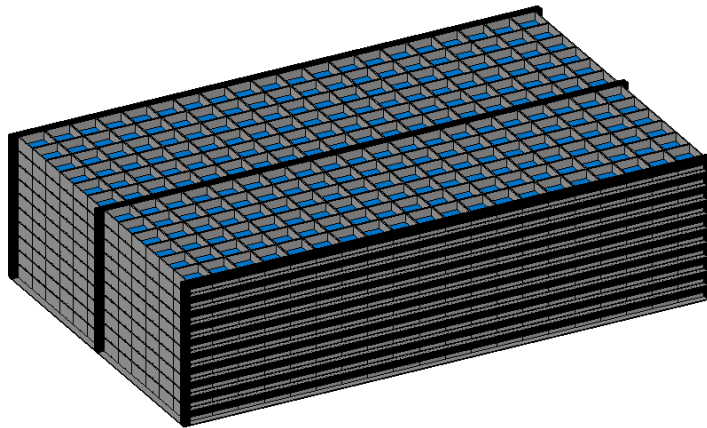


Figura 6.17: Representação de um conjunto de TLDs para uma relação de massa de $\mu = 2.5\%$ (10 níveis, destapados).

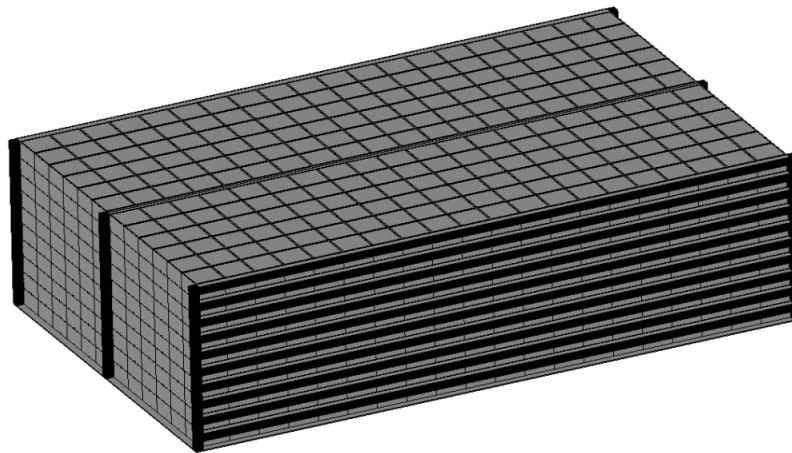


Figura 6.18: Representação de um conjunto de TLDs para uma relação de massa de $\mu = 2.5\%$ (10 níveis, tapados).

6.8 Análise e interpretação dos resultados

Nas Figuras 6.18 à 6.30 são apresentados os resultados mais relevantes das análises efectuadas, nomeadamente os perfis envolventes de deslocamento lateral e os perfis de *dirft*, isto é, de diferença de deslocamento entre pisos sucessivos em cada instante, para os três sismos de cada período de retorno considerado (73, 475, 975 e 2000 anos).

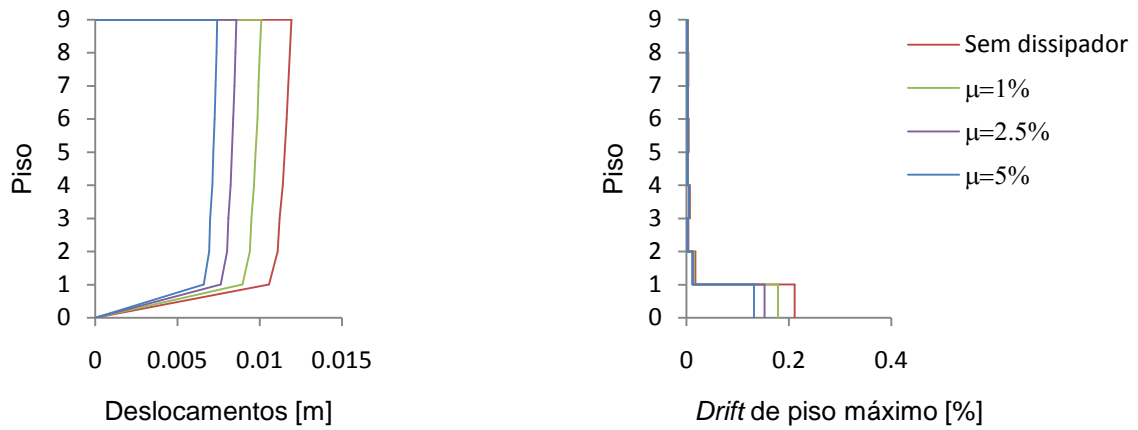


Figura 6.19: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 1, PR 73).

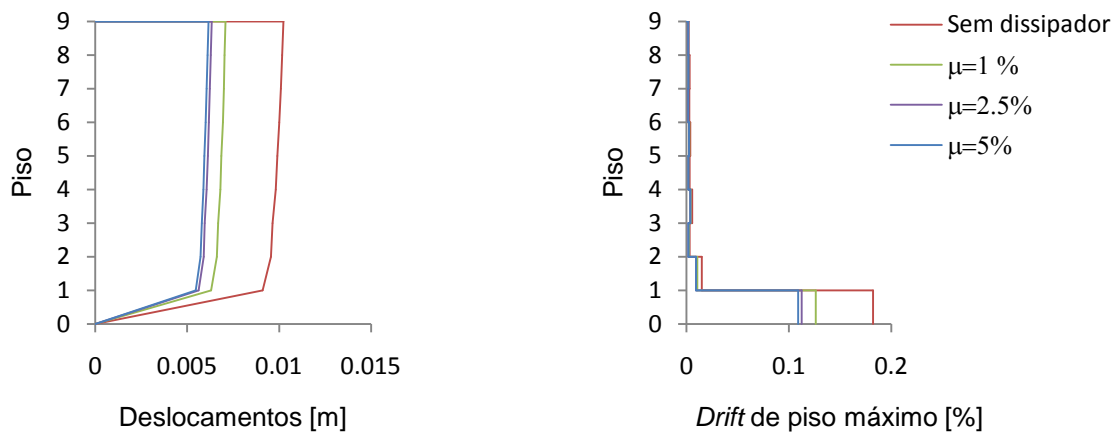


Figura 6.20: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 2, PR 73).

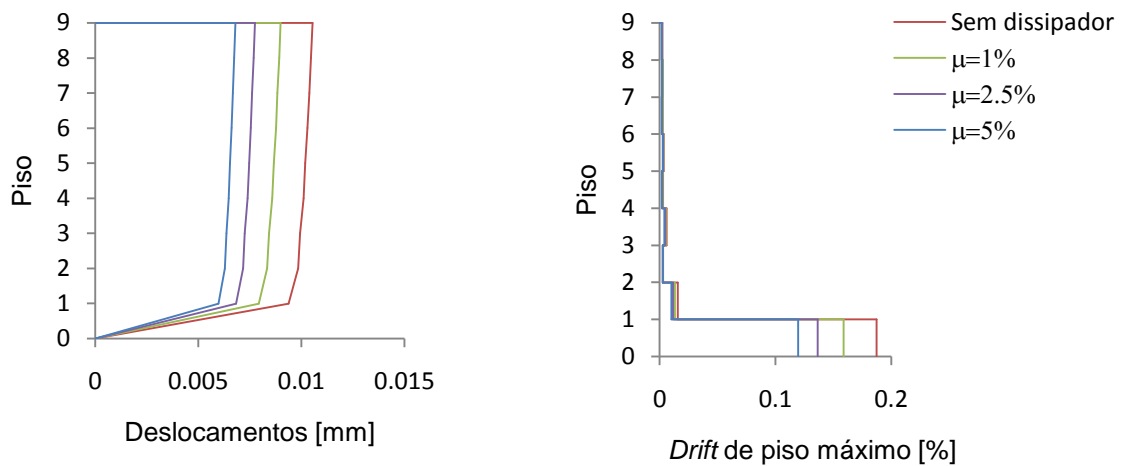


Figura 6.21: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 3, PR 73).

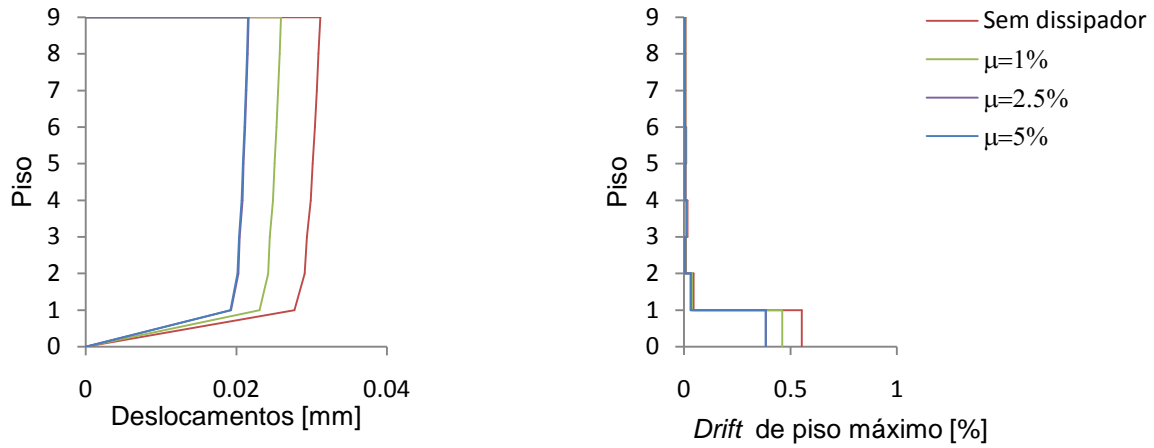


Figura 6.22: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 1, PR 475).

72

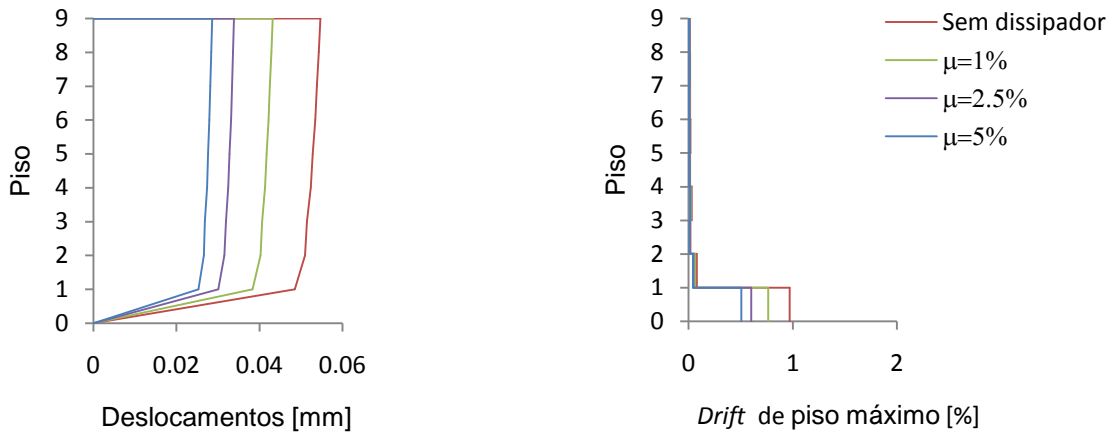


Figura 6.23: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 2, PR 475).

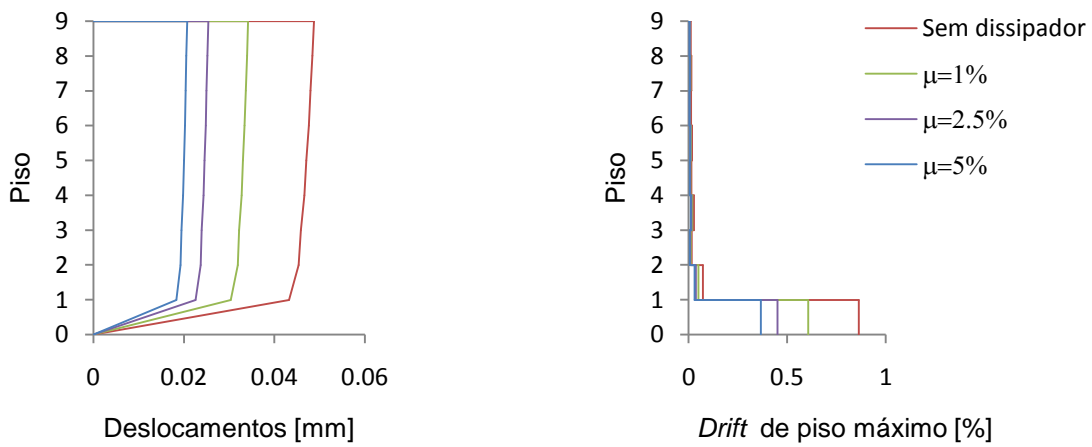


Figura 6.24: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 3, PR 475).

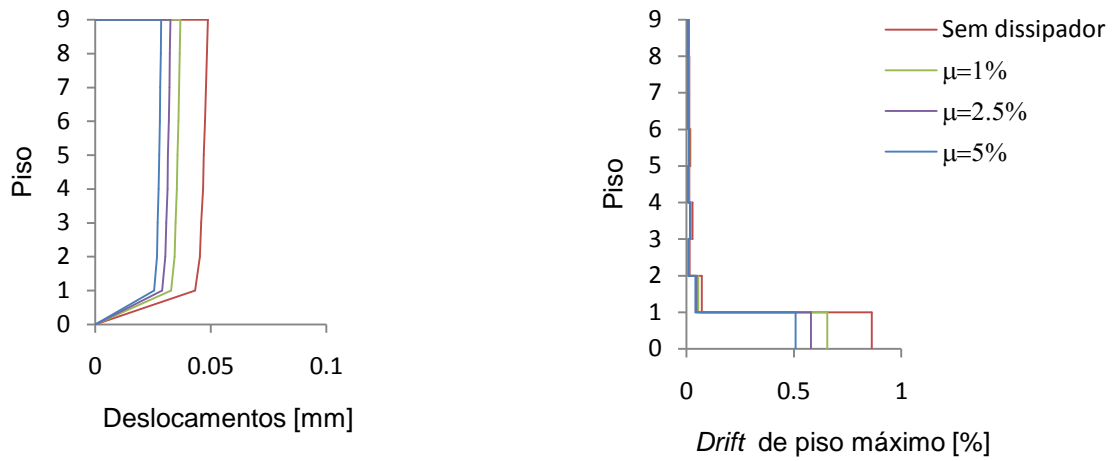


Figura 6.25: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 1, PR 975).

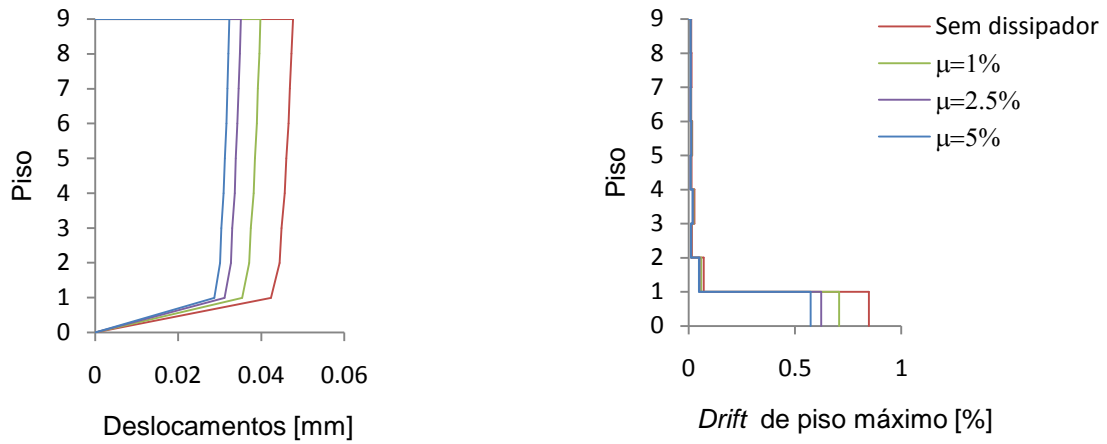


Figura 6.26: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 2, PR 975).

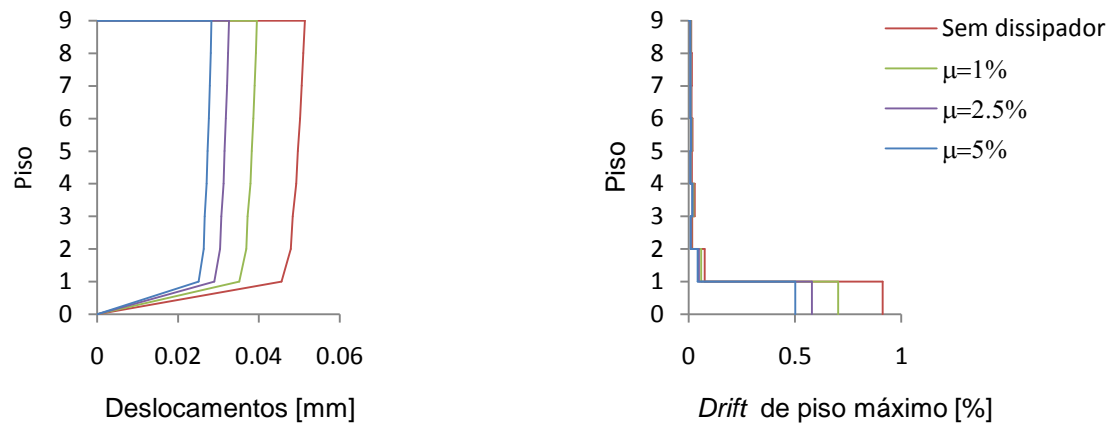


Figura 6.27: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 3, PR 975).

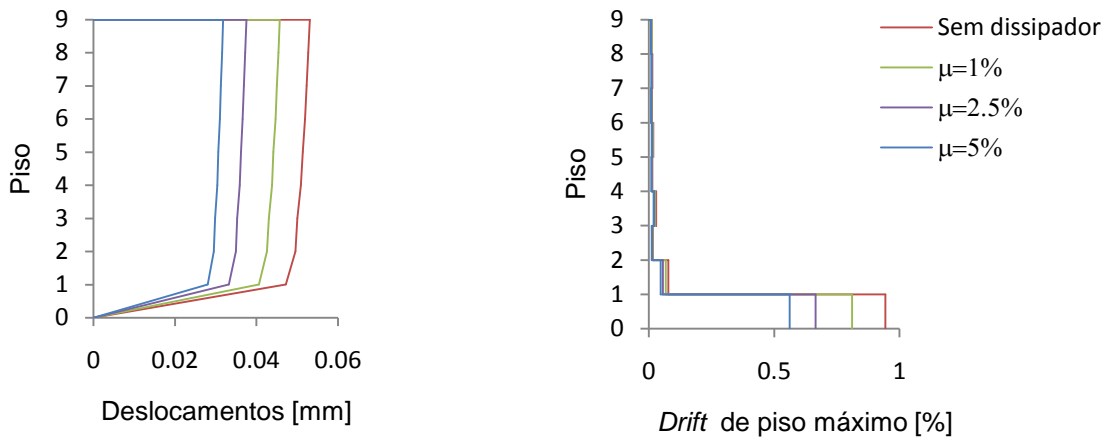


Figura 6.28: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 1, PR 2000).

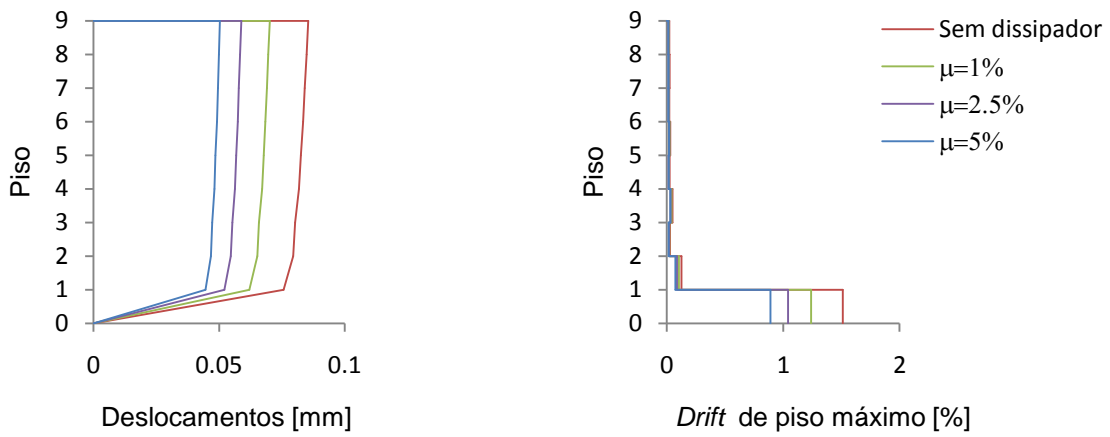


Figura 6.29: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 2, PR 2000).

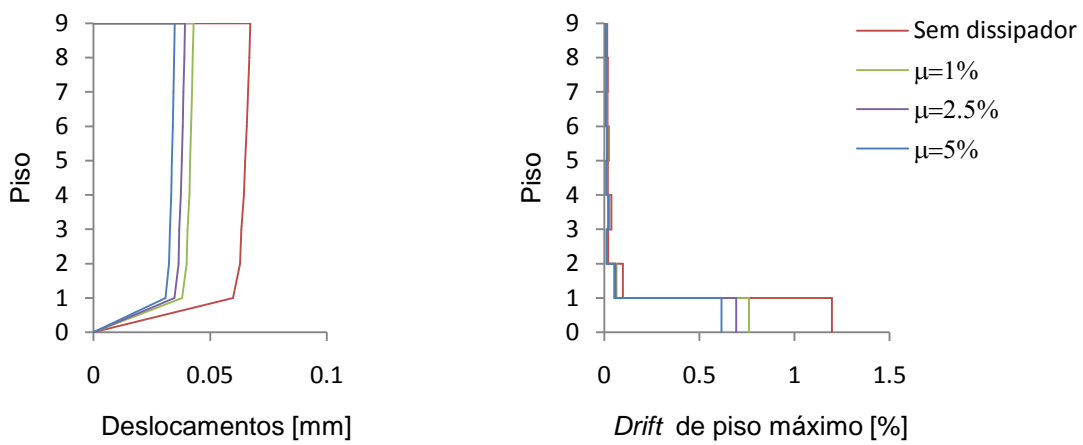


Figura 6.30: Envolventes de deslocamento lateral e perfis de *drift* (sismo 3, PR 2000).

Na Figura 6.31 apresenta-se, a título de exemplo, quer para a estrutura original quer para a estrutura com TLDs acoplados ($\mu=1\%$, 2.5% e 5%), a evolução do deslocamento horizontal no topo do edifício ao longo do tempo, para o sismo 3 com período de retorno de 2000 anos.

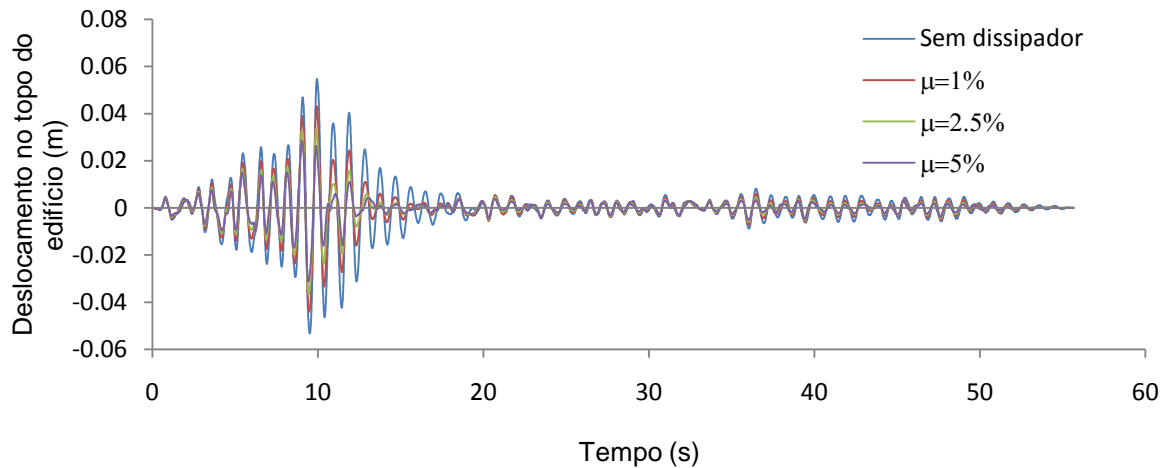


Figura 6.31: Evolução do deslocamento horizontal no topo do edifício para a estrutura original e com TLDs (sismo 3, 2000 PR).

6.9 Interpretação de resultados

Da análise dos resultados apresentados na secção anterior, em termos de envolventes de deslocamentos laterais e dos perfis de *drift*, pode observar-se que, tal como era previsível da interpretação da forma do primeiro modo de vibração, o edifício apresenta um mecanismo de comportamento caracterizado pelo *soft-storey* ao nível do rés-do-chão. Os pisos superiores praticamente não se deformam, ficando quase a totalidade das exigências de deformação concentradas ao nível do rés-do-chão.

A eficiência das soluções de melhoria de comportamento estudadas neste trabalho pode ser analisada com base nos resultados apresentados na Tabela 6.3 e nos gráficos das Figuras 6.31 e 6.32. Nestes gráficos representam-se, para cada estrutura (original ou com TLDs), a média dos valores máximos de deslocamento ou *drift* para os 3 sismos associados a cada período de retorno.

Tabela 6.3: Redução das exigências de deformação ao nível do 1º piso (quadro resumo).

PR [anos]	Sismos nº	Redução das exigências de deformação ao nível do 1º Piso		
		$\mu=1\%$	$\mu=2,5\%$	$\mu=5\%$
73	1	15%	28%	38%
	2	21%	30%	32%
	3	15%	27%	36%
475	1	15%	29%	29%
	2	21%	38%	48%
	3	30%	48%	58%
975	1	24%	33%	41%
	2	16%	26%	32%
	3	23%	37%	45%
2000	1	21%	35%	45%
	2	18%	31%	41%
	3	26%	33%	40%

76

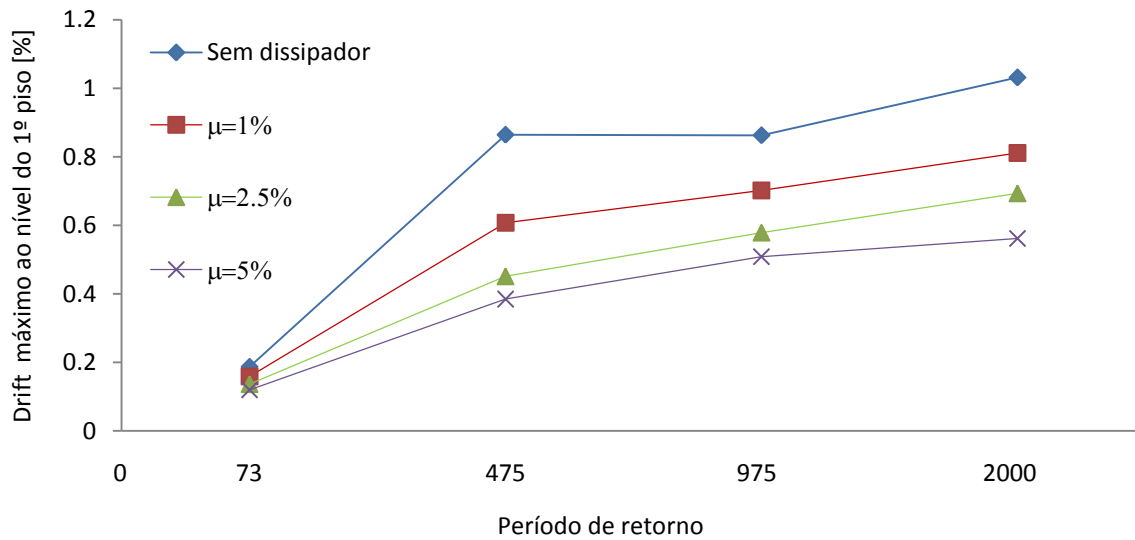


Figura 6.32: Exigência máxima de deformação (*drift*) para cada estrutura e para cada PR (valores médios).

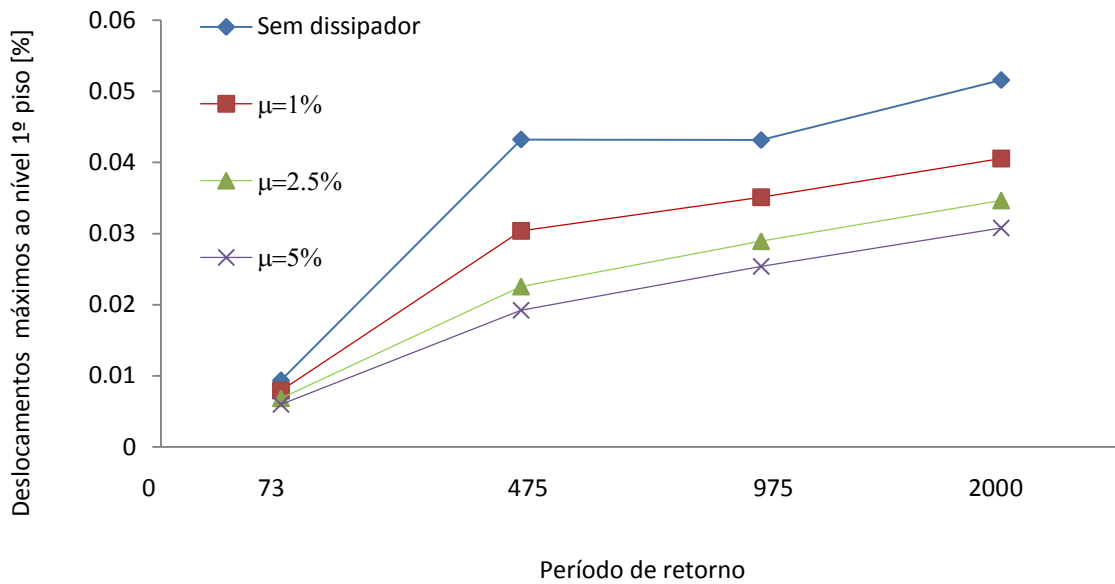


Figura 6.33: Deslocamento lateral máximo para cada estrutura e para cada PR (valores médios).

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 6.3 e nas Figuras 6.32 e 6.33., podem retirar-se as seguintes conclusões:

- Para qualquer valor da relação de massas imposta (quociente entre massa dos TLDs e a massa do edifício, μ), verifica-se sempre um ganho em termos de exigência de deformação (*drift*).

- Para uma relação de massas imposta de $\mu=1\%$, a redução do deslocamento ao nível do topo do edifício varia entre 15 e 30%.

- Para uma relação de massas imposta de $\mu=2.5\%$ verifica-se um ganho na redução dos deslocamentos ao nível do topo do edifício que varia entre 30 e 40%.

- Para uma relação de massas imposta de $\mu=5\%$ verifica-se um ganho na redução dos deslocamentos ao nível do topo do edifício que varia entre 35 e 45%.

- Para os sismos com período de retorno correspondentes a 73 e 475 anos, a resposta estimada é essencialmente linear (valores máximos de *drift* inferiores a 1%), e o nível de exigências de deformação estimado é próximo dos valores limite impostos em documentos internacionais dedicados à avaliação da segurança de estruturas existentes (nomeadamente: o ATC-40 e o VISION-2000 [59, 60]).

- Para sismos com períodos de retorno superiores não podem ser retiradas conclusões rigorosas em relação à segurança da estrutura. Para a verificação dos

objectivos básicos de desempenho, de acordo com as recomendações internacionais ATC-40 e VISION-2000 [59, 60], a estimativa da resposta deveria ter sido realizada com recurso a modelos não-lineares, uma vez que a resposta estimada denota valores de *drift* correspondentes à instalação de certos níveis de dano na estrutura (*drift* superior a 1%). Assim, a verificação da segurança para estes níveis de acção deverá ser feita em regime não-linear.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste capítulo faz-se uma análise sintética dos trabalhos desenvolvidos, com o objectivo de melhor compreender o comportamento dos sistemas de protecção sísmica, TLDs e de analisar a eficiência destes na melhoria do comportamento de estruturas sujeitas a acções sísmicas. Apresentam-se ainda algumas possíveis linhas de desenvolvimento futuro.

7.1 Conclusões

Com o trabalho desenvolvido no âmbito desta tese pretendeu-se aprofundar o conhecimento do comportamento de uma solução de protecção e melhoramento do comportamento sísmico de edifícios - os *Tuned Liquid Dampers* (TLD). Ao longo desta dissertação foram sendo apresentadas as conclusões relativas aos assuntos tratados em cada capítulo. Na presente secção resumem-se as conclusões mais relevantes do trabalho.

Com o modelo utilizado para representar um TLD isolado, dimensionado para uma frequência de 1.08 Hz, foram simuladas excitações sinusoidais com amplitudes em deslocamento variando entre 2 e 100 mm, e foram analisadas as correspondentes respostas. Da análise dos resultados obtidos, constatou-se que, de um modo geral e para uma excitação sinusoidal, o TLD é eficaz no amortecimento da resposta do sistema, com ganhos significativos em termos de energia dissipada.

A estrutura do edifício estudado é uma estrutura relativamente flexível e possui a sua frequência natural próxima de 1 Hz. Este é o tipo de estrutura onde se podem obter

melhores resultados em termos de diminuição das exigências de deformação com recurso a estes sistemas de protecção sísmica, os TLDs.

Das propostas estudadas, no Capítulo 6 conclui-se que se obtém bons resultados para uma relação de massas imposta de $\mu=2.5\%$, sendo assim justificável a inclusão dos TLDs no edifício em estudo. Para $\mu=5\%$, os resultados são melhores. Porém, a duplicação dos TLDs não justifica os ganhos em termos da resposta considerando os custos envolvidos.

Finalmente, conclui-se que os TLDs têm capacidade para reduzir até cerca de 45% as exigências de deslocamento lateral ao nível do topo do edifício, demonstrando que estes sistemas podem reduzir significativamente a vulnerabilidade sísmica deste tipo de edifícios, muito comuns na cidade de Lisboa. Contudo, reconhece-se que é necessário desenvolver um maior número de análises, em regime não-linear material e geométrico quer para verificação de segurança quer para validação da solução de protecção sísmica proposta.

7.2 Desenvolvimentos Futuros

Na sequência do trabalho desenvolvido e das conclusões apresentadas nos pontos anteriores, de entre as possíveis linhas de investigação que se podem desenvolver na sequência desta dissertação, destacam-se as de maior interesse:

- Realizar análises em regime não-linear material e geométrico do edifício estudado.
- Desenvolver análises adicionais para otimizar a solução estudada e proposta.
- Desenvolver e calibrar os modelos simplificados para simular o comportamento do TLD, variando as propriedades dos dispositivos que constituem o sistema de protecção como, por exemplo, a rigidez e o amortecimento.
- Desenvolver ensaios sobre um TLD, na mesa sísmica, para uma melhor calibração dos modelos empíricos para cálculo do amortecimento do fluido e da rigidez [47].
- Desenvolver e aplicar este sistema num caso de estudo concreto, por exemplo na região dos Açores, visto ser uma região com movimentos sísmicos frequentes.

- Analisar numericamente um caso de estudo com o método dos elementos finitos (MEF), que permita simular em simultâneo o comportamento mecânico não-linear do material (betão armado) e o comportamento do fluido.
- Estudar comparativamente a relação custo/benefício desta solução em relação a outras soluções tradicionalmente usadas na melhoria da protecção sísmica.
- Estudar aplicabilidade alternativa para a água dos TLDs em caso de emergência como, por exemplo, o aproveitamento da água para prevenir incêndios.
- Estudar aprofundadamente um suporte e um reservatório universal, para qualquer tipo de aplicação em diversos edifícios.

BIBLIOGRAFIA

- [1] AMARANTE, J. C., “Instabilidade Estrutural de Reservatório D’água Elevado Sob Acção Sísmica”, Dissertação M.Sc., Programa de Engenharia Civil COPRE/UFRJ, Rio Janeiro – Brasil, 2004.
- [2] SOUZA, R. A. “Controle Passivo/Activo das Oscilações de Estruturas Esbeltas por meio de Dispositivos Fluido-Dinâmicos”, Dissertação M.Sc., Programa de Engenharia Civil COPRE7UFRJ, Rio de Janeiro – Brasil, 2003.
- [3] FUJINO, Y.; SUN, L.M.; PACHECO, B.M.; CHAISERI, P., “Tuned Liquid Damper (TLD) for Suppressing Horizontal Motion of Structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, v.118, n. 10, pp. 2017-2030, October 1992.
- [4] LEPELLETIER, T. G., RAICHLEN, F., “Nonlinear oscillations in Rectangular Tanks”, *Journal of Engineering Mechanics*, v.114, n. 1, pp. 1-23, Jan. 1988.
- [5] SUN, L. M.; FUJINO, Y.; PACHECO, B. M., “Modeling of Tuned Liquid Damper (TLD)”, *Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 41-44, pp. 1883-1894, 1992.
- [6] FALTINSEN, O. M., “A Nonlinear Theory of Sloshing in Rectangular Tank”, *Journal of Ship Research*, v. 18, n. 4, pp. 224-241, Dec. 1974.
- [7] SHIMIZU, T.; HAYAMA, S., “Nonlinear Responses of Sloshing Based on the Shallow Water Theory”, *JSME International Journal*, v. 30, n.263, pp. 806-813, Dec. 1987.
- [8] CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J., “Dynamic of Structures”, 2nd ed., New York, McGraw-Hill, 1993.
- [9] BANERJI, P.; MURUDI, M.; POPPLEWELL, N., “Tuned Liquid Dampers for controlling earthquake response of structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 29, pp507-602, 2000.
- [10] RODRIGUES, H.; VARUM, H.; COSTA, A., “Avaliação da vulnerabilidade e reforço sísmico de um edifício representativo da arquitectura moderna em Portugal”, *SÍSMICA 2007 - 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2007.
- [11] SILVA, M. J.; COSTA, A. C.; GUERREIRO, L., “Sistemas de protecção sísmica: Avaliação dos efeitos da introdução de sistemas dissipadores de energia em estruturas”, 2007.

- [12] GUERREIRO, L.; OLIVEIRA, C., “Análise sísmica de pontes com dissipadores Semi-Activos”, SÍSMICA 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [13] DELGADO, R.; ARÊDE, A., “Dinâmica de Estruturas – Licenciatura em Engenharia Civil – FEUP – DEC – Estruturas”, 2000.
- [14] HUGHES, T. J. R., “The Finite Element Method – Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis”, Prentice-Hall, Inc., 1987.
- [15] BATHE, K. J., “Finite Element Procedures”, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1996.
- [16] <http://www.ansys.com/products/cfx.asp> (última visita em 1 de Maio de 2008).
- [17] BANERJI, P.; MURUDI, M.; SHAH, A.H.; POPPLEWELL, N., “Tuned liquid dampers for controlling earthquake response of structures”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 29: pp.587-602, 2000.
- [18] SOONG, T.; SPENCER, T., “Active, Semi-Active and Hybrid Control of Structures”, Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 2000.
- [19] CHEN, X.; WANG, LY.; XU, J., “TLD technique for reducing ice-induced vibration on platforms”, J Cold Reg Eng; 13(3), pp.52-139, 1999.
- [20] SUN, L. M.; FUJINO, Y.; PACHECO. B.M.; CHAISERI P., “Modeling of tuned liquid damper(TLD)”, Proceedings of 8th International Conference on Wind Engineering, IAWE, London, Canada; 1883-1894, 1991.
- [21] REED, D. A.; YU, J., “Gardarsson S. Investigation of tuned liquid dampers under large amplitude excitation”, Journal of Engineering Mechanics ASCE 1998;124 (4), pp.405-413, 1998.
- [22] SUN, L., “Semi-Analytical Modeling of Tuned Liquid Damper (TLD) with Emphasis on Damping of Liquid Sloshing”, Thesis submitted to the University of Tokyo, September 1991.
- [23] SOONG, T.T.; DARGUSH, G.F., “Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering”, New York, Wiley, 1997.
- [24] NEWMARK, M.N.; ROSENBLUETH, E., “Fundamentals of Earthquake”, Engineering, Prentice-Hall, Inc, 1971.
- [25] UANG, C.M.; BERTERO, V.V., “Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant design”, College of engineering, University of California ate Berkeley, November 1998.

- [26] MIRANDA, A.; MARTHA, L., "Uma biblioteca computacional para geração de malhas bidimensionais e tridimensionais de elementos finitos", Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2000.
- [27] DIAS, F.T, "Uma introdução aos métodos aproximados em engenharia", Sebenta da cadeira Mecânica Computacional da Universidade de Aveiro, 2007.
- [28] REAL, J.C.; SANTOS, P.; REIS.R., "Trabalho de Mecânica Computacional - Optimização e estudo estrutural com recurso ao método dos elementos finitos", Universidade de Aveiro, 2007.
- [29] SILVA, R.; SOARES, D.; CARVALHAL, C.; PEREIRA, A., "Trabalho de Mecânica Computacional – Optimização de uma estrutura com o método dos elementos finitos", Universidade de Aveiro 2007.
- [30] AZEVEDO, A., "Método dos Elementos Finitos", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Abril de 2003.
- [31] CHOPRA, A., "Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc, 2001.
- [32] GUERREIRO, L., "Sistemas de dissipação de energia", Acetatos da cadeira de Dinâmica e Engenharia Sísmica do Mestrado de Engenharia de Estruturas, IST, 2003.
- [33] SILVA, M. J "Sistemas de Protecção Sísmica – Avaliação dos efeitos da introdução de sistemas dissipadores de energia em estruturas", Apresentação dia do bolseiro, 10 de Maio de 2007.
- [34] MOUTINHO, C.; CUNHA, A.; CAETANO, E., "Análise experimental da eficiência de TMDs para a atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios", SÍSMICA 2004 – 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.
- [35] SADEK, F.; MOHRAZ, B.; LEW, H., "Single and Multiple Tuned Liquid Column Dampers for Seismic Applications", Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, Maryland 20899, November 1996.
- [36] OLIVEIRA, C., "Sistemas Semi-Activos de Protecção Sísmica de Pontes", Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Novembro de 2003.
- [37] ALBERTY, J., "Isolamento Sísmico de Base- Comparação de custos/soluções construtivas", 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, JPEE 2006.

- [38] SANTOS, T., "Reforço Sísmico de Pontes", Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, Outubro de 2007.
- [39] OVIEDO, J.; DUQUE, M., "Sistema de control de respuesta sísmica en edificaciones", Revista EIA, n.6, pp.105-120, Diciembre 2006.
- [40] RODRIGUES, H., "Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios", Dissertação de Mestrado, FEUP, Dezembro de 2005.
- [41] FONSECA, J., "Forma e Estrutura no Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal", Dissertação de Mestrado, FAUP, Novembro de 2005.
- [42] TEIXEIRA, R., "Princípios e Métodos da Dinâmica aplicada à Engenharia de Estruturas" (versão preliminar), Seminário 265, Dinâmica Aplicada, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [43] COELHO, C., "Análise sísmica de estruturas tridimensionais de edifícios de betão armado" Dissertação de Mestrado, FEUP, 1997.
- [44] <http://images.google.pt/imgres?imgurl=http://www.djc.com/stories/images/20020627/story4Frictionpendulumdamperbearing.jpg&imgrefurl=http://www.djc.com/news/co/11134804.html&h=240&w=320&sz=24&hl=pt-PT&start=1&tbnid=v8CncivHxH32CM:&tbnh=89&tbnw=118&prev=/images%3Fq%3Dfriction%2Bpendulum%2Bsystem%26gbv%3D2%26hl%3Dpt-PT> (última visita em 3 de Junho de 2008).
- [45] HOUSNER, G. W.; BRADY, A. G., 1963, "Natural Periods of Vibrations of Buildings", Proc. ASCE, 89 (EM4), 31-35, 1963.
- [46] CARVALHO, A.; CAMPOS COSTA, A.; OLIVEIRA, C.S, "A finite-fault modeling of the 1755 Lisbon earthquake sources", 250th anniversary of the 1755 Lisbon earthquake, 2005.
- [47] SILVA, M. J., "Sistemas de Protecção Sísmica: uma abordagem baseada no desempenho de Amortecedores de Líquido Sintonizado, IST-LNEC, 2009 (em desenvolvimento).
- [48] LANÇA, R., "Introdução à caracterização Sísmica dos Locais e das Obras de Terra", Projecto de Investigação Aplicada em construção, ESTUA, Junho de 1997.
- [49] VARUM, H., "Modelo numérico para a análise de pórticos planos de betão armado", Dissertação de Mestrado, FEUP, 1996.
- [50] VARUM, H., " Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings", PhD Thesis, Dept. Civil Engineering, University of Aveiro, 2003.

- [51] CARVALHO, E., “Anexo Nacional do Eurocódigo 8 Consequências para o Dimensionamento Sísmico em Portugal” Sísmica 2007-7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.
- [52] MIRANDA, L.; RODRIGUES, H.; FONSECA, J.; COSTA, A. G., “Relatório de inspeção ao Bloco 3 do complexo do Infante Santo”, FEUP 2005.
- [53] CRUZ, M.R., “Edifício 3 – Complexo Infante Santo – Memória descritiva e justificativa e desenhos de projecto”, Arquivo Histórico de Lisboa, 1955.
- [54] REBA “Regulamento de Estruturas de Betão Armado”, Ministério das Obras Públicas, Conselho Superior de Obras Publicas.
- [55] Microsoft Visual Earth, - <http://maps.live.com/> (última visita em Maio de 2008).
- [56] JACOBSEN, L. S.; AYRE, R. S. “Hydrodynamic Experiments with Rigid Cylindrical Tanks Subjected to Transient Motions” Bull. Seism. Soc. Am., 41(4), 313-46, 1951.
- [57] ABRAMSON, H. N., “Dynamic behavior of Liquid in Moving Containers”, App. Mechs. Rev., 16(7), 501-6, 1963.
- [58] http://www.silverioortiz.blogspot.com.br/placas_tectonicas.jpg (última visita em 23 de Junho de 2008).
- [59] ATC-40, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings – Applied Technical Council”, California Seismic Safety Commission, Report No SSC 96-01 (two volumes), Redwood City, California, U.S., 1996.
- [60] SEAOC, “Performance based seismic engineering of buildings, Part 2: Conceptual framework” – Vision 2000 Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, U.S., 2005.
- [61] Eurocódigo 8, “Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 1 – Regras Gerais, Acção Sísmica e Regras para Edifícios (EN 1998-1)”, Comité Europeu para a normalização, 2003.
- [62] Versão provisória da norma portuguesa, “Documento nacional de aplicação do EC8”, Grupo de trabalho do Eurocódigo 8, LNEC 2007.
- [63] VARUM, H.; COSTA, A.; RODRIGUES, H., “Numerical Models for Simulation of the Seismic Behavior of RC Structures: A case study - 4th International Congress” - ISBN: 978-84-96736-08-5 - Paper N. 25 - Morelia, Michoacán, México, 17 a 19 de Janeiro de 2007.
- [64] MILES, J. W., “Surface Wave Damping in Closed Basins”, Proc. Royal Society of London, A 297, pp. 459-475, 1967.

- [65] JIN, Q.; LI, X.; SUN, N.; ZHOU, J.; GUAN, J., "Experimental and numerical study in tuned liquid dampers for controlling earthquake response of jacket offshore platform", *Mar Struct* (2007), doi:10.1016/j.marstruc, May 2007.

APÊNDICE I

De seguida apresentam-se as Fontes do programa em MATLAB.

```

% -----
% | Free Surface |
% | Tuned Liquid Dampers - TLD |
% -----
% | v 0.1-OSX (st. 020508) |
% | (c) 2008 |
% | All rights reserved |
% -----

clc
% -----
% Initial definitions and data
% -----
TLDdatain

% -----
% Calculo da frequencia caracteristica do fluido [Hz]
% -----
wf = sqrt(pi*acelg*tanh(pi*hf/L)/L) % Fujino et al. 1992

% -----
% Calculos perliminares 1
% -----
sig = wf*L/(sqrt(acelg*hf))
beta = hf^2/(L^2);
gamf = sqrt(nu*wf/2)*(1+S+2*hf/B)*L/(hf*sqrt(acelg*hf));
kapa = sig*(1-i*gamf/(2*sig))/(sqrt(1-beta*sig^2/3))
temp1 = sqrt(3/beta);

% -----
% Verificacao de validade dos calculos
% -----
if sig < temp1
    printf('Calculos validos');
else
    printf('Calculos invalidos');
end

% -----
% Calculos perliminares 2
% -----
an = (2*n+1)*pi
temp2 = 2*(1+beta*an^2/3);

```

```
Sn      = (-1*gamf-i*an*temp2)/temp2
temp3   = beta*Sn^2/3;
fn      = 4*Sn*(1+temp3)/((Sn^2+S^2)*(2*Sn+gamf*(1-temp3)))

% -----
% Plot wave in time (only for n=0)
% -----
x = repmat(linspace(0,0.3),[100,1]);
t = repmat(linspace(11,12),[100,1]);
z = -1*real(sin(kapa*(x-0.5)).*exp(i*sig*t)/(kapa*cos(kapa/2)))-
2*sin(an*(x-0.5)).*real(fn*exp(Sn*t));
c = z;                                     % color map definition
%plot(x,z)
surf(z)
%axis equal
view(3)

% -----
% Closure
% -----
www = 2                                     % Bug closing operation
fclose('all');
```

APÊNDICE II

Nas Figuras seguintes apresentam-se as plantas estruturais do edifício em cada piso.

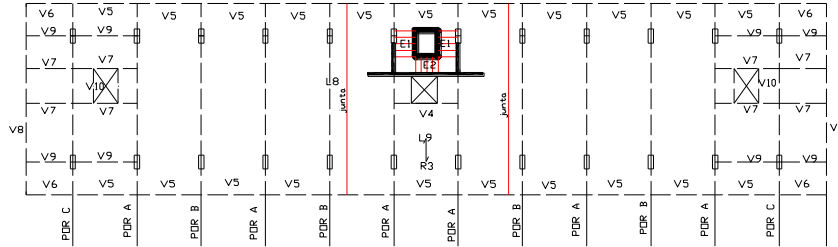


Figura AII 1: Planta estrutural do piso de entrada (R/C) [40].

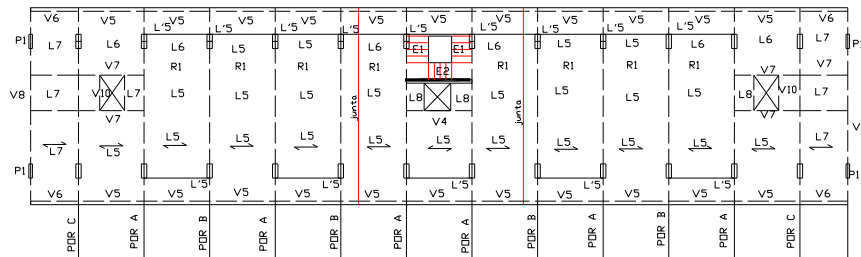


Figura AII 2: Planta estrutural dos andares inferiores (1º, 3º, 5º e 7º) [40].

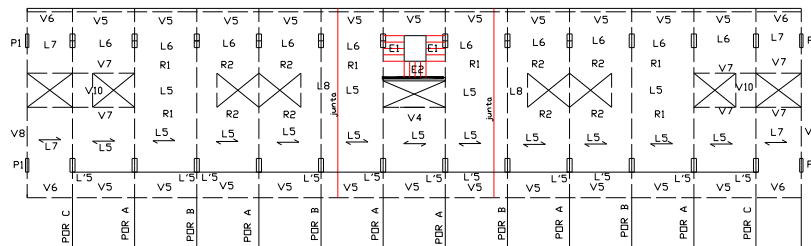


Figura AII 3: Planta estrutural dos andares inferiores (2º, 4º, 6º e 8º) [40].

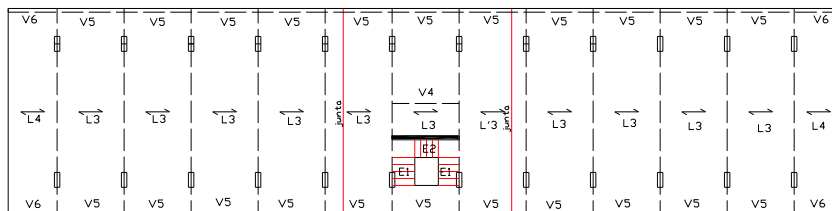


Figura AII 4: Planta estrutural do terraço [40].

Nas Quadros seguintes apresentam-se a quantidade e pormenorização da armadura nos pilares e nas vigas.

	Quadro de pilares		
	Pórtico A	Pórtico B	Pórtico C
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			
Lojas			

Figura All 5: Quadro de pilares [40].

Quadro de vigas do pórtico A			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2}$ Vão	Extremidades
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			

Figura AII 6: Quadro de vigas do pórtico A [40].

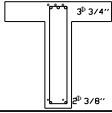
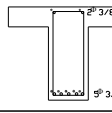
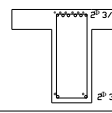
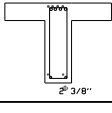
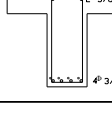
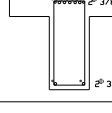
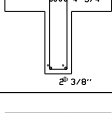
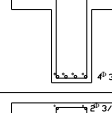
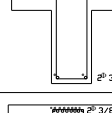
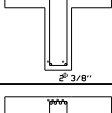
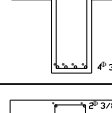
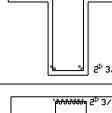
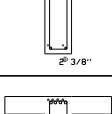
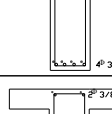
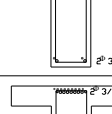
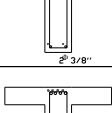
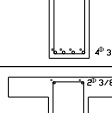
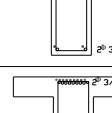
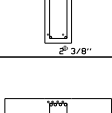
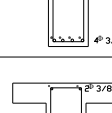
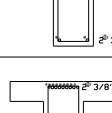
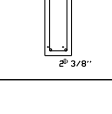
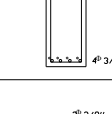
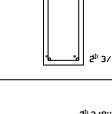
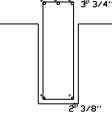
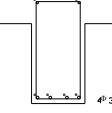
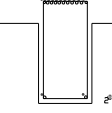
Quadro de vigas do pórtico B e C			
	Consola	Viga	
	Varanda	$\frac{1}{2}$ Vão	Extremidades
Piso 8			
Piso 7			
Piso 6			
Piso 5			
Piso 4			
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			
R/C			

Figura AII 7: Quadro de vigas do pórtico B e C [40].

APÊNDICE III

Nas Figuras seguintes apresentam-se os acelerogramas artificiais considerados na acção sísmica.

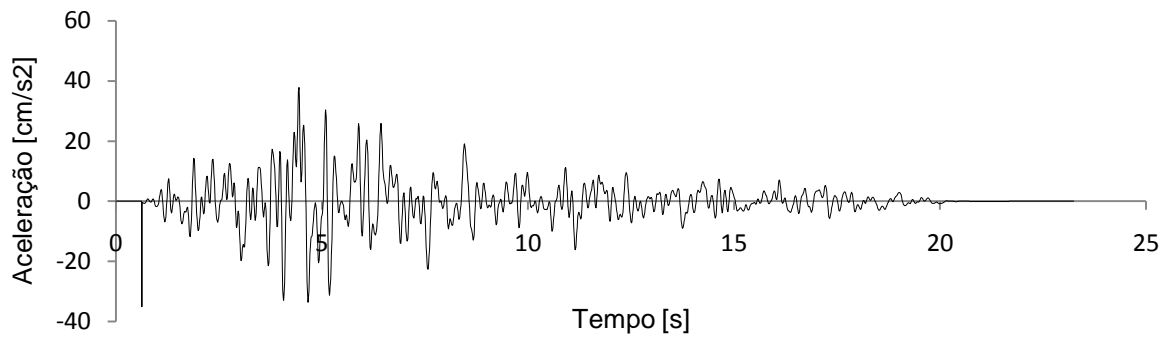


Figura AIII 1: Acelerograma para o período de retorno de 73 anos (S1_73).

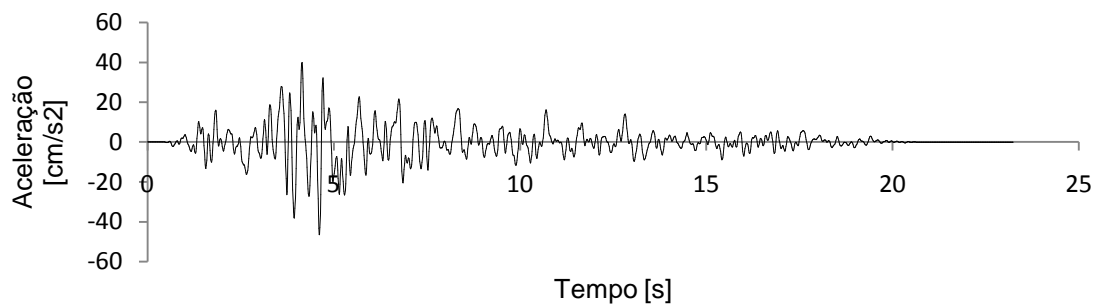


Figura AIII 2: Acelerograma para o período de retorno de 73 anos (S2_73).

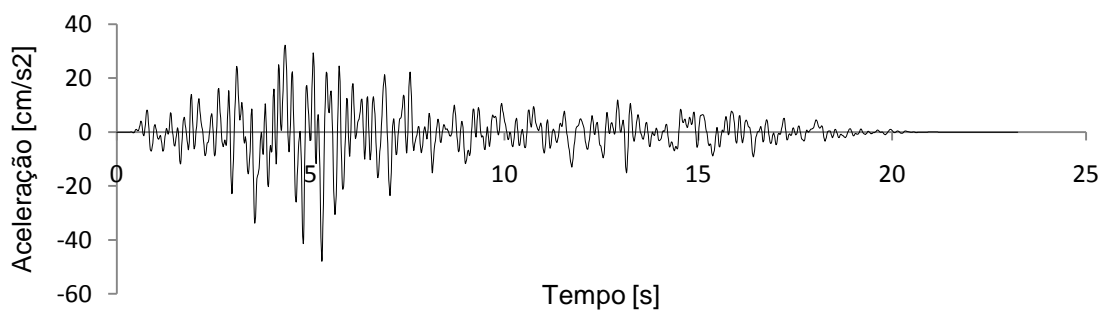


Figura AIII 3: Acelerograma para o período de retorno de 73 anos (S3_73).

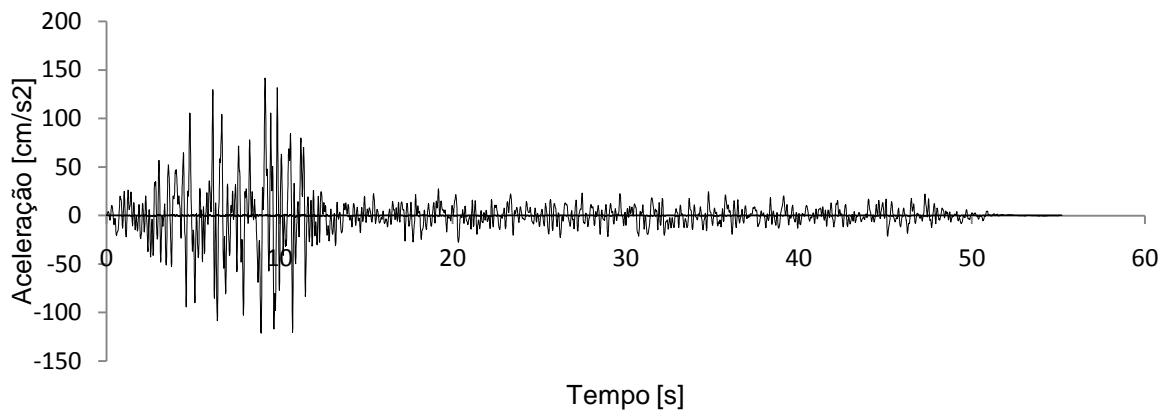


Figura AIII 4: Acelerograma para o período de retorno de 475 anos (S1_475).

VIII

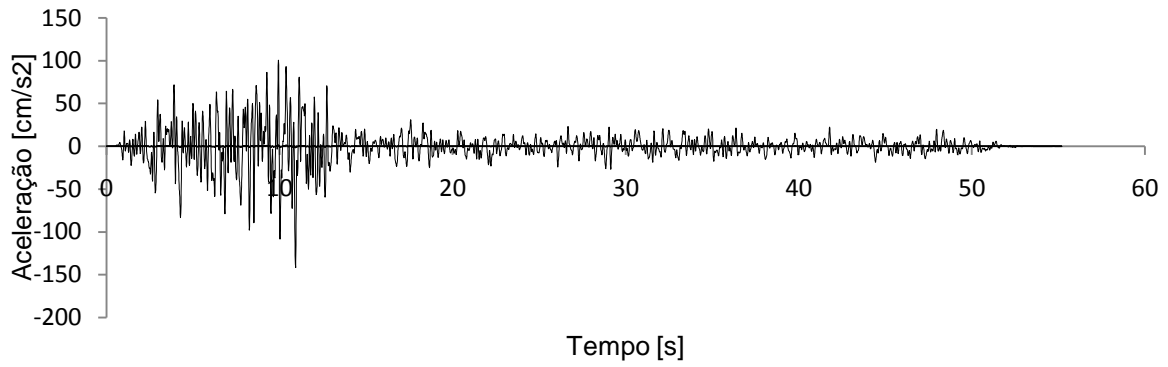


Figura AIII 5: Acelerograma para o período de retorno de 475 anos (S2_475).

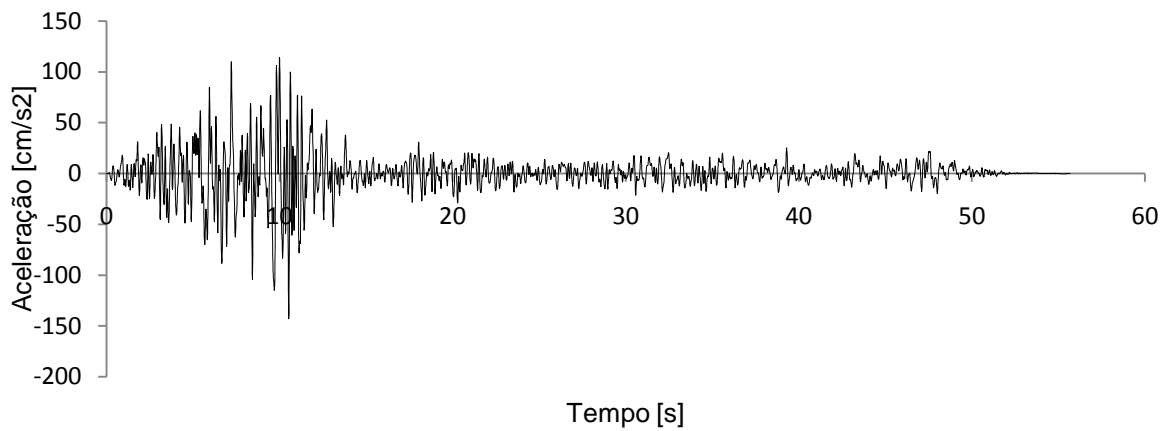


Figura AIII 6: Acelerograma para o período de retorno de 475 anos (S3_475).

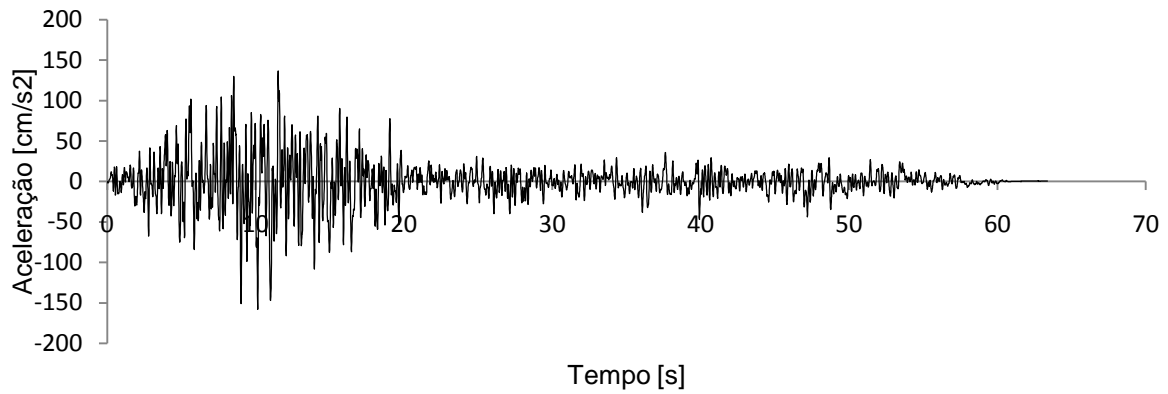


Figura AIII 7: Acelerograma para o período de retorno de 975 anos (S1_975).

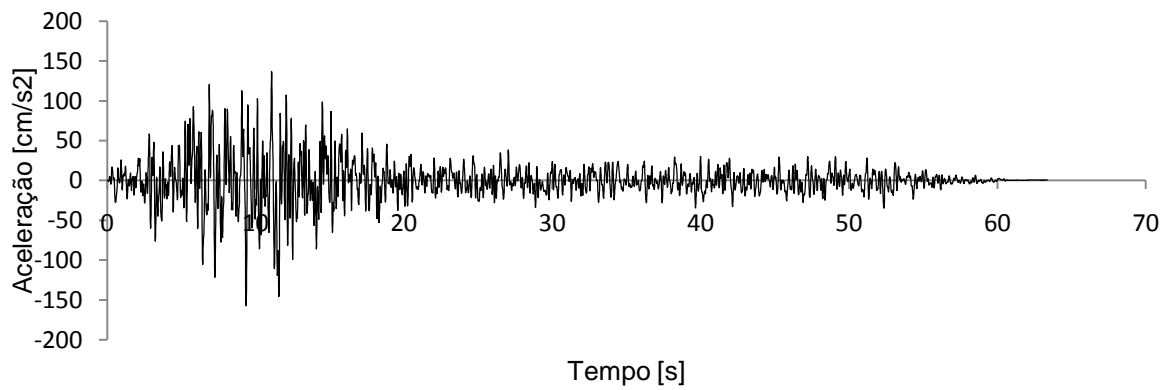


Figura AIII 8: Acelerograma para o período de retorno de 975 anos (S2_975).

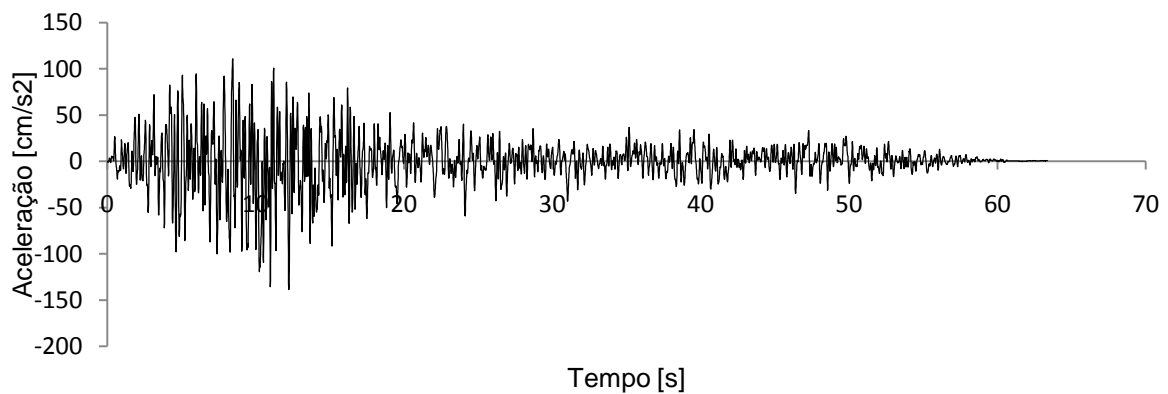


Figura AIII 9: Acelerograma para o período de retorno de 975 anos (S3_975).

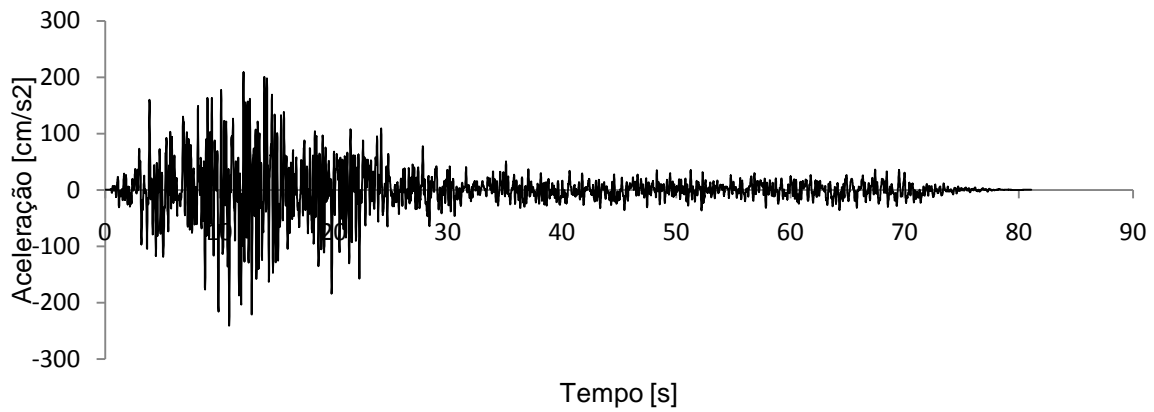


Figura AIII 10: Acelerograma para o período de retorno de 2000 anos (S1_2000).

X

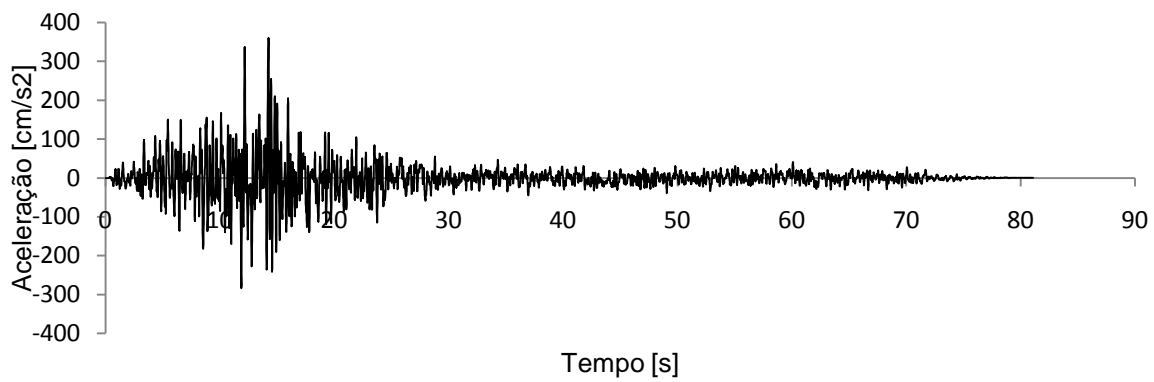


Figura AIII 11: Acelerograma para o período de retorno de 2000 anos (S2_2000).

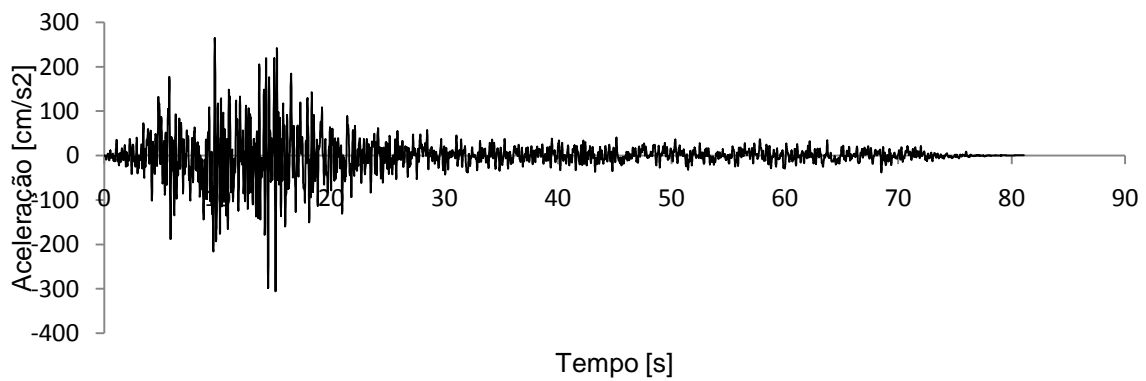
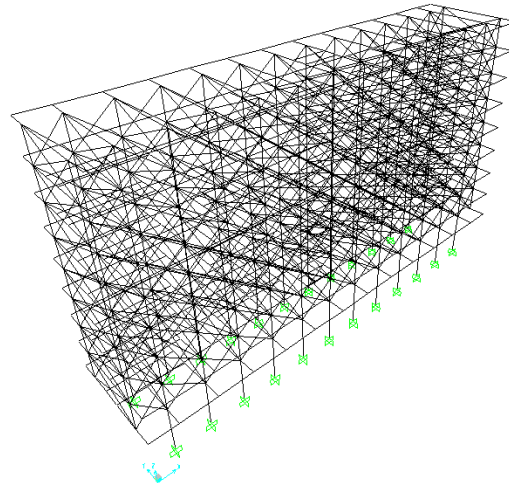


Figura AIII 12: Acelerograma para o período de retorno de 2000 anos (S3_2000).

APÊNDICE IV

Nas figuras seguintes apresentam-se as vistas tridimensionais do modelo do edifício sem dissipadores e com dissipadores com $\mu=1\%$, 2.5% e 5%.



XI

Figura AIV 1: Vista tridimensional do modelo do edifício em SAPTM 2000, sem dissipador.

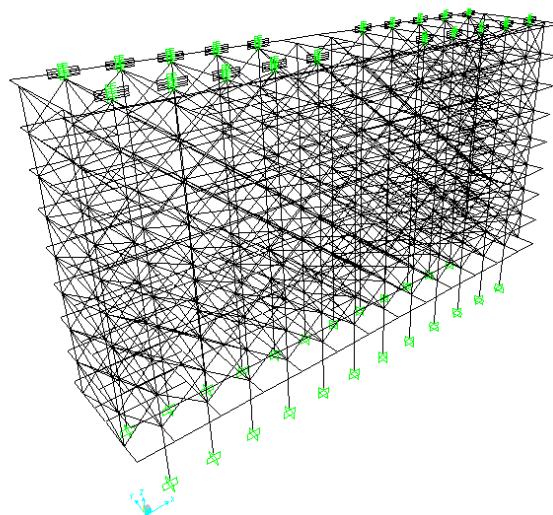
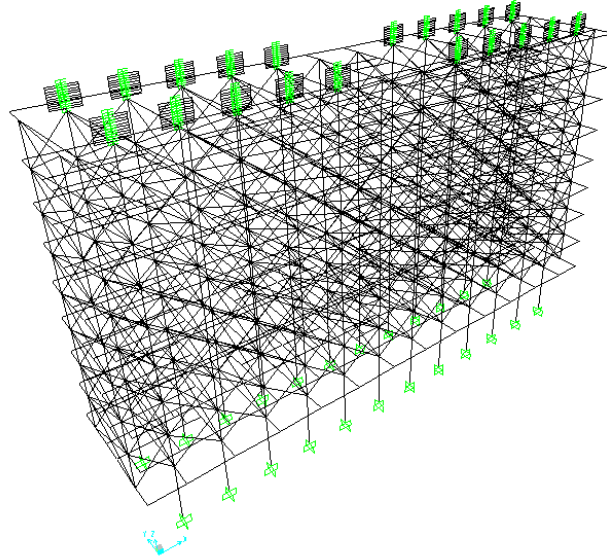


Figura AIV 2: Vista tridimensional do modelo do edifício em SAPTM 2000, com dissipador ($\mu=1\%$).



XII

Figura AIV 3: Vista tridimensional do modelo do edifício em SAP™ 2000, com dissipador ($\mu=2.5\%$).

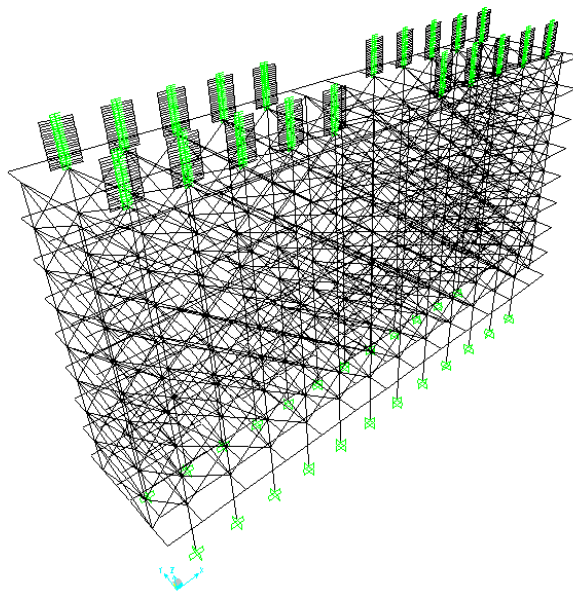


Figura AIV 4: Vista 3D do Modelo do edifício em SAP™ 2000, com dissipador ($\mu=5\%$).