

ESTUDO COMPARATIVO DE NORMAS NA ÁREA DE DANOS ESTRUTURAIS CAUSADOS POR VIBRAÇÕES IMPULSIVAS

CLÁUDIO ANDRÉ CARVALHO FARIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURA

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho

JUNHO DE 2020

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha avó

“Give me six hours to chop down a tree
and I will spend the first four sharpening the axe.”

Abraham Lincoln

AGRADECIMENTOS

Concluído este trabalho, gostaria de deixar um sincero agradecimento a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para a realização desta dissertação. Com especial atenção, expresso toda a minha gratidão:

- Ao Professor Carlos Moutinho, orientador do presente trabalho, por toda a disponibilidade, orientação e acompanhamento atento ao longo de todo percurso. Com isto permitiu melhorar o rigor e qualidade geral da dissertação;
- A todos os meus amigos, que me ajudaram a lidar com as minhas preocupações recorrentes e momentos complicados;
- A todos que despenderam do seu tempo para contribuir para a melhoria do texto final: Daniel, Mariana, Gustavo, ...
- De todas as pessoas que me ajudaram durante todo o processo, gostaria de agradecer profundamente por todo o apoio incondicional e motivacional;
- Por último, à minha família, um especial obrigado por todo incentivo e apoio dado ao longo de todo o meu trajeto na faculdade.

RESUMO

As principais regulamentações europeias no contexto do controlo de ações vibratórias com génese maioritariamente em atividades do setor da construção civil e exploração mineira, passam por efetuar medições in-situ das vibrações experimentadas pela estrutura e, numa análise à posteriori, é tida em consideração fatores como a estabilidade estrutural, a frequência dominante da ação e ainda a periodicidade destas vibrações, para que possam limitar os máximos admissíveis dos picos de velocidade registadas, e consequentemente evitar danos estruturais. Neste trabalho, surge a necessidade de compreender se as simplificações apresentadas pela atual edição da norma portuguesa em vigor atendem ao controlo devido, e se esta se equipara às restantes regulamentações europeias. São enfatizadas as condicionantes que envolvem a análise da resposta estrutural, salientando os principais parâmetros que devem ser respeitados. Por último é efetuada uma aplicação das principais normas europeias a casos práticos, sendo assim retiradas algumas conclusões sobre o tema.

PALAVRAS-CHAVE: Vibrações excessivas, vibrações impulsivas e continuadas, danos estruturais, velocidade de vibração máxima, sistemas de medição de vibrações.

ABSTRACT

The main European regulations in the context of the control of vibratory actions with a genesis mainly in activities in the civil construction and mining sector, involve making in-situ measurements of the vibrations experienced by the structure and, in an after analysis, factors such as structural stability, the dominant frequency of the action and the periodicity of these vibrations are taken in consideration, so we can limit the maximum permissible peak speeds recorded to consequently avoid structural damage. In this work, the need arises to understand whether the simplifications presented by the current edition of the current Portuguese standard meet the due control, and if it matches the other European regulations. The conditions that involve the analysis of the structural response are emphasized, highlighting the main parameters that must be respected. Finally, the main European standards are applied to practical cases, thus drawing some conclusions on the subject.

KEY-WORDS: Excessive vibrations, impulsive and continued vibrations, structural damage, maximum vibration speed, vibration measurement systems.

ÍNDICE GERAL

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	iii
Abstract	v
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento do tema.....	1
1.2 Organização da dissertação	2
2 Caracterização de Vibrações	5
2.1 Génese das vibrações	5
2.2 Tipos de ondas em meios elásticos	6
2.2.1 Ondas volúmicas	7
2.2.2 Ondas superficiais	8
2.3 Comportamento das ondas mecânicas de origem humana	9
2.4 Características das ondas mecânicas	10
2.5 Excitações causadas por vibrações.....	12
2.5.1 Forma de excitação.....	12
2.5.2 Propagação de ondas mecânicas.....	12
2.5.3 Parametrização de mensuração de ondas mecânicas.....	12
2.5.4 Comportamento mecânico da estrutura	13
3 Normas Relacionadas Com Aspetos Estruturais ...	15
3.1 Apresentação das diferentes normas europeias	15
3.2 Normas Portuguesas.....	17
3.2.1 NP 2074:1983.....	17
3.2.2 NP 2074:1998.....	19
3.2.3 NP 2074:2015.....	21
3.2.4 Regulamentação Portuguesa sobre ações continuadas	23
3.3 Normas Alemãs.....	23
3.3.1 KDT 046/72.....	24
3.3.2 DIN 4150-3 1975-09	25
3.3.3 DIN 4150-3:1986-05	25
3.3.4 DIN 4150-3 1999-02	26
3.3.5 DIN 4150-3 2016-12	30
3.4 Normas Britânicas.....	32

3.4.1	ISO 4866:2010	32
3.4.2	BS 7385-2:1993.....	34
3.5	Norma Suíça.....	36
3.6	Norma Sueca	37
3.7	Norma Austríaca	41
3.8	Regulamentação Francesa	44
3.9	Norma Italiana.....	45
3.10	Norma Espanhola	45
4	Parâmetros envolvidos na análise estrutural.....	49
4.1	Comportamento do solo	49
4.1.1	Método de atenuação de ondas mecânicas	50
4.2	Resposta estrutural sobre efeitos vibratórios.....	51
4.2.1	Interação vibracional entre fundações de estruturas e o solo	52
4.2.2	Resposta natural de um edifício	53
4.2.3	Importância da frequência de resposta	54
4.2.4	Resposta modal da estrutura.....	56
4.2.5	Efeito da periodicidade das ações e de fadiga	57
4.3	Desmonte com recurso a explosivos	59
4.4	Abordagem na análise de edifícios sensíveis	61
5	Obtenção de medições e análise estrutural	63
5.1	Pré análise	63
5.1.1	Dano estrutural	63
5.2	Instrumentação de registo de vibrações.....	64
5.2.1	Equipamentos de medição.....	64
5.2.2	Tipo de sensores (transdutores).....	64
5.3	Análise de vibrações.....	66
5.3.1	Medições conduzidas ao nível das fundações	67
5.3.2	Medições a nível das lajes	68
5.4	Tratamento de dados	69
5.4.1	Frequência dominante	69
5.4.2	Filtro passa banda.....	71
5.4.3	Integração de sinal.....	73
6	Análise comparativa da atual NP 2074 relativamente à atual DIN 4150-3.....	79

6.1	Aspetos diferenciadores principais.....	79
6.1.1	Ações cobertas pelas regulamentações.....	79
6.1.2	Avaliação dos impactos estruturais	79
6.1.3	Parâmetros envolvidos na análise estrutural	80
6.1.4	Localização das medições	80
6.2	Limites impostos	81
6.2.1	Ações impulsivas ao nível das fundações	81
6.2.2	Ações impulsivas ao nível das lajes	83
6.2.3	Ações continuadas.....	85
7	Análise de alguns casos práticos.....	87
7.1	Vibrações numa unidade industrial.....	87
7.1.1	Meios experimentais usados.....	87
7.1.2	Medições efetuadas	88
7.1.3	Comparação com as normativas em vigor.....	89
7.2	Vibrações decorrentes de trabalhos de construção.....	91
7.2.1	Meios experimentais usados.....	91
7.2.2	Medições efetuadas	91
7.2.3	Comparação com as normativas em vigor.....	92
7.3	Vibrações decorrentes da utilização de explosivos	92
7.3.1	Meios experimentais usados.....	93
7.3.2	Medições efetuadas	93
7.3.3	Comparação com as normativas em vigor.....	96
8	Conclusões	99
	Referências Bibliográficas	101
A	Anexos	A.1
A.1	Estruturação de um relatório de medições	A.2
A.2	Metodologia alternativa para a avaliação dos efeitos causados pelas STV's.....	A.4
A.3	Tipo e condições estruturais de acordo com a ISO 4866	A.5
A.4	Patologia de danos apresentados por edifícios sensíveis.....	A.10
A.5	Tratamento de dados com recurso ao MATLAB	A.12
A.6	Informação referente aos casos de estudo	A.15

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquematização da forma de propagação das ondas mecânicas externas (Kouroussis, Conti e Verlinden, 2014).....	6
Figura 2.2 – Categorização das diversas ondas sísmicas.....	7
Figura 2.3 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas P (SOARES, 2018).....	7
Figura 2.4 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas S (SOARES, 2018).....	8
Figura 2.5 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas R (SOARES, 2018).....	8
Figura 2.6 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas L (SOARES, 2018).....	9
Figura 2.7 – Categorização do tipo de movimento oscilatório (adaptada de (ISO, 2018)).....	10
Figura 2.8 – Exemplos de ondas de diferentes tipos de movimento oscilatório (adaptada de (Griffin, 2012))	11
Figura 2.9 – Forças de inércia e distorção causadas por movimentos do solo (adaptada de (New, 1986))	14
Figura 3.1 – Limites da velocidade de vibração devido a explosão em função da categoria do edifício, (adaptada de KDT 046/72).....	24
Figura 3.2 – Representação gráfica dos limites impostos pela BS, acima das quais pode ocorrer danos estéticos (adaptada de (BSi, 1993)).....	35
Figura 3.3 – Valores F_d de acordo com o material de solo (adaptada de (SIS, 2011))	39
Figura 3.4 – Diagrama proposto pela AFTES das vibrações admitidas para as três classes de estrutura (Nunes e Costa, 2006)	44
Figura 3.5 – Limites imposto pela norma espanhola para a velocidade de pico (adaptada de (AENOR, 1993))	47
Figura 4.1 – Esquema da distância mínima a ter na cravação de estacas (DIN, 2016).....	50
Figura 4.2 – Modelo de Winkler para representação do solo (Nogueira, 2015)	52
Figura 4.3 – Variação do fator de amplificação dinâmica com amortecimento em função da razão de frequências (adaptado de (Clough, 1995)).	54
Figura 4.4 – Resposta em ressonância para um carregamento $r = 1$ para as condições iniciais que parte do repouso (Clough, 1995)	55
Figura 4.5 – Resposta modal proveniente de uma vibração uniforme em cinco pisos (adaptado de (Papazafeiropoulos, 2015))	57
Figura 4.6 – Curva de fadiga esquemática	58
Figura 4.7 – Algumas variáveis de uma pega de fogo (Miranda, Costa e Delgado, 2007)	60
Figura 4.8 – Vista dos danos presentes na parede lateral de uma igreja (Kowalska-Koczwara e Stypuła, 2016)	62
Figura 5.1 – Registador de vibrações da marca GeoSIG modelo GSR-18 (GeoSIG).....	64

Figura 5.2 – Os acelerômetros IEPE fornecem sinais de tensão de saída proporcionais à força da vibração no cristal piezoelétrico (adaptada de (Instruments, 2019)).	65
Figura 5.3 – Geofone da marca GeoSIG modelo VE-3x (GeoSIG)	66
Figura 5.4 – Esquema de montagem equipamento de medições (adaptada de (AENOR, 1993))	67
Figura 5.5 – Disposição dos transdutores e a sua orientação no piso mais elevado (DIN, 2016)	68
Figura 5.6 – Esquematização de uma conversão do sinal em domínio de tempo para domínio de frequências (adaptado de (Trekhele, 2020))	69
Figura 5.7 – Exemplo 1 de um espectro de frequências	70
Figura 5.8 – Exemplo 2 de um espectro de frequências	71
Figura 5.9 – Representação gráfica de uma função genérica $f(x)$, aproximada por uma função $g(x)$ para proceder ao processo integrativo	74
Figura 5.10 – Representação do método integrativo dos trapézios da função $f(x)$	75
Figura 5.11 – Representação gráfica de uma senoide com um intervalo de tempo de 0.005s	76
Figura 5.12 – Representação gráfica de uma senoide com um intervalo de tempo de 0.001s	76
Figura 6.1 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível das fundações, para estruturas sensíveis	81
Figura 6.2 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível das fundações, para estruturas correntes	82
Figura 6.3 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível das fundações, para estruturas reforçadas	82
Figura 6.4 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível dos pisos, para estruturas sensíveis	83
Figura 6.5 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível dos pisos, para estruturas correntes	84
Figura 6.6 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível dos pisos, para estruturas reforçadas	84
Figura 6.7 – Comparação de limites sobre ações LTV, para estruturas sensíveis	85
Figura 6.8 – Comparação de limites sobre ações LTV, para estruturas correntes	85
Figura 6.9 – Comparação de limites sobre ações LTV, para estruturas reforçadas	86
Figura 7.1 – Localização dos pontos de medição da unidade industrial	88
Figura 7.2 – Esquematização da ponte, com as devidas dimensões (Martins, Gomes e Santos, 2019)	93
Figura 7.3 – Aplicação dos acelerómetros piezoelétricos	94
Figura 7.4 – Afloramento rochoso objeto de aplicação de pegadas de fogo	94
Figura 7.5 – Imagem do maciço após a aplicação das pegadas de fogo correspondentes aos registos gravados	95
Figura A.1 – Localização dos pontos de medição e orientação dos eixos utilizados	A.15

Figura A.2 – Espectro de resposta da ação continuada registadas no ponto de medição 10 do complexo industrial	A.16
Figura A.3 – Espectro de frequências associadas ao ponto de medição 10 do complexo industrial..	A.16
Figura A.4 – Espectro de resposta da ação construtiva no dia 1/10	A.17
Figura A.5 – Espectro de resposta da ação construtiva no dia 2/10	A.18

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Algumas das regulamentações aplicáveis a nível nacional em países europeus atendendo a estabilidade estrutural	16
Tabela 3.2 – Tipo de ações cobertas por algumas das normas europeias que serão abordadas	17
Tabela 3.3 – Coeficiente α , que tem em consideração as características do terreno	18
Tabela 3.4 – Coeficiente β , que tem em consideração o tipo construtivo	18
Tabela 3.5 – Coeficiente γ , que tem em consideração o número médio diário de solicitações	18
Tabela 3.6 – Valores limite recomendados, vL , para solicitações diárias $n' \leq 3$	20
Tabela 3.7 – Valores limite recomendados, vL , para solicitações diárias $3 < n' \leq 100$	20
Tabela 3.8 – Valores limite recomendados, vL , para solicitações diárias $n' > 100$	21
Tabela 3.9 – Valores limite recomendados para a velocidade (de pico) em mm/s	22
Tabela 3.10 – Valores limite da velocidade efetiva da vibração de acordo com CT28-SC5	23
Tabela 3.11 – Categoria estrutural de acordo com o nível de sensibilidade segundo KDT 046/72	24
Tabela 3.12 – Tabela adaptada de (Rainer, 1982) com os limites impostos pela norma DIN 4150 de 1975	25
Tabela 3.13 – Descrição das tipologias estruturais de acordo com (DIN, 2016)	27
Tabela 3.14 – Limites impostos das velocidades vibratórias recomendadas pela (DIN, 2016; DIN, 1999)	28
Tabela 3.16 – Valores máximos de referência limitadores nas tubagens devido a STV	29
Tabela 3.17 – Limite máximos recomendados para ações LTV	29
Tabela 3.18 – Valores de referência para STV, para acautelar efeitos sobre os acabamentos subterreos (e.g. em minas, grutas e edifícios subterrados)	31
Tabela 3.19 – Limites de referência impostos para LTV de acordo com a DIN-3	32
Tabela 3.20 – Descrição da tipologia das estruturas de acordo com a BS (adaptado de (BSi, 1993))	34
Tabela 3.21 – Valores regulamentares apresentados pela BS (adaptado de (BSi, 1993))	35
Tabela 3.22 – Classificações das estruturas de acordo com a SN (Moutinho, 2007)	36
Tabela 3.23 – Definição das três periodicidades da ação vibratória segundo a SN (adaptada de (Ziegler, 2017))	37
Tabela 3.24 – Valores de referencia limite impostos na SN, (adaptada de (Ziegler, 2017))	37
Tabela 3.25 – Valores de v_0 , de acordo com o material que a fundação esteja assente (adaptada de (SIS, 2011))	38
Tabela 3.26 – Valores de Fb de acordo com a estrutura em análise (adaptada de (SIS, 2011))	38
Tabela 3.27 – Valores Fm de acordo com o material construtivo da estrutura (adaptada de (SIS, 2011))	39

Tabela 3.28 – Valores <i>Ft</i> de acordo com a periodicidade das ações impulsivas (adaptada de (SIS, 2011))	39
Tabela 3.29 – Gama típica de valores de referência de vibrações causada por explosão, aplicando a norma sueca (adaptada de (Norén-Cosgrif e NGI, 2019)).....	40
Tabela 3.30 – Novas abordagens de acordo com as avaliações apresentadas na edição atual da norma austríaca.....	41
Tabela 3.31 – Obtenção da relação entre quantidade de explosivos usada com a distância ao local de detonação segundo a norma austríaca.....	41
Tabela 3.32 – Classificação de obras e edifícios de engenharia civil, por classes de sensibilidade e parametrização da variável <i>EF</i> (adaptada de (AG e DRI, 2019))	42
Tabela 3.33 – Parametrização da variável <i>AF</i> , para determinar a velocidade recomendável segundo a norma austríaca.....	43
Tabela 3.34 – Descrição das várias frequências de ocorrência (adaptada de (AG e DRI, 2019)).....	43
Tabela 3.35 – Descrição da periodicidade utilizada segundo a norma austríaca	43
Tabela 3.36 – Valores de velocidade de vibração das partículas sugeridos pela AFTES (adaptada de (Bacci, Landim e Eston, 2006))	45
Tabela 3.37 – Limites de PPV sugeridos pela circular do Ministério do Ambiente francês (adaptada de (Wang, 2012)).....	45
Tabela 3.38 – Descrição das categorias estruturais (AENOR, 1993).....	46
Tabela 3.39 – Recomendações máximas de exposição estrutural a ações vibratórias para evitar dano (AENOR, 1993)	46
Tabela 4.1 – Intervalo típico dos parâmetros devido a explosões (adaptada de (Dowding, 1985)).....	61
Tabela 5.1 – Limites a aplicar para o filtro de passa-banda de acordo com algumas normas europeias	72
Tabela 5.2 – Intervalo de frequências e restantes parametrizações de acordo com a fonte vibratória (adaptada de (BSi, 2010))	73
Tabela 5.3 – Diferenças entre extremos de acordo com a curva integrada	77
Tabela 5.4 – Diferença entre extremos de acordo com a curva teórica	77
Tabela 5.5 – Diferença percentual entre extremos da senoide teórica e da integrada	77
Tabela 7.1 – Velocidades de pico registadas nos diferentes pontos de medição	89
Tabela 7.2 – Verificação do comprimento das ações para o caso de estudo de ações continuadas ..	90
Tabela 7.3 – Picos registados em dois dias consecutivos pelo sismógrafo P1.....	91
Tabela 7.4 – Verificação do comprimento das ações para o caso de estudo de ações impulsivas.....	92
Tabela 7.5 – Valores máximos medidos da velocidade de vibração	95
Tabela 7.6 – Verificação do comprimento das ações para o caso de estudo do uso de explosivos (ações impulsivas).....	96
Tabela 8.1 – Tópicos a incluir num relatório de medições, adaptada da norma alemã (DIN, 2016)...	A.2

Tabela 8.2 – Valores de referencia limite independentes da frequência para avaliar os efeitos das STV nas estruturas (adaptada de (DIN, 2016))	A.4
Tabela 8.3 – Categorização das estruturas de acordo com o seu grupo de edifícios (adaptado de (BSi, 2010))	A.6
Tabela 8.4 – Classificação dos edifícios de acordo com a sua resistência e tolerância a vibrações, atendendo aos efeitos vibracionais (adaptada de (BSi, 2010))	A.8
Tabela 8.5 – Intervalos de observação e medição de acordo com as diferentes fontes vibratórias (adaptada de (BSi, 2010))	A.9
Tabela 8.6 – Classificação e caracterização dos danos, com adaptação de (Burland, Broms e De Mello, 1978) e (Renda, 2016)	A.11
Tabela 8.7 – Script MATLAB para integração simplificada.....	A.12
Tabela 8.8 – Script MATLAB a aplicar em medições reais efetuadas por um acelerómetro	A.13

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

DIN-3 – Norma alemã (DIN 4150 parte 3)

NP – Norma portuguesa (NP 2074)

BS – Norma britânica (BS 7385 parte 2)

ISO – Norma internacional (ISO 4866)

IPQ – Instituto português da qualidade

LNEC – Laboratório nacional de engenharia civil

AFTES – Association Française des Travaux en Souterrain

PPV – Velocidade de pico da partícula

a – Aceleração

v_c – Velocidade vibratória característica

PVS – Somatório da velocidade da partícula

v_R – Velocidade vibratória resultante

LTV – Vibrações de longa duração

STV – Vibrações de curta duração

FFT – Transformação rápida de Fourier

DFT – Transformada discreta de Fourier

σ_{max} – Tensão de flexão máxima

c – Velocidade de propagação no solo das ondas longitudinais

v_{ef} – Velocidade eficaz de vibração

v_{efL} – Velocidade eficaz limite

v_L – Velocidade de vibração limite recomendada

n' – Número de solicitações diárias

f_d – Frequência dominante

f_n – Frequência natural

$v_{z,max}$ – Velocidade de pico na direção vertical

RMS – Raiz quadrada média

SSI – Interação solo-estrutura

FEM – Modelação de elementos finitos

D – Fator de amplificação dinâmico

r – Razão de frequências

e.g. – Exempli gratia (por exemplo)

VV – Velocidade de vibração

AV – Aceleração da vibração

FDI – Integral do domínio da frequência

TDI – Integral do domínio do tempo

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

A atividade sísmica tem vindo a sofrer um aumento de importância na estabilidade estrutural, sendo que muita desta preocupação se assemelha às imposições normativas apresentadas pelas diferentes regulamentações. Regulamentações como o Eurocódigo 8 apresentam abordagens e temáticas associadas a projeto de estruturas para resistência a sismos, ao que se focam nas vibrações de génese natural, uma vez que estas ações demonstram ser as mais críticas na estabilidade estrutural. Apesar disto, diversas outras ações de origem não natural poderão estar associadas a danos estruturais, e para atender a tais vibrações existem outras regulamentações, que não envolvem a globalidade associada a normas europeias, uniformizadas para a utilização nos países que esta seja aplicada.

Na vertente do controlo de vibrações, num passado recente, tem-se sentido uma evolução tanto na fase de dimensionamento, como no controlo posterior à fase construtiva. Atendendo a esta questão, nos últimos anos ocorreu um aumento de preocupação, que atende o controlo associado a ações causadas pelo funcionamento de atividades correntes da engenharia civil. Este foi conseguido, com o surgimento de novas investigações que identificam os impactos que estas ações provocam sobre as estruturas. Começaram então a surgir regulamentações e atualização das existentes, para atender às exigências impostas neste âmbito. Nos anos 80, na Europa as regulamentações que atendiam a este controlo, abordavam maioritariamente ações impostas pela utilização de explosivos. Na prática corrente, estas ações até então eram as únicas que levantavam um aumento de preocupações, já que a magnitude associada provocava instabilidade em edificações próximas.

Com o desenvolvimento e expansão de cidades, as construções que se avizinham ficaram cada vez mais sujeitas a perturbações dinâmicas. Em estruturas antigas com um valor patrimonial, histórico e cultural associado, o processo de degradação por estes fatores terá de ser avaliado de uma forma mais minuciosa, para evitar o agravamento de danos existentes, muitas vezes associados à degradação causada pelos diversos agentes ambientais. O aumento das atividades de reabilitação e de intervenção nas cidades, levaram a um acréscimo do índice construtivo, que aliado com a envolvente de grandes perturbações do solo, levam a que as estruturas venham a sofrer danos cosméticos, e em alguns casos estruturais.

As atividades associadas a grandes perturbações do solo encontram-se associadas ao uso de explosivos, atividades comuns da prática de engenharia civil, tráfego e até funcionamento de maquinarias. Estas ações catalogaram-se como sendo perturbações que causavam danos e instabilidade humana, não estando apenas reservado a danos nas construções sujeitas apenas a ações naturais.

Toda esta temática de controlo de vibrações com origem humana, poderá remeter a verificações de conforto humano e até mesmo a estabilidade estrutural. Este documento irá tentar focar os temas que abordem a estabilidade estrutural. Atualmente em vigor na europa, existem diversas normas nacionais que atendem principalmente a ações com carácter impulsivo, sendo da devida importância utilizar como referência a norma nacional, aplicável por lei em Portugal, a NP 2074. O objetivo aqui passa por apresentar as restantes normativas europeias, além das temáticas que envolvem a análise da estabilidade estrutural, e tentar identificar se as presentes limitações impostas pela NP 2074 são adequadas.

Este tema é relevante, uma vez que apesar de atualmente existir um controlo mais exigente destas solicitações, por vezes para agilizar o processo construtivo, poderá ser necessário utilizar equipamentos e processos no âmbito da construção civil, que aumentem a magnitude das perturbações. Desta forma, danos estéticos até mesmo danos severos a nível estrutural, poderão surgir e como tal estas reparações representam um custo que deverá ser suportado pela entidade emissora destas perturbações. Para tal, a culpa destes danos terá de ser comprovada pelas entidades competentes, que utilizam as normativas em vigor no país, para determinar se as solicitações dinâmicas sentidas ao nível da estrutura, ultrapassam os limites impostos. Se eventuais controlos impostos pelas regulamentações forem negligenciado, as entidades responsáveis pelas perturbações deverão indemnizar os proprietários das estruturas danificadas.

A mais recente edição da norma portuguesa NP 2074, cujo título é "Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas" datada de 2015, veio introduzir alterações muito significativas relativamente ao apresentado anteriormente pela norma. O objetivo deste trabalho é tentar perceber até que ponto estas alterações estão em linha com outras normas utilizadas em diferentes países europeus, e avaliar o impacto das novas medidas no contexto da atividade da construção em Portugal.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O conteúdo abordado na presente dissertação encontra-se dividido em oito capítulos, sendo exposto, de seguida uma breve descrição de cada um desses tópicos. O presente capítulo assume apenas o papel de enquadramento geral do tema.

No capítulo 2, é efetuada uma descrição e caracterização de ondas mecânicas, como podem ser subdivididas e identificadas, juntamente com os parâmetros a abordar quando se estuda este fenómeno de vibrações.

No capítulo 3, apresenta-se um resumo e breve caracterização das imposições e recomendações a impor numa análise estrutural, desde limites máximos para a velocidade de vibração das partículas, a condições particulares de como deverá ser abordada este tipo de análise dinâmica.

O capítulo 4 debruça-se com um pouco mais de detalhe sobre a influência, que as características do solo, as ondas mecânicas e das condições estruturais, têm sobre a resposta estrutural. Ainda é referida a influencia que uma mesma magnitude de ondas possui sobre a estabilidade estrutural, para diferentes casos aplicáveis.

O capítulo 5 trata a análise mais detalhada sobre as condicionantes e métodos de análise estrutural que deve ser levados em conta, desde a medição das vibrações até ao tratamento da informação, para uma verificação posterior das normas aplicáveis.

No capítulo 6, a norma portuguesa NP 2074 é comparada com a norma alemã DIN 4150-3, atribuindo algum detalhe sobre as principais diferenças e definição de limites por ambas as normas para a ação em estudo.

No capítulo 7, abordam-se alguns casos práticos referentes a vibrações continuadas num complexo industrial, vibrações decorrentes de atividades da construção civil sobre uma estrutura sensível, e ainda do controlo de vibrações sobre edifícios sensíveis causados pela utilização de explosivos. Em cada um destes estudos é efetuada uma discussão de resultados.

No capítulo 8, são listadas as conclusões sobre os principais aspetos ressaltados que deverão ser aplicadas numa análise dinâmica desta natureza. É feita uma discussão sobre as imposições apresentadas pela atual norma NP 2074 sobre as normas europeias aplicáveis.

Faz-se ainda carecer da referência aos anexos, uma vez que são feitas algumas abordagens referentes aos temas abordados no corpo principal, com a devida indicação da complementaridade efetuada nesta informação anexa ao documento.

2

CARACTERIZAÇÃO DE VIBRAÇÕES

2.1 GÊNESE DAS VIBRAÇÕES

Em termos genéricos, uma vibração é uma perturbação induzida a um material, sólido ou líquido, que se desenvolve de forma regular ou irregular dentro de um intervalo de tempo. Atendendo ao tema em discussão, as vibrações que serão enunciadas, fazem-se propagar através do solo. Em Geotecnia, uma vibração é tida como sendo uma resposta elástica do terreno, à passagem de uma onda de tensão, com origem direta ou indireta numa solicitação dinâmica, de génese natural ou artificial (Bernardo e Gama, 2006). Contudo apesar do movimento regular ou irregular do solo definir uma vibração, deverá atender-se às diferentes origens, diferenciando-se de acordo com a sua génese, por dois grupos distintos:

- Natural
- Atividade humana.

As vibrações provocadas pela atividade humana e as provocadas por fenómenos naturais afetam as condições de captação das ondas vibratórias, uma vez que os padrões de propagação das ondas são diferentes para ambos os casos. Vibrações que possuem uma génese natural são caracterizadas pelo longo alcance das ondas, usualmente estas ondas são do tipo terramoto-falha-rutura. Este tipo de ondas propagam-se em profundidade e possuem uma grande magnitude de energia libertada aos solos. Estas são geralmente caracterizadas por vibrações de placas tectónicas que cobrem a superfície do planeta. Nestes casos as ondas de propagação podem se fazer sentir a dezenas ou até centenas de quilómetros de distância do epicentro.

De acordo com a sua magnitude, estas ondas são capazes em alguns casos de causar danos em maior escala, uma vez que, possuem um fluxo elevado de energia e duração libertada sobre a forma de vibrações (Resende, 2011). Este fenómeno composto de ondas mecânicas de longo alcance não será objeto de estudo específico neste trabalho. Será abordado apenas como conceituação teórica com a finalidade do entendimento de um outro modelo de ondas mecânicas.

Naturalmente quando são referidas perturbações com génese na atividade humana, o raio de alcance é bem mais reduzido comparativamente a vibrações naturais. Para estas ações, em condições extremas, podem se fazer sentir até uma dezena de quilómetros da origem.

Vibrações causadas por operações de construção (e.g. cravações de estacas e demolição de edifícios), o uso de compactadores provoca perturbações ao solo que podem potenciar o dano a nível estrutural e até o desmonte de maciços rochosos e a explorações mineiras, são também fontes tradicionais de solicitação adjacentes (W. e J., 1983).

A origem destas ações humanas pode ser diferenciada da seguinte forma:

- Externas – No qual a vibração é geralmente propagada através do solo.
- Interna – Vibrações provocadas no interior de uma estrutura, normalmente associada ao funcionamento de maquinarias em complexos industriais.

As ações que terão uma maior ênfase na sua abordagem serão as de origem externa, já que estas naturalmente são aquelas que se encontram na origem de danos a estruturas vizinhas. Já as ações com origem interna, possuem normalmente uma elevada periodicidade de emissão e costumam afetar apenas as estruturas em que estas são emitidas. Nestes casos, a preocupação do controle destas vibrações, concentra-se na associação da estabilidade interna estrutural.

A aplicação de recomendações nacionais, deve ser escolhida consoante esta subdivisão, já que a abordagem a tomar para ambos os casos é diferente. A aplicação destas regulamentações baseia-se na necessidade de preservar a integridade de um componente estrutural específico ou de uma estrutura como um todo. De um modo geral, a integridade de um componente estrutural específico é questionada em situações em que as fontes internas de vibração prevalecem, enquanto a integridade geral da estrutura é abordada sempre que a fonte de vibração é externa (Proença e Branco, 2005).

2.2 TIPOS DE ONDAS EM MEIOS ELÁSTICOS

Ondas sísmicas fazem-se propagar pelo solo e para avaliar a sua magnitude, são estudadas por sismólogos, e medidas por sismógrafos ou geofones.

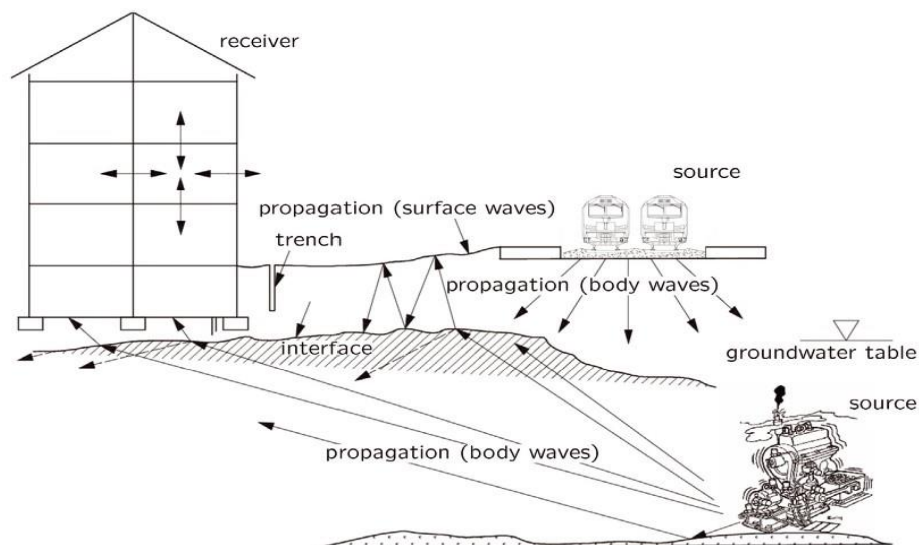


Figura 2.1 – Esquematização da forma de propagação das ondas mecânicas externas (Kouroussis, Conti e Verlinden, 2014)

Atendendo ao representado na Figura 2.1, para vibrações externas, a energia transmitida ao solo por uma fonte vibratória faz-se propagar por ondas que podem ser das seguintes formas:

- Ondas superficiais (Surface waves);
- Ondas volumétricas (Body waves).

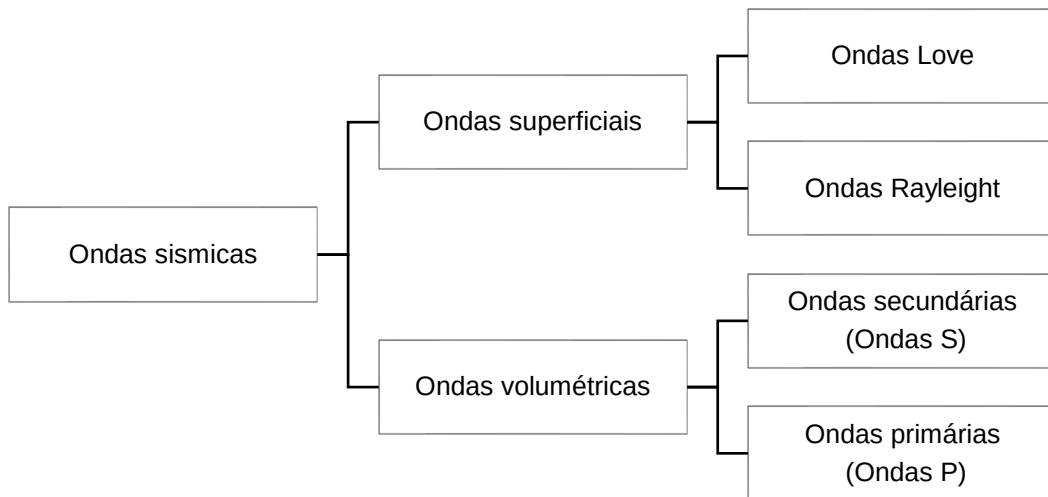


Figura 2.2 – Categorização das diversas ondas sísmicas

2.2.1 ONDAS VOLÚMICAS

As ondas volumétricas propagam-se no interior da terra. Quando é emitido um sismo, estas as primeiras ondas registadas por um sismógrafo e são geralmente distinguidas das ondas superficiais, já que possuem uma frequência da ação associada mais elevada.

Refletindo sobre estas ondas, estas podem-se ainda distinguir entre as ondas P e S. Ambas as ondas propagam-se de forma desacoplada (Paixão e Fortunato, 2009).

As ondas primárias designadas como ondas P, são as primeiras ondas a serem registadas, pois têm uma velocidade de propagação maior. Estas ondas são características por se fazerem propagar longitudinalmente. Estas estão na origem da vibração do maciço paralelamente ao plano de direção da onda, provocando deformações sobre forma de contração e dilatação.

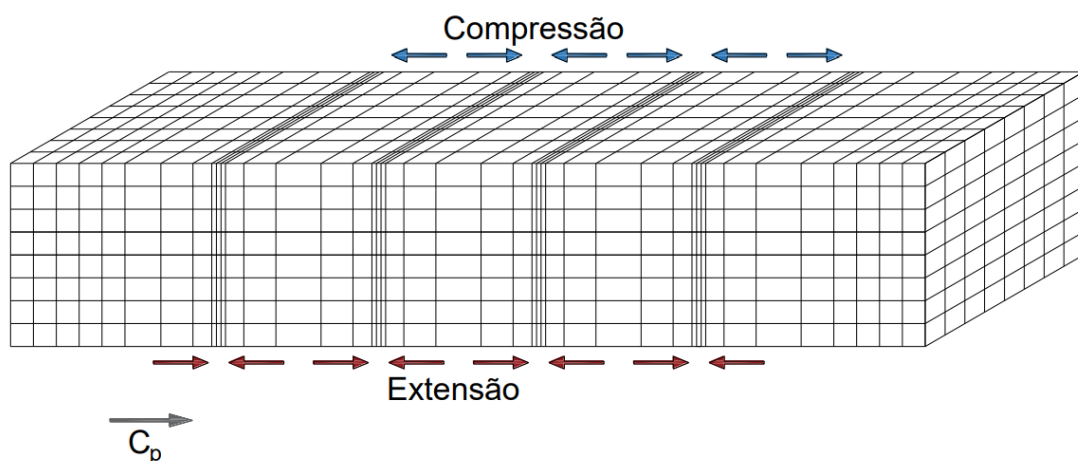


Figura 2.3 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas P (SOARES, 2018)

A velocidade de propagação das ondas P, esquematicamente representadas na Figura 2.3 pelo vetor C_p , depende apenas da massa volúmica e das propriedades elásticas do meio.

O segundo tipo de ondas volumétricas é designada de ondas S ou ondas secundárias, sendo estas as ondas que são sentidas durante um terremoto. A velocidade de propagação destas, é mais lenta face às ondas P e apenas podem se propagar através de maciços rochosos. “O facto das suas deformações serem a volume constante, faz com que o movimento das partículas seja bastante distinto do manifestado aquando da propagação das ondas P” (SOARES, 2018).

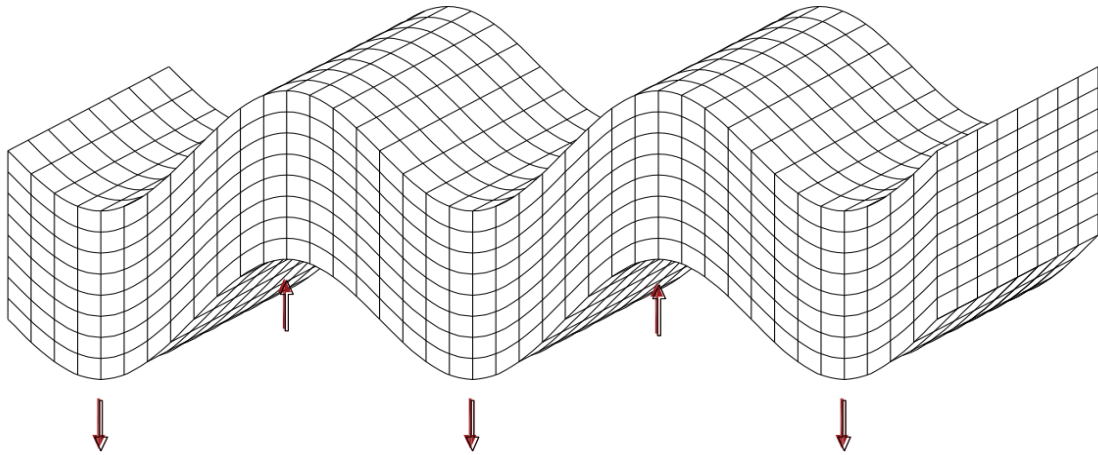


Figura 2.4 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas S (SOARES, 2018)

2.2.2 ONDAS SUPERFICIAIS

As ondas superficiais propagam-se apenas à superfície do terreno. São ondas com uma frequência inferior às ondas volumétricas, permitindo ser facilmente distinguidas ao analisar o espectro de resposta registado pelos sismógrafos. Estas ondas são registadas após a observação das ondas volumétricas e são estas que se encontram maioritariamente responsáveis pelos danos causados às edificações, durante um terremoto. As ondas deste tipo, podem ser divididas em dois tipos: as ondas Rayleigh, designadas por ondas R e as ondas Love, designadas por ondas L.

As ondas Rayleigh, como já foi mencionado, propagam-se apenas à superfície do meio, uma vez que perdem muito facilmente a amplitude em profundidade e são o resultado da interação entre as ondas P e S. Este tipo de ondas induz deformações volumétrica e efeitos de distorção. (SOARES, 2018).

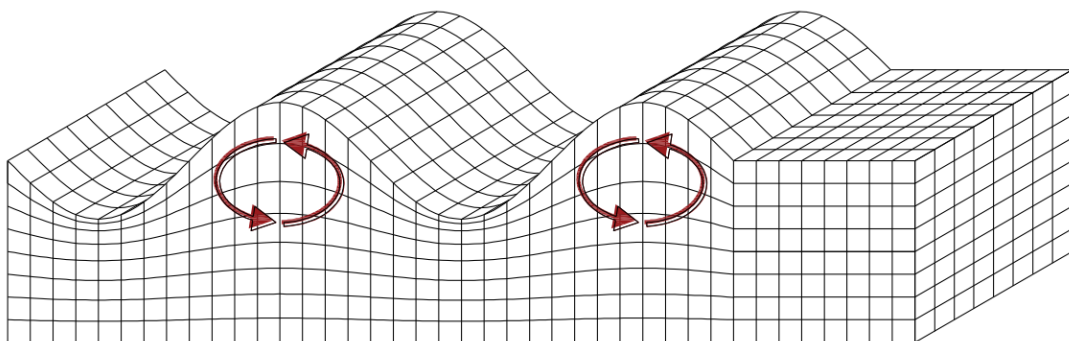


Figura 2.5 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas R (SOARES, 2018)

As ondas Love são ondas superficiais, com uma velocidade de propagação superior às de Rayleigh, que produzem efeitos de corte do solo horizontais e a sua energia é obrigada a permanecer nas camadas superiores da Terra, visto que ocorre por reflexão interna total. Estas ondas são originadas por efeitos de interferência de duas Ondas S.

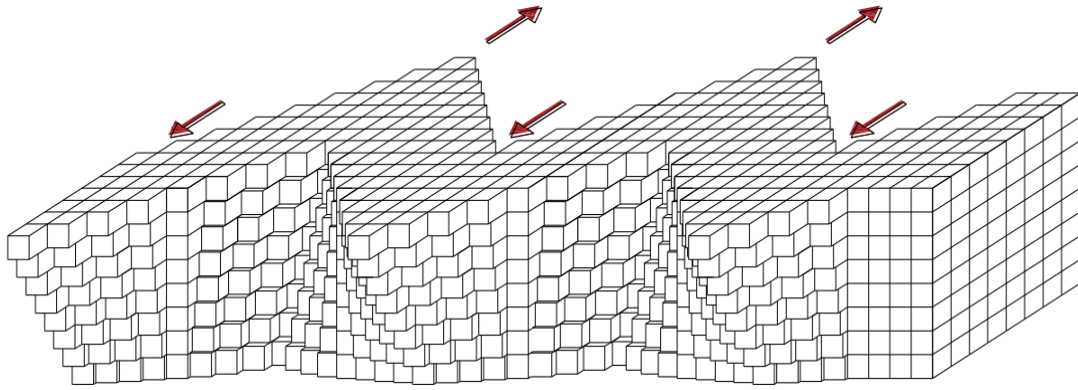


Figura 2.6 – Movimento das partículas induzido pela propagação das ondas L (SOARES, 2018)

2.3 COMPORTAMENTO DAS ONDAS MECÂNICAS DE ORIGEM HUMANA

Tendo sido feita uma pequena introdução de como se fazem propagar as ondas mecânicas, é de referir que para vibrações provenientes de origem humana são maioritariamente ondas superficiais, já que os trabalhos desta natureza são realizados na sua maioria a nível superficial. Como tal, a distinção apresentada no capítulo 2.2, atende à introdução da diversidade de ações que as estruturas poderão estar sujeitas, quando solicitadas por ações vibratórias. As perturbações com origem humana, poderão influenciar o bom funcionamento e comodidade dos seres que as rodeiam, desta forma os efeitos das vibrações podem classificar-se em três grupos:

- Incomodidade para as pessoas e animais;
- Danos nas edificações, particularmente em estruturas e monumentos antigos (estruturas sensíveis);
- Mau funcionamento de equipamentos sensíveis (presente em hospitais, laboratórios, entre outros).

A vibração em estruturas, atendendo à comodidade das ações, pode ser perceptível pelos seus ocupantes e, de algum modo, afetá-los em diferentes aspetos, resultando em diferentes consequências, como a redução de conforto e/ou da eficiência laboral (Margarido, 2013). Pequenas vibrações, que poderão não apresentar qualquer impacto a nível estrutural, poderão potencializar desconforto aos ocupantes se estes se encontrarem sujeitos a estas vibrações durante um longo período. Esta abordagem, é efetuada de maneira minuciosa e diferenciada da análise estrutural, ao qual não será abordada neste documento. No que se refere a este trabalho, as ações que serão consideradas são as dos dois últimos grupos apresentados.

2.4 CARACTERÍSTICAS DAS ONDAS MECÂNICAS

Para que seja possível identificar a suscetibilidade a que uma dada estrutura se encontra sujeita, a caracterização da ação solicitadora necessita de ser identificada. Das diversas ondas, além da sua génese, diversos outros elementos permitem distinguir as vibrações. Para tal, a norma internacional ISO 4866 (BSi, 2010) faz uma distinção destas ações e para tal esta categoriza as perturbações da seguinte forma:

- Classificação de acordo com a categoria do sinal emitido:
 - Estacionária (e.g. geradores);
 - Não estacionária (e.g. comboios);
 - Vibrações transitórias ou impulsivas (e.g. explosões) ou impulsos repetitivos (e.g. martelo pneumático).
- Classificação dos eventos de acordo com a sua duração:
 - Permanente - A fonte de emissão é permanente ou quase permanente durante o referente intervalo definido;
 - Intermitente - Uma sucessão de eventos, cada um com pouca duração, separados por tempos irregulares durante o qual a amplitude de vibração é equivalente ao do nível de fundo;
 - Ocorrência única (Impulsiva) - Fontes geram eventos de vibração, ao qual é de curta duração (alguns segundos) e cada um pode acontecer apenas uma vez. Ocorrências singulares não podem acontecer mais que cinco vezes ao dia.

A natureza de uma oscilação pode ser identificada atendendo ao conhecimento prévio da ação ou através da caracterização da propriedade estática. No entanto, no primeiro caso, é definido um movimento do tipo determinístico e o segundo um movimento estocástico, ou vulgarmente referenciado como ação aleatória (Margarido, 2013). Ambas se encontram subdivididas da seguinte forma:



Figura 2.7 – Categorização do tipo de movimento oscilatório (adaptada de (ISO, 2018))

Para cada uma das categorizações apresentadas na Figura 2.7, um espectro de resposta genérico poderá ser associado a cada uma das tipologias representadas na Figura 2.8.

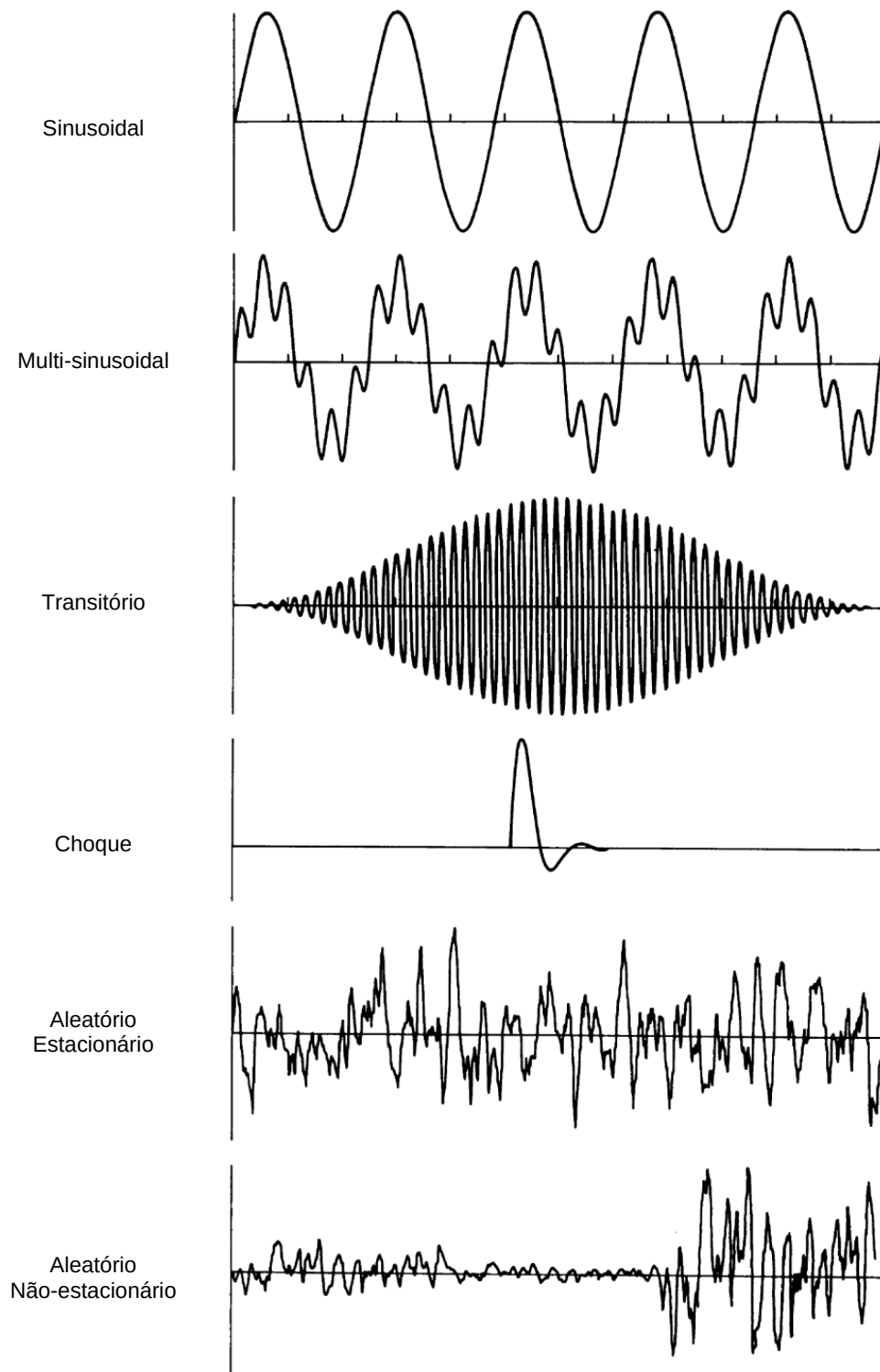


Figura 2.8 – Exemplos de ondas de diferentes tipos de movimento oscilatório (adaptada de (Griffin, 2012))

2.5 EXCITAÇÕES CAUSADAS POR VIBRAÇÕES

2.5.1 FORMA DE EXCITAÇÃO

Para se formar uma ação vibratória, é necessário que existe uma excitação do objeto para que este entre em movimento. A forma como esta é efetuada influencia posteriormente a resposta que um objeto irá experimentar e como tal é do verdadeiro interesse distinguir estas duas formas de excitação que se seguem:

- Vibração Livre
- Vibração Forçada

Uma vibração livre ocorre quando esse objeto de estudo sofre um deslocamento ou impacto que deixa esse elemento em oscilação natural. Este fenómeno ocorre frequentemente quando são emitidas vibrações singular designadas de impulsos, que associando à temática em estudo, podem ser oriundas de uma explosão singular. A resposta estrutural irá depender de diversas características da estrutura que serão abordadas ao longo deste documento. Sendo que este movimento é condicionado pelo fator de amortecimento associado à interação solo-estrutura (SSI) e a todos os elementos sujeitos a esforços de inércia.

A intensidade de vibração experimentada pela estrutura irá depender da frequência excitadora, tal como esta característica encontra-se em linha com a frequência natural da estrutura. A frequência natural é um termo usado como referência do comportamento estrutural, já que esta influência como um objeto tende a “oscilar” após um impacto ou deslocamento.

Por outro lado, uma vibração forçada ocorre quando estes deslocamentos ou forças continuam a solicitar uma estrutura. Nestes casos, a relação entre a frequência excitadora e natural da estrutura são ainda mais importantes a analisar, se a relação entre estas duas frequências for próxima da unidade, a estrutura ou objeto irá experimentar um movimento designado por ressonância. Estes fenómenos serão abordados no capítulo 4.

2.5.2 PROPAGAÇÃO DE ONDAS MECÂNICAS

A categorização das ondas originadas na fonte e até mesmo do meio onde estas se fazem propagar, envolve um elevado nível de complexidade que dificulta o conhecimento *a priori* do impacto da emissão destas ondas sobre as fontes recetoras do sinal. Por exemplo, vibrações causadas pelo tráfego rodoviário são influenciadas pelas características dos veículos e pelas condições da superfície das estradas. A propagação de ondas no solo é influenciada pelas condições do solo e quando as ondas atingem a fundação de um edifício, a transmissão destas vibrações até ao piso mais elevado do edifício é influenciada pelas características dinâmicas do próprio edifício. Por esse motivo, as limitações na intensidade da vibração só podem ser declaradas ao nível dos recetores.

2.5.3 PARAMETRIZAÇÃO DE MENSURAÇÃO DE ONDAS MECÂNICAS

As atividades associadas a exploração e construção, além do normal funcionamento e tráfego induzem vibrações através do solo que são caracterizadas por “Peak Particle Velocity” (PPV). Deve ser notado que PPV refere-se ao movimento no solo das partículas a nível molecular e não da superfície do terreno.

A velocidade de pico da partícula tem vindo a ser abertamente aceite como sendo o indicador de propagação de vibrações pelo solo. Embora este método empírico seja amplamente utilizada para quantificar o potencial dano estrutural, deve ser reconhecida que esta “velocidade”, por si só, não induz força de dano. Tais forças são geradas nas estruturas através de (New, 1986):

- Deslocamentos diferenciais que dão origem as distorções, uma vez que a estrutura tem tendência a se deslocar com a estrutura durante o movimento vibratório;
- Mudança no vetor da velocidade da partícula (magnitude ou direção) que induz uma força de inercia sobre a estrutura.

Qualquer das formas em operações com recurso a explosivos, para avaliar a velocidade de partículas ao longo de um determinado intervalo de tempo é utilizada a soma vetorial das três componentes (vertical, transversal e longitudinal), também conhecida como PVS (Peak Vector Sum). Esta velocidade de pico é utilizada para padronizar e incluir a energia máxima de vibração, resultante das três direções ortogonais simultaneamente. Esta é preferida, pela regulamentação portuguesa, sobre a PPV porque a magnitude das outras duas componentes não são negligenciadas. Desta forma, a velocidade resultante (v_R), provém da raiz quadrada do somatório de cada uma das componentes.

$$PVS = v_R = \max \left| \sqrt{v_x^2(t) + v_y^2(t) + v_z^2(t)} \right| \quad (2.1)$$

$$v_R \leq \max \left| \sqrt{\max(v_x^2(t)) + \max(v_y^2(t)) + \max(v_z^2(t))} \right| \quad (2.2)$$

O valor calculado, corresponde ao resultante das direções longitudinal, transversal e vertical (L, T, V) no mesmo instante de tempo (t) e para os máximos das três direções para tempos desfasados. Desta forma, a componente PVS para um dado tempo t, é dada pela expressão (2.1), e não o máximo que cada direção produz para tempos desfasados, tal como expresso pela equação (2.2). Geralmente os resultados obtidos pela equação (2.2) geram resultados entre 5 a 15% superiores aos obtidos pela equação (2.1) (Dowding, 1992).

2.5.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA ESTRUTURA

Embora a experiência tenha mostrado que a velocidade das partículas é um critério de medição útil para vibrações de construção, esse parâmetro por si só não pode prever os níveis de dano nas estruturas. As vibrações do solo são formas complexas de ondas do tipo sinusoidal, com várias outras características que afetam a potencialização de dano nas fontes recetoras. As mais significativas dessas características incluem a frequência, o deslocamento de partículas e a duração total da ação.

Na prática a estrutura sobre uma ação vibratória vai encontrar-se sujeita a mecanismos de “distorção” e “inercia” simultaneamente. Estas ações irão se sobrepor às ações pré-existentes de tensão dos materiais, ocorrendo um acréscimo de tensão sobre estes materiais.

Atendendo a um caso teórico, por conveniência, apresenta-se na Figura 2.9 as representações das respostas experimentadas pela estrutura sob efeito de “distorção” e de “inercia” individualmente para diferentes comprimentos de onda paralelas à superfície. A distorção do solo representada nas Figura 2.9 a) e b), podem ser atribuídas a ondas de corte polarizadas verticalmente ou através da componente vertical das ondas superficiais de Rayleigh enquanto que a dilatação superficial da estrutura representadas na Figura 2.9 c) e d), é causada por ondas de compressão.

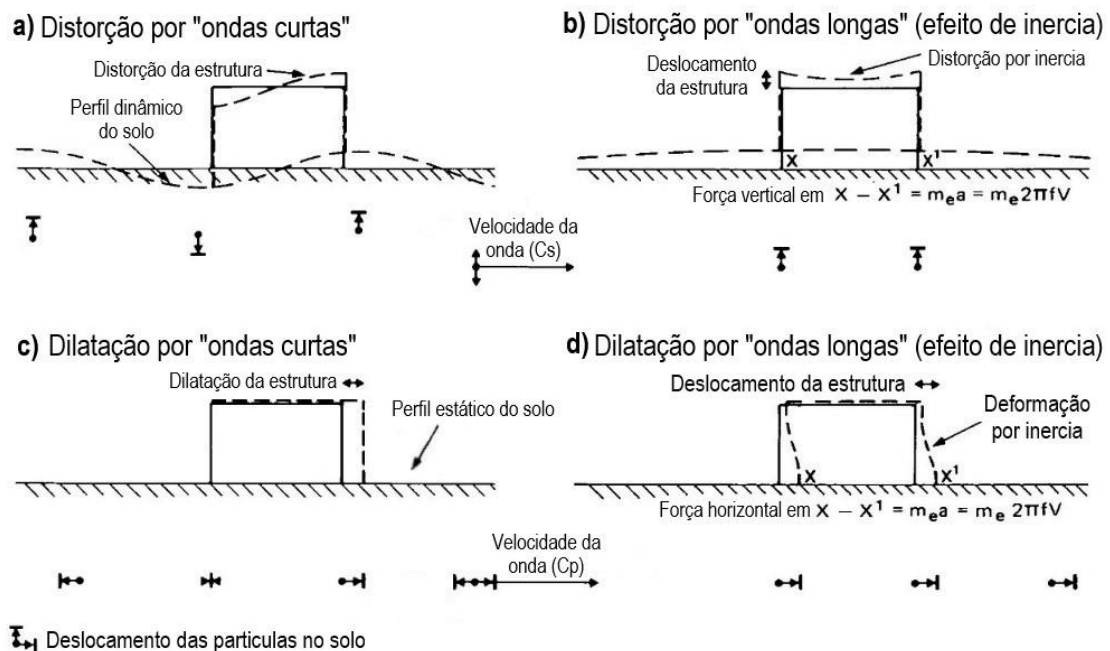


Figura 2.9 – Forças de inércia e distorção causadas por movimentos do solo (adaptada de (New, 1986))

Segundo (New, 1986), a tensão de corte (γ) imposta pela distorção do solo ao nível da fundação é dada em função da velocidade da partícula (V) e da velocidade de propagação da onda (de corte), designada por C_s . Isto é $\gamma = V/C_s$. A velocidade de propagação das ondas encontra-se diretamente influenciada pelo peso volúmico do solo (γ) e da rigidez do solo.

De forma similar a tensão (ε) causada pela dilatação superficial depende da velocidade da partícula e da velocidade da onda longitudinal, dada por C_p . Isto é $\varepsilon = V/C_p$. Esta forma de cálculo demonstra-se apropriada a qualquer estrutura que segue de forma muito próxima o movimento do solo, principalmente para elementos e estruturas subterrâneas (e.g. tubagens, tuneis e fundações).

Para maior parte dos edifícios a distorção real do edifício será altamente dependente da resposta dinâmica da estrutura. A frequência natural e as características de amortecimento de uma construção irão determinar a tensão imposta pelo movimento do solo.

Ao considerar um comprimento de onda superior ao comprimento da estrutura, a indução de força ao nível da interação solo-estrutura (SSI), é necessário, para permitir mover o edifício tanto na vertical como na horizontal, tal como representado na Figura 2.9 b) e d). Essas forças dependerão da massa efetiva da estrutura e da aceleração imposta pelos movimentos das ondas no solo. Nesta situação a aceleração (a) é dada por função da velocidade da partícula (V) e da frequência (f), obtendo-se assim um movimento harmónico definido por $a = 2\pi fV$.

As forças reais transmitidas dentro da estrutura dependem das suas características de resposta específicas, mas para uma determinada estrutura, os parâmetros de movimento do solo relacionados ao risco de dano são a velocidade e a frequência das partículas. Para atender aos fatores que possuem maior influência sobre a resposta estrutural, a velocidade de pico, a frequência dominante e a sensibilidade das estruturas acaba por serem os aspetos a ter em consideração na prática.

3

NORMAS RELACIONADAS COM ASPETOS ESTRUTURAIS

Neste capítulo serão apresentadas algumas das regulamentações europeias que possuem carácter normativo sobre a avaliação alusiva das vibrações e aos efeitos que estas provocam nas estruturas. É importante frisar que todos os assuntos que estas normas fazem referência, têm apenas um carácter de controlo das vibrações induzidas pelo homem, seja na construção de um edifício, tráfego ou até mesmo um funcionamento contínuo de máquinas industriais, de forma a não danificar estruturalmente as edificações existentes. Este controlo é conseguido através da aplicação de recomendações, e nalguns casos através de valores limite de velocidade de propagação destas vibrações. É de frisar ainda que estas não servem de referência para o dimensionamento estrutural, mas sim precauções a ter na execução de atividades que induzam magnitudes de ondas preocupantes de acordo com a estabilidade dinâmica das edificações que se avizinham às intervenções.

A atividade de desmonte de maciços, foi um dos primeiros temas a ser estudado e transcrito para as principais regulamentações europeias, para o controlo de vibrações nas estruturas. Com o passar dos anos, após efetuadas numerosas investigações, foi identificado pelos investigadores que as vibrações provenientes de outras atividades relacionadas com o setor da construção civil e atividades humanizadas, poderiam gerar ondas com magnitudes e frequências associadas que permitia afetar estruturalmente as edificações. Com especial atenção foi efetuada, na diretriz de estruturas sensíveis a esforços dinâmicos, uma vez que danos cosméticos comeram a surgir, cada vez mais frequentemente com o aumento da densificação das cidades.

Atualmente as principais regulamentações europeias já incluem imposições e limitações que abrangem uma cobertura mais alargada de génese de vibrações humanizadas, além de diferentes formas de obtenção de medições destas ondas mecânicas e restrições a impor.

3.1 APRESENTAÇÃO DAS DIFERENTES NORMAS EUROPEIAS

Na temática que carece o controlo de dano estrutural, a nível europeu, existem diversas regulamentações que figuram em diversos países e ao qual, algumas destas serão apresentadas com algum detalhe nos próximos subcapítulos. Na Tabela 3.1, é apresentada uma lista das diversas regulamentações aplicadas nos diferentes países do espaço europeu, sendo que na Tabela 3.2 é identificada que tipo de ações vibratórias algumas destas principais normas fazem referência.

Tabela 3.1 – Algumas das regulamentações aplicáveis a nível nacional em países europeus atendendo a estabilidade estrutural

Pais	Código	Título / Referência	Última edição
Áustria	Önorm S 9020	Vibration protection for facilities above and below ground	2015
Alemanha, Bélgica, Croácia, Dinamarca, Grécia, entre outros	DIN 4150-3	Vibrations in buildings - Part 3: Effects on structures	2016
Espanha	UNE 22381	Control de vibraciones producidas por voladuras.	1993
Finlândia	RIL 253	Finnish guidelines for environmental vibrations from construction work and traffic	2010
França	AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain)		
	Imposições aplicadas pelo Ministério do ambiente (MAF)		
“Internacional”	ISO 4866	Mechanical vibration and shock — Vibration of fixed structures — Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures	2010
Itália	UNI 9916	Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici	2014
Noruega	NS 8141	Vibration and shock — Measurement of vibration velocity and calculation of guideline limit values in order to avoid damage on constructions	2001
Polónia	PN-B-02170	Evaluation of harmfulness of vibrations transmitted by the ground to buildings	2016
Portugal	NP 2074	Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas	2015
Suécia	SS 4604866	Vibration and shock - Guidance levels for blasting-induced vibration in buildings	2011
Suíça	SN 640312	Vibrations — Vibration effects in buildings	2013
“Reino Unido”	BS 7385-2	Evaluation and measurement for vibration in buildings. Part 2: Guide to damage levels from groundborne vibration	1993
República Checa	ČSN 73 0040	Loads on structures by technical seismicity and their response	2019

Tabela 3.2 – Tipo de ações cobertas por algumas das normas europeias que serão abordadas

Norma	Tipo de ações cobertas
DIN 4150-3	Impulsivas e Continuadas
NP 2074	Impulsivas
UNI 9916	Impulsivas
SN 640312	Impulsivas e Continuadas
SS 4604866	Impulsivas
UNE 22-381-93	Impulsivas
BS 7385-2	Impulsivas
ISO 4866	Impulsivas e Continuadas
Önorm S 9020	Impulsivas e Continuadas
AFTES e MAF (França)	Impulsivas

Atendendo aos aspetos que serão abordados de seguida, por unanimo, entre as diversas regulamentações que serão apresentadas, os critérios utilizados na avaliação da estabilidade estrutural são as seguintes:

- Variação da velocidade de pico da partícula (PPV) ou somatório da velocidade de pico (PVS) com a frequência diretamente proporcional a este.
- Consideração das diferentes tipologias construtivas e a sua sensibilidade a ações vibratórias para construções regulares ordinárias, com exclusão de certas estruturas especiais, como pontes, barragens, centrais nucleares, entre outros.
- Estabelecimento de critérios para determinar a frequência dominante da ação vibratória, com base na análise do espectro de resposta atribuindo. Conseguindo, utilizando uma análise FFT do registo vibratório.

3.2 NORMAS PORTUGUESAS

3.2.1 NP 2074:1983

Com a necessidade de limitar os efeitos nocivos que as vibrações poderiam provocar nas estruturas, em 1983 é apresentada a norma portuguesa NP 2074 (IPQ, 1983). Esta norma apresentada anteriormente à criação do Instituto Português da Qualidade (IPQ), em 1986, esta vigorava em Portugal por força da Portaria nº 457/83, de 19 de abril. No que respeita à segurança das construções a norma define o procedimento de avaliação de vibrações causadas por explosões (e.g. por desmonte de maciços) ou solicitações impulsivas (e.g. pela cravação de estacas). É estabelecido nesta edição, o valor limite para a velocidade da vibração de pico (PVS) segundo três fatores, destinados a contemplar o tipo de construção, o tipo do terreno de fundação e a periodicidade diária das solicitações (Bernardo e Gama, 2006). À data de publicação deste regulamento, este diferenciava-se da maioria das normas europeias presentes na época, pela sua abordagem de controlo a ser aplicada.

O valor limite da velocidade de pico v_L , como resultante do produto de três fatores: tipo de fundação α , tipo de construção β e o número de solicitações diárias γ , é dada pela seguinte expressão:

$$v_L = \alpha\beta\gamma * 10^{-2} \quad (3.1)$$

Em que:

- α é o coeficiente que, tendo em conta as características do terreno de fundação, assume os valores indicados na Tabela 3.3 e se destina a acautelar os efeitos de assentamentos diferenciais das fundações;
- β é o coeficiente que, tomando em consideração o tipo da construção, assume os valores indicados na Tabela 3.4;
- γ é o coeficiente que, fazendo intervir o número médio de solicitações, assume os valores indicados na Tabela 3.5;
- v_L é o valor limite da velocidade de vibração recomendada, expresso em metros por segundo.

Tabela 3.3 – Coeficiente α , que tem em consideração as características do terreno

Características do terreno	α
Rochas e solos coerentes rijos ($c > 2000$) *	2
Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; Solos incoerentes compactos; areias e misturas areia-seixo bem granuladas, areias uniformes ($1000 < c < 2000$) *	1
Solos incoerentes soltos; areias e misturas areias-seixo bem graduadas, areias uniformes, solos coerentes moles e muito moles ($c < 1000$) *	0.5

* c - designa a velocidade de propagação das ondas elásticas longitudinais em m/s

Tabela 3.4 – Coeficiente β , que tem em consideração o tipo construtivo

Tipo de construção	β
Construções que exigem cuidados especiais (e.g. monumentos históricos, hospitais, depósito de água, chaminés)	0.5
Construções correntes	1
Construções reforçadas	3

Tabela 3.5 – Coeficiente γ , que tem em consideração o número médio diário de solicitações

Número médio diário de solicitações	γ
<3	1
>3	0.7

Ao aplicar as diversas combinações dos coeficientes de cálculo do valor limite (v_L), obtêm-se valores que variam de 1.8 mm/s para construções que exigem cuidados especiais, com solos pouco competentes e para mais de 3 solicitações diárias a 60 mm/s para construções reforçadas com solos rijos e para menos de 3 solicitações diárias. Portanto conclui-se que estabelecer os valores limite segundo esta norma, depende da subjetividade de análise, na atribuição dos parâmetros apresentados acima.

Na data de apresentação da norma, esta continha uma grande lacuna, que consistia na ausência do parâmetro de frequência ondulatória. Este aspeto, como se irá verificar adiante, é um fator que influencia muito a avaliação dinâmica da estrutura.

3.2.2 NP 2074:1998

Em 1998, a norma portuguesa (NP) sofreu alterações, tanto em corpo como em conteúdo. A alteração e aprovação, a partir desta edição passa a ser efetuada mediante os termos de homologação do IPQ. Com base nesta norma, passam a estar diversas outras regulamentações europeias, que levou a uma abordagem mais aproximada, ao que era praticado a nível europeu.

Nesta edição, é indicado que se deve considerar como dano a abertura de fendas, por ação de vibrações, que provoquem aberturas igual ou superior a 0,05mm ou ainda o aumento de espessura de fendas pré-existent às vibrações. Todos os pressupostos nesta norma, passam a ser introduzidos sem assumir a influência da comodidade humana, para tal passa-se a assumir que estas ações mecânicas tomam lugar num período diurno.

Para além das constantes presentes na norma, é identificado que uma ação proveniente de uma vibração impulsiva é oriunda de uma solicitação de curta duração, mas de intensidade que, após terminada a excitação, esta tenha essencialmente as características de uma vibração livre (IPQ, 1998). Para se aferir a uma vibração de curta duração, é usada a seguinte expressão:

$$5\tau = \frac{5(t_2 - t_1)}{\ln\left(\frac{x_1}{x_2}\right)} \quad (3.2)$$

em que x_1 e x_2 são dois máximos da vibração e t_1 e t_2 os respetivos tempos em que ocorrem.

A vibração característica, v_c , a limitar, provem do máximo de cada direção registada, da velocidade de vibração (v), obtidos em cada uma das componentes, v_x , v_y , v_z .

$$v_c = \max(|v_{x_{max}}|; |v_{y_{max}}|; |v_{z_{max}}|) \quad (3.3)$$

Cada uma das componentes da velocidade são registadas ao nível e eventualmente noutra ponto da construção, como por exemplo no pavimento do último piso. Este último ponto de medição, apesar de referenciado como local de medição, não é introduzido qualquer indicatória de como deverá ser procedidas as captações nesse local, nem que limiteis de v_c , devem ser impostos.

Relativamente ao equipamento de medição utilizado, é referido que a gama de frequências captadas pelo transdutor deverá estar entre os 2 a 100Hz, enquanto que na edição anterior este intervalo encontrava-se entre 3Hz a 60Hz. As medições devem ser efetuadas com recurso a um transdutor triaxial, sendo que as outras características aconselháveis consistem numa gama dinâmica não superior a 10^4 (80 dB) e a um nível de ruído, na medição de velocidades, não superior a $1,6 \cdot 10^{-2}$ mm/s.

A frequência dominante da vibração f_d , considera-se fazer corresponder à magnitude máxima da transformada rápida de Fourier, FFT $\{v_i(t)\}$ (aspeto detalhado no Capítulo 5.4) ou do espectro de valores eficazes por bandas de frequência $E_{rms}\{v_i(t)\}$. Esta deve ser assumida entre duas (ou mais) frequências de importância aparentemente igual, aquela que corresponde à frequência menor.

Dispondo-se apenas de um transdutor uniaxial, pode, excecionalmente, aceitar-se que v_c , seja dado por:

$$v_c = 1,5 * \max\{|v_i(t)|\}. \quad (3.4)$$

O valor de v_c , deverá ser inferior ou igual a um valor limite recomendado v_L , que se encontram definidos nas tabelas seguintes, de acordo com a tipologia de construção e f_d .

Tabela 3.6 – Valores limite recomendados, v_L , para solicitações diárias $n' \leq 3$

v_L (mm/s) $n' \leq 3$	Frequência dominante, f_d em Hz		
	$f_d \leq 10$	$10 < f_d \leq 40$	$f_d > 40$
	Tipo de terrenos		
Tipo de construções	Solos fracos (s1) $c < 1000$ (m/s)	Solos médios (s2) $1000 < c < 2000$ (m/s)	Solos rijos (s3) $c > 2000$ (m/s)
Sensíveis (e1)	2.5	5	10
Correntes (e2)	5	10	20
Reforçadas (e3)	12.5	25	50

Tabela 3.7 – Valores limite recomendados, v_L , para solicitações diárias $3 < n' \leq 100$

v_L (mm/s) $3 < n' \leq 100$	Frequência dominante, f_d em Hz		
	$f_d \leq 10$	$10 < f_d \leq 40$	$f_d > 40$
	Tipo de terrenos		
Tipo de construções	Solos fracos (s1) $c < 1000$ (m/s)	Solos médios (s2) $1000 < c < 2000$ (m/s)	Solos rijos (s3) $c > 2000$ (m/s)
Sensíveis (e1)	1.8	3.5	7
Correntes (e2)	3.5	7	14
Reforçadas (e3)	9	17.5	35

Tabela 3.8 – Valores limite recomendados, v_L , para solicitações diárias $n' > 100$

v_L (mm/s) $n' > 100$	Frequência dominante, f_d em Hz		
	$f_d \leq 10$	$10 < f_d \leq 40$	$f_d > 40$
	Tipo de terrenos		
Tipo de construções	Solos fracos (s1) $c < 1000$ (m/s)	Solos médios (s2) $1000 < c < 2000$ (m/s)	Solos rijos (s3) $c > 2000$ (m/s)
Sensíveis (e1)	1.3	2.5	5
Correntes (e2)	2.5	5	10
Reforçadas (e3)	6.5	12.5	25

Como pode ser verificado nas tabelas apresentadas, com o aumento do número de solicitações diárias (n'), a norma apresenta uma redução dos limites máximos admitidos das velocidades solicitadoras.

Diferentes aspetos outrora apresentadas na edição anterior do regulamento encontram-se presentes, tal como a tipologia das construções e a influencia das características do terreno, juntamente com a associação da frequência predominante no espetro de medições, aspeto este que veio a ser apresentado pelas restantes regulamentações europeias nesta época.

Em situações que se verifique a existência de vibrações impulsivas em período noturno ou esta adquira um carácter de permanência, apenas se admitem os limites expostos anteriormente para construções desabitadas, ou que estas vibrações não provoquem incomodidade humana. Caso contrário, devem ser aplicados limites correspondentes à sensibilidade humana, algo que se encontra excluído desta norma.

Os relatórios de medições a apresentar, nestes deverão incluir, as entidades que deverão estar informadas dos resultados obtidos. Juntamente com o relatório emitido deverá constar as assinaturas dos intervenientes, que são o(s) dono(s) de obra, empreiteiro(s), proprietário(s) das construções próximas, entidade fiscalizadora, autarquia local, e se houver, outras entidades com responsabilidade no licenciamento e fiscalização da intervenção.

3.2.3 NP 2074:2015

Na edição atual, a NP apresentou uma abordagem ligeiramente diferente da que tem sido verificada nas edições anteriores. Foi introduzida uma diferença essencial relativamente à atribuição dos valores limite recomendáveis para a velocidade de vibração. Agora as condicionantes das características do solo deixam de ser alvo de diferenciação direta, uma vez que “tal diferença ocorre de forma indireta, já que são os elementos de fundação das estruturas que devem ser instrumentados e não os terrenos onde estas se encontram” (IPQ, 2015). Em contrapartida foi dada apenas por influência direta a frequência dominante da ação. Afere-se ainda que deixa de ser considerado o número de eventos diários, ou seja, a periodicidade das vibrações deixa de ser considerada na atribuição de limites, uma vez que serve para “reduzir a apreciação subjetiva na classificação das estruturas e evitando tornar arbitrário o estabelecimento de valores limite recomendáveis” (IPQ, 2015). A norma continua ainda a ser aplicar a todas as estruturas comuns, tais como habitações, indústria e serviços, bem como a escolas, hospitais e similares, igrejas ou monumentos que exijam cuidados especiais e outras infraestruturas, quando sujeitas a vibrações originadas por vibrações impulsivas.

É efetuada, na edição atual, a distinção dos danos nas estruturas, e estes podem ser classificados como:

- Graves (enfraquecimento significativo da sua capacidade estrutural)
- Moderados (afetação de revestimentos interiores e exteriores)
- Limiares (danos cosméticos que se resumem a fendas de abertura muito reduzida de espessura capilar ou simplesmente aumento de fendas pré-existentes.

Além do apresentado, a definição de vibração impulsiva é atualmente referida como tendo origem numa solicitação de curta duração, mas de intensidade significativa que, quando terminada a solicitação tem, essencialmente, as características de uma vibração livre. Destas vibrações, podem incluir-se as:

- Transientes, quando resultantes de um impacto súbito seguido de um período prolongado de repouso (e.g. compactação dinâmica de terrenos ou detonação de uma carga explosiva isolada).
- Intermitentes, quando resultantes de uma sucessão de eventos vibratórios, cada um dos quais com curta duração e separados por intervalos de menor amplitude (e.g. a detonação de cargas explosivas retardadas, perfurações por percussão, etc.).

A calibração dos instrumentos de medição, estes devem ser efetuados de forma anual. A medição a ser efetuada por estes, deverá contemplar um intervalo de frequências de medição situado entre os 2Hz e 80Hz, já no que refere à velocidade de vibração (de pico), estes equipamentos devem ser capazes de registar valores compreendidos entre 0,5 mm/s e 100 mm/s.

Referente aos pontos de medição, além da fundação do edifício, é novamente referido que poderá ser conveniente utilizar outro ponto da estrutura para efetuar as medições, como por exemplo, no pavimento do último piso da edificação. Novamente, nenhuma indicação extra é atribuída a essa medição. A grandeza a medir deverá ser a velocidade e consecutivamente em tratamento, após a aplicação de um filtro passa banda, deverá se obter a v_R .

Tal como referenciado, esta norma deixa de ter em consideração a periodicidade das ações de vibração, por consequência a tabela seguinte apenas tem em consideração a frequência dominante da onda vibratória e o tipo de estrutura a analisar. De seguida apresenta-se a tabela com os limites recomendados da v_L .

Tabela 3.9 – Valores limite recomendados para a velocidade (de pico) em mm/s

Tipo de estruturas	Frequência dominante, f_d em Hz		
	$f_d \leq 10$	$10 < f_d \leq 40$	$f_d > 40$
Sensíveis	1.5	3.0	6.0
Correntes	3.0	6.0	12.0
Reforçadas	6.0	12.0	40.0

3.2.4 REGULAMENTAÇÃO PORTUGUESA SOBRE AÇÕES CONTINUADAS

À data de publicação deste documento, não existe regulamento em Portugal que seja aplicável a vibrações continuadas e para tal aguarda-se pela publicação de uma nova NP elaborada pela CT 28 (LNEC). A última alteração referente a este documento é datada a 1998, ao qual apresenta valores recomendados atendendo a tipologia construtiva, sujeita a vibrações continuadas. Ações como tráfego rodoviário e ferroviário, o funcionamento de motores e máquinas em instalações fixas, bem como o funcionamento de máquinas motorizadas moveis dão origem a solicitações continuadas.

Estas recomendações publicadas pelo LNEC são aplicadas a habitações, indústrias e serviços, bem como a hospitais e similares, igrejas e monumentos sensíveis. A gama de frequência do equipamento utilizado para efetuar as medições deverá operar dentro dos 2 a 100Hz e o nível de ruído nos sinais deve ser inferior a 0.016mm/s, tal como acontece com a NP de 1998.

O documento utiliza como parâmetro de avaliação a velocidade eficaz de vibração, v_{ef} , dada por:

$$v_{ef} = RMS = \sqrt{\frac{1}{T} * \int_0^T v^2(t) * dt} \quad (3.5)$$

onde T representa o período de medição do sinal vibratório.

Se as vibrações ocorrerem segundo diferentes direções, deve faz-se uma ponderação adequada dos sinais. Os valores limite da velocidade eficaz recomendada, v_{efL} , estão indicados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Valores limite da velocidade efetiva da vibração de acordo com CT28-SC5

v_{efL} (mm/s)	Duração inferior a 1 hora/dia	Duração superior a 1 hora/dia
Construções sensíveis (e1)	1	0.5
Construções correntes (e2)	2	1
Construções reforçadas (e3)	5	2.5

3.3 NORMAS ALEMÃS

Nos anos 70, a Alemanha encontrava-se dividida na República Federal da Alemanha (RFA), ou mais conhecida por Alemanha Ocidental, alinhada à OTAN, e na República Democrática Alemã, mais conhecida por Alemanha Oriental, alinhada ao Pacto de Varsóvia. Por consequência disto, as regulamentações para vibração em edifícios no país eram distintas. Na Alemanha Oriental a regulamentação em vigor era a KDT 046/72 e na Alemanha Ocidental a regulamentação vigente na época era a DIN 4150 (1975) (Rainer, 1982).

3.3.1 KDT 046/72

Nesta regulamentação eram consideradas quatro tipo de construção e eram estipulados valores limite das velocidades de pico dos osciladores devido a vibrações provocadas por explosões (Bachmann e Ammann, 1987). Na Tabela 3.11, apresenta-se a caracterização das categorias estruturais de acordo com o seu nível de sensibilidade a vibrações, fazendo variar a velocidade máxima admissível na direção vertical ($V_{z,adm}$) de acordo com os limites representados graficamente na Figura 3.1.

Tabela 3.11 – Categoria estrutural de acordo com o nível de sensibilidade segundo KDT 046/72

Categoria	Descrição da categoria dos edifícios
I	Monumento histórico
II	Casas do tipo enxaimel
III	Construção de paredes (e.g. edifícios de alvenaria)
IV	Construção reforçada (e.g. edifícios de metal, betão reforçado, madeira)

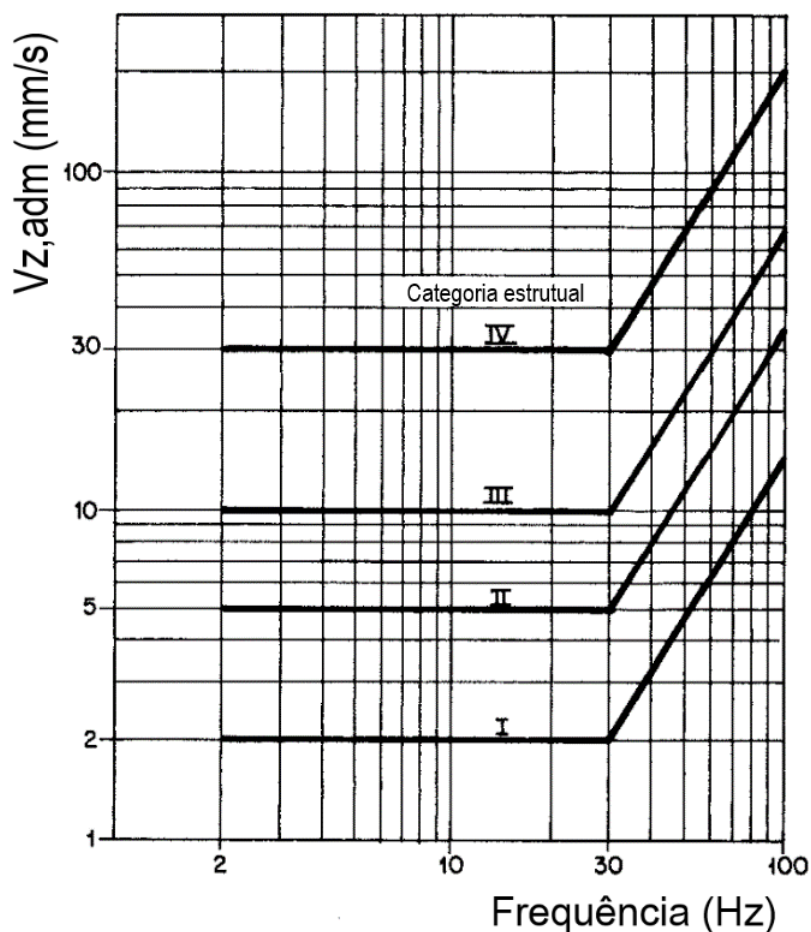


Figura 3.1 – Limites da velocidade de vibração devido a explosão em função da categoria do edifício, (adaptada de KDT 046/72)

3.3.2 DIN 4150-3 1975-09

Em 1975, a regulamentação alemã sofreu uma atualização da sua primeira edição, passando nessa altura a incluir três partes da norma, sendo a primeira parte referente aos princípios, predeterminações e medições da amplitude de oscilação das vibrações estruturais, a segunda parte referente aos níveis de conforto humano face a vibrações e a última referente aos efeitos nas estruturas.

Focando as atenções apenas na terceira parte preliminar da norma germânica, visto que esta se foca no interesse desta análise a abordar neste documento. Esta regulamentação diz respeito à avaliação de vibrações nas estruturas com o objetivo de acautelar as estruturas sujeitas a ações vibratória, que afetassem a estabilidade estrutural. Nesta edição, as ações cobertas estavam associadas à prática de vibrações impulsivas oriundas nas redondezas das edificações a estudar, além da diferenciação dos edifícios em três tipos, como é apresentado na Tabela 3.12. Nesta mesma tabela apresenta-se os v_L a impor para a componente PVS das ações registadas.

Tabela 3.12 – Tabela adaptada de (Rainer, 1982) com os limites impostos pela norma DIN 4150 de 1975

Categoria	Construções abrangidas	Velocidade limite recomendável
		v_L (mm/s)
1	Casas e edifícios comerciais	8
2	Edifícios bem contraventados com elementos pesados	30
3	Estruturas não pertencentes às categorias 1 ou 2	4

3.3.3 DIN 4150-3:1986-05

Com a unificação da Alemanha, houve a necessidade de ter um documento padronizado no país, dando assim origem à DIN 4150-3 (DIN-3) de 1986, regulamentação que se tornou numa referência europeia e tem vindo a ser atualizada desde então.

Esta norma, continuava apenas a considerar ações impulsivas, apresentando valores de PPV limite recomendáveis a seguir em mm/s, tendo em consideração o tipo de estrutura civil e o intervalo de frequências dominantes da ação em Hz. Os aspetos seguintes, são referentes ao conteúdo alterado e/ou acrescentado, face ao apresentado na edição anterior:

- Experiência prática ganha na aplicação do regulamento preliminar foi tida em consideração.
- Limites de referência em função da frequência em que a ação é predominante ocorre, de forma a prevenir a ocorrência de uma redução do valor de utilidade da estrutura devido à ocorrência de dano.
- Os valores de pico resultados da velocidade de vibração já não são mais usados como critério de avaliação; foram substituídos pelos valores máximos nas direções x,y e z dos eixos vibratórios. Ou seja, na edição a avaliação era efetuada em termos de PVS e nesta edição passou a ser feita em termos de PPV.
- Para uma avaliação mais precisa as medições devem, nesta edição, ser efetuadas no último piso do edifício para além das registadas na fundação.

3.3.4 DIN 4150-3 1999-02

A fevereiro de 1999, é publicada a terceira edição do regulamento referente aos efeitos das vibrações nas estruturas. Na edição de 1986, são apresentadas as seguintes diferenças:

- Agora também aborda os efeitos das vibrações em tubagens enterradas.
- Introdução do conceito bem explorado de ações continuadas.
- Foi revista quanto em forma e conteúdo, fazendo refletir o estado de arte do tema a abordar. Foram introduzidas algumas avaliações extra, além de três novos anexos, uma vez que o anexo A, referente à estrutura do relatório de medições encontra-se idêntico ao apresentado na edição anterior.

Nesta edição foram definidos e diferenciados os conceitos de periodicidade das ações, fazendo agora cobertura de “Short-term vibration” (STV) e “Long-term vibration” (LTV).

Para efetuar uma avaliação dos efeitos de vibração nas estruturas, é necessário definir a periodicidade da ação vibratória que a estrutura se irá encontrar sujeita. As STV são vibrações que ocorrem com frequência diminuta, logo a fragilidade devido a efeitos de fadiga e eventuais efeitos de ressonância acabam por ser descartadas da análise. Desta forma, os limites impostos para as STV's, serão menos conservativos quando comparados com as LTV's. É de aferir que se os limites impostos forem ultrapassados, não significa que os elementos estruturais iram sofrer obrigatoriamente dano, apenas significa que estes se encontram mais sujeitas a tal.

Na eventualidade, que seja possível caracterizar de forma facilitada a periodicidade das ações, devem ser seguidas as recomendações relativas às duas periodicidades apresentadas. Caso contrário, a análise dinâmica dos esforços, devem ser determinados e analisados, para que seja exequível a aplicabilidade das recomendações que se passam a enunciar.

3.3.4.1 Avaliação atendendo aos estados de tensão

A determinação de esforços por medição de tensão da componente vibratória de um edifício, é conseguido, aplicando a lei de massa, obtendo desta forma o esforço, inferido por equilíbrio dinâmico. A amplitude e frequência do movimento dinâmico a registar da vibração logra a sua utilização no cálculo de esforços/tensões. Os esforços nas vigas e nas lajes sujeitas a vibrações próximas da ressonância podem ser aproximadas com base na amplitude da velocidade de vibração, correspondente ao valor de máxima amplitude. Para uma análise mais concreta deste último ponto deve ser aplicada o que será intitulado no capítulo 3.3.4.5.

Ao seguir este processo de análise dinâmica, deverá ocorrer refletindo sobre os métodos que traduzem um maior nível de desenvolvimento geral, à data da sua aplicação, quer científico como tecnológico aplicados. Os valores utilizados na análise podem ser obtidos por meio do método conjecturado na norma DIN 4150-1, que refere a esforços permitidos. A verificação da estabilidade deve ser conduzida considerando um fator de segurança especificado nas normas e/ou regulamentares em vigor para carregamentos adicionais dinâmicos. Ao serem avaliadas as condições de segurança do estado de serviço, as ponderações seguintes deveram ser tomadas:

- Deverá ser tomada uma redução do estado de serviço de uma construção ou de um elemento de construção devido aos efeitos de vibração, que incluem:
 - O comprometimento da estabilidade da construção e dos seus elementos;
 - A redução na capacidade de suporte do piso.
- Para estruturas do tipo 2 e 3 descritas na Tabela 3.13, o estado de serviço considerado, deverá atender a uma redução se:
 - Formarem fissuras em superfícies rebocadas da parede;
 - Aumentarem as fissuras existentes no edifício;
 - Fração ou partição tornam-se separadas das cargas das paredes ou do piso.

3.3.4.2 Avaliação dos efeitos de vibrações de curta duração

Refletindo o estado de arte do tema em análise, por evidências experimentais, a norma apresenta valores de referência atendendo as STV's. As medições experimentais deverão ser conduzidas ao nível da fundação do edifício, ao qual serão posteriormente analisadas recorrendo a componente PPV da ação solicitadora. Juntamente a estas medições, devem ser acompanhadas com medições efetuadas a nível dos pisos, sendo imposto limites da velocidade de vibração na direção horizontal ($i = x, y$), no piso mais elevado da estrutura e ainda em cada piso, o limite da velocidade de vibração na direção vertical ($i = z$), tal como apresentado na Tabela 3.14. Antes de apresentar os limites a impor, deverá ser ponderada a tipologia construtiva presentes na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Descrição das tipologias estruturais de acordo com (DIN, 2016)

Tipo estrutural	Descrição
1	Edificações com uso comercial, edifícios industriais, e edifícios com estruturas similares
2	Edificações residenciais e edifícios com estrutura e/ou ocupação similares
3	Estruturas que, por causa da sua particular sensibilidade, não podem ser classificadas sobre a linha 1 ou 2 e possuem grande valor intrínseco

Nota: A descrição da tipologia estrutural manteve-se idêntica na edição atual, logo esta descrição baseia-se no apresentado pela edição de 2016.

Ao analisar a Tabela 3.14, depara-se com a necessidade de definir o intervalo de frequências da ação solicitadora, para tal deverá ser obtida através de uma análise FFT (ver capítulo 5.4.1).

Tabela 3.14 – Limites impostos das velocidades vibratórias recomendadas pela (DIN, 2016; DIN, 1999)

Tipo de estrutura	Guia de valores de $v_{i,max}$ em mm/s				
	Na fundação, em todas as direções $i = x, y, z$ para as frequências de			No piso mais elevado, na direção horizontal $i = x, y$	Nas lajes, na direção vertical $i = z$
	1Hz a 10Hz	10Hz a 50Hz	50Hz a 100Hz ^a	Todas as frequências	Todas as frequências
1	20	20 a 40	40 a 50	40	20
2	5	5 a 15	15 a 20	15	20
3	3	3 a 8	8 a 10	8	20 ^b

Nota 1: Todos os valores de referência dados, mesmo respeitados, pequenos danos não podem ser excluídos

Nota 2: A descrição do tipo de estrutura encontra-se na Tabela 3.13

^a – Para frequências superiores a 100Hz, os valores recomendados para frequências de 100Hz podem ser aplicados como valores mínimos

^b – Para situações de edifícios deste tipo, talvez seja necessário reduzir o valor recomendado de forma marcante com o objetivo de evitar causar dano

Nos pisos da estrutura, poderá sentir-se efeitos oscilatórios na direção vertical (v_z), quando sujeitas a ações vibratórias, e como tal, se o máximo registado nesta direção (normalmente obtido no centro do piso) não for superior a 20 mm/s, a redução no estado de serviço do piso não é expectável. Na tipologia construtiva 3 para tais magnitudes, existe a necessidade de eventualmente baixar este valor de forma a prevenir danos menores.

3.3.4.3 Controle de vibrações ao nível de tubagens enterradas sujeitas a STV

Um conceito diferenciado, apresentado nesta edição, refere-se aos efeitos das vibrações sob tubos enterrados. Segundo a norma, as vibrações deveram ser controlados nestes elementos, para evitar danificar juntas de ligação, comprometendo assim o normal funcionamento destas.

Para se acautelar desses efeitos, são apresentados valores de referência para a velocidade de vibração quando as solicitações são de curta duração. Estes valores são tomados com o pressuposto que os tubos enterrados foram produzidos e instalados usando tecnologias atuais, além da presunção que estes se encontram em bom estado de funcionamento, caso contrário, uma atenção especial deve ser tomada na análise. Considerações adicionais necessitam também de ser tidas em conta quando ocorrem processos no solo que possam ter danificado estes tubos, ou onde possam ocorrer esforços de tração ou corte nas junções com as edificações. Os valores da Tabela 3.15 fazem-se aplicar ao nível da fundação, até aos dois primeiros metros (junto da estrutura) para tubagens de água e gás.

Tabela 3.15 – Valores máximos de referência limitadores nas tubagens devido a STV

Linha	Material da tubagem	Valores máximos de referência a registar nas tubagens, v_p em mm/s
1	Aço (Inclui tubos soldados)	100
2	Argila, betão, betão reforçado, betão pré-fabricado, metal (com e sem banzo)	80
3	Alvenaria, plástico	50

As medições devem preferencialmente ser operadas diretamente nas tubagens recorrendo a superfícies planas, que podem ser obtidas com aplicação de argamassa ou gesso diretamente na tubagem. Caso as tubagens possuam algum revestimento, este deve ser removido para não serem considerados amortecimentos nas medições registadas. Este processo demonstra alguma complexidade e como tal, pouco utilizado na prática.

Em alternativa, nas situações em que a origem das vibrações não se encontrem muito próximas ou a uma profundidade muito superior à das tubagens, as medições podem ser efetuadas na superfície do solo sob o local onde estas se encontram instaladas. Usualmente estas vibrações apresentam magnitudes superiores aos sentidos nas tubagens. Estas medições devem ser conduzidas nas três direções i ($i = x, y, z$), com uma destas direções alinhada com a direção da tubagem.

3.3.4.4 Avaliação dos efeitos de vibrações recorrentes (longa duração)

Ao que atende a ações LTV, a Tabela 3.16 apresenta valores de referência para os máximos registados nas duas componentes horizontais no piso mais elevado da estrutura, de acordo com o tipo de estrutura a analisar.

Se um edifício estiver sujeito a uma vibração harmónica, a magnitude máxima das vibrações podem ocorrer em pisos intermédios, não querendo por isso dizer que o máximo esteja limitado a ocorrer no piso mais elevado da estrutura. Caso este fenómeno ocorra, os limites impostos na tabela seguinte também se fazem aplicar aos pisos intermédios. Na eventualidade, que se recorra a outros pontos de medição não indicados acima, uma análise suplantada é requerida.

Tabela 3.16 – Limite máximos recomendados para ações LTV

Tipo de estrutura	Valores máximos recomendados de v_i , em mm/s no plano horizontal do piso mais elevado do edifício, para todas as frequências
1	10
2	5
3	2.5

Nota: A designação da tipologia construtiva encontra-se na Tabela 3.13

Na consideração dos efeitos causados por LTV sobre tubagens enterradas, as recomendações apresentadas na Tabela 3.16 deveram ser reduzidas em 50%.

3.3.4.5 Efeitos nos pisos

Esse ocorrer ações de flexão por ressonância, ou próxima desse estado, os pisos iram vibrar com magnitudes amplificadas e como tal o esforço dinâmico adicional pode ser obtido pelo mesmo procedimento apresentado no capítulo 3.3.4.1.

Para vigas e lajes com descarga de força unidirecional com uma secção transversal retangular, (ou seja, $\frac{y_{max}}{i} = 1.73$, onde y_{max} é a distância à fibra exterior e i o raio de inercia) com espessura e carregamento constantes. Para uma vibração com modo natural, a tensão de flexão máxima σ_{max} , é definido pela seguinte expressão (DIN, 1999):

$$\sigma_{max} = 1.73 * \left(E_{dyn} * \rho * \frac{G_{tot}}{G_{beam}} \right)^{0.5} * k_n * v_{max} \quad (3.6)$$

Onde:

- v_{max} – Velocidade de pico ao longo do comprimento da viga
- E_{dyn} – Modulo de elasticidade dinâmico do material
- ρ - Densidade do material
- $\frac{G_{tot}}{G_{beam}}$ – Coeficiente de carregamento, onde a viga é acomodada eventualmente por um carregamento distribuído, dado por adição do peso próprio.
- G_{tot} – Peso Próprio mais outros eventuais carregamentos (Carregamento total)
- k_n – Coeficiente do modo próprio, que depende das condições de limite e do nível do modo ($k_n \in [1; 1.3]$).

Para as lajes com descarregamento de cargas bidirecional, o esforço calculado por flexão deverá também ser considerado máximo.

Segundo o regulamento, de acordo com experiências obtidas do estado de arte, velocidades de vibração verticais até 10mm/s não causam danos a nível dos pisos da estrutura do tipo 1 e 2, mesmo quando o carregamento da laje já se encontre no limite de dimensionamento. Para estruturas do tipo 3, não existem recomendações de vibração na direção vertical.

3.3.5 DIN 4150-3 2016-12

A edição atual da DIN diferencia-se da sua edição anterior nos seguintes tópicos:

- Os subcapítulos 3.4 (velocidade de vibração de pico), 3.7 (pisos mais elevados), 6.3 (começo e encerramento de operações) e a Tabela 2 do regulamento (guia de valores para cavidades do sobressolo) foram incluídos nesta versão;
- Introdução em anexo de uma metodologia alternativa para avaliar os efeitos de ações STV nos edifícios;
- Previsões de vibrações medidas nas estruturas, foram sumarizadas na cláusula 7;

Relativamente às STV, mantendo-se as indicações impostas na edição anterior, faz-se apenas referência que as vibrações podem ser realizadas no piso mais elevado do edifício, tomando o máximo das duas componentes horizontais como base. As medições registadas neste ponto normalmente fornecem um máximo referente à resposta da estrutura causada ao nível da fundação. Em alternativa, as vibrações podem ser analisadas diretamente por medição ao nível das fundações, como as outras edições assim o indicava. Ao que remete às imposições das vibrações registadas in-situ encontram-se inalteradas para a edição anterior.

A avaliação de elementos estruturais de grande volume e estruturas subterrâneas, ganharam alguma importância em detalhe, sendo referido que para estruturas de engenharia civil, tais como construções de betão usadas como pilares ou fundações em bloco, o valor de 80 mm/s deverá ser usado como referência, desde que nenhum risco surja como resultado de processos mecânicos no solo. Para a avaliação dos efeitos nos revestimentos dos tuneis, galerias e grutas de pedra, os valores dados pela Tabela 3.17, devem ser usados como referência. Presumindo nestas condições, que os revestimentos foram produzidos e aplicados usando os métodos atuais, caso contrário, valores inferiores precisam de ser aplicados.

Tabela 3.17 – Valores de referência para STV, para acautelar efeitos sobre os acabamentos subterrâneos (e.g. em minas, grutas e edifícios subterrâneos)

Tipo Estrutural	Material de revestimento	Limites de velocidade perpendicular na superfície do revestimento
		$v_{i,max}$ em mm/s
1	Betão armado ou pulverizado e ainda pequenos segmentos de tubagem	80
2	Betão ou pedra	60
3	Alvenaria	40

Nota: Os valores de referência referem-se a explosões mineiras próximas. Estes limites são apenas aplicados aos revestimentos de estruturas subterrâneas e não a instalação associada.

Na abordagem das LTV, as instruções de medições apresentadas na edição anterior não sofreram qualquer alteração. Indicando apenas que na eventualidade que a monitorização das vibrações seja efetuada durante um largo período e os resultados obtidos tenham magnitude que assim o permitam, as vibrações poderão ser registadas em alternativa ao nível da fundação do edifício, desde que a transmissão da vibração da fundação ao piso mais elevado tenha sido determinado antecipadamente. Desta forma os limites impostos encontram-se na tabela seguinte.

Tabela 3.18 – Limites de referência impostos para LTV de acordo com a DIN-3

Tipo estrutural	Guia de valores de $v_{i,max}$ em mm/s	
	Piso mais elevado, direção horizontal, todas as frequências	Laje, direção vertical, todas as frequências
1	10*	10
2	5	10
3	2.5	10 ^a

Nota: A legenda dos tipos estruturais é a mesma apresentada na Tabela 3.13

* - Mesmo que o limite seja cumprido, pequenos danos podem surgir a estas vibrações

^a – Este limite deve ser confirmado com a avaliação do efeito nas lajes apresentado no Capítulo 5.3.2

Dando importância alguns anexos presentes nesta regulamentação, o anexo A apresenta uma esquematização de como um relatório de medições deverá ser constituído, tal informação poderá ser consultada no anexo A.1 . No anexo B, com carácter normativo, é apresentado uma alternativa de medições e ao método de avaliação, esta informação encontra-se no anexo A.2

3.4 NORMAS BRITÂNICAS

A série de normas BS 7385 cobre a avaliação e medição das vibrações em edifícios. A Parte 1 de 1990, trata-se de um regulamento muito idêntico ao apresentado pela norma internacional ISO 4866 (ISO), que constitui um guia de medições de vibrações e avaliação dos seus efeitos nos edifícios. Atualmente esta regulamentação foi substituída pela ISO, com adaptação britânica, BS ISO 4866 de 2010 (BSi, 2010). Face à limitação das vibrações com vista na integridade estrutural, vigora atualmente a segunda parte da norma BS 7385-2 (BSi, 1993), que se encontra sob revisão.

3.4.1 ISO 4866:2010

A BS ISO 4866 (BSi, 2010) estabelece princípios a aplicar na medição de vibrações, além desta estabelecer metodologias de processamento da informação dados relativamente à avaliação dos efeitos das vibrações nas estruturas. Esta não cobre a fonte de excitação, exceto quando a fonte impõe um intervalo dinâmico, uma frequência ou outro parâmetro relevante. A avaliação dos efeitos estruturais devido a vibrações é primeiramente obtida através da resposta da estrutura, usando métodos aproximados, pelos quais a frequência, a duração e amplitude podem ser definidas.

Esta ISO aplica-se a todas as estruturas construídas acima ou abaixo do solo. Estruturas que se encontram em funcionamento ou em manutenção e incluem edifícios, estruturas de valor arqueológico e histórico (património cultural), pontes e túneis, instalações tubagens de gás e líquidos, estruturas de terreno (e.g. diques e aterros), e ainda instalações marítimas fixas (e.g. ancoradouros). Das estruturas apresentadas, exclui-se as estruturas especiais (e.g. centrais nucleares).

Para ser possível descrever e caracterizar os efeitos visíveis devido a vibrações, é necessário efetuar uma classificação das estruturas a tratar. Para o propósito desta ISO, os edifícios deverão ser classificados de acordo com o exposto no anexo A.3 desta dissertação.

O intervalo de frequências a ter em consideração encontra-se entre os 1 Hz e 150 Hz, ao qual irá cobrir maior parte dos eventos de origem humana verificados na prática. Não se inclui estruturas com mais de 10 pisos e o choque diretamente introduzido na estrutura por máquinas industriais, embora os seus efeitos até uma certa distância sejam incluídos.

Fontes naturais de vibração, geralmente contêm energia para provocar danos, dado que a frequência dominante destas ações seja relativamente baixas, na faixa entre 0,1 Hz a 30 Hz (BSi, 2010). Para simplificar a variedade das diversas ações que podem estar na base das solicitações mecânicas a ISO indica que a faixa de captação de frequência deva registar entre 0,1 Hz a 500 Hz. Este limite imposto aplica-se a grande parte das ações exteriores, já numa análise de funcionamento de máquinas internas poderá ser necessário exigir medições com uma faixa de frequência mais ampla. Para diversas ações particulares, é apresentada um intervalo de frequências dependente da origem das vibrações que pode ser consultada mais adiante no capítulo 5.4.2.

A informação coletada pelo sistema adequado de medições permite estabelecer um único parâmetro de avaliação (e.g. velocidade máxima das partículas). Este parâmetro poderá não ser suficiente para definir uma ação periódica mais complexa numa faixa de frequência específica e como tal, é realizada uma distinção no que advém as classes de instrumentação identificadas em duas classes, na análise de engenharia e na monitorização de campo.

3.4.1.1 Classe 1: Análise de engenharia

Esta classe destina-se a análises mais avançadas a nível estrutural, para que seja possível identificar a resposta modal de uma estrutural e tal requer uma maior exigência na recolha de informação. Dentro das exigências destaca-se:

- A capacidade de armazenamento do instrumento deverá no mínimo recolher 1000 amostras por segundo ou no mínimo cinco vezes a frequência máxima de observação caso esta seja superior a 200 Hz para evitar o fenómeno de aliasing (indistinção dos diferentes sinais);
- O filtro de atenuação a aplicar no mínimo um fator de 100 (40dB) para frequências maiores que metade da frequência de amostragem;
- A faixa dinâmica deverá ser de pelo menos 72dB;
- A frequência de observação deve ser de pelo menos 1Hz a 150Hz.

3.4.1.2 Classe 2: Monitorização de campo

Esta categoria é a que geralmente é utilizada na análise prática, tanto do controlo estrutural como da comodidade humana sob ações de vibração. Esta torna-se verdadeiramente útil quando já se conhece melhor os fenómenos de vibrações em uma determinada estrutura. Dentro das exigências destaca-se:

- A faixa dinâmica deverá ser de pelo menos 66dB;
- Frequência de observação de 2Hz a 80Hz com erro menor que 0,7dB na amplitude;
- O equipamento de registo deve gravar e monitorar eventos que excedam um determinado limite. Caso seja excedido o limite imposto pelo operador, o aparelho deve reportar o evento imediatamente destacando a amplitude máxima, data e hora em que ocorram estas irregularidades à entidade responsável pelas medições.

3.4.1.3 Medições de campo

As medições de campo, encontram-se na base do controlo estrutural e desta forma, a ISO impõe recomendações quanto ao intervalo de observações e medições a seguir, de forma a poder caracterizar a ação de forma devida. Estas recomendações podem ser consultadas no anexo A.3 (Tabela A.5).

Dentro de algumas indicações sobre os aparelhos de medição a seguir, desde a escolha dos transdutores, às indicações das medições a serem captadas, é referenciado e descrito a localização dos pontos de medição nas estruturas. Sendo importante salientar que:

- Quando a estrutura é mais alta que 12m, pontos adicionais de medição devem ser usados a cada 12m de altura ou no piso mais alto do edifício;
- Quando a estrutura tem mais que 10m de comprimento, pontos de medição devem ser adicionados aproximadamente a posições intermedias e nos pontos críticos da estrutura (pelo menos três: dois nas extremidades e um no centro);
- Medições simultâneas na fundação e no solo exterior permitem estabelecer uma função de transmissão da vibração;
- Pontos de medições adicionais têm de ser efetuados nos pisos é necessário para avaliar a resposta humana.

3.4.2 BS 7385-2:1993

Para acautelar as condições estruturais sob ações impulsivas, a segunda parte da norma britânica BS 7385 (BSi, 1993), em vigor fornece uma orientação para avaliar a possibilidade que a indução de vibrações tenha sobre a resposta estrutural. Esta parte da norma foi desenvolvida a partir de uma extensa revisão de dados registados na prática do reino unido, documentos nacionais e internacionais relevantes e outros dados publicados.

A norma britânica (BS), impõem uma gama de frequências a registar que se situa entre os 4 Hz e 250 Hz, sendo que o risco de dano induzido por vibração deve ser avaliado tendo em consideração a magnitude, a frequência e duração da vibração registada, juntamente com a consideração do tipo de edifício exposto. As quantidades a serem medidas pela norma são PPV, obtida ao nível da fundação na face voltada para a origem da fonte de vibração, sendo que eventualmente a medição de tensões poderia ser efetuado em situações particulares em que os edifícios demonstrem ser mais suscetíveis a dano.

Na Tabela 3.20, é apresentado os limites de vibração transitória, acima dos quais danos cosméticos podem ocorrer, sendo que estes limites dependem da tipologia estrutural apresentada na Tabela 3.19. Para frequências mais baixas, onde as deformações associadas a uma dada magnitude da velocidade de vibração são mais elevadas, os valores de referência para a tipologia 2 poderão ser reduzidos.

Tabela 3.19 – Descrição da tipologia das estruturas de acordo com a BS (adaptado de (BSi, 1993))

Tipologia da estrutura	Descrição
1	Estruturas reforçadas ou estruturas industriais e comerciais pesado
2	Estruturas não reforçadas ou estruturas residenciais ou edifícios comerciais leves

Tabela 3.20 – Valores regulamentares apresentados pela BS (adaptado de (BSi, 1993))

Frequência dominante	Velocidades de pico das partículas (PPV)	
	Tipo 1	Tipo 2
1 - 4 Hz	Deslocamento < 0.6mm	-
4 Hz	15 mm/s	50 mm/s
15 Hz	20 mm/s	50 mm/s
40 – 250 Hz	50 mm/s	50 mm/s

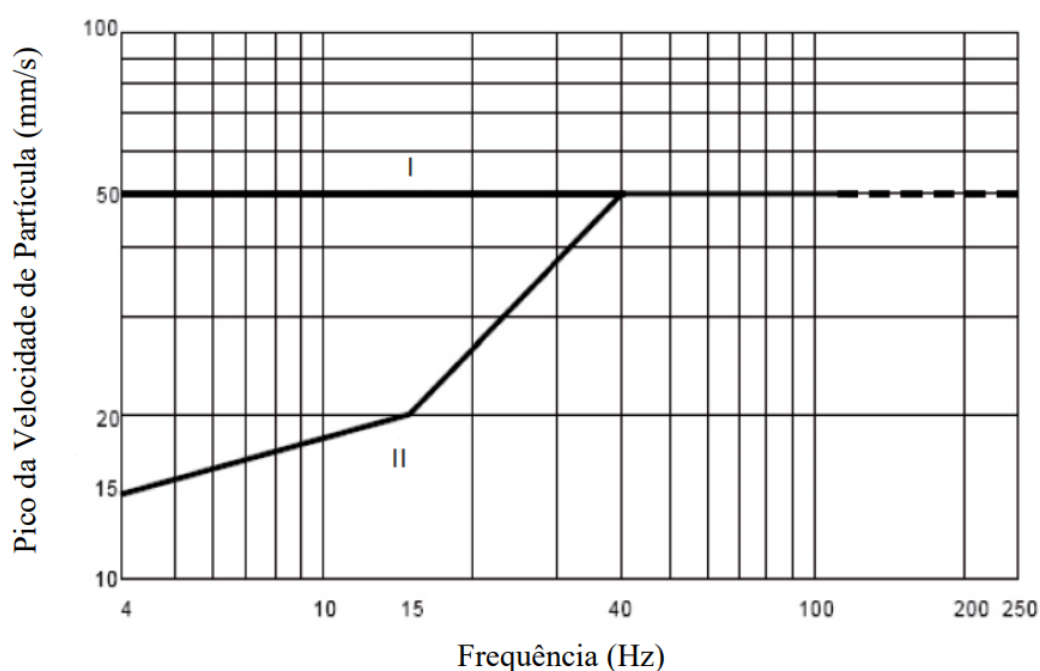


Figura 3.2 – Representação gráfica dos limites impostos pela BS, acima das quais pode ocorrer danos estéticos (adaptada de (BSi, 1993))

É de notar que de acordo com a BS a probabilidade da ocorrência de dano tende para zero quando as vibrações têm picos até 12.5mm/s. Esta condição aplica-se a edifícios normais, caso a estrutura se encontre debilitada este valor poderá ter de ser inferior para não agravar mais os danos.

De acordo com a BS, pequenos danos surgem para valores superiores ao dobro das apresentadas na Tabela 3.20. Para danos maiores nas estruturas, estes podem acontecer para valores quatro vezes superiores aos tabulados. A tipologia 2 apresentada na Tabela 3.20, apresenta valores limite muito semelhante aos da norma russa USBM RI 8507. Fontes citadas na BS 7385 incluem publicações de investigadores envolvidos na produção da USBM, juntamente com estudos independentes britânicos e suíços (Johnson e Hannen, 2015).

Referente a estruturas subterrâneas, a norma apresenta limites, uma vez que de acordo com a norma britânica, as estruturas subterrâneas possuem uma elevada resistência a vibrações, o que as deixa mais resistentes a dano, a menos que sejam de muito baixa qualidade (BSi, 1993).

Os valores tabelados, relacionam-se predominantemente a vibrações impulsivas, que não contêm periodicidade suficiente para sujeitar a estruturas a respostas em ressonância das estruturas e edifícios baixos. Quando a carga dinâmica provocada por vibrações contínuas é tal magnitude que origina uma amplificação dinâmica causada por ressonância, os valores de referência devem ser reduzido até 50% aos apresentados anteriormente. É de notar que a norma (BSi, 1993) indica que existem casos insuficientes constatados, em que vibrações continuadas tenham causado danos a edifícios para substanciar uma redução significativa destes valores de referência. Atendendo ao potencial de fadiga sob exposição contínua ou a longo prazo a vibrações, a norma declara que a menos que o cálculo indique que a magnitude e o número de inversões de carga seja significativo, os valores de referência não devem ser reduzidos a partir de considerações de fadiga.

3.5 NORMA SUÍÇA

A norma suíça SN 640312 (2013) encontra-se referenciada em vários documentos científicos, dada as distinções sob as ações cobertas, relativamente às restantes regulamentações europeias. Esta regula os efeitos das vibrações nas estruturas sobre ações provenientes de explosões, de todo o tipo de maquinaria e equipamentos de construção, juntamente com ações causadas pelo tráfego rodoviário e ferroviário. Essencialmente esta define as estruturas através de quatro classes de sensibilidade (ver Tabela 3.21), atendendo a tipologia construtiva e qualidade das estruturas correntes (e.g. edifícios habitacionais, infraestruturas, indústrias, etc.) e ainda a estruturas subterrâneas (e.g. túneis, minas, caves, etc.).

A norma suíça (SN) impõe três níveis de frequências de solicitação de acordo com a Tabela 3.23, e especifica os valores das diretrizes correspondentes de acordo com a componente PVS da vibração, para as quais nenhum dano deverá ocorrer. Após definida a suscetibilidade da estrutura à ação vibratória e a periodicidade da ação solicitadora, é necessário ainda identificar a frequência dominante da ação para que seja possível impor limites correspondentes (ver Tabela 3.22).

A regulamentação ainda indica que esta não se faz aplicar a vibrações de frequência inferiores a 8 Hz, uma vez que, segundo esta, estas são as frequências que costumam ser dominantes durante terremotos. Como tal, para frequências inferiores a 8 Hz, uma análise especial e detalhada deverá ser conduzida.

Tabela 3.21 – Classificações das estruturas de acordo com a SN (Moutinho, 2007)

Classe estrutural	Sensibilidade	Definição
I	Muito baixa	Estruturas de betão armado e estruturas de aço (não contendo rebocos) tais como edifícios industriais, pontes, chaminés, muros de suporte e condutas superficiais; Estruturas subterrâneas como cavernas, túneis e galerias sem revestimentos
II	Baixa	Edifícios com lajes e caves em betão, com paredes em betão e alvenaria de tijolo, muros de alvenaria e condutas enterradas; Estruturas subterrâneas como cavernas, túneis e galerias revestidas a alvenaria
III	Média	Edifícios com caves compostas por pavimentos e paredes em betão, com superestrutura em alvenaria de pedra e pavimentos em madeira
IV	Elevada	Edifícios particularmente vulneráveis ou edifícios em restauro

Tabela 3.22 – Definição das três periodicidades da ação vibratória segundo a SN (adaptada de (Ziegler, 2017))

Exposição	Número de eventos	Tipos de origens das ações vibratórias
Ocasional	<< 1000	Explosões, pancadas vibratórias
Frequente		Explosões frequentes, vibração, disjuntores
Permanente	>> 100 000	Tráfego, máquinas instaladas permanentemente, disjuntores para uso prolongado

Tabela 3.23 – Valores de referencia limite impostos na SN, (adaptada de (Ziegler, 2017))

Classe	Exposição	PVS máximo admissível em mm/s		
		Frequência dominante, f_d (Hz)		
		$8 < f_d < 30$	$30 < f_d < 60$	$60 < f_d < 150$
I	Ocasional	45	60	90
	Frequente	18	24	36
	Permanente	9	12	18
II	Ocasional	30	40	60
	Frequente	12	16	24
	Permanente	6	8	12
III	Ocasional	15	20	30
	Frequente	6	8	12
	Permanente	3	4	6
IV	Ocasional	8	10	15
	Frequente	3	4	6
	Permanente	1.5	2	3

3.6 NORMA SUECA

Com a intenção de limitar as vibrações mecânicas induzidas por ações impulsivas, vigora atualmente na suécia a norma SS 4604866 de 2011. Esta impõem uma avaliação das vibrações, através do pico máximo registado na direção vertical ($v_{z,max}$) ao nível da fundação dos edifícios segundo uma métrica de avaliação de conformidade com valores estipulados pela norma. A limitação imposta, foca na minimização do risco de dano em estruturas e edifícios próximos. A regulamentação enfatiza que os valores expostos pela norma são valores de referência e não limites legais a usar (Norén-Cosgrif e NGI, 2019).

Para obter o limite a impor segundo a norma, deve ser utilizada a equação (3.7), uma vez que esta relaciona a velocidade máxima admissível através das variáveis que dependem das condições do solo, da categoria do edifício, material do edifício, distância do edifício ao foco e do tipo de vibração. É indicado ainda que nenhuma ponderação de frequência deve ser aplicada aos sinais medidos. Esta norma não pode ser aplicada diretamente em construções esbeltas, como arranha-céus e certos suportes de ponte, nem é adequado para cálculos de risco em construções subterrâneas e tubagens.

Os limites recomendados de acordo com a norma sueca para vibrações induzidas por explosões são calculadas da seguinte forma:

$$v = v_0 * F_b * F_m * F_d * F_t \quad (3.7)$$

sendo que:

- v_0 corresponde à velocidade não corrigida, que depende das propriedades do solo ou da rocha diretamente abaixo do edifício;
- F_b é o fator de construção que tem em conta a sensibilidade à vibração;
- F_m depende do material;
- F_d fator calculável que tem em consideração a distância entre a origem da vibração e o edifício;
- F_t é o fator dependente da duração da vibração.

Os valores não corrigidos de PPV, v_0 considerados nas três direções ortogonais de acordo com a Tabela 3.24, são baseados na investigação (Langefors e Kihlström, 1978), livro este ao qual a norma sueca se baseou para estipular o cálculo das recomendações da PPV (Thelin, 2009).

Tabela 3.24 – Valores de v_0 , de acordo com o material que a fundação esteja assente (adaptada de (SIS, 2011))

Material presente abaixo da edificação	PPV não corrigidos, v_0 (mm/s)
Moreia solta, areia, cascalho, argila	18
Moreia firme, xisto, calcário macio	35
Granito, gnaiss, calcário duro, diábase (Dolerito)	70

Tabela 3.25 – Valores de F_b de acordo com a estrutura em análise (adaptada de (SIS, 2011))

Classe	Tipo de construção	Fator do edifício F_b
1	Construções pesadas, pontes, docas, construções defensivas	1.70
2	Edifícios industriais e escritórios	1.20
3	Construções habitacionais regulares	1.00
4	Edifícios sensíveis em particular edifícios com grandes arcos, igrejas e museus	0.65
5	Edifícios históricos em estado delicado e ruínas muito sensíveis	0.50

Nota: Assume-se que os edifícios da classe 1 a 4 se encontram em bom estado

A correção a fazer quanto à distância entre o local da explosão e o objeto de medição é apresentada na Figura 3.3, através de três curvas diferentes que têm em consideração o material do meio de propagação das ondas mecânicas pelo solo.

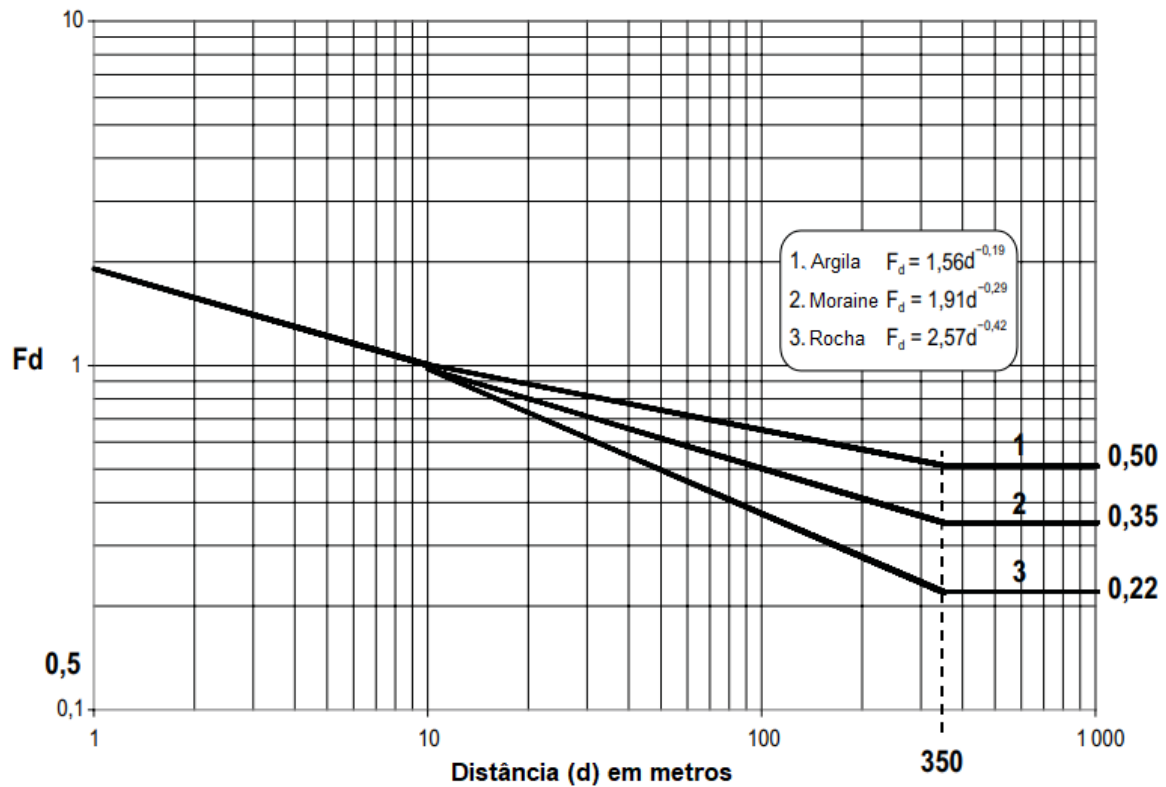


Figura 3.3 – Valores F_d de acordo com o material de solo (adaptada de (SIS, 2011))

Tabela 3.26 – Valores F_m de acordo com o material construtivo da estrutura (adaptada de (SIS, 2011))

Classe	Material	Fator do material F_m
1	Betão armado, aço. Madeira	1.20
2	Betão simples, blocos, betão leve	1.00
3	Autoclaved aerated concrete (AAC)	0.75
4	Arenito de cal	0.65

Tabela 3.27 – Valores F_t de acordo com a periodicidade das ações impulsivas (adaptada de (SIS, 2011))

Classe	Fator de duração F_t
Construção de tuneis, estradas ou construção de fundações	1.0
Instalações fixas, tais como minas e pedreiras	1.0 a 0.75
Nota: Atribui-se um valor menos de F_t , quando as ações tem caracter permanente	

Com a aplicação dos diversos parâmetros expostos anteriormente, é possível obter uma conjuntura de cenários que podem ser deparados na aplicação corrente. Na Tabela 3.28 apresentam-se valores típicos de referência, fazendo cobertura diferentes cenários recorrentes.

Tabela 3.28 – Gama típica de valores de referência de vibrações causada por explosão, aplicando a norma sueca (adaptada de (Norén-Cosgrif e NGI, 2019))

Caso	Condição do solo	Tipo de edifício	Material do edifício	Distância (m)	Periodicidade	Valor de referência (mm/s)
A	Argila mole	Particularmente sensível	Tijolo frágil	20	Temporário	7.7
B	Argila mole	Residência comum	Alvenaria	20	Temporário	16
C	Tilito duro	Residência comum	Alvenaria	20	Temporário	28
D	Pedra dura	Residência comum	Madeira	20	Temporário	61
E	Pedra dura	Residência comum	Madeira	150	Temporário	26
F	Tilito duro	Indústria e escritório	Betão armado	20	Temporário	40
G	Pedra dura	Estrutura pesada	Betão armado	10	Temporário	140

Para todos os casos apresentados na tabela, as vibrações têm origem em explosões com caracter temporário, tal como acontece em escavações e em estaleiros. Para ações permanentes de origem explosiva (e.g. exploração mineira), os valores recomendados devem ser reduzidos em 25%. Como visto anteriormente, os valores podem variar imenso dentro de 8mm/s para estruturas sensíveis com solos pouco competentes, até 140mm/s em edificações competentes com solos igualmente competentes. Estes também podem ser comparados de acordo com os limites propostos pela norma norueguesa, NS 8141:2001, que para as mesmas condições apresentam valores de 3mm/s e 140mm/s respetivamente para cada caso (Norén-Cosgrif e NGI, 2019). Visto que as condições geotécnicas dos dois países (noruega e suécia) são idênticas, as duas normas nacionais baseiam-se em estudos práticos com resultados algo similares, o que levou a que os critérios de limitação fossem idênticos, variando apenas em valores ligeiramente diferentes para os mesmo cenários, mas com ideologias de regulamentação muito idênticas.

3.7 NORMA AUSTRIACA

A norma austríaca Önorm S 9020 foi originalmente publicada em 1986 pela “Austrian Standards”, sendo o objetivo desta regulamentação era proteger os edifícios contra dano causado por explosões. Em dezembro de 2015, a “Austrian Standards” publicou uma nova edição da norma, que ao contrário do que acontecia na edição anterior, nesta edição outras ações que acautelam ações de periodicidade são levadas em conta, deixando de cobrir apenas ações impulsivas originadas pelo uso de explosivos. Atendendo ao uso de explosivos, numa análise de vibrações, as principais mudanças são as novas classes de construções e os novos procedimentos de avaliação (ITAtch, 2016).

Tabela 3.29 – Novas abordagens de acordo com as avaliações apresentadas na edição atual da norma austríaca

Avaliação	Base para a sua avaliação	Consideração da construção	Consideração do solo
Recurso a explosivos	Relação entre carga de explosivos e distância	-	-
Vibrações menores ^a	Experiência	-	-
Vibrações medidas	Vibrações medidas na fundação	Classe das estruturas	-
Medições de tensão	Vibrações medidas na fundação e na área onde ocorre maiores vibrações	Velocidade de propagação na construção	Medição das propriedades dinâmicas

^a – Vibrações sem grande relevância estrutural, com picos de velocidade inferiores a 2.5mm/s

A utilização de explosivos, de acordo com a norma é atribuída segundo uma relação entre a distância e a quantidade de carga usada. Esta relação encontra-se dividida em duas áreas diferentes, ao qual esta poderá ser calculada pelas quatro formulas presentes na Tabela 3.30. A distância mínima (D) em metros de uma explosão de pequena dimensão pode ser obtida através da quantidade de explosivos usada (L) em Kg.

Tabela 3.30 – Obtenção da relação entre quantidade de explosivos usada com a distância ao local de detonação segundo a norma austríaca

	Condições	
	Normais	Favoráveis
Distância entre os 15m a 50m	$D = 15.8 * L^{1.085}$ $L = \frac{D^{0.925}}{12.8}$	$D = 7.85 * L^{1.085}$ $L = \frac{D^{0.925}}{6.75}$
Distância superiores a 50m	$D = 25.6 * L^{0.625}$ $L = \frac{D^{1.6}}{180}$	$D = 17.2 * L^{0.625}$ $L = \frac{D^{1.6}}{95}$

As medições devem ser medidas no lado do edifício voltada para a origem das vibrações e o sistema de medições deverá registar frequências com amplitude entre [2; 250] Hz. A componente da velocidade a ser controlada baseia-se nas PVS e a velocidade máxima recomendável segundo esta norma, recorre de um calculo que se encontra presenta na equação seguinte:

$$V_{RW} = v_B * E_F * A_F \quad (3.8)$$

sendo que:

- v_B – Valor de referência base ($v_B = 9 \text{ mm/s}$)
- E_F – Fator que tem em conta a sensibilidade da estrutura
- A_F – Fator de redução para frequências inferiores a 10Hz

Tabela 3.31 – Classificação de obras e edifícios de engenharia civil, por classes de sensibilidade e parametrização da variável E_F (adaptada de (AG e DRI, 2019))

Classe	Sensibilidade	Exemplo	Fator E_F
0	Sensibilidade muito baixa	Tuneis, fundações de máquinas e pontes de betão armado ou de aço Estruturas de madeira e edifícios industriais robustos	15
1	Baixa sensibilidade	Parques de estacionamento subterrâneos Edifícios industriais e comerciais de betão armado ou de aço, silos, torres e chaminés altas contruídas em aço ou construções solidas em uso de reboco	8
2	Sensibilidade média	Edifícios residenciais e escritórios, escolas, hospitais e igrejas Composição das estruturas em betão armado ou uso de reboco e lajes de betão maciço ou pré-fabricadas	3.5
3	Sensibilidade aumentada	Edifícios com baixa rigidez estrutura, tais como edifícios residenciais com teto de gesso e paredes de alvenaria, com vigas de madeira Cabos de média tensão (até 110kV), Edifícios feitos de betão celular	1.8
4	Particularmente muito sensíveis	Monumentos e estruturas com valor patrimonial que são particularmente suscetíveis a vibrações. Cabos de alta tensão (380kV), Monumentos listados	1

Tabela 3.32 – Parametrização da variável A_F , para determinar a velocidade recomendável segundo a norma austríaca

		Duração		
		Impulso	Curto	Contínuo
Frequência de ocorrência	Raramente	1	0.75	0.60
	Repetitivo	0.75	0.60	0.50
	Frequentemente	0.60	0.50	0.45

Para frequências até 40Hz, esta redução pode ser considerada para efeitos conservativos, mas para frequências compreendidas entre os 40Hz a 100Hz, inclusive, o fator de redução $A_F = 1.0$.

Tabela 3.33 – Descrição das várias frequências de ocorrência (adaptada de (AG e DRI, 2019))

Frequência de ocorrência	Descrição
Raramente	- Até 1000 ocorrências de vibração por ano; - Vibrações contínuas com duração não superior a 5 minutos por dia.
Repetitivo	- Linha ferroviária com média anual diária de até 150 comboios; - Demolições ou construções, que provoquem vibrações intensas com duração superior a uma semana;
Frequentemente	- Vibrações permanentes com duração superior a quatro horas por dia; - Mais de 100 000 ocorrências de vibração por ano.

Tabela 3.34 – Descrição da periodicidade utilizada segundo a norma austríaca

Duração	Descrição
Impulso	Até 2 segundos
Curto	Com duração entre 2 a 180 segundos
Contínuo	Com mais de 180 segundos

3.8 REGULAMENTAÇÃO FRANCESA

A regulamentação francesa face ao controlo de vibrações em edifícios encontra-se pouco desenvolvida. Desta forma na França não existe uma documentação relativamente atualizado e padronizado de se aplicar no país. Face a estas vibrações abordadas neste documento, AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain) define recomendações para a elaboração de regras relativas a obras e instalações a serem implementadas em regiões sujeitas a terremotos. A recomendação da AFTES subdivide os edifícios em três classes (Nunes e Costa, 2006):

- Tipo A – edifício de baixa qualidade mecânica (muros deformados);
- Tipo B – construções de média qualidade mecânica (sem deformações aparentes);
- Tipo C – construções de boa qualidade mecânica (fundações profundas).

Para cada tipologia construtiva é admitida de acordo com a AFTES como sendo as velocidades de pico inferiores às apresentadas na Tabela 3.35.

A circular do Ministério do Ambiente (julho de 1986) divide as construções da seguinte forma:

- Resistentes
- Sensíveis
- Muito sensíveis

Os limites máximos de velocidade são estabelecidos em função de três diferentes bandas de frequência dominantes da ação. Nessa diretiva o limite da componente PPV da ação encontra-se definido na Tabela 3.36.

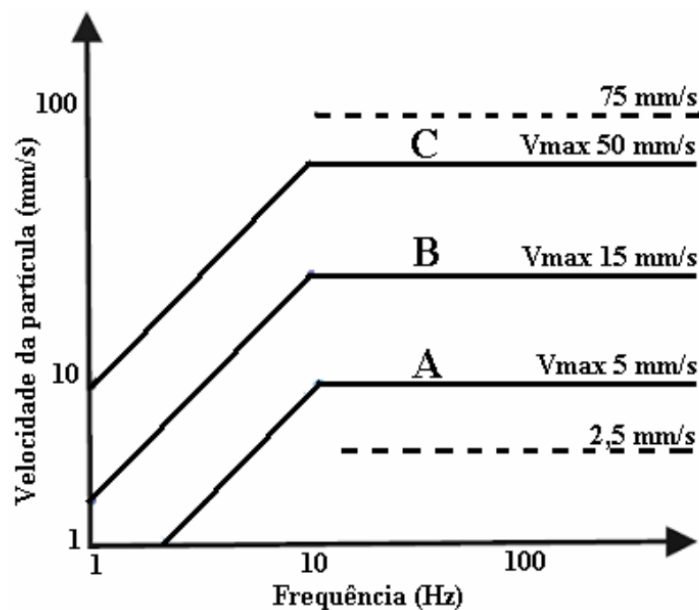


Figura 3.4 – Diagrama proposto pela AFTES das vibrações admitidas para as três classes de estrutura (Nunes e Costa, 2006)

Para $f_d < 10$ Hz, o critério de dano é baseado na amplitude de oscilação. Para $f_d > 10$ Hz, tal critério é baseado no valor de velocidade da partícula (PPV).

Tabela 3.35 – Valores de velocidade de vibração das partículas sugeridos pela AFTES (adaptada de (Bacci, Landim e Eston, 2006))

V_L (m/s)	PPV (mm/s) de acordo com as seguintes classes		
	A	B	C
1500	2.5	7.5	25.0
3000	5.0	15.0	50.0
4500	7.5	22.5	75.0

Tabela 3.36 – Limites de PPV sugeridos pela circular do Ministério do Ambiente francês (adaptada de (Wang, 2012))

Sensibilidade estrutural	PPV (mm/s) para a f_d (Hz) de		
	4 a 8	8 a 30	30 a 100
Resistente	8	12	15
Sensível	6	9	12
Muito sensível	4	6	9

3.9 NORMA ITALIANA

O instituto italiano de normas, a Ente Nazionale Italiano di Unificazione, tem publicada duas normas que lidam com efeitos das vibrações. A norma UNI 9916 lida com os efeitos nos edifícios, enquanto que a UNI 9614 lida com os efeitos nas pessoas. A DIN-3 e a norma italiana UNI 9916 são bastante convergentes no que diz respeito à abordagem da temática e da parametrização dos limites máximos de vibração de curta e longa duração, uma vez que os limites impostos para ambas as durações são iguais os presentes na DIN-3. Juntamente com estas similaridades, a norma aplica-se de forma generalizada a edificações comuns e esta atende aos efeitos que as vibrações causam aos edifícios, dividindo-as em três categorias de dano, da mesma forma como é identificado na NP atual.

3.10 NORMA ESPANHOLA

De acordo com a UNE 22-381-93 (AENOR, 1993), a classificação das edificações, tipo de estruturas abrangidas e critérios de avaliação de dano estrutural recaem sobre as mesmas abordagens que as restantes regulamentações europeias, à exceção da inclusão de deslocamentos máximos recomendados para frequências entre os 15 e 75 Hz. De seguida são apresentadas as tabelas correspondentes às tipologias estruturais e aos critérios de avaliação do dano estrutural.

Tabela 3.37 – Descrição das categorias estruturais (AENOR, 1993)

Tipo estrutural	Descrição
I	Edifícios e naves industriais ligeiras com estruturas de betão armado e metálicas
II	Vivendas, oficinas, centros comerciais. Edifícios e estruturas de valor arqueológico, arquitetónico e histórico que devido à sua estabilidade estrutural, não são consideradas sensíveis
III	Edifícios e estruturas com valor arqueológico, arquitetónico e histórico que requeiram uma análise especial de sensibilidade a vibrações

Tabela 3.38 – Recomendações máximas de exposição estrutural a ações vibratórias para evitar dano (AENOR, 1993)

Tipo estrutural	f_d (Hz)		
	2-15	15-75*	>75
	Velocidade (mm/s)	Deslocamento (mm)	Velocidade (mm/s)
I	20	0.212	100
II	9	0.095	45
III	4	0.042	20

* - Entre este intervalo de frequências, pode ser verificada também o critério de velocidade.

Nota: As velocidades a serem comparadas recaem sobre a componente PPV das medições efetuadas

Para o aspeto de velocidade, entre os 15 e 75 Hz, a velocidade pode ser obtida da seguinte forma:

$$v = 2 * \pi * f * d \quad (3.9)$$

sendo que:

- v – Velocidade recomendada máxima em mm/s;
- f – Frequência principal compreendida entre [15, 75] Hz;
- d – Deslocamento correspondente à tipologia estrutural em análise.

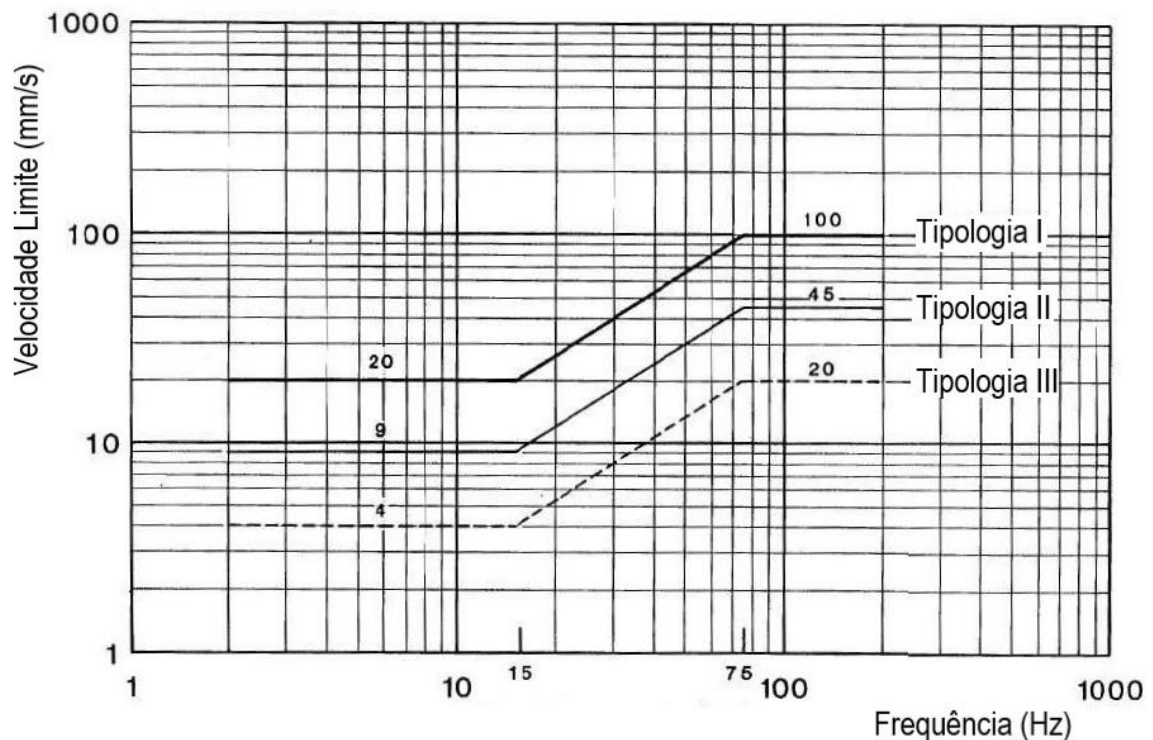


Figura 3.5 – Limites imposto pela norma espanhola para a velocidade de pico (adaptada de (AENOR, 1993))

As vibrações deverão ser efetuadas ao nível do solo, sendo que é recomendado que se as medições efetuadas com recurso a um acelerómetro obtenham acelerações inferiores a 0.2g, este transdutor deverá ser apoiado no solo junto da estrutura com recurso a um provete quadrado de betão. Para acelerações superiores a 0.2g, o transdutor deverá ser fixo firmemente ao solo próximo da estrutura. Esta esquematização encontra-se no capítulo 5.3.1.

A frequência filtrada para análise deverá conter a resposta da vibração na faixa entre [2; 200] Hz, além de que os transdutores utilizados deverão ser capazes de obter picos acima dos 100 mm/s.

É ainda de referir que a norma apresenta um quadro que relaciona a quantidade de explosivos usado (em kg) em função da distância à estrutura a analisar (em m), esta abordagem não se faz diferenciar muito do apresentado no Capítulo 3.6.1.

4

PARÂMETROS ENVOLVIDOS NA ANÁLISE ESTRUTURAL

Na prática, como visto, o único parâmetro calculável in-situ que permite avaliar a estabilidade estrutural consiste na velocidade vibratória. Mas este parâmetro isolado não traça uma previsão do nível de dano a que a estrutura poderá estar sujeita. Para que seja possível entender de uma forma mais elusiva toda a envolvente que foi apresentada, é pertinente entender que conceitos se encontram envolvidos na temática de uma análise estrutural. Como tal, nos seguintes subcapítulos, algumas temáticas serão abordadas de forma a poder fundamentar algumas das considerações que se baseiam na formulação das normas, além do devido entendimento das diferentes temáticas que condicionam todos os diferentes processos de averiguação das ações mecânicas a que as estruturas possam estar sujeitas.

4.1 COMPORTAMENTO DO SOLO

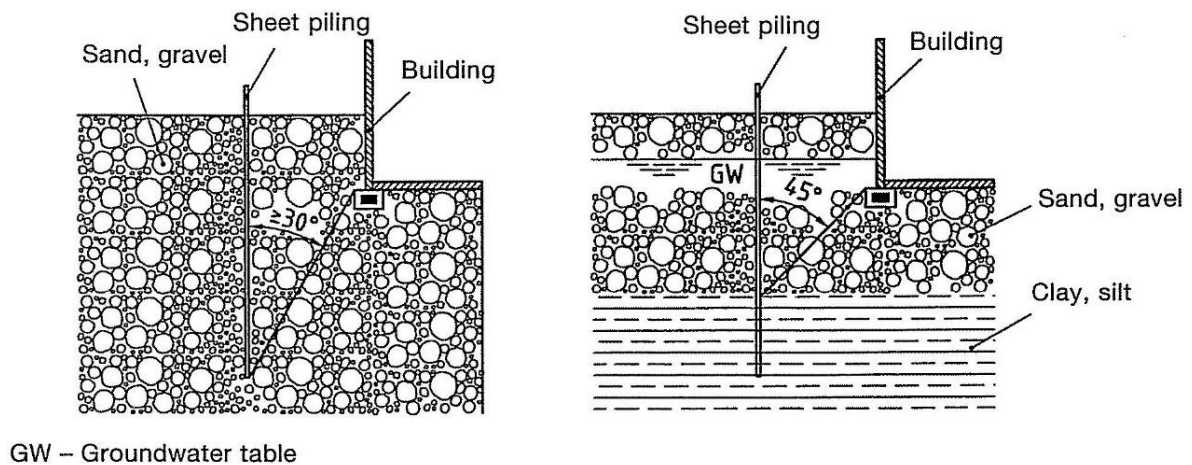
As características do solo são aspetos cruciais a ter em consideração na fase de dimensionamento estrutural. Para vibrações externas, a energia libertada ao solo, é transmitido às fundações e como tal existe aqui uma interação solo-estrutura (SSI), que pode ter um grande impacto na resposta da estrutura. A geologia do solo entre a fonte de vibração e o edifício afeta o espectro de frequências de entrada de um edifício. Geralmente, fundações mais rígidas resultam em frequências naturais mais elevadas do sistema solo-edifício e frequências de entrada mais altas são frequentemente associadas a terrenos mais duros.

Fundações em solos pouco competentes e pouco consolidados podem sofrer um eventual assentamento ou perda da capacidade e redistribuição de carga, quando o solo em que se encontram assentes é “vibrado”. Os aspetos que têm relevância nestas considerações são a coesão do solo, o tipo de minerais ou rochas que estes possuem, compacidade, e até mesmo o teor em água. Todos estes fatores influenciam a velocidade de propagação de ondas vibratórias no solo e, consequentemente, como o solo se comportará sobre ações de carga.

Em solos arenosos, vibrações fortes podem causar subsidência do solo, principalmente em casos de solos soltos a pouco densos. Este fenómeno poderá causar assentamentos da fundação e como tal, especialmente sobre ações LTV, esta possibilidade tem de ser acautelada (DIN, 2016).

A cravação de estacas está maioritariamente associada a solos não coesos, devido à falta de competência dos mesmos. Ao efetuar uma cravação, é induzido um nível de vibração que deverá ser controlado segundo as normas acima tratadas, mas a competência do solo nas imediações deve ser assegurada, e como tal, para não ocorrer assentamentos e precaver a estabilidade da estrutura adjacente, é sugerido pela DIN-3 (DIN, 2016), que a distância entre a estacas e a fundação dos edifícios próximos deve ser tal que o ângulo entre a estaca e a fundação do edifício seja $\geq 30^\circ$ para solos não drenados, e 45° para solos drenados (a distância tem em consideração apenas a camada de solo arenoso).

O risco de assentamento é consideravelmente reduzido em casos de impactos de bate-estacas (e.g. ao usar compactadores a diesel ou pneumáticos).



GW – Groundwater table

Figura 4.1 – Esquema da distância mínima a ter na cravação de estacas (DIN, 2016)

Mesmo a grandes distâncias da fonte de vibração, o assentamento da fundação induzido por vibração pode ainda ocorrer, mas dada a magnitude da vibração, o deslocamento espectável não deverá ser suficiente para causar danos estruturais. Todavia, para isto ocorrer, o solo tem de ser muito sensível a vibrações (solo não coeso) e a vibração terá de ocorrer de forma contínua ou muito frequente (LTV's).

Qualquer assentamento dinamicamente induzido irá depender das condições do local, e desta forma é recomendado que especialistas avaliem a situação. Outro efeito causado por estas ações mecânicas baseia-se na liquefação do solo, onde a areia ou silte abaixo do nível da água subitamente perde toda a sua capacidade de suporte como resultado dos efeitos dinâmicos. Durante um terremoto, o processo pode levar a danos severos, tais como o colapso de uma edificação, mas atendendo à magnitude das ações que são analisadas nestes contextos, estes efeitos apenas são expectáveis sobre circunstâncias muito desfavoráveis.

4.1.1 MÉTODO DE ATENUAÇÃO DE ONDAS MECÂNICAS

À medida que uma onda de tensão se propaga pelo solo, a energia da onda é reduzida por causa do amortecimento geométrico ou de radiação. Por exemplo, ao largar uma pedra num lago, sem perturbação da água, é possível demonstrar o fenómeno do amortecimento geométrico à medida que a onda se propaga.

Normalmente, as vibrações são de origem externa, logo fazem-se transmitir através do solo. Estas decaem de intensidade com a distância à fonte, como já fora referido. Por esta razão, os efeitos da vibração podem ser reduzidos, aumentando a distância entre a fonte de vibração e o objeto afetado. Dado que muitas vezes esta solução não pode ser implementada, outras técnicas deveram ser aplicadas para atenuar os efeitos das intervenções ou operações que provocam estas vibrações.

Algumas medidas que se seguem são apresentadas pela regulamentação alemã (DIN, 2016) que permitem abranger aspetos que serão explorados com um pouco mais de detalhe de seguida. Como tal, as medidas que podem ser implementadas ao nível da fonte emissora são:

- Atendendo às vibrações estacionárias harmónicas geradas por maquinaria (e.g. amortecedores, motores, compressores e serrarias):
 - Balanceamento de máquinas;
 - Melhorar a distribuição de massas;
 - Modificar a velocidade de operação (se possível) caso a estrutura se encontre em ressonância;
 - Isolar as máquinas, instalando elementos elásticos (para excitações com frequências acima dos 3Hz),
- Choque provocado por maquinaria (e.g. martelos pneumáticos e compressores) poderão ser aplicados, se possível, isoladores de vibração aos equipamentos;
- Atendendo ao tráfego, as vias de comunicação deverão ser suaves sem irregularidades, conseguindo fazendo melhoramentos ou manutenção das vias problemáticas ou eventualmente com a redução da velocidade de tráfego;
- Na utilização de explosões, a técnica poderá ser alterada (e.g. quantidade de carga usada para os casos iniciais de desmontes, ordem de explosão ou aplicação de explosivos a uma maior profundidade), pressupõem-se que a instalação e detonação dos mesmos seja efetuada de forma correta e acondicionada (ver capítulo 4.3);
- Na proveniência de processos de construção:
 - Aplicar técnicas de construção que libertem menos energia ao solo (se possível);
 - Na utilização de martelos pneumáticos, deverão ser escolhidos aqueles que operam a uma frequência superior (para que a frequência de vibração seja superior);
 - Evitar processos de ressonância (faz-se aplicar a qualquer tarefa que emita vibrações).

Algumas das medidas que poderão ser implementadas para minimizar os efeitos no recetor das vibrações, podem passar por:

- Instalar amortecedores de massa sintonizados (Especialmente eficaz contra a ressonância e quando existe um pequeno amortecimento na estrutura);
- Isolar a estrutura contra vibrações (Para frequências de excitação inferiores a 5Hz);
- Modificar a rigidez ou a massa da estrutura para evitar a ressonância (Se for um fator bastante condicionantes atendendo à frequência natural da mesma).
- Aumento do contraventamento estrutural (Para evitar efeitos de torção e deslocamentos excessivos nos elementos estruturais)

4.2 RESPOSTA ESTRUTURAL SOBRE EFEITOS VIBRATÓRIOS

Com a apresentação de algumas medidas de contenção de vibrações, foram introduzidos alguns aspetos que merecem uma devida explicação face ao comportamento dinâmico dos elementos estruturais a analisar. A resposta de um elemento estrutural a excitações dinâmicas depende das suas características de resposta (e.g. frequência natural, resposta modal e amortecimento modal), juntamente com o que já foi indicado anteriormente, a SSI e do espetro que caracteriza a excitação do mesmo. Por efeitos cumulativos, especialmente a elevados níveis de resposta e exposição, deverá ser necessário ponderar os efeitos de fadiga (ver capítulo 4.2.5).

4.2.1 INTERAÇÃO VIBRACIONAL ENTRE FUNDAÇÕES DE ESTRUTURAS E O SOLO

Durante uma vibração a fundação da estrutura segue o movimento do terreno, mas devido a efeitos de inércia, a massa do edifício opõe-se ao deslocamento e, por consequência, opõe-se ao movimento da fundação. Com este fenómeno, são geradas sobre a estrutura forças de corte que podem ser críticas dependendo da magnitude da excitação. Para avaliar estas forças, poderia se recorrer a uma análise de tensões, mas visto que esta quantificação de forças de inercia demonstra ser um problema complexo de dinâmica estrutural e pouco prático de aplicar em muitos casos, diferentes abordagens são tomadas para precaver esforços elevados desta natureza.

A SSI nada mais é do que a influência recíproca gerada entre a superestrutura e o sistema de fundação. Num estado estático, esta interação tem grande relevância numa fase de dimensionamento, para acautelar assentamentos e tensões sobre as sapatas. Já na dinâmica, num caso hipotético em que os efeitos de inércia e a rigidez envolvida na SSI fosse infinita, o movimento do solo e da estrutura seriam idênticos, e por consequência sem a consideração de mais ações envolvidas, teoricamente não existia um aumento de tensões, logo o dano nunca ocorreria. Mas na realidade existem sempre efeitos de inércia associadas a estas ações, além de que estas ligações não são infinitamente rígidas e, por consequência, na resposta a um movimento dinâmico ocorre libertação de energia do sistema (Richard, Woods e Hall Jr, 1970).

Todorovska e Trifunac (Todorovska e Trifunac, 1992) apresentam um estudo analítico extensivo, usando um modelo bidimensional linear, ao qual o modelo do edifício se equivalia a um oscilador de um sistema de um grau de liberdade (SDOF). Este estudo foi devotado para tentar explicar esta interação e concluíram que as características do modelo ensaiado (e.g. altura e peso do edifício e modo de elasticidade do solo), o sistema de amortecimento, o sistema de frequência e o sistema de resposta têm impacto significativo sobre a SSI.

Se for atendida a uma análise científica, considerações completas da SSI devem ter em consideração a estratificação do solo, a variação da rigidez de corte com a profundidade, os efeitos de carga de construção na rigidez do solo, os efeitos de deformação, a geometria da fundação, juntamente com a frequência de excitação solicitadora (BSi, 2010).

Em casos muito particulares, todos estes fatores deverão ser tidos em conta, juntamente com modelos teóricos que tentem representar a distribuição de esforços nessa estrutura. A modelação da estrutura poderá ser efetuada com recurso a modelação de elementos finitos (FEM) e a representação da ligação presente entre o solo e a fundação, poderá ser considerada por molas que acoplem a rigidez da SSI, tal como apresentado na Figura 4.2, pelo modelo de Winkler.

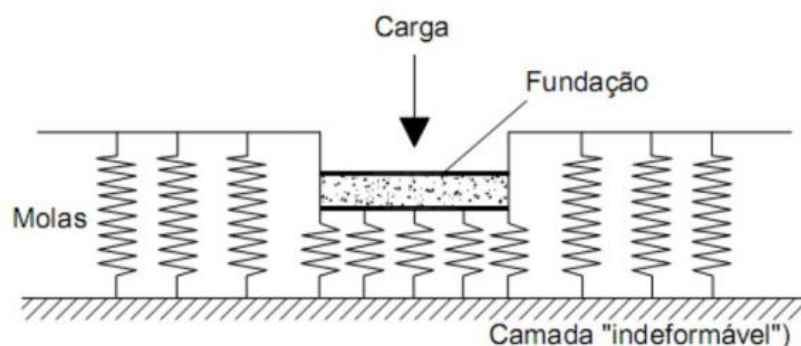


Figura 4.2 – Modelo de Winkler para representação do solo (Nogueira, 2015)

4.2.2 RESPOSTA NATURAL DE UM EDIFÍCIO

O movimento livre de um sistema poderá ser equiparado a um sistema com um grau de liberdade (SDOF) e, como tal, se este sistema for considerado, a equação fundamental deste movimento é descrita por:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (4.1)$$

onde:

- m – Massa da partícula
- c – Amortecimento da partícula
- k – Rigidez da partícula

Em que m , c , k e $p(t)$ podem ser quantidades generalizadas. Assim sendo, para um sistema de N graus de liberdade, estas variáveis fazem corresponder a matrizes que incorporam os n graus de liberdade do sistema.

Se for considerada uma solução geral que incorpore as duas componentes da solução, a particular e a complementar, por substituição na equação diferencial notando ao movimento descrito que avalia a característica física da estrutura (w), a frequência natural do sistema em (rad/s) é dada pela seguinte expressão:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.2)$$

Se forem atendidas as condições apresentadas pela solução geral atribuída a uma função periódica, a frequência natural em ciclos/segundo ou Hertz (Hz) é dada por:

$$f = \frac{w}{2\pi} \quad (4.3)$$

Num SDOF, a resposta natural da estrutura encontra-se diretamente influenciada pela rigidez e a massa do elemento. Se for considerada o efeito de amortecimento, a resposta condicionada da estrutura, que irá corresponder à frequência natural que se encontra na prática é dada por:

$$w_d = w * \sqrt{1 - \varepsilon^2} \quad (4.4)$$

em que ε corresponde ao amortecimento decimal atribuída à estrutura ($\varepsilon \in [0,1]$).

Uma resposta de SDOF sob efeito de uma carga harmónica, a frequência de solicitação ($\bar{w}$) pode ser relacionada com a frequência natural de um sistema, pela razão de frequências (r) obtida pela seguinte expressão:

$$r = \frac{\bar{w}}{w_d} \quad (4.5)$$

Numa situação estacionária o fator de amplificação dinâmico (D) é dado por:

$$D = \frac{1}{|1 - r^2|} \quad (4.6)$$

E desta forma surge a designação do efeito de ressonância que pode ser atribuído na relação dada pelo fator de amplificação dinâmico *versus* a razão de frequência.

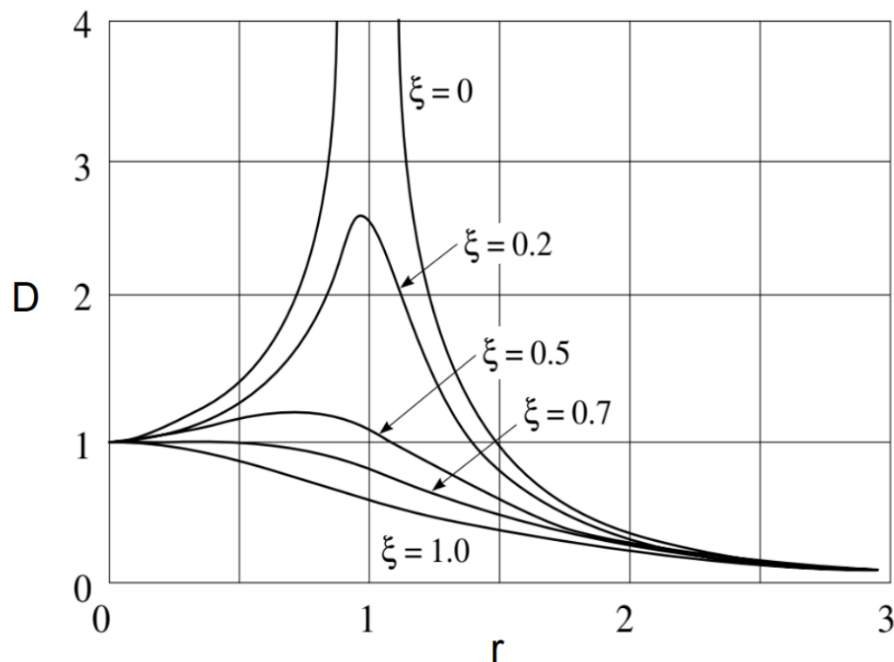


Figura 4.3 – Variação do fator de amplificação dinâmico com amortecimento em função da razão de frequências (adaptado de (Clough, 1995)).

4.2.3 IMPORTÂNCIA DA FREQUÊNCIA DE RESPOSTA

A frequência da vibração do solo é um fator muito importante, como já fora identificado, especialmente quando este se assemelha à frequência natural da estrutura, uma vez que este determina qual o valor de ressonância que se estabelece na estrutura sujeita a estas perturbações. Para frequências naturais da estrutura que se assemelhem à frequência dominante das vibrações, é quando a suscetibilidade da estrutura a dano se agrava por efeitos de ressonância. Deve ser notado que cada componente individual da estrutura (e.g. paredes, lajes, etc.), usualmente possui uma frequência natural a qual se diferencia de toda a restante estrutura como um todo. A frequência crítica para a estrutura é atribuída através de um intervalo e não corresponde a um valor único. A maior parte das estruturas possuem componentes com frequência natural de vibração situada entre os 5 a 40 Hz, ao qual edifícios históricos têm tendência a ter um intervalo com valores inferiores para as estruturas tipicamente maciças (W. e J., 1983).

O pico da resposta em regime estacionário ocorre para valores de r próximos da unidade, sendo que o valor máximo exato se obtém derivando o fator de amplificação dinâmico (D) em ordem à razão entre frequências (natural e dominante da ação) (r). Ao tratar a equação do movimento em ressonância com influência do amortecimento, obtém-se a evolução do sinal presente na Figura 4.4.

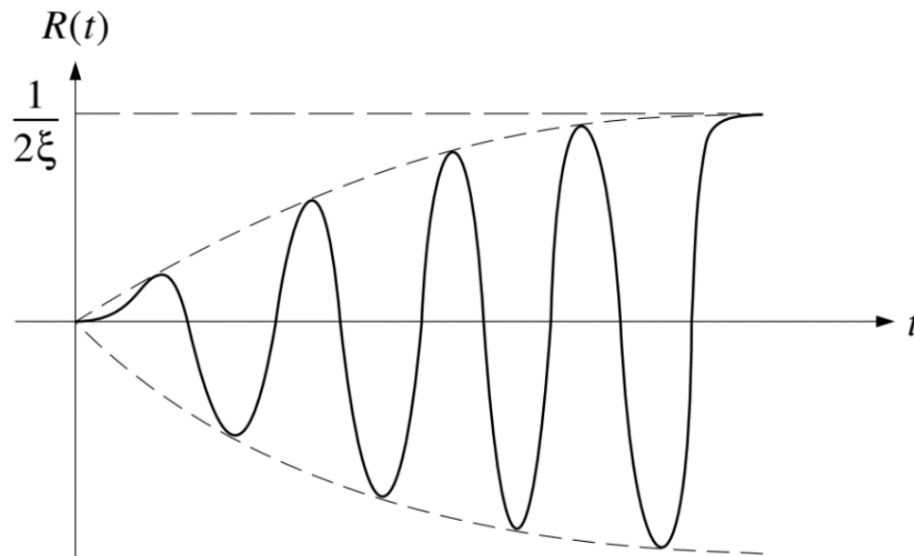


Figura 4.4 – Resposta em ressonância para um carregamento $r = 1$ para as condições iniciais que parte do repouso (Clough, 1995)

Nesta situação R representa o rácio da resposta total ($u(t)$) sobre a resposta estática ($u_{s0}(t)$). Com este fundamento advém uma das importâncias associadas à periodicidade das ações abordadas no capítulo 4.2.5.

A vibração forçada na frequência natural de um objeto ou próxima desta provoca um acúmulo de energia dentro do mesmo, que se for sujeita a um largo período, a vibração pode ter um valor relativamente alto, mesmo que a vibração forçada de entrada seja muito pequena. Se as frequências naturais de uma estrutura forem as mesmas que as das vibrações normais do ambiente, a estrutura irá vibrar com maior violência, o que levará ao surgimento de dano, ou até mesmo colapso parcial ou total dependendo da magnitude desta ação.

Alguns investigadores demonstraram que o nível de dano geralmente aumenta com a diminuição da frequência de vibração (Amick e Gendreau, 2000; Mines e Siskind, 1980). Isto pode ser explicado em parte pelas frequências baixas naturais de ressonâncias que muitas estruturas demonstram ter.

Para exemplo explicativo, na Figura 4.3, foi apresentada a variação da amplitude sentida pelo elemento estrutural, em função da relação entre a frequência natural e a frequência dominante da ação denominada por r . Com este gráfico entende-se que quando r se aproxima de 1, ocorre um aumento de amplitude, já que as duas respostas, tanto a estrutural como a da ação, irão conter o mesmo período associado. Numa situação real em que existe um fator de amortecimento (ζ) associado superior a 0, é sentida uma amplificação da resposta, podendo obter magnitudes de ação que de acordo com as regulamentações, se encontre aceitável.

De facto, o efeito da ação dinâmica poderá ser solicitado de diversas formas, sob a forma rajadas de vento nas fachadas de edifícios altos, ou até mesmo devido ao funcionamento contínuo de máquinas ao nível das lajes. Este poderão solicitar os elementos estruturais a amplificação de vibrações perceptíveis pelos ocupantes, especialmente na ocorrência de fenómenos de ressonância associados ao baixo conteúdo espectral da ação (Moutinho, 2007).

As pontes pedonais, são um exemplo bastante comum a atender no seu dimensionamento, uma vez que muitas destas possuem uma frequência natural idêntica às ações produzidas pela passagem de pessoas e estas, por sua vez, podem apresentar níveis de vibração excessivos particularmente nas situações de ocorrência de fenómenos de ressonância na direção vertical ou de “lock-in” na direção horizontal. Para estes casos, diversas regulamentações específicas estabelecem níveis máximos de vibrações nestas estruturas de modo a garantir o seu bom funcionamento em serviço (Moutinho, 2007).

Para advertir à importância deste assunto, um exemplo prático deste fenómeno nas estruturas, a Ponte de Tacoma Narrows, estrutura esta que possuía aproximadamente 850 metros de comprimento, que após 4 meses após a sua ignoração colapsou devido a efeitos de ressonância e aeroelasticidade associadas à solicitação da estrutura por ventos sentidos no local de construção. Ambas as temáticas desde 1940, já foram alvo de estudo e desta forma, no momento de conceção de estruturas que possam estar sujeitas a estas ações, estas advertências já são consideradas. Na eventualidade de alteração das solicitações ou aparecimento de ações não projetadas, estas deveriam ser estudadas individualmente, já que a aplicação das normas referidas no capítulo 3, não acautelam tais fenómenos vibratórios.

4.2.4 RESPOSTA MODAL DA ESTRUTURA

Abordando desta vez um sistema com n graus de liberdade, recorrendo ao equilíbrio dinâmico apresentado na equação (4.1), quando se desliga a solução de equilíbrio do amortecimento permite-se que seja obtida a equação seguinte:

$$\det(\underline{K} - w^2 * \underline{M}) = 0 \quad (4.7)$$

Ao qual permite obter os valores próprios w^2 . Esta trata-se da equação característica do sistema, da qual se pode obter n soluções $w_1^2, w_2^2, \dots, w_n^2$ que são as frequências dos n modos de vibração do sistema.

Para cada w_n , temos a correspondente forma da deformada apresentada pela estrutura (Φ_n), modo este de vibração que se obtém resolvendo o seguinte sistema de equações:

$$(\underline{K} - w_n^2 * \underline{M}) * \Phi_n = 0 \quad (4.8)$$

O sistema, de $N-1$ equações em ordem às restantes componentes de Φ_n , permite determinar este vetor:

$$\Phi_n = \begin{Bmatrix} \Phi_{1n} \\ \Phi_{2n} \\ \dots \\ \Phi_{Nn} \end{Bmatrix} \quad (4.9)$$

fazendo este corresponder ao vetor próprio que caracteriza a deformada do n -ésimo modo de vibração. A concretização do vetor caracterizado acima, permite descrever o que se encontra representado na Figura 4.5.

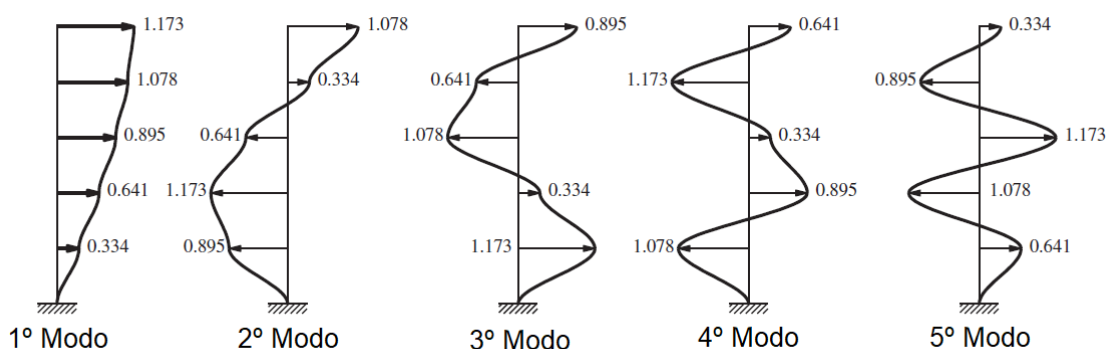


Figura 4.5 – Resposta modal proveniente de uma vibração uniforme em cinco pisos (adaptado de (Papazafeiropoulos, 2015))

Cada modo de vibração possui uma deformada característica. Desta forma, pegando nesta demonstração gráfica dos modos de resposta, o comportamento desta estrutura simples, é o aspeto similar que se espera encontrar numa estrutura mais complexa. Neste exemplo, pode-se constatar que os esforços transversos associados aos elementos constitutivos na vertical sofrem variações e troca de orientação de forças de acordo com o modo vibratório associado.

O amortecimento é incorporado na resposta $y_n(t)$, por acoplação do amortecimento associado à resposta modal “n” em estudo. Na prática, apesar das deformadas apresentadas pelos modos 3, 4 e 5 apresentarem uma diferença de deslocamentos relativos relativamente grande, estes modos encontram-se muitas das vezes solicitados por apenas 10% dos esforços sentidos pela estrutura, uma vez que a frequência natural associada a cada modo tem tendência a aumentar. Isto leva a que os deslocamentos absolutos sejam inferiores e as forças associadas ao nível de cada piso também inferiores, sendo importante analisar apenas os primeiros modos da resposta modal.

Atendendo aos deslocamentos relativos na estrutura, estes é que se demonstram ser críticos numa análise sísmica, uma vez que solicita estes elementos estruturais a forças de corte que deverão ser acauteladas. Como tal, este fenómeno salienta a importância associada à periodicidade das ações vibratórias.

4.2.5 EFEITO DA PERIODICIDADE DAS AÇÕES E DE FADIGA

A total duração da vibração demonstra ser outro elemento chave na previsão da potenciação de dano. Para ondas características equivalentes, de longa duração, as vibrações consideradas como estáveis, quando o fator de periodicidade destas vibrações de magnitude relativamente baixa, a grande exposição a estas ações, pode desenvolver efeitos de ressonância, tal como foram apresentados no capítulo 4.2.3, uma vez que ações de longa duração carecem de uma maior oportunidade de poder desenvolver amplificações da magnitude dos deslocamentos.

Atendendo ao fenómeno de fadiga, este está associado à modificação das características de um material devido à formação de fissuras resultante da aplicação de ciclos de carga e descarga, que poderá levar o material a entrar em rotura (Lalanne, 2013). A repetição destes ciclos acrescenta um aumento de risco de rotura por fadiga. Este conceito demonstra uma certa relevância na estabilidade estrutural quando as vibrações induzidas provocam vários ciclos de cargas e descargas, em situações de baixo amortecimento e acoplamento estrutural, pode ocorrer danos mesmo com pequenas velocidades vibratórias.

O desempenho mecânico das estruturas, ou elementos destas, poderá ser caracterizado quanto ao risco que poderá estar sujeito a este efeito recorrendo a curvas S-N, também conhecidas como “curva de Wöhler”, que consiste numa representação gráfica da magnitude de tensão (S) por número de ciclos (N) em escala logarítmica. Por outras palavras, podem ser usadas para estabelecer, como função do número de ciclos de carga esperados, os esforços limites, amplitude dos esforços, limite de tensão e parâmetros similares para os materiais do edifício, juntas e componentes do edifício.

Nos materiais produzidos em fábrica (e.g. os metais), é conhecido o “limite de fadiga” correspondente a uma tensão (flutuável e variável) abaixo da qual suporta um número ciclos infinitos, sem romper. Já com peças produzidas em betão, este gráfico já não é conhecido a menos que estas peças sejam ensaiadas, o que não é viável, uma vez que para conhecer bem estes limites, várias peças têm de ser sujeitas a rutura.

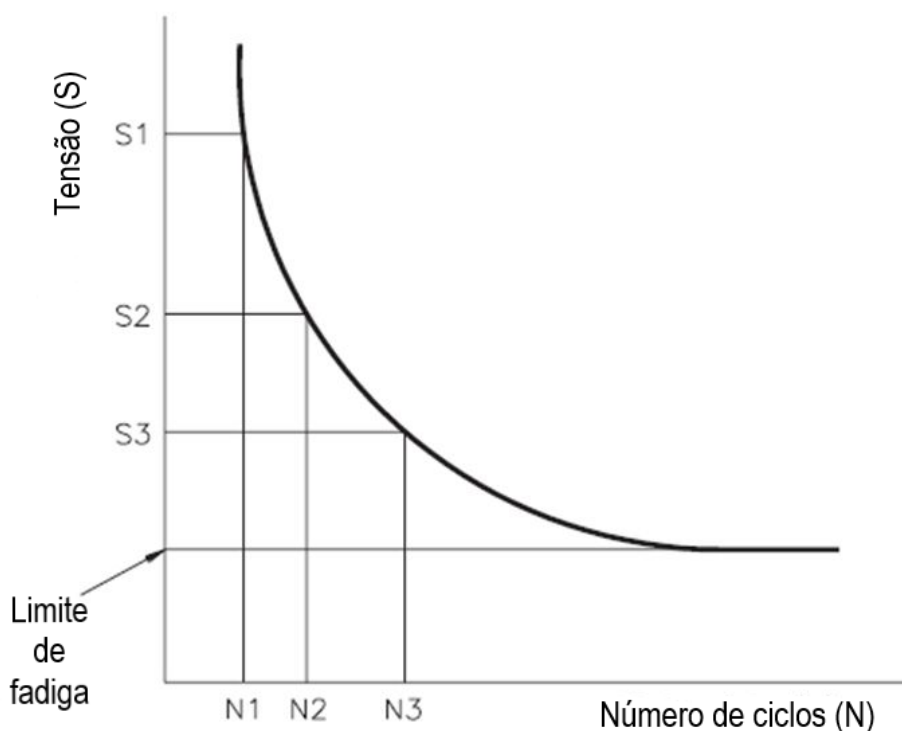


Figura 4.6 – Curva de fadiga esquemática

Com o apresentado, devido a ações STV comuns, a probabilidade do aparecimento de danos por fadiga nas estruturas do tipo residencial é relativamente baixa (Dowding, 1985). Já atendendo a ações LTV a suscetibilidade, com o aumento dos níveis de tensão devido a vibrações imposta, se for relativamente nominal e o número de ciclos aplicados com elevado nível de repetibilidade de vibração é relativamente baixo. Por outro lado, se a magnitude das oscilações sentidas forem significativas, ou até mesmo vibrações motivadas perto de ações de ressonância, deverá ser conduzida uma análise de fadiga. Na DIN-3 é indicado que uma análise de fadiga pode ser dispensada se, para a análise de estabilidade, as ações dinâmicas forem multiplicadas por um fator de 3. Por outro lado esta análise não se demonstra ser necessária se a componente da ação dinâmica for inferior a 10% da ação estática permitida (DIN, 2016).

4.3 DESMONTE COM RECURSO A EXPLOSIVOS

O desmonte consiste na fragmentação e desagregação de um maciço rochoso previamente existente. Das diversas técnicas disponíveis para esta finalidade, será focada a atenção na utilização de explosivos, uma vez que estes demonstram grande parte das situações recorrentes ser a técnica mais económica, rápida e eficaz para efetuar esta função. A escavação de rochas com elevada dureza constitui uma operação frequente, quer na indústria extrativa quer na indústria da construção civil de se operar, sendo usual o recurso a explosivos neste tipo de operações cuja detonação gera vibrações que se propagam no solo (Miranda, Costa e Delgado, 2007), uma vez que esta técnica é económica de se aplicar. Um grande inconveniente associado ao recurso deste mecanismo de rotura deve-se aos efeitos secundários que esta técnica advém, uma vez que a detonação de explosivos com a finalidade de fragmentar rochas utiliza apenas 5 a 15% da energia efetivamente libertada para essa função (Gama, 1998), o que leva a que ocorra uma libertação de energia de tal magnitude sob a forma de som, calor e vibração, que necessita de ser precavida para não pôr em causa a estabilidade das construções próximas.

Para que seja possível quebrar um maciço rochoso, é necessário introduzir tensões no terreno que, quando são superiores às tensões de rotura do material, originam a sua fracturação e consequente desagregação (GOMES, 2016). Esta tensão, por sua vez, provoca uma libertação de energia no solo que se faz propagar através de ondas vibratórias no solo. A detonação de uma carga explosiva confinada induz no terreno uma quantidade considerável de energia sob a forma de pressão. Esta, por sua vez, gera tensões concêntricas ao furo, que são responsáveis pela formação de vibrações.

O desmonte de maciços rochosos é realizado essencialmente em duas situações:

- Operações mineiras;
- Obras geotécnicas.

Apesar das duas vertentes utilizarem explosivos para realizar os desmontes, a técnica e o objetivo do uso destes é distinto, e como tal o planeamento e os métodos de execução distintos. Em operações mineiras, as granulometrias das partículas obtidas através do desmonte adquirem uma grande importância para o seu transporte e posterior transformação. Aquando esta técnica é utilizada em obras geotécnicas e o maciço necessita de ser “desmontado”, para que as operações de construção possam ser efetuadas com normalidade, a qualidade do maciço remanescente é o fator mais importante no dimensionamento do desmonte. As principais propriedades dos explosivos a ter em consideração são essencialmente as seguintes (Miranda, Costa e Delgado, 2007):

- Força (associada à carga utilizada)
- Velocidade de detonação
- Densidade do explosivo
- Pressão de detonação
- Sensibilidade de ativação

Mediante as condições do trabalho a ser atendidas, desde a utilização única ou múltipla de pegas de fogo, o diâmetro, comprimento e inclinação do furo, passam por ser aspetos a definir na utilização destas técnicas, e até mesmo a carga específica a usar são aspetos tidos em consideração.

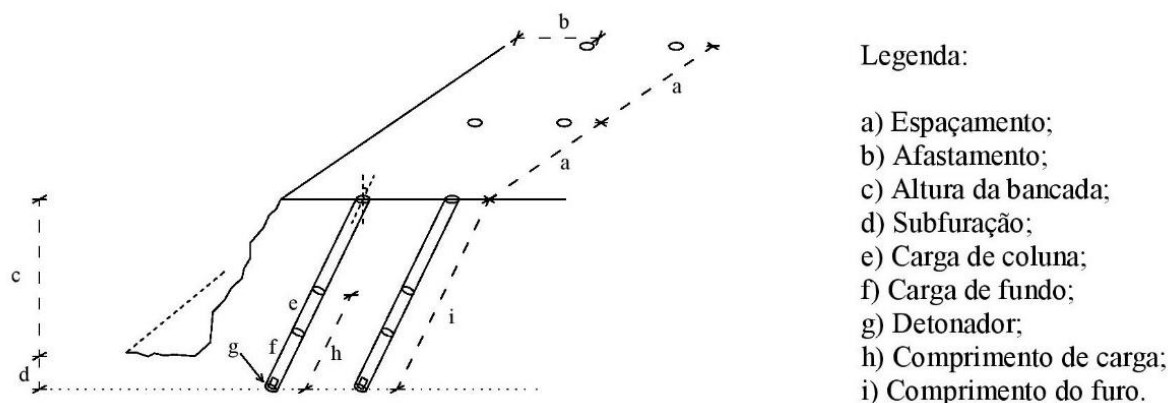


Figura 4.7 – Algumas variáveis de uma pega de fogo (Miranda, Costa e Delgado, 2007)

A execução de um desmonte mal dimensionado incorre num desperdício de energia proveniente da detonação do explosivo, e pode conduzir à produção de vibrações excessivas. Tipicamente, quando uma carga de explosivos é detonada, liberta-se uma certa quantidade de energia, sob a forma de calor e energia elástica contida nos gases. Quando os gases gerados estão confinados, exercem uma pressão elevada na parede do furo, dando-se a fragmentação da rocha envolvente. Claramente a redução dos níveis de vibração para cargas explosivas é um aspeto importante, e para tal, este pode conseguir-se através de três variáveis (Miranda, Costa e Delgado, 2007):

- Redução da carga por retardo
- Aumento do intervalo de retardo
- Redução do bordo

A otimização do uso de explosivos, pode ser conseguido à custa de um diagrama de fogo utilizado, o qual materializa todos os trabalhos a realizar nas frentes de desmonte (a que não permite, em tempo útil e a custo aceitável, o desmonte mecânico). Também designado por “pegas de fogo”, estes furos, são carregados com explosivos e por conseguinte estas são programadas para obter uma determinada sequência de disparo. Assim, o dimensionamento que o precede terá de definir a qualidade, com rigor técnico adequado, das substâncias explosivas usadas (quer a nível de desmonte, quer a nível dos correspondentes sistemas de iniciação), assim como as respetivas quantidades e a sua distribuição (no espaço geográfico e no tempo).

Os explosivos civis geralmente utilizados atualmente são (Bernardo, 2017):

- Explosivos gelatinosos, frequentemente designados por dinamite;
- Explosivos granulados (e.g. ANFO)
- Emulsões explosivas.

Aplicando este tópico em questão à temática em estudo, um facto preponderante na determinação da relação entre vibrações e danos nos edifícios prende-se na monitorização dos resultados que se deve efetuar neste tipo de trabalhos. Esta pode funcionar como agente que dissuade de uma perspetiva mais economicista da parte do empreiteiro que, embora lhe garanta melhores resultados financeiros, conduz à utilização de grandes cargas de explosivos com vista à conclusão dos trabalhos de uma forma mais célere (Gama, 1998).

Uma explosão envolve uma gama bastante alargada de frequências das quais sobressai uma gama mais limitada que corresponde às frequências próprias mais importantes do terreno. Essas frequências podem ser perniciosas para uma estrutura se coincidirem com as suas frequências de vibração (Miranda, Costa e Delgado, 2007).

Tabela 4.1 – Intervalo típico dos parâmetros devido a explosões (adaptada de (Dowding, 1985))

Parâmetro	Intervalo típico	Unidade
Deslocamento da partícula	10^{-4} a 10	mm
Velocidade da partícula	10^{-4} a 10^3	mm/s
Aceleração da partícula	10 a 10^5	mm/s ²
Duração do impulso	0.5 a 2	s
Comprimento de onda	30 a 1500	m
Frequência	0.5 a 200	Hz

4.4 ABORDAGEM NA ANÁLISE DE EDIFÍCIOS SENSÍVEIS

Em centros históricos, é possível encontrar inúmeras construções e marcos históricos, que possuem uma particular sensibilidade a vibrações, devido à técnica de construção e esquema estrutural utilizados nestas construções que as submete a uma sensibilidade de vibração aumentada. Por este motivo, estas estruturas têm tendência a contrair danos de forma mais evidente, em que o travamento das estruturas e os materiais utilizados resistem de forma minguada a esforços de tração impostos, quando comparados com estruturas recentes com esquemas estruturais mais competentes.

Estruturas antigas consideradas como marcos históricos geralmente apresentam tensões residuais nos seus elementos construtivos proveniente de assentamentos, ciclos climáticos, falta de manutenção e/ou reparações anteriores. Muitos edifícios históricos possuem uma elaboração dos seus acabamentos interiores e exteriores que demonstram estar especialmente propensos a sofrer dano (W. e J., 1983).

As regulamentações abordadas no capítulo 3, para limitar as vibrações, possuem valores e/ou medidas para os quais estipulam fronteiras para as vibrações máximas a impor de acordo com esta tipologia construtiva. Em situações de sensibilidade acrescida, devido a dano pré-existente nestas estruturas, é remetido que o leitor a efetue uma análise detalhada da situação. Para uma identificação generalizada de como estas estruturas deverão ser diagnosticadas, no anexo A.4 é apresentado alguns aspetos que deverão ser considerados e devidamente apresentados. Como tal para que a caracterização da estrutura seja pertinente para análise, esta deverá contar com os seguintes critérios no seu relatório (Kowalska-Koczwarra e Stypuła, 2016):

- Histórico de análises;
- Documentação “fissura por fissura” com fotos e ainda inventário das fissuras;
- Medições dinâmicas do solo;
- Identificação patológica das eventuais fontes dinâmicas de vibração e identificar se estas são as causadoras do problema (Avaliação corrente que tem vindo a ser explorada neste documento);
- Criação de um FEM baseado nos resultados das ações dinâmicas;
- Validação do FEM deverá ser ensaiado para efetuar uma previsão do comportamento da estrutura a ações similares;
- Avaliação da influência vibracional no edifício histórico com base em cálculos numéricos (com base em normas ou no critério de avaliação adotado, caso esta situação requeira uma avaliação especial).

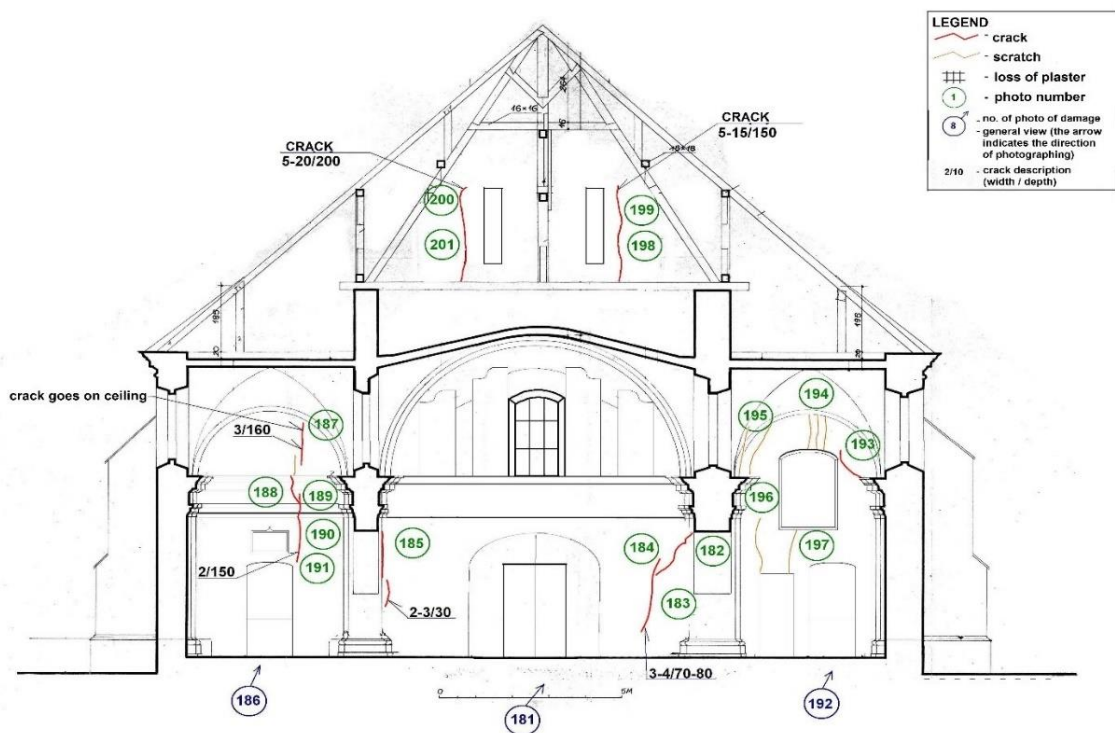


Figura 4.8 – Vista dos danos presentes na parede lateral de uma igreja (Kowalska-Koczwarra e Stypuła, 2016)

5

OBTENÇÃO DE MEDIÇÕES E ANÁLISE ESTRUTURAL

5.1 PRÉ ANÁLISE

Antes de efetuar qualquer medição e registo de resultados é necessário que seja averiguado o estado atual da estrutura, uma vez que estas poderão conter danos pré-existent à existência de alguma fonte vibratória, e no caso em que estas possuam algum dano é necessário averiguar a patologia da mesma. Empresas especializadas na análise de vibrações são muitas vezes chamadas a realizar inspeções minuciosas com o objetivo de determinar a causa dos danos observados. No entanto essa análise é extremamente difícil, senão mesmo impossível em alguns casos, sendo por esse motivo defendido por diferentes especialistas a realização de inspeções anteriores ao início dos trabalhos.

5.1.1 DANO ESTRUTURAL

Muitos edifícios, digamos com mais de 10 anos de idade, apresentam alguns danos cosméticos pré-existent à ação de vibrações, principalmente em paredes de alvenaria e em drywalls. Pequenas quantidades de danos cosméticos podem ser provenientes de assentamentos, movimentos do solo, devido a efeitos de ciclos de temperatura e humidade, e até mesmo em casos extremos devido a carregamentos do vento (Stagg et al., 1984). As fissuras em drywalls desta natureza geralmente são muito difíceis de observar, passando muitas vezes de despercebido se estas não forem procuradas. Particularmente estes fenómenos a que a estrutura se encontra sujeita, em condições muito desfavoráveis, poderá causar aberturas significativas em elementos não estruturais. Para a classificação da abertura de fissuras, deverão ser tomadas as recomendações presentes no anexo A.4 .

Ao averiguar os efeitos nas estruturas face aos danos, e se a análise for conduzida antes de sujeitar a estrutura a vibrações, o processo de diagnóstico da patologia dos danos torna-se mais evidente. Em situações que seja requerido pelo proprietário da estrutura uma avaliação durante o processo de indução de vibrações (maioritariamente associadas a danos visíveis nos elementos estruturais e não estruturais), a associação de danos a estas mesmas vibrações torna-se mais difícil de identificar. Neste caso, apenas é possível admitir de maneira prática que as causas desses danos foram motivadas por vibrações com ação humana, isto se durante as medições realizadas in-situ, forem identificados picos superiores aos impostos pelas normas em vigor.

5.2 INSTRUMENTAÇÃO DE REGISTO DE VIBRAÇÕES

5.2.1 EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO

Para efetuar as medições das vibrações é necessário que o sistema de medições possua:

- Transdutores
- Condicionador de sinal
- Sistema de registo e processamento



Figura 5.1 – Registador de vibrações da marca GeoSIG modelo GSR-18 (GeoSIG)

5.2.2 TIPO DE SENSORES (TRANSDUTORES)

Os transdutores encontram-se divididos em dois grupos:

- Os chamados de transdutores de velocidade (geofones), amplamente utilizados na medição de vibrações estruturais, são tipicamente de natureza eletromagnética operando em frequências acima da sua frequência natural;
- O acelerómetro piezoelétrico geralmente opera abaixo de sua frequência natural. Outros transdutores eletromagnéticos cuja faixa útil esteja abaixo de sua frequência natural, como sismógrafos de movimento forte, estão também disponíveis.

Durante a medição de vibrações, os transdutores triaxiais captam as componentes cinemáticas dos sinais mecânicos (deslocamentos, velocidades e acelerações) em três direções ortogonais e, por sua vez, estes são convertidos em sinais elétricos e transferidos para um sistema de registo e processamento. Os transdutores simples mecânicos, são geralmente compostos por um elemento suspenso dentro de bobine, sendo que quando o elemento se desloca relativamente à bobina cria uma corrente elétrica, proporcional ao movimento do elemento, sendo estes proporcionais às componentes cinemáticas da onda do ponto amostrado. A maioria dos dispositivos atualmente utilizados em engenharia civil são os transdutores eletrónicos, que consistem num sistema que sofre movimentações da massa sísmica sobre um matéria piezoelétrico, proporcionais as componentes cinemáticas medidas (Silva-Castro, 2009).

Na Figura 5.2, encontra-se esquematizado o funcionamento de um acelerômetro piezoelétrico, que registra as oscilações que ocorrem no sistema, transformando as tensões geradas no equipamento numa carga elétrica proporcional à aceleração, ao qual pode ser este sinal registrado e convertido com um auxílio de um sistema de registro. Este sistema registra o sinal através da aceleração própria, o que significa que registra em g, logo em pós tratamento, para obter a aceleração em mm/s^2 será necessário multiplicar os resultados obtidos pela aceleração gravítica.

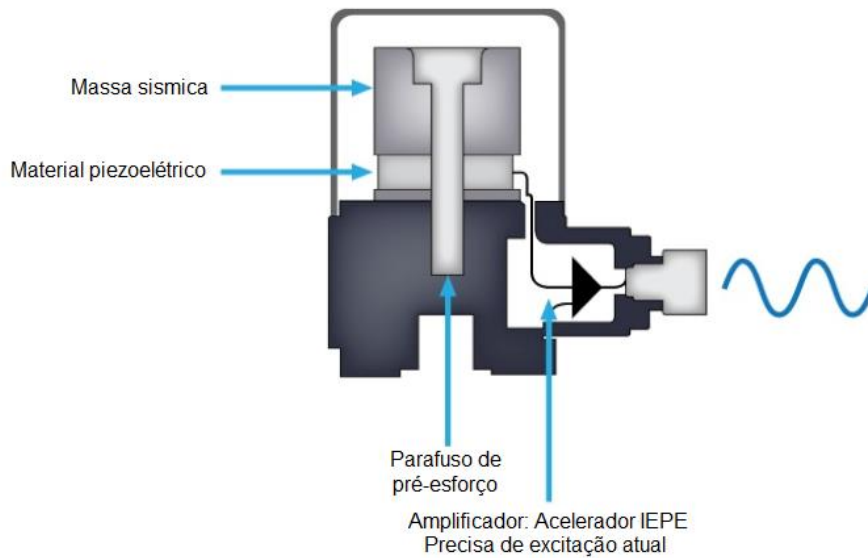


Figura 5.2 – Os acelerômetros IEPE fornecem sinais de tensão de saída proporcionais à força da vibração no cristal piezoelétrico (adaptada de (Instruments, 2019)).

No contexto dos acelerômetros, na prática corrente apesar de estes equipamentos serem bastante sensíveis a pequenas vibrações, atendendo à análise estrutural, são utilizados geofones em vez de acelerômetros para captar as perturbações mecânicas, uma vez que estes permitem entregar resultados diretamente em velocidades de vibração. Costumam ser mais baratos que os acelerômetros e conseguem registar com fiabilidade as vibrações sentidas.

Os geofones ou sensores de velocidade utilizados no âmbito da engenharia civil, podem ser de dois tipos, piezoelétricos ou de bobine em movimento.

O funcionamento do modelo piezoelétrico é muito idêntico ao apresentado nos acelerômetros. Estes geofones, recorrem a uma bobine utilizada internamente na alteração do campo magnético do equipamento, que produz pequenos impulsos de corrente. Podendo ser interpretados com recurso a um equipamento de registo. É de referir que muitos destes geofones possuem uma sensibilidade de 3dB a 4.5Hz, significando que em frequências relativamente baixas (inferiores a 2Hz), existe uma margem de erro considerável nos resultados obtidos.

Idealmente as quantidades cinemáticas de uma ação mecânica deverão ser preferencialmente conduzidas com recurso a um geofone, para evitar processos integrativos à posteriori, mas se forem recolhidas com recurso a um acelerómetro, é recomendado que o transdutor permita recolher informação com um raio amplo de frequências e baixas latências de medições para que numa fase de integração dos dados, não ocorram erros (para mais informações consultar capítulo 0). Também é de fazer notar que a integração de frequências baixas requer cuidado especial e confiança na amplitude da fase de resposta do transdutor, configuração da medição e cuidados devem ser tomados ao usar a informação de fase da velocidade do transdutor a baixas frequências.



Figura 5.3 – Geofone da marca GeoSIG modelo VE-3x (GeoSIG)

Este sistema de medições poderá ser deixado no local de medições, continuamente em registo. Alguns destes equipamentos, permitem enviar as medições efetuadas para um serviço em cloud, ao qual podem ser consultados remotamente. Este tipo de equipamentos demonstram ser bastante pertinentes de se usar, se as medições forem efetuadas de forma continua durante um largo período. Cada dispositivo “sem fios” calcula autonomamente a amplitude máxima e a frequência dominante da vibração na sua localização. Se os valores registados excederem os valores limites predefinidos, um alarme é gerado. Automaticamente é enviada uma notificação ao observador do acontecimento, para que seja averiguada a causa de origem desses picos registados. (Weiss et al., 2011).

5.3 ANÁLISE DE VIBRAÇÕES

Uma análise de vibração, poderá passar pela averiguação de eventuais falhas em componentes móveis de um equipamento. Podendo estas ser detetadas pela taxa de variação das forças dinâmicas geradas. Todo o equipamento em funcionamento emite uma vibração característica. Contudo, através de uma análise de frequências emitida pela fonte vibratória, é possível identificar o funcionamento irregular destes equipamentos.

Dada a existência de ruído de fundo associado a vibrações externas, eventuais defeitos de funcionamento, são mais facilmente detetáveis para vibrações de origem interna (esta diferenciação já foi abordada no Capítulo 2.1). A verificação de eventuais falhas só se torna devidamente útil para vibrações internas, existindo nestas, menos variáveis a ter em consideração na análise espectral. Os defeitos de funcionamento, podem estar relacionados:

- a uma falta de equilíbrio do equipamento;
- folgas mecânicas;
- eixos empenados;
- defeitos nos rolamentos;
- falta de lubrificação;
- engrenagens defeituosas;
- entre outros.

5.3.1 MEDIÇÕES CONDUZIDAS AO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES

As medições usualmente são conduzidas ao nível das fundações, junto dos elementos estruturais, uma vez que a resposta oriunda de uma vibração externa se faz propagar pelo solo, e o primeiro elemento de contacto desta propagação dá-se na SSI.

Para efetuar as medições na fundação, este deve ser operado nas três direções ortogonais entre si e o transdutor deve ser colocado próximo do rés-do-chão do edifício a ser avaliado, seja na fundação da parede externa ou numa abertura da parede. Em edifícios sem cave, o ponto de medições não deverá ser superior a 0.5m acima do solo (IPQ, 2015). Os pontos de medição devem ser efetuados junto da face da estrutura que se encontre voltada para a origem das excitações. A cronologia das medições na direção vertical (eixo z) e na direção horizontal (eixo x e y) ortogonais entre si, devem ser registadas com uma das direções da medição a correr em paralelo com a parede do edifício. Para estruturas com grandes áreas implantação, várias medições devem ser efetuadas em diversos locais em simultâneo. Adicionalmente as medições ao nível da fundação e no piso mais elevado, devem ser efetuadas medições na direção vertical em cada piso onde seja expectável ocorrerem as maiores vibrações e, nestes casos, as medições devem ser efetuadas no centro do piso em questão, uma vez ser nestes locais que se demonstram ser geralmente mais críticos.

Diversos regulamentos dispõem de recomendações para a utilização de transdutores. Como referência serão usados os esquemas de instalação de um acelerómetro de acordo com a norma espanhola. Outros transdutores seguem uma esquematização idêntica quando estas são instaladas ao nível da fundação da estrutura.

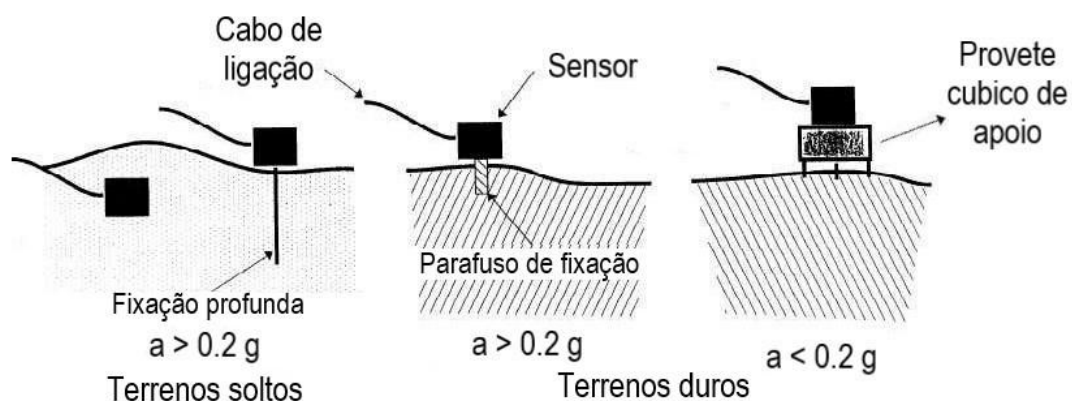


Figura 5.4 – Esquema de montagem equipamento de medições (adaptada de (AENOR, 1993))

Em situações em que uma estrutura se encontre sujeita a vibrações harmônicas, a DIN-3 indica que estas medições devem ser efetuadas em vários pisos simultaneamente, para determinar corretamente o modo vibratório. Para vibrações com modo natural reduzido, é normalmente suficiente efetuar medições apenas no último piso, além das realizadas ao nível das fundações. A menor frequência natural da vibração horizontal em edifícios com 5 ou mais pisos, f_i , em Hz é tida por aproximação como $\frac{10}{n}$ (sendo n o número de pisos). A frequência natural de cada piso é normalmente superior a 10 Hz, e em muitos casos apenas o movimento vertical é significativo. Quando avaliada a vibração horizontal como um todo, poderá ser necessário em casos especiais ter em ponderação possíveis movimentos de rotação que possam ocorrer no piso plano e em qualquer rotação rígida.

5.3.2 MEDIÇÕES A NÍVEL DAS LAJES

As medições ao nível das lajes do último piso também deverão ser conduzidas para ações de STV, para atender ao comportamento dinâmico sofrido pela estrutura a uma excitação. As medições efetuadas exclusivamente ao nível dos pisos encontram-se maioritariamente associadas a ações internas, provocadas pelo uso de maquinaria. As medições aí efetuadas têm de carecer de alguns pontos de medição de forma a poder obter a posição onde ocorrem as vibrações críticas (não significa que sejam a meio vão).

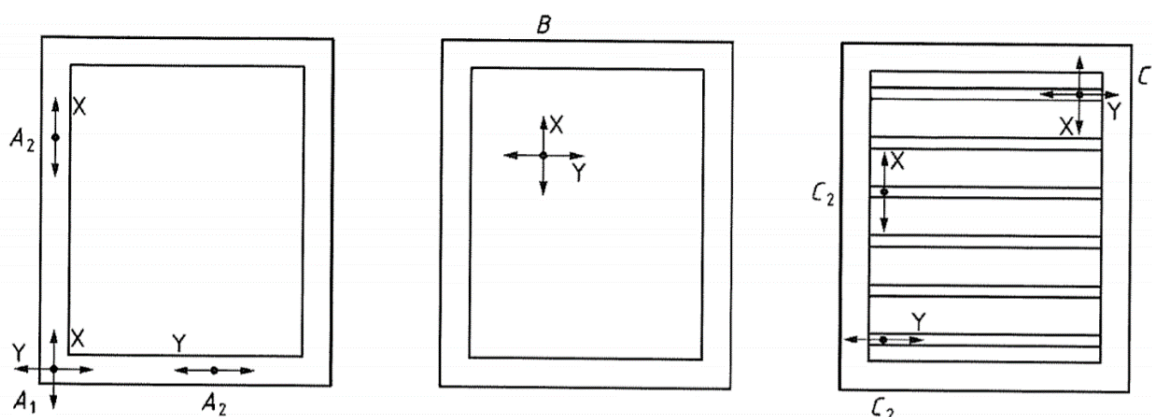


Figura 5.5 – Disposição dos transdutores e a sua orientação no piso mais elevado (DIN, 2016)

As medições efetuadas no piso mais elevado, permitem detetar o ponto de vibração horizontal ($i = x, y$) em que ocorre um pico do movimento horizontal da estrutura. As medições efetuadas ao nível do piso mais elevado, deverão ser levadas a cabo, com posicionamento do transdutor imediatamente ao lado das paredes de alvenaria de forma as medições horizontais, sejam ortogonais entre si, com uma das direções a medir paralelamente à parede. Usualmente são requeridos transdutores únicos direcionados horizontalmente, representados na Figura 5.5 como (A_2), a menos que as medições sejam efetuadas no canto da estrutura (A_1).

Para esforços biaxiais nos pisos de betão, vibrações horizontais podem também ser detetadas em qualquer ponto do piso (ver Figura 5.5 (B)). Para esforços uniaxiais nos pisos (e.g. em pavimentos de madeira) as medições podem ser tomadas no suporte das vigas do piso próximas à parede exterior da estrutura (ver Figura 5.5 (C_1 e C_2)). Onde os pontos de medição no piso mais elevado não forem acessíveis, outros pontos representativos do comportamento das vibrações da estrutura devem ser usados.

As vibrações verticais das lajes $i = z$ são aspetos a medir nos pontos onde a amplitude máxima é esperada (que normalmente se localiza a meio vão de um piso, ou seja no centro deste). É de fazer notar que esta vibração máxima, não está necessariamente associada ao piso mais elevado da estrutura.

Para atender a LTV's geradas pelo funcionamento contínuo de máquinas, a disposição dos transdutores deverá ser efetuada de modo a os posicionar junto das máquinas e em várias posições na laje, de modo a que os máximos registados sejam devidamente registados.

Estas medições deverão ser conduzidas por um técnico profissional, que posteriormente irá fazer uma análise e interpretação de resultados. Desta forma, ao aplicar as regulamentações necessárias, será identificado se a operação dos equipamentos compromete o bom funcionamento estrutural.

5.4 TRATAMENTO DE DADOS

5.4.1 FREQUÊNCIA DOMINANTE

Ao converter um sinal no domínio do tempo para o domínio das frequências, pode ser conseguida recorrendo a uma transformada rápida de Fourier (FFT). Ao interpretar esse sinal convertido, são identificadas as frequências próprias de vibração que possuem mais impacto sobre a estrutura. Dessa faixa restrita, é escolhida uma frequência que permita caracterizar toda aquela ação, sendo esta denominada de frequência dominante. A frequência dominante define-se como sendo a frequência de maior importância para a análise estrutural.

Dos diversos métodos existentes para efetuar esta transformação de sinais, é escolhido a FFT, que nada mais é do que um algoritmo de cálculo mais eficiente que permite obter a transformada discreta de Fourier (DFT) e a sua inversa. Um sinal é registado durante um período necessário, para obter a informação suficiente para caracterizar a ação vibratória, e consecutivamente dividido nas suas componentes de frequência. Estas componentes são oscilações sinusoidais únicas em frequências distintas, cada uma com a sua própria amplitude e fase.

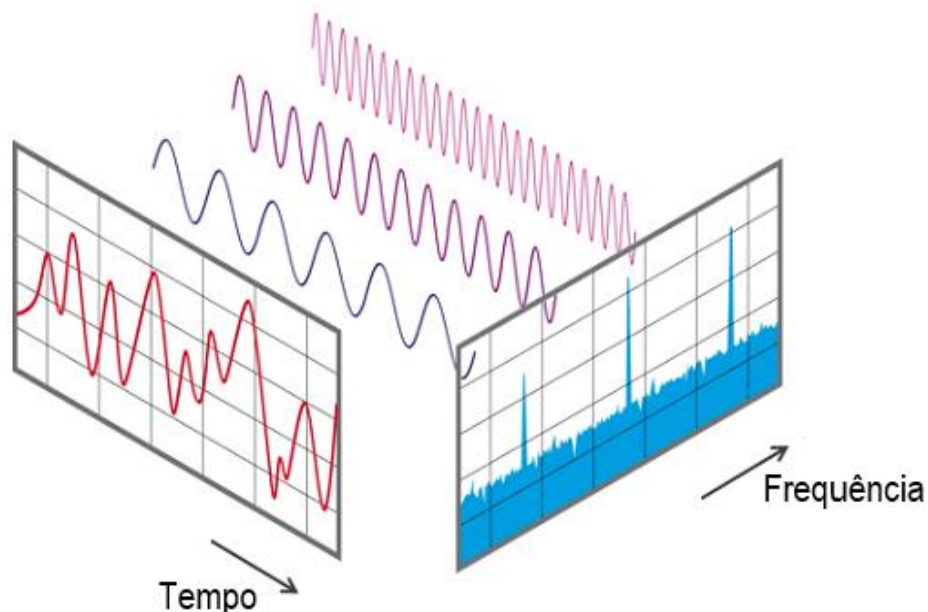


Figura 5.6 – Esquematização de uma conversão do sinal em domínio de tempo para domínio de frequências (adaptado de (Trekhele, 2020))

Pode-se assim perceber, que esta transformação é muito útil para tratar funções temporais contínuas, mas não para tratar sinais amostrados usando processamento digital. Para poder ser aplicado esta conversão de sinal, a um sinal discreto, é preciso encontrar uma representação funcional para essa amostra do sinal. Isto é resolvido pela função impulso δ , ao qual se vê que a integral do impulso é a função pulso unitário na origem do tempo. Atrasando o impulso para um instante t_a qualquer, resulta (Deckmann e Pomilio, 2017):

$$\begin{aligned} \int_{-\infty}^{\infty} \delta(t - t_a).dt &= 1 \text{ para } t = t_a \\ \int_{-\infty}^{\infty} \delta(t - t_a).dt &= 0 \text{ para } t \neq t_a \end{aligned} \quad (5.1)$$

Através da integral da função $\delta(t)$ pode-se amostrar uma função contínua $f(t)$ em um instante $t = t_a$ qualquer, uma vez que a integral define o valor da função apenas para o instante $t = t_a$, sendo zero para qualquer outro instante, ou seja:

$$\int_{-\infty}^{\infty} \delta(t - t_a).f(t).dt = f(t_a) \quad (5.2)$$

Desta forma, é possível perceber o conceito geral associado a uma FFT, para permitir obter um sinal periódico no domínio da frequência.

Aplicando este processo a um sinal discreto para obter a frequência dominante da ação, na Figura 5.7 encontra-se o espectro resultante do processo de FFT. Aqui é possível identificar que a frequência dominante do sinal se encontra entre os 35 a 40Hz, uma vez que a amplitude associada à sua frequência se demonstra bastante elevada e, neste caso, como é o único marco de referência em termos de amplitude do sinal, pode-se chegar a esta conclusão rápida.

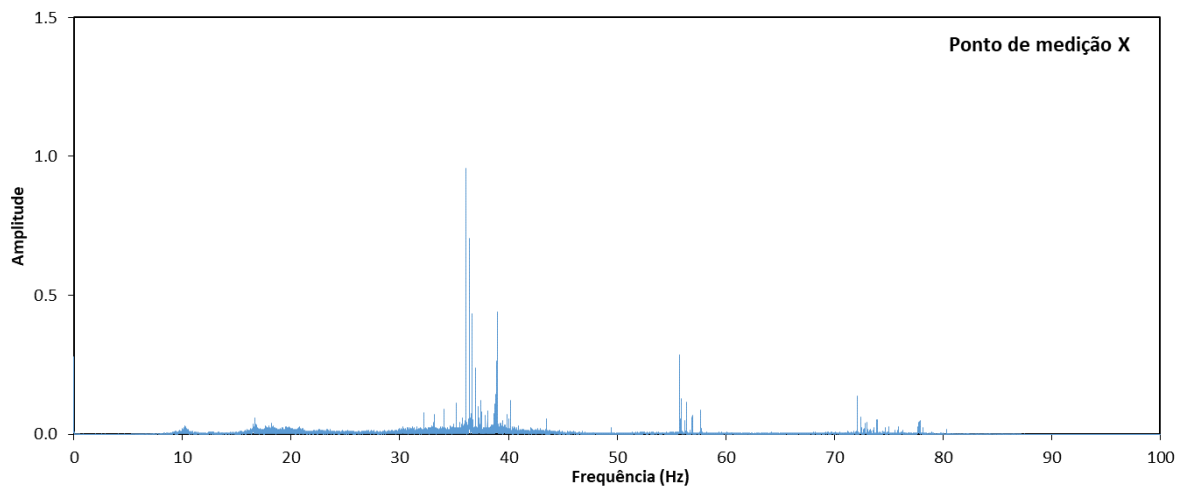


Figura 5.7 – Exemplo 1 de um espectro de frequências

Numa eventualidade de estarmos perante um espectro de frequências, como o que se pode encontrar na Figura 5.8, a avaliação da frequência dominante demonstra-se ser mais complicada, uma vez que existe mais que um pico significativo do espectro de frequências e, neste caso em concreto, se apenas fosse tido em conta a amplitude máxima da resposta, a frequência dominante da ação iria se encontrar entre os 55 a 60Hz. No entanto, uma vez que temos um pico relativamente significativo entre os 35 a 40Hz, esta frequência deverá ser considerada como dominante. Tal escolha baseia-se em estudos experimentais (Seed, 1979), que indicam que a amplitude da frequência fundamental de corte das estruturas com baixo número de pisos (entre os 3m até aos 12m de altura) se encontra entre os 15Hz e os 40Hz.

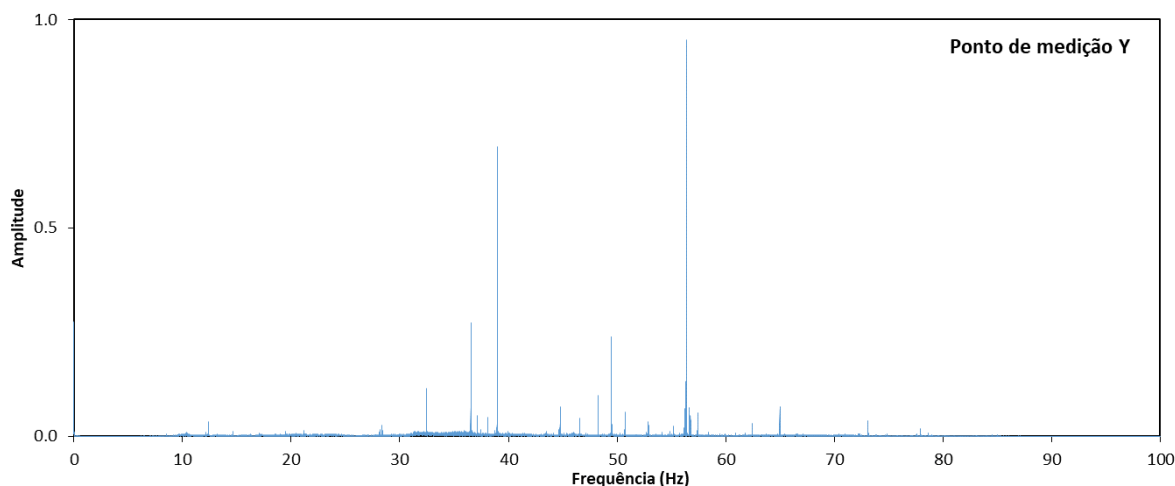


Figura 5.8 – Exemplo 2 de um espectro de frequências

5.4.2 FILTRO PASSA BANDA

Numa fase de tratamento de medições, é necessário filtrar a informação registada, de modo a obter um espectro de resposta, apenas com as frequências dominantes da ação que interessam para a análise da estabilidade estrutural. Os filtros têm como objetivo eliminar ou atenuar componentes energéticas indesejáveis, tal como o ruído, de maneira a tornar o sinal ‘limpo’.

Desta forma os filtros podem ser classificados quanto à função executada como (MUSSOI e ESPERANÇA, 2004):

- Filtro passa-baixa (limita a frequência máxima do espectro a analisar);
- Filtro passa-alta (limita a frequência mínima do espectro a analisar);
- Filtro passa-banda (faixa de frequência requerida para análise);
- Filtro rejeita-banda (faixa rejeitada pelo filtro).

Ao medir as vibrações, para frequências próximas de zero, será produzida uma grande oscilação de baixa frequência e erro de pico, que exerce a sensibilidade a baixa frequência. No entanto, a precisão a frequências baixas do sensor de aceleração são insatisfatórias (DONG, LIAO e YANG, 2010). E atendendo a faixa de frequências críticas de análise, um filtro passa-baixa necessita de ser aplicado

Um filtro passa-baixo ideal elimina completamente todas as frequências acima da frequência de corte, enquanto permite que as frequências abaixo desta faixa passem inalteradas (MUSSOI e ESPERANÇA, 2004). Contudo, filtros ideais não são fisicamente realizáveis, no sentido de que suas características não podem ser sintetizadas com um número finito de elementos.

Os filtros reais poderão ser aplicados, caso o equipamento de registo possua tal funcionalidade. Estes filtros aproximam-se do filtro ideal por atrasarem o sinal por um período de tempo. Desta forma, as frequências altas podem ser eliminadas antes da amostragem do sinal, através da aplicação de um filtro passa-baixa com frequência de corte $f_s/2$, com f_s sendo a frequência de amostragem do sinal (ver capítulo 0). Esse filtro é chamado de filtro anti-aliasing.

Se as filtragens forem efetuadas numa análise de tratamento de dados, este poderá ser efetuado com recurso a ferramentas de cálculo que permitem aplicar diversos métodos de filtragem. Para este presente trabalho foi utilizado o filtro de Butterworth de ordem nº3, recorrido a um script de MATLAB para obter esta filtragem. Tal script e explicação encontram-se no anexo A.5 (Tabela A.7).

Ainda no anexo A.5 encontra-se na Tabela A.8 um script que permite efetuar um tratamento de dados obtidos com recurso a um acelerómetro que não faça filtragem de frequências. Desta forma, este permite obter a FFT da resposta, a aplicação de filtros passa banda e ainda a integração do sinal, para passar os resultados obtidos em g para m/s.

O filtro passa banda, numa análise estrutural, deverá acautelar a norma aplicável. Na Tabela 5.1, são apresentadas algumas faixas de frequência a filtrar na aplicação das respetivas normas abordadas no capítulo 3. Para serem aplicados filtros específicos, é indicado pela ISO na Tabela 5.2, limites específicos, dentro de outras grandezas exetáveis de acordo com as diferentes fontes vibratórias.

Tabela 5.1 – Limites a aplicar para o filtro de passa-banda de acordo com algumas normas europeias

Regulamentação	Filtro inferior (Hz)	Filtro superior (Hz)
NP 2074 (2015)	2	80
DIN 4150-3 (2016)	1	100
BS 7385-2 (1993)	4	250
SN 640312 (2013)	8	150

Tabela 5.2 – Intervalo de frequências e restantes parametrizações de acordo com a fonte vibratória (adaptada de (BSi, 2010))

Fonte da vibração	Intervalo de frequência	Intervalo de amplitude	Intervalo de velocidade	Intervalo de aceleração	Característica temporal
	Hz	μm	mm/s	m/s^2	
Tráfego (rodoviário, ferroviário)	1 a 100	1 a 200	0.2 a 50	0.02 a 1	C^b/T^c
Explosões	1 a 300	100 a 2500	0.2 a 100	0.02 a 50	T
Pressão do ar	1 a 40	1 a 30	0.2 a 3	0.02 a 0.2	T
Cravação de estacas	1 a 100	10 a 50	0.2 a 100	0.02 a 2	T
Máquinas exteriores	1 a 100	10 a 1000	0.2 a 100	0.02 a 1	C/T
Máquinas interiores	1 a 300	1 a 100	0.2 a 130	0.02 a 1	C/T
Atividade humana interior	0.1 a 30	5 a 500	0.2 a 20	0.02 a 0.2	T
Terramotos	0.1 a 30	10 a 10^5	0.2 a 400	0.02 a 20	T
Vento	0.1 a 10	10 a 10^5	N.A.	N.A.	T
Acústica (interior)	5 a 500	N.A.	N.A.	N.A.	C/T

^b – Contínuo

^c – Transitório

5.4.3 INTEGRAÇÃO DE SINAL

O parâmetro de vibração, velocidade, usualmente utilizados no diagnóstico mecânico de falhas e na monitorização de estabilidade estruturais. A monitorização da velocidade de vibrações (VV) e do deslocamento de vibrações pode ser efetuado através de equipamentos com recurso a leituras laser ou com recurso a extensómetros, mas estes demonstram-se ser relativamente incompletos na medição das ondas mecânicas (Mingkun e Zhenhua, 2011). Por contraste, são amplamente utilizados acelerómetros para medir as acelerações das vibrações (AV), dado o tamanho reduzido destes equipamentos, conveniência de instalação e permitem captar amplitudes de frequência mais amplos. Dai que para obter as VV é necessário recorrer à integração do sinal registado pelos acelerómetros.

A integração do sinal AV em VV, poderá ser conseguido com recurso a hardware (medições efetuadas por geofones) ou com recurso a softwares. Por este motivo os processos usados na integração do sinal influenciam diretamente na qualidade dos resultados obtidos. Atualmente, existem basicamente dois softwares de métodos de integração. Um recorre à integral do domínio do tempo (TDI) e a outra à integral do domínio da frequência (FDI).

O princípio da FDI é primeiramente converter o sinal de domínio do tempo em domínio da frequência através da FFT. Por conseguinte, a operação de integração no domínio do tempo é alterada para a operação algébrica do espectro no domínio da frequência.

Concretamente no domínio de integração de sinais, encontra-se o princípio da integral domínio-tempo definida por $a(t)$, como sendo o sinal de aceleração. Por sua vez o sinal da velocidade pode ser obtido através do processo de integração de acordo com a expressão seguinte:

$$v(t) = \int_0^t a(t)dt = \bar{v}(t) + v_0 \quad (5.3)$$

onde $\bar{v}(t)$ e v_0 , correspondem à componente da velocidade dinâmica e componente estática da velocidade após a integração, respetivamente.

No cálculo numérico, o integral contínuo mencionado acima no domínio do tempo é geralmente substituído pela regra de Simpson ou pela regra dos trapézios para realizar cálculos aproximados de integração. De forma a que seja possível entender o que se encontra por trás dos processos de integração, assuma-se que se pretende integrar uma função f num curto intervalo de tempo $[a, b]$, a integração nada mais é do que a área representada na Figura 5.9 a). Mas para ser possível obter tal área, é necessário recorrer a uma aproximação por interpolação polinomial, para que a função aproximada seja relativamente fácil de integrar. Como tal, usando apenas 2 pontos entre a e b , obtém-se aproximadamente a integração representada na Figura 5.9 b).

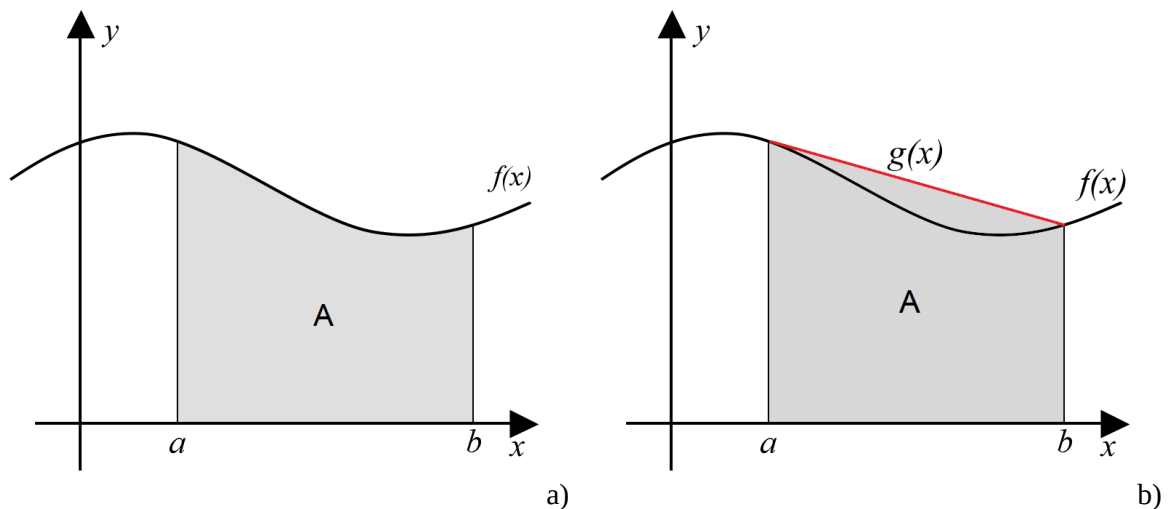


Figura 5.9 – Representação gráfica de uma função genérica $f(x)$, aproximada por uma função $g(x)$ para proceder ao processo integrativo

É de prever que a integração da função $f(x)$, por aproximação da função $g(x)$, irá conduzir a um erro significativo no processo de integração, o que pode levar a erros relativamente elevados nos resultados obtidos. Para tal processo ser exequível, através dos métodos enunciados acima, é usado um maior número de pontos intermédios entre os intervalos, para que seja possível obter uma maior precisão de cálculo.

Através do método dos trapézios, a integração de uma função $f(x)$, passa por definir vários trapézios entre os pontos $[a, b]$, com aproximação de funções lineares, resultando num processo integrativo.

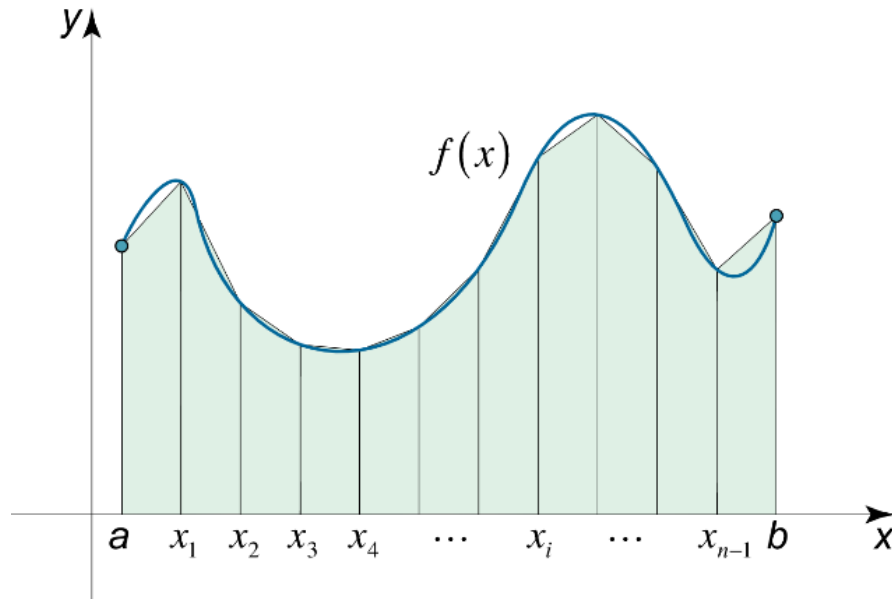


Figura 5.10 – Representação do método integrativo dos trapézios da função $f(x)$

Em termos analíticos, o representado acima corresponde ao equivalente a:

$$\int_a^b f(x) dx \approx T_n = \frac{\Delta x}{2} [f(x_0) + 2f(x_1) + \dots + 2f(x_{n-1}) + 2f(x_n)] \quad (5.4)$$

onde $\Delta x = \frac{b-a}{n}$.

Ambos os métodos enunciados acima, são métodos aproximados, que induzem erros de integração, diretamente proporcionais à área de integração considerada. Se a área de integração for superior à da função real (Figura 5.9 a)), a resultante da função será superior ao máximo real, e o mesmo acontece com consideração de áreas menores, correspondendo neste caso a picos menores pós integração. Com o aumento da subdivisão em intervalos menores de integração, podemos observar que graficamente, obtemos uma aproximação que induz a erros menores, e por sua vez este processo se torne mais viável.

Este aumento de subdivisões de área de integração, estão relacionados com a taxa frequência de captação do sinal discreto. Este tema carece de uma elevada importância, porque face a um registo efetuado por um acelerómetro, se a taxa de atualização de dados for relativamente reduzida, em ações impulsivas, picos isolados poderão não ser registados com relativa fiabilidade. Este problema, não levanta tantas preocupações, na utilização de geofones, visto que o sinal registado por este equipamento, não requer de um processo de integração numérica externo, dado que estes equipamentos operam com taxas de atualização superiores ao introduzidos pelo utilizador para efetuar o processo integrativo e por sua vez registam os valores de acordo com a taxa indicada pelo operador do equipamento.

Para se entender a importância desta questão, apresenta-se de seguida um sinal sinusoidal de amplitude unitária, ao qual se procedeu à aplicação do processo integrativo de uma aceleração senoidal com a seguinte expressão:

$$a(t) = 1 * \text{sen}(2\pi f * t) \quad (5.5)$$

Por sinal, a expressão da velocidade senoidal acima é obtida pela seguinte expressão:

$$v(t) = \frac{1}{2\pi f} * \cos(2\pi f * t) \quad (5.6)$$

Transformando o sinal contínuo da senoide em um sinal discreto, foi recorrendo a um script em MATLAB, que se encontra no anexo A.5 , Tabela A.7, integrou-se o sinal dentro do intervalo de tempo $t \in [0,0.025]$, para uma $f = 40Hz$. Para evidenciar a qualidade do sinal integrado representadas duas taxas de atualização diferentes, uma a 200Hz e outra a 1000Hz, que se encontram nas Figura 5.11 e Figura 5.12 respetivamente.

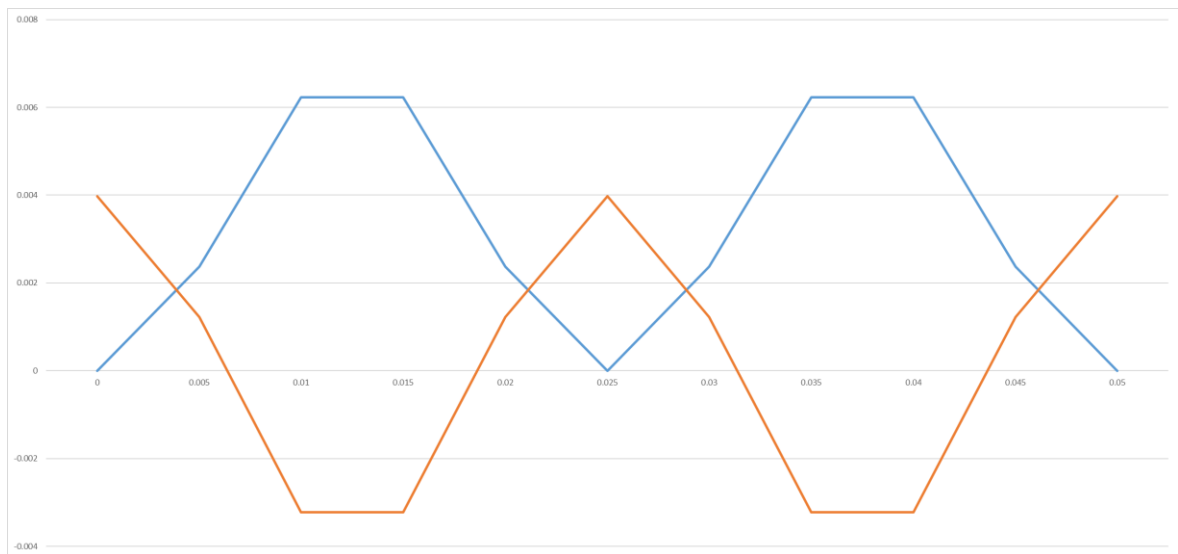


Figura 5.11 – Representação gráfica de uma senoide com uma um intervalo de tempo de 0.005s

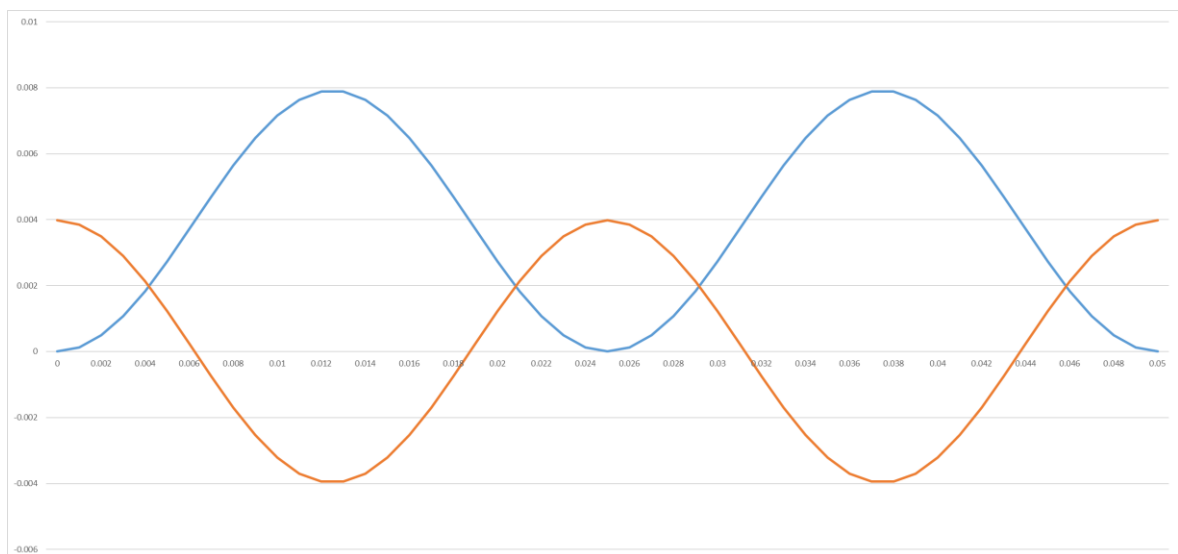


Figura 5.12 – Representação gráfica de uma senoide com uma um intervalo de tempo de 0.001s

Como pode ser verificado nas Figura 5.11 e Figura 5.12, o sinal vibratório sinusoidal teórico (a laranja) e o sinal vibratório sinusoidal proveniente do processo de integração (a azul), encontram-se definidas por dois períodos. Ambas as curvas se encontram definidas diretamente pelo processo de integração e como tal o importante aqui retirar são os extremos registados por ambas as curvas, sobre a influência do aumento da amostra do sinal discreto das ondas geradas.

De seguida apresenta-se as duas tabelas com os extremos provenientes de cada uma das curvas (teórica e integrada), considerando apenas o primeiro período (com uma duração de 0.0025s) de cada um dos sinais apresentados, fazendo variar apenas a frequência de registo.

Tabela 5.3 – Diferenças entre extremos de acordo com a curva integrada

Frequência de registo (Hz)	Máximo Positivo	Máximo Negativo	Diferença entre extremos
200	0.006225	0.000000	0.006225
400	0.007694	0.000000	0.007694
800	0.007892	0.000000	0.007892
1000	0.007885	0.000000	0.007885
10000	0.007957	0.000000	0.007957

Tabela 5.4 – Diferença entre extremos de acordo com a curva teórica

Frequência de registo (Hz)	Máximo Positivo	Máximo Negativo	Diferença entre extremos
200	0.003979	-0.003219	0.007198
400	0.003979	-0.003979	0.007958
800	0.003979	-0.003979	0.007958
1000	0.003979	-0.00395	0.007926
10000	0.003979	-0.003979	0.007958

Tabela 5.5 – Diferença percentual entre extremos da senoide teórica e da integrada

Frequência de registo (Hz)	Diferença percentual
200	13.52%
400	3.32%
800	0.05%
1000	0.05%
10000	≈0%

Para esta senoide, a diferença entre amplitudes máximas seria de aproximadamente 0.08, ao qual na prática, este valor apenas foi aproximado pela curva teórica para uma taxa de registro de 400Hz, enquanto que esta aproximação, na senoide referente ao processo integrativo, apenas ocorreu para uma taxa de registro de 800Hz. Ao interpretar os resultados apresentados na Tabela 5.5, consta-se que existe uma diferença acentuada entre extremos das duas curvas para uma taxa de apenas 200Hz. Para esta taxa, esta diferença podem ser considerada como exagerada, principalmente sabendo que estes sinais são contínuos, ao que para impulsos, esta diferença poderá ainda ser mais acentuada.

Daqui conclui-se que para uma taxa de 400Hz, analisando as frequências naturalmente dominantes da resposta estrutural, já permite obter resultados bastante próximos provenientes do processo integrativo. Idealmente se for possível uma taxa superior deverá ser tomada para ações menos regulares, para que impulsos sejam devidamente registrados.

Esta questão põem-se na medida que registros efetuados durante um longo período, uma taxa de atualização inferior, poderá ser preferida, visto que a quantidade de informação a tratar e por sua vez a analisar, torna-se mais linear e prática de fazer. Para sinais inconstantes, que são o caso de ações impulsivas causadas por múltiplas fontes, a regularidade dos picos poderá não ser tão linear e com uma quantidade de informação insuficiente, levará a identificação de picos, com uma magnitude inferior, á realmente sentida na altura do registro.

6

ANÁLISE COMPARATIVA DA ATUAL NP 2074 RELATIVAMENTE À ATUAL DIN 4150-3

6.1 ASPETOS DIFERENCIADORES PRINCIPAIS

A norma alemã demonstra ser uma referência europeia, no controlo estrutural, visto que esta aborda e impõem limites de forma extensiva para diversas solicitações de origem humana. Além de tratar ações impulsivas, esta norma também atende a ações continuadas, algo não controlado pela NP. Centralizando o assunto que leva ao estudo das regulamentações, este passa por tentar perceber, se a NP consegue satisfazer o controlo da estabilidade estrutural sobre as ações abordadas, comparativamente à DIN-3.

6.1.1 AÇÕES COBERTAS PELAS REGULAMENTAÇÕES

A norma NP 2074, faz grande ênfase a uma análise de ações impulsivas, sendo que esta na sua última edição foram apresentadas simplificações, que poderão ser mais práticas na sua aplicação. Mas por outro lado, irão atribuir limites com uma vertente demasiado conservativa em algumas situações. O aspeto que fundamenta a afirmação anterior, baseia-se no referido pela NP, uma vez que “deixa de ser considerado o número de eventos diários, reduzindo-se a apreciação subjetiva na classificação das estruturas e evitando tornar arbitrário o estabelecimento de valores limite recomendáveis. (IPQ, 2015)”

Sendo a norma portuguesa direcionada apenas a ações impulsivas, acaba por se demonstrar uma limitação de abordagem comparativamente ao apresentado pela norma alemã, uma vez que esta atende a controlar ações impulsivas, continuadas e outras pequenas abordagens que não se direcionam diretamente à subestrutura.

6.1.2 AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS ESTRUTURAIS

Todas as normas analisadas no capítulo 3, relacionam as velocidades de vibração de partículas, de acordo com a frequência dominante da ação sobre as diversas tipologias construtivas. Diferenciando-se apenas na componente da velocidade a abordar. No caso da NP, esta limita os valores provenientes do cálculo vetorial entre as três direções ortogonais, como designado anteriormente de PVS, enquanto que a DIN-3, limita a componente das três direções que apresenta o valor mais grave, sendo esta designada de PPV.

Relativamente às STV, a DIN-3 expõem ainda a preocupação associada a tubagens enterradas e de acordo com o material de construção, são apresentados limites de velocidades a controlar nestes elementos estruturais, já que estes contribuem para o normal funcionamento da estrutura.

A metodologia de abordagem do dano estrutural, de acordo com a NP, tem apenas em conta os limites de PVS como referência, sendo esta a única forma de abordagem desta temática. Por outro lado, a norma alemã, apresenta para além dos limites da PPV, duas outras metodologias de abordagem que podem ser tomadas para abordar as STV.

A primeira alternativa, está associada à medição dos esforços sentidos pelos elementos estruturais quando sujeita a ações mecânicas. Esta abordagem é relativamente útil, quando o estado de conservação da estrutura se encontra fragilizado. Nesta mesma alternativa, ainda se pode referir que para vibrações em ressonância, ao nível das lajes deve ser controlado o nível de tensão do piso, como exposto no capítulo 3.3.4.5.

A outra metodologia, avalia estas condicionantes de uma forma indireta, constituindo assim uma metodologia alternativa à tradicional apresentada nas grandes normativas europeias. Esta última baseia-se na análise apresentada pela DIN 45669-1, que consiste em filtrar o peso da supressão das altas frequências do sinal vibratório. O valor máximo da filtragem do sinal deve ser comparado com os valores constantes apresentados no anexo da DIN-3. Para mais informação sobre estas abordagens deverá ser consultado o anexo A.2 .

Na abordagem das LTV, a NP não apresenta qualquer recomendação sobre este tema. Apenas existe uma recomendação imposta pelo LNEC que avalia estas ações, tal como apresentado no capítulo 3.2.4, que limita a componente de análise espectral, RMS. Já a DIN-3 apresenta limites de medições efetuadas da PPV a nível do último piso. Numa análise de ações continuadas, quanto à estabilidade na ligação e integridade das tubagens com a estrutura, os limites deverão ser 50% inferiores aos apresentados pelas ações impulsivas.

6.1.3 PARÂMETROS ENVOLVIDOS NA ANÁLISE ESTRUTURAL

Ambas as regulamentações apresentam a divisão das estruturas em três tipologias de edificações, englobando as estruturas comuns presente em cidades, excluindo da sua abordagem edifícios especiais (como hospitais, laboratórios, centrais nucleares, entre outros), apresentado apenas uma pequena diferenciação, na perspetiva que a DIN-3 indica que em trabalhos de túneis envolvem operações com recursos a explosivos. São apresentados limites específicos para estas construções subterrâneas sobre a influência de STV's, que limita a PPV na direção perpendicular à superfície do revestimento destas cavidades, não se fazendo aplicar à estabilidade de eventuais elementos estruturais presentes nestas cavidades (ver Tabela 3.17).

Como tem sido apresentado ao longo do documento, a frequência predominante da ação vibratória, é um aspeto importante na resposta estrutural e como tal, as duas regulamentações parametrizam três diferentes intervalos de frequências ao qual para cada tipologia estrutural são apresentados limites das vibrações de pico. Atendendo às frequências de captação, as duas recomendações impõem limites de filtro passa-banda idênticos que limita as ações captadas pelos equipamentos de medição, tal como foi apresentado no capítulo 5.4.2.

6.1.4 LOCALIZAÇÃO DAS MEDIÇÕES

O transdutor de vibrações deve ser fixado ao elemento estrutural a analisar, sendo que as medições das STV's, são conduzidas perto das fundações das estruturas para ambas as regulamentações. Ao analisar as ações impulsivas, as medições deverão obrigatoriamente ser registadas a uma altura não superior a 0.5m acima do nível do solo, para que sejam captadas as reações sentidas na base das estruturas.

As medições a seguir segundo a NP, são estipuladas pela norma ISO 5348, cuja regulamentação tem fundamentos idênticos aos apresentados pela DIN-3. A montagem dos equipamentos de medição deveram ser montados numa superfície regular e estabilizada, para que efeitos de distorção de sinal não comprometam a qualidade da informação registada. Especial cuidado deve ser tomado quanto à relação entre o sinal do acelerômetro e o movimento do acelerômetro não deve ser distorcida, pela operação de montagem perto da frequência de ressonância (ISO, 1998).

Na NP é referido que as medições para ações impulsivas também devem ser registadas ao nível do último piso, de forma a poder obter um índice de resposta que compatibilize as medições efetuadas junto das fundações, sem quaisquer informações adicionais impostas. Por outro, a DIN-3 indica explicitamente que os transdutores deverão também ser instalados ao nível do último piso, como explicado no capítulo 5.3.2, com imposição de vibrações. Juntamente ao referido, as medições deverão ser efetuadas em pisos intermédios, caso o edifício possua uma cércea elevada.

Referente a ações externas, já foram apresentados os locais onde deverão ser instalados os transdutores. Já para ações internas, apenas a DIN-3 apresenta um detalhamento destas solicitações, como já fora exposto no capítulo 5.3.2. Para estas solicitações, normalmente associadas ao normal funcionamento de equipamentos industriais, as imposições impostas para as LTV's são adequadas de serem aplicadas.

6.2 LIMITES IMPOSTOS

6.2.1 AÇÕES IMPULSIVAS AO NÍVEL DAS FUNDAÇÕES

Os limites que cada uma das normas impõem nas suas versões atuais, podem ser consultadas nas figuras que se seguem, estando cada uma delas associada às três tipologias construtivas apresentadas pelas duas normas.

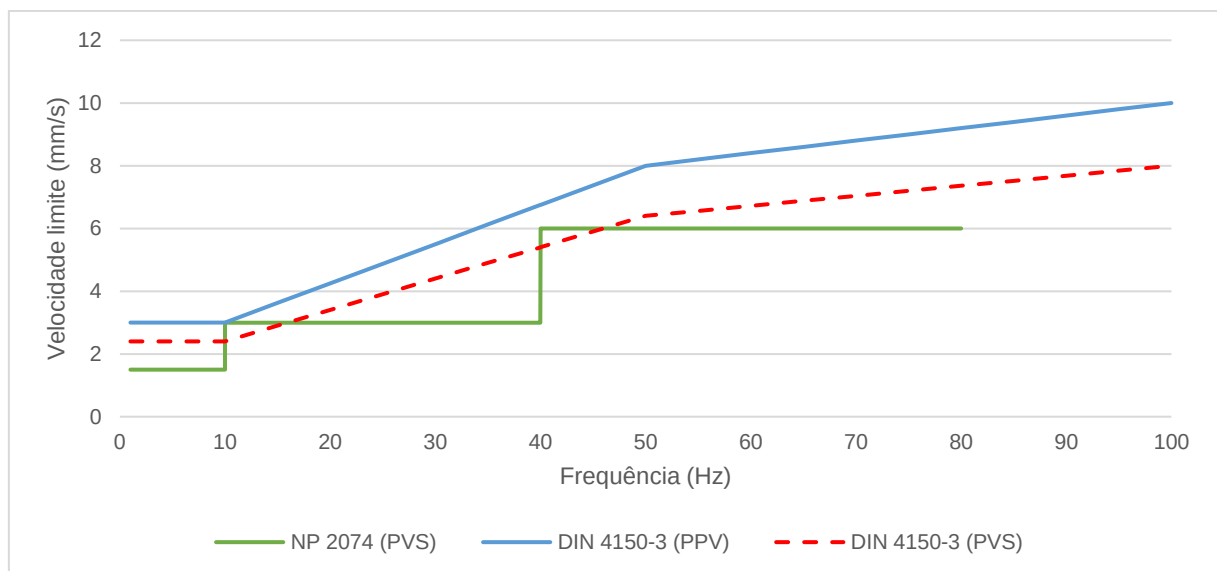


Figura 6.1 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível das fundações, para estruturas sensíveis

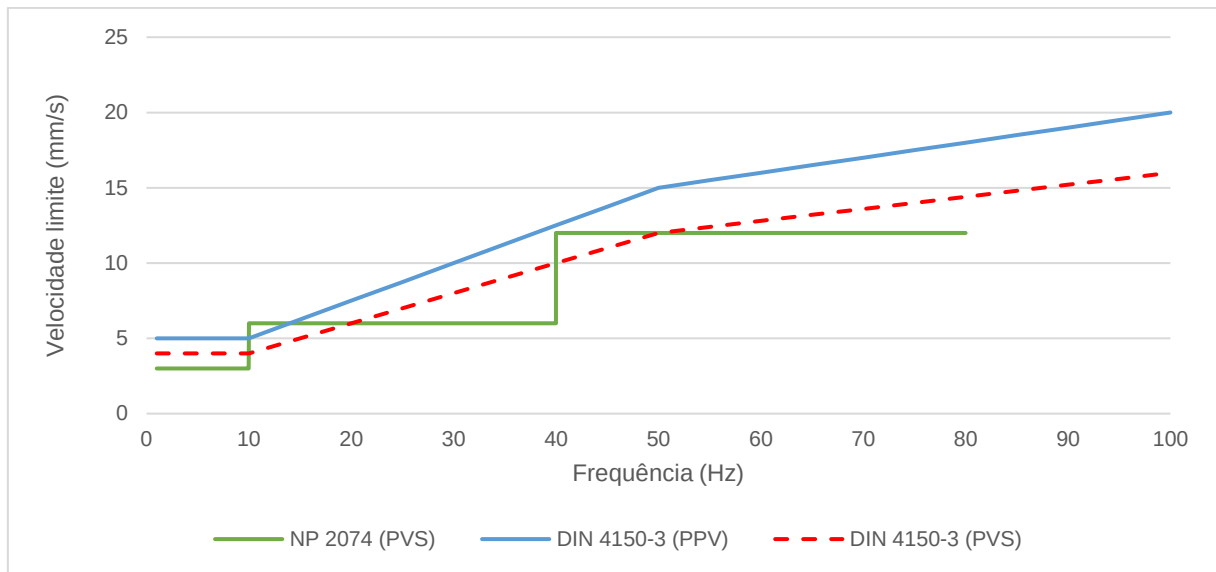


Figura 6.2 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível das fundações, para estruturas correntes

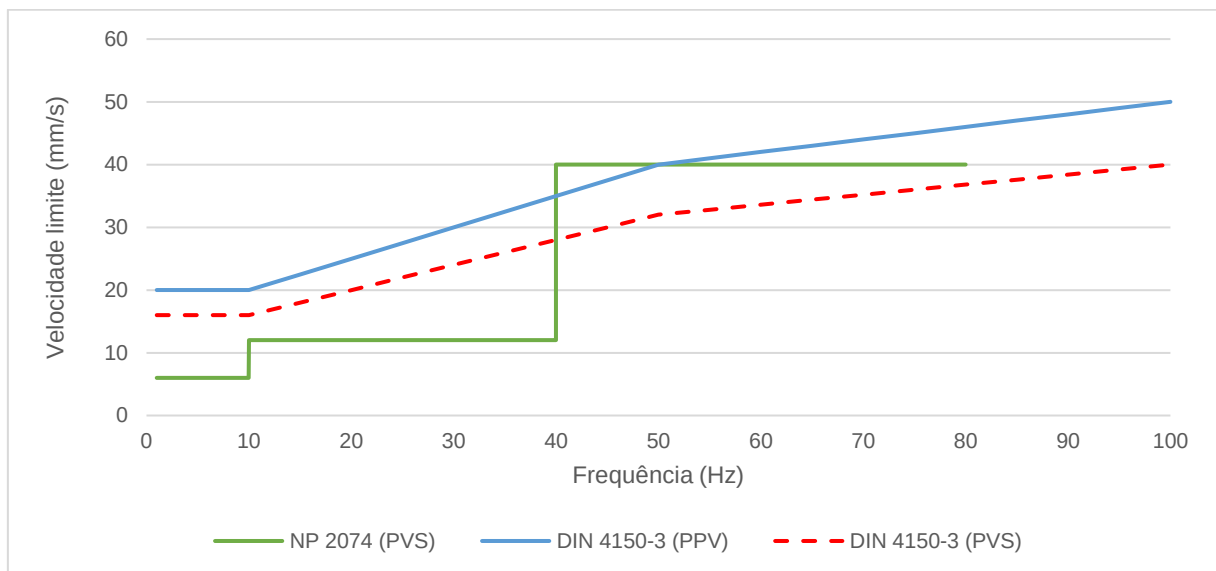


Figura 6.3 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível das fundações, para estruturas reforçadas

Se apenas forem considerados os limites impostos pelas duas normas, a NP apresenta uma abordagem um pouco conservativa nos limites imposto relativamente à DIN-3. Ao aplicar as duas regulamentações, para frequências relativamente baixas, a verificação de estabilidade poderá não ser conseguido ao aplicar as imposições da NP, enquanto que segundo a DIN-3 este problema pode não se colocar.

Num olhar mais atento, verifica-se que as componentes de avaliação das normas não são as mesmas. Na tentativa de poder correlacionar ambos os limites impostos, foi tomada uma correlação estabelecida por Nick Yugo e Woo Shin (Yugo e Shin, 2015). De acordo com o estudo efetuado, na análise de danos causados por explosões em escavações de mineração adjacentes, foi estabelecida a oscilação obtida entre as duas componentes. Foi concluído que esta oscilação depende das características do terreno, do local em que são captadas as vibrações entre outros aspetos já referidos neste documento. Advertindo as unidades de medição a serem limitadas, foi tomada uma redução linear do limite a impor à componente PPV em cerca de 20%, advertindo à transformação menos conservativa da relação estabelecida nas diversas medições efetuadas neste estudo.

Ao tomar esta correlação, percebe-se que os limites impostos por ambas as normas não são muito diferentes. É de atender apenas que a DIN-3 efetua uma ponderação mais realista de como os limites devem variar, uma vez que a suscetibilidade dos elementos estruturais a uma frequência dominante da ação de 10 Hz é diferente da que se sente para uma frequência dominante a 40 Hz. Com esta correlação estabelecida, verifica-se que para ações impulsivas, os limites impostos pela NP continuam a ser mais conservativos.

6.2.2 AÇÕES IMPULSIVAS AO NÍVEL DAS LAJES

Fazendo ainda referencia a ações impulsivas, a DIN-3, é a única que impõem limites diferenciados daqueles registados ao nível das fundações. Desta forma para contemplar as imposições da DIN-3, devem ser registadas as vibrações ao nível das lajes, atribuindo assim duas verificações complementares. A primeira é efetuada na direção horizontal (V_x e V_y) ao nível de cada piso, enquanto que a segunda limita a velocidade de pico sentidas no último piso na direção vertical (V_z).

Nas figuras que se seguem são comparados os limites de PPV, seguindo ainda a mesma conversão dos limites da NP apresentados em PVS para PPV, tal como apresentado no capítulo 6.2.1.

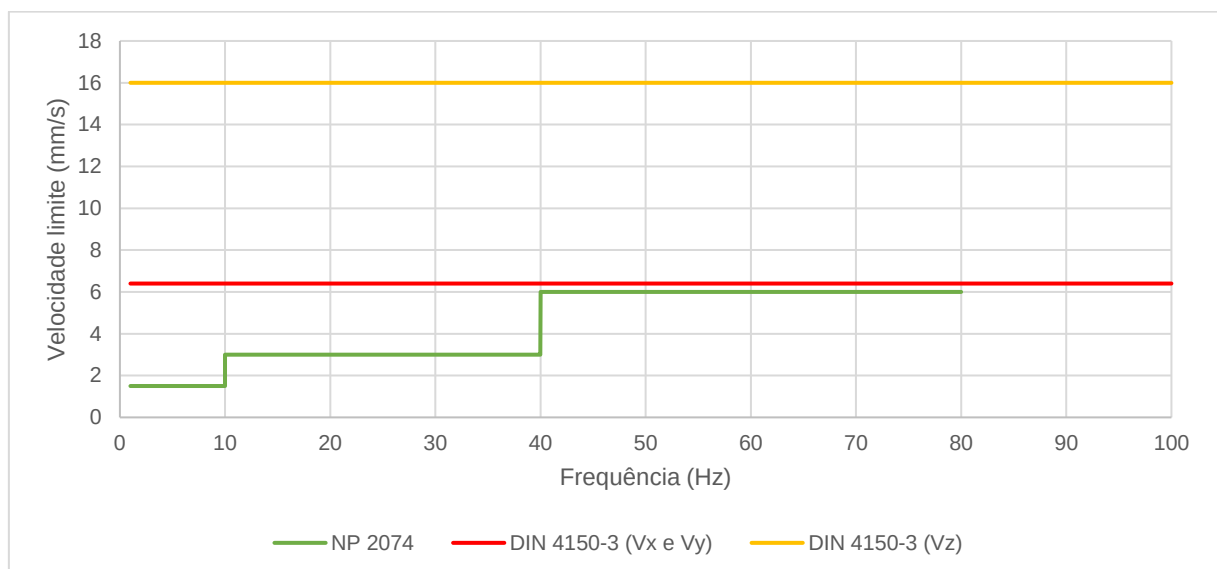


Figura 6.4 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível dos pisos, para estruturas sensíveis

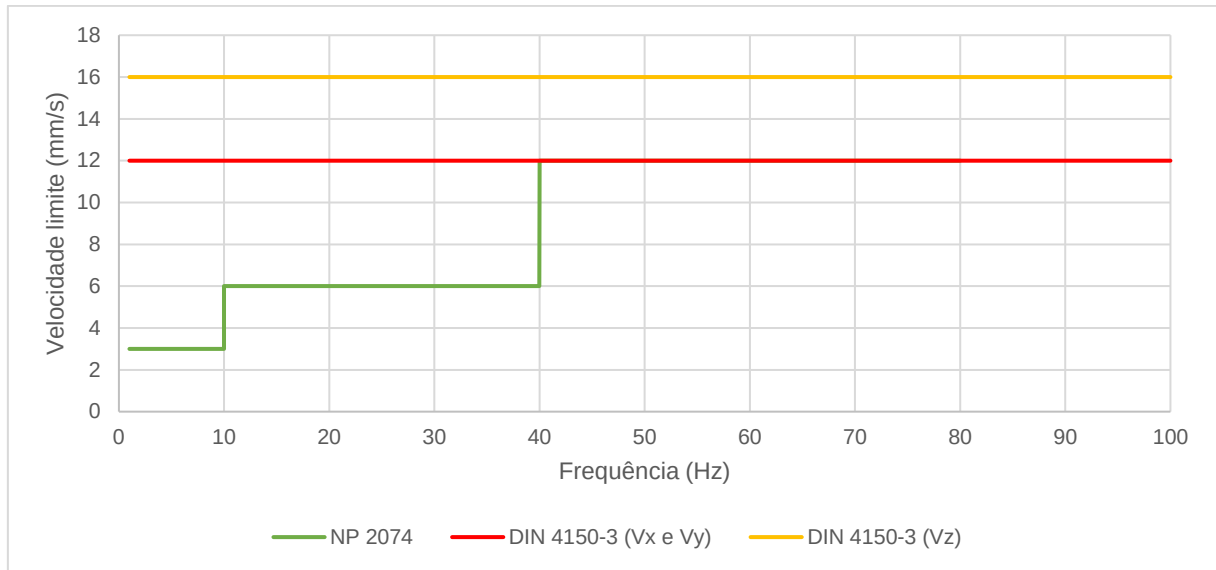


Figura 6.5 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível dos pisos, para estruturas correntes

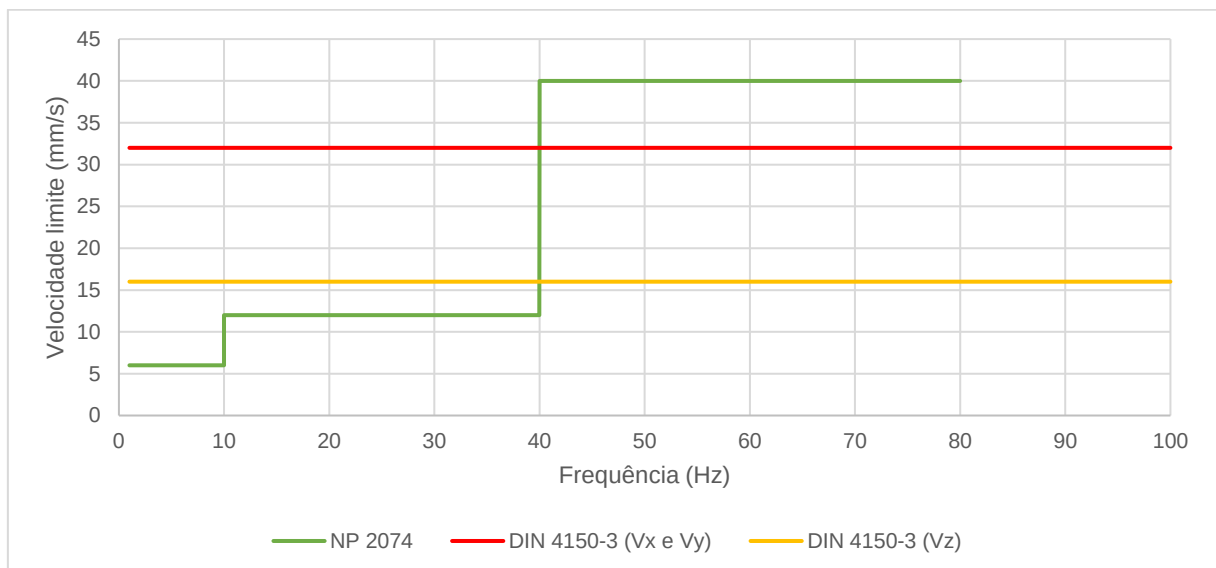


Figura 6.6 – Comparação de limites sobre ações STV ao nível dos pisos, para estruturas reforçadas

Para estruturas sensíveis, os limites impostos pela NP demonstram-se ser um pouco conservativos demais quando comparados com a norma alemã, já para tipologias correntes, os limites da NP estão de acordo com as apresentadas pela DIN-3, não demonstrando aqui um problema acrescido nesta avaliação. Por final, para estruturas reforçadas, é apresentado um limite da NP que sofre uma grande oscilação para frequências dominantes superiores a 40 Hz, passando assim a atribuir limites bastante desfasados dos apresentados na direção Vz, o que inviabilizava a estabilidade da laje quando submetida a vibrações verticais elevadas.

6.2.3 AÇÕES CONTINUADAS

Para ações continuadas, serão consideradas as implicações associadas a LTV's de acordo com a DIN-3, os limites associados às STV's da NP e ainda as recomendações apresentadas pelo LNEC, com uma tentativa de associação dos resultados obtidos convertidos à mesma componente, que será a PPV.

Para a conversão dos resultados da NP será seguida a conversão referida anteriormente, enquanto que para converter os limites impostos pelo LNEC de RMS para PPV, foi tomada a média da relação obtida entre os resultados no caso prático de ações contínuas abordado neste documento (ver capítulo 7.1). Desta forma obteve-se uma correlação de $PPV \cong 0.25 * RMS$. É de fazer notar que neste caso prático apenas foram consideradas as ações verticais medidas na laje como referência.

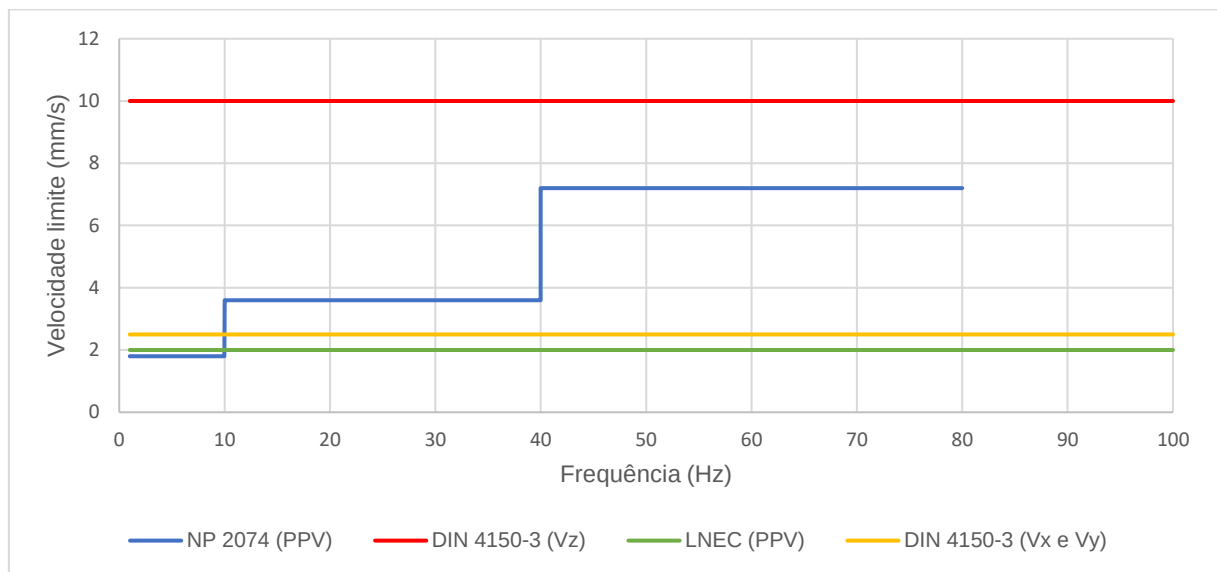


Figura 6.7 – Comparação de limites sobre ações LTV, para estruturas sensíveis

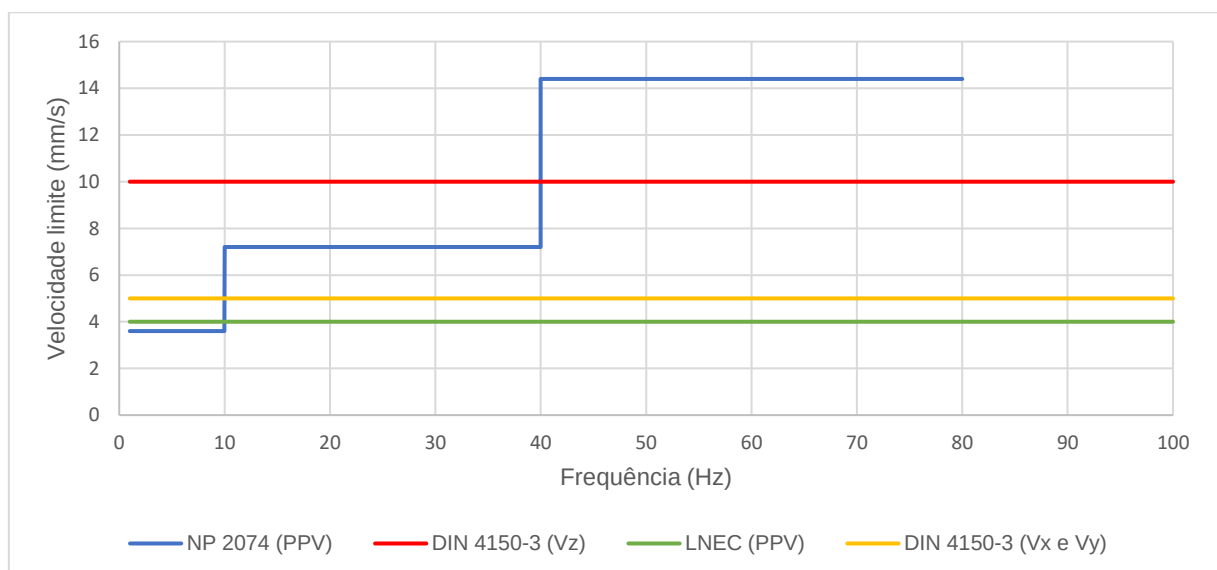


Figura 6.8 – Comparação de limites sobre ações LTV, para estruturas correntes

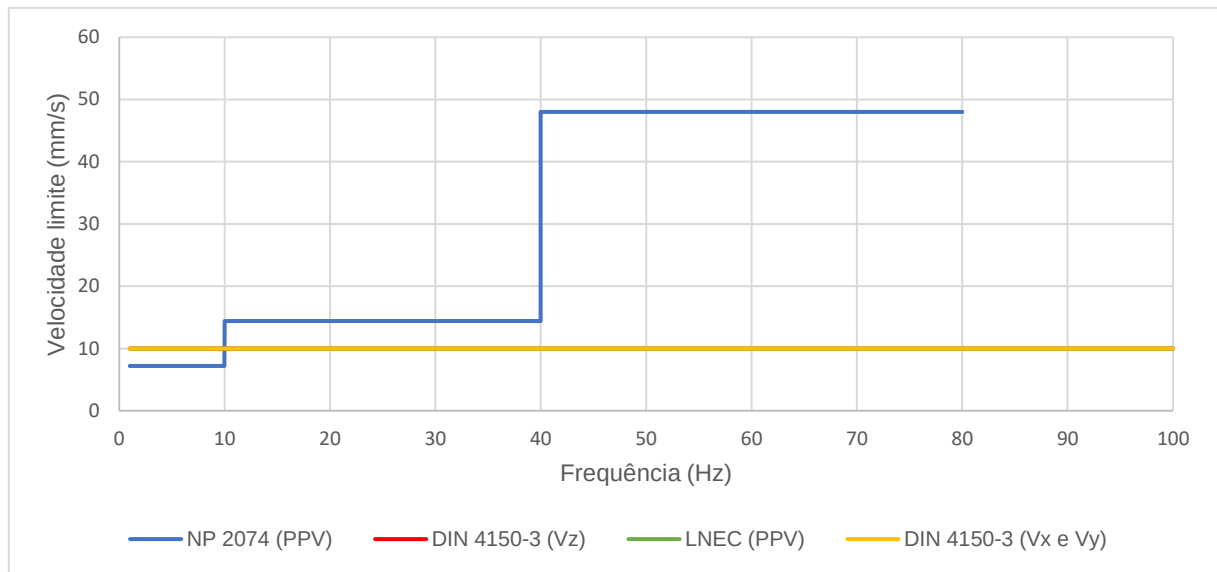


Figura 6.9 – Comparação de limites sobre ações LTV, para estruturas reforçadas

Para estruturas reforçadas, os limites impostos pela DIN-3 em todas as direções e pelo LNEC correspondem a 10 mm/s. Salvaguardando o limite na direção vertical apresentado pela DIN-3 presente na Figura 6.7, apenas pode ser atribuído se for verificada a estabilidade da tensão nas lajes (ver capítulo 3.3.4.5). Caso contrário limites inferiores poderão ser considerados para esta tipologia construtiva.

Os limites impostos pela NP, para edificações sensíveis, atendem apenas à vertente impulsiva das vibrações e acabam por apresentar limites mais conservativos relativamente às outras duas. Para edificações correntes, os limites são bastante idênticos, já para estruturas reforçadas, os limites impostos pela NP encontram-se descontextualizados com a sensibilidade associada à vibração das lajes, especialmente para frequências superiores a 40Hz.

Face ao apresentado pelas recomendações do LNEC, a análise de ações continuadas inclui a consideração global de todo o espectro de resposta, enquanto que a DIN-3 apenas refere-se a picos registados durante o período de medições. De acordo com esta questão, a verificação da estabilidade poderá ser diferente para as duas recomendações.

Ao analisar uma ação estabilizada, os limites impostos por ambas as recomendações, são bastante idênticos. Na eventualidade de existirem picos isolados que não estejam diretamente relacionados com a ação solicitadora, de acordo com a DIN-3 na verificação de segurança será considerado esse esse pico isolado, o que poderá influenciar a averiguação de estabilidade. Mesmo que esta perturbação de sinal ocorra no espectro de resposta, ao aplicar as recomendações do LNEC, este pico acaba por ser amenizado, visto que a verificação atende toda a resposta captada.

Nestas situações, caso se identifique que estes picos não estejam diretamente relacionados com o funcionamento contínuo da ação, estes picos deveram ser excluídos da análise e se a magnitude das ações assim o justificar, uma averiguação impulsiva desses picos deverá ser conduzida

A experiência apresentada pela empresa australiana ASPEC, com estudos de vibração em várias plantas industriais revelou que esses limites também são eficazes para os níveis de vibração local. Apesar dos limites apresentados no piso superior da estrutura na direção vertical, os danos estruturais foram apenas verificado para velocidades que excederam aproximadamente 20 a 40 mm/s (Mayers, 2009).

7

ANÁLISE DE ALGUNS CASOS PRÁTICOS**7.1 VIBRAÇÕES NUMA UNIDADE INDUSTRIAL**

Como efeito representativo, será apresentada uma análise de vibrações na laje de um edifício industrial tendo em vista a sua integridade estrutural face ao funcionamento de equipamentos mecânicos em condições de pleno funcionamento. Com isto foram efetuadas várias medições em diferentes pontos da laje de modo a identificar o local crítico das vibrações.

7.1.1 MEIOS EXPERIMENTAIS USADOS

A medição foi conduzido usando o equipamento enunciado no Capítulo 5.2, que por sua vez estes operaram de forma autónoma após prévia programação, juntamente com um registador interno de dados, que pode ser acedido numa fase subsequente para a consulta dos mesmos. Para efeitos comparativos, os resultados obtidos serão comparados com as limitações regulamentares das normas europeias enunciadas ao longo deste documento, para se obter uma perspetiva mais concreta da diferenciação das várias metodologias e limites apresentados.

O sistema de medição usado baseou-se na utilização de 2 sismógrafos triaxiais da marca GeoSig, modelo GSR-18, de 18 bits de resolução. Um dos aparelhos mediu acelerações segundo 3 eixos ortogonais e o outro mediu velocidades com recurso a um transdutor externo, tendo realizado medições segundo as mesmas direções. Os sismógrafos foram pousados sobre a laje em pontos previamente definidos, tendo sido eliminadas todas as folgas de modo a medirem corretamente as vibrações.

Embora o critério de aceitabilidade utilizado na análise das vibrações se baseia exclusivamente na medição da velocidade de vibração, a utilização de um sismógrafo adicional para medir acelerações serviu para aferir e validar os dados do transdutor de velocidades. Por conseguinte, os registos das acelerações não são diretamente relevantes para a análise dos efeitos das vibrações em causa e por conseguinte estes resultados não serão abordados. Também foram omitidas as medições registadas nas direções horizontais, por estas terem uma amplitude muito inferior à das oscilações verticais, sendo também evidente que dada a elevada rigidez horizontal da laje, o fenómeno vibratório tem particular relevância da direção vertical.

7.1.2 MEDIÇÕES EFETUADAS

O equipamento de medição foi programado para funcionar de forma autónoma e com intervalos de tempo pré-definidos. Como tal as amostras registadas tiveram uma duração de 7 minutos (420 segundos) cada, com um intervalo de 3 minutos entre os registos, obtendo-se assim uma periodicidade de 10 minutos de recolha.

Foram tomadas 10 pontos de medição, sendo estes escolhidos de forma a tentar identificar onde potencialmente se poderiam registar níveis de vibração mais elevados. Para isso, teve-se em atenção o funcionamento estrutural da laje, bem como a distribuição das máquinas em funcionamento, tendo-se selecionado pontos coincidentes com o meio vão dos painéis de laje em betão armado junto a estes equipamentos. A localização adotada para os pontos de medição está representada na Figura 7.1, correspondendo a pontos distribuídos ao longo de corredores com máquinas a funcionar em ambos os lados, percorrendo quase a totalidade da extensão do edifício.

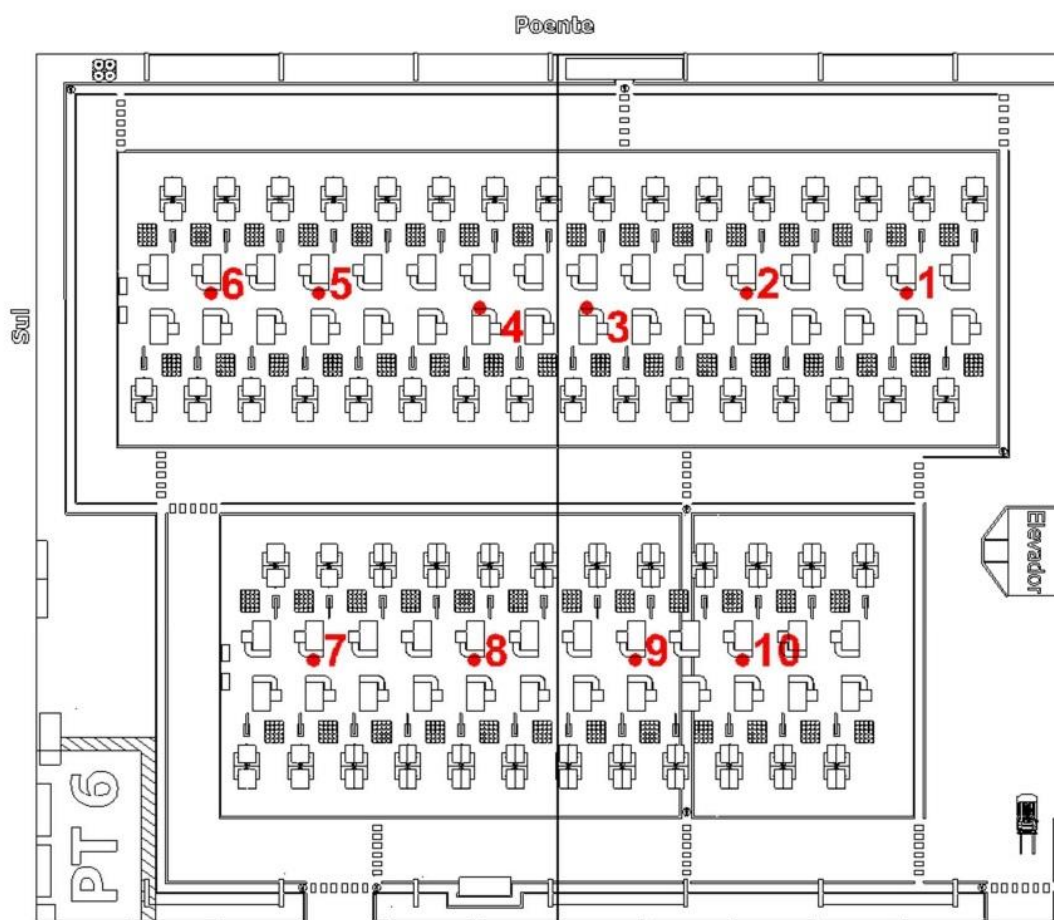


Figura 7.1 – Localização dos pontos de medição da unidade industrial

Das diferentes medições efetuadas, na Tabela 7.1, são apresentados os valores de pico de acordo com os diferentes elementos do espectro necessários para aplicar as diferentes regulamentações europeias. Atendendo à densidade de registos obtidos, uma vez que as medições se efetuaram durante 420 segundos com uma taxa de atualização de 200Hz, no anexo A.6 (Figura A.2) encontra-se o espectro da resposta na direção vertical deste ponto de medição 10 e na Figura A.3 o espectro de frequência de resposta filtrada de acordo com as recomendações do LNEC (mesmo filtro indicado pela NP 2074 (IPQ, 1998)) para este mesmo ponto, uma vez que este foi o ponto de medição crítico da resposta.

Tabela 7.1 – Velocidades de pico registadas nos diferentes pontos de medição

Ponto de medição	PPV (v_z) (mm/s)	PVS (mm/s)	v_{ef} (mm/s)	f_d (Hz)
1	7.22	8.31	2.35	40.2
2	5.52	5.52	1.25	38.9
3	4.04	4.08	0.89	37.4
4	5.42	5.46	1.33	37.1
5	4.68	4.76	1.25	36.6
6	3.22	3.34	0.82	39.0
7	7.57	9.98	2.41	36.6
8	9.56	10.53	2.96	38.8
9	8.70	9.32	1.84	36.1
10	10.97	13.45	3.32	39.0

7.1.3 COMPARAÇÃO COM AS NORMATIVAS EM VIGOR

Atendendo às diferentes frequências dominantes dos pontos de medição, foi assumido que $f_d = 36 \text{ Hz}$ e atendendo às diferentes normas em vigor, mesmo que as mesmas não tenham sido previstas para este tipo de ações, é apresentado na tabela seguinte a avaliação dos resultados obtidos de acordo com os devidos valores estipulados pelas normas.

Tabela 7.2 – Verificação do comprimento das ações para o caso de estudo de ações continuadas

Normas	Limite (mm/s)	Componente de avaliação	Verificação dos limites em cada ponto de medição					
			1	2	7	8	9	10
NP 2074*	12.0	PVS	OK	OK	OK	OK	OK	KO
DIN 4150-3	10.0	PPV	OK	OK	OK	OK	OK	KO
Regulamento do LNEC	2.5	v_{ef}	OK	OK	OK	KO	OK	KO
SN 640312	12.0	PVS	OK	OK	OK	OK	OK	KO
BS-7385-2	25.0 ^a	PPV	OK	OK	OK	OK	OK	OK
SS 4604866	24.3	$v_{z,max}$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Önorm S 9020	32.4	PVS	OK	OK	OK	OK	OK	OK
UNE 22-381-93*	48.0	PPV	OK	OK	OK	OK	OK	OK
MAF*	15.0	PPV	OK	OK	OK	OK	OK	OK

* - Regulamentação que não inclui indicações sobre ações continuas ou duração de ação frequente

^a – Velocidades limite se acautelado qualquer aparecimento de dano ($v_l = 12.5 \text{ mm/s}$)

Atendendo a cada uma das metodologias apresentadas pelas diferentes regulamentações europeias, é possível afirmar que o ultimo ponto de medição verificou-se picos vibratórios que obterão nega numa análise estrutural, o que pode afirmar que nesta situação, a NP apesar de não acautelar vibrações continuadas, tal como outras normas, apresentam valores recomendatórios que acabam por não ser muito diferentes dos que são apresentados por normas que contem estas mesmas considerações. A DIN-3 por ser uma norma que acautela vibrações continuadas, apresenta uma abordagem bem mais conservativa nas parametrizações expostas, uma vez que estas em lajes, sendo o caso em estudo, apenas se importam com as vibrações verticais, uma vez que as ações horizontais em tais situações, acabam por ser pouco relevantes, tal como foi apresentado anteriormente.

Apesar da norma austríaca apresentar no seu corpo ações com caracter permanente, esta foi desenvolvida, com o intuito de regulamentar a ações provocadas pelo uso de explosivos, o que invalida um pouco a abordagem apresentada nesta subcapítulo, mas tal foi apresentada para permitir verificar, se para a abordagem tomada nas medições da estrutura industrial, se tal apresentava valores admissíveis, tal como ocorreu com a NP.

Por último, é de referir que a norma britânica apresenta um limite de 50mm/s, mas tendo em conta que este tipo de ação poderá provocar ressonância à estrutura este limite pode ser reduzido em 50% para um PPV=25 mm/s, sendo que este ainda permite dano nas estruturas. De forma a equiparar com os parâmetros limitantes abordados pelas restantes regulamentações, foi aplicada a recomendação exposta pela mesma, que indica que PPV inferiores a 12.5mm/s não admitem dano estrutural, aspeto este que se demonstra estar de acordo com as restantes normas. Para o edifício em questão este limite aparenta ser adequado, mas para edifícios mais sensíveis, tais limitações poderão ser pouco ousadas para que tal afirmação exposta se demonstre ser verdade para toda a variedade de ações.

7.2 VIBRAÇÕES DECORRENTES DE TRABALHOS DE CONSTRUÇÃO

Neste caso que se segue, estamos perante um edifício com sensibilidade elevada, sujeita a atividades normais de construção. Atendendo apenas ao registo obtido durante 2 dias consecutivos das atividades de construção, uma vez que estas se demonstram representativas dos níveis de vibração verificados nessa estrutura.

7.2.1 MEIOS EXPERIMENTAIS USADOS

Dada a solicitação em medir as vibrações no imediato, foi utilizado um sismógrafo triaxial da marca GeoSig, modelo GSR-18, de 24 bits de resolução, tendo sido adaptado um sensor triaxial externo de velocidades (geofone) da mesma marca, modelo GSV-320. Este adaptador possui uma sensibilidade de 100V/m/s e que funciona numa gama dinâmica dos 4,5 aos 315 Hz. Por outro lado, o sismógrafo adquire sinais a uma taxa máxima de 200Hz, sendo por sua vez a taxa adotada na medição dos sinais. O filtro passa-baixo antialiasing utilizado efetuou um corte de frequência nos 80 Hz. Os dados foram posteriormente acedidos e armazenados numa unidade externa para posterior processamento. O equipamento de medição foi instalado na base da estrutura sobre uma superfície rígida e lisa, tendo sido esta estabilizada sem folgas.

7.2.2 MEDIÇÕES EFETUADAS

Sendo esta uma obra com uma dimensão significativa e os trabalhos de construção conduzidos durante vários dias, várias medições com recurso a seis sismógrafos instalados em diversos pontos da estrutura, com representação em planta no anexo A.6 (Figura A.1), foram programados para fazer medições contínuas. Atendendo que com uma análise posterior, as vibrações registadas nos dois primeiros dias da instalação do sismógrafo P1, foram quando se registaram os maiores picos vibratórios. Como tal serão apenas abordadas apenas medições efetuadas em contínuo com o sismógrafo P1.

No anexo A.6 (Figura A.4 e Figura A.5), encontra-se o espectro de resposta medido pelo sismógrafo P1, atendendo ao primeiro dia de registos, foi possível identificar três picos vibratórios, que se apresentam com mais detalhe.

Tabela 7.3 – Picos registados em dois dias consecutivos pelo sismógrafo P1

Data/Hora	PVS (mm/s)	PPV (mm/s)	f_a (Hz)
01-10/15:32	3.432	2.781	26.2
01-10/16:05	3.171	2.416	24.3
01-10/17:03	3.579	3.434	30.0
02-10/14:22	3.725	2.915	17.7

Com a devida margem de erro associada à classificação das ações, para esta obra em concreto, a periodicidade de ações de pico era relativamente baixa (1 a 3 ocorrências diárias).

7.2.3 COMPARAÇÃO COM AS NORMATIVAS EM VIGOR

Com a análise de resultados, para aspetos de referência, a ação caracterizante e f_d que será verificada é a do segundo dia de verificações. Desta forma $PVS = 3.725\text{mm/s}$, $PPV = 3.434\text{mm/s}$ e $f_d = 17.7\text{ Hz}$. Esta ação será comparada com as estipulações normativas europeias presentes na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Verificação do comprimento das ações para o caso de estudo de ações impulsivas

Normas	Componente de avaliação	Limite (mm/s)	Verificação do cumprimento dos limites
NP 2074 (2015)	PVS	3.0	KO
NP 2074 (1998)	PPV	5.0	OK
DIN 4150-3	PPV	4.0	OK
SN 640312	PVS	10.0	OK
BS-7385-2	PPV	15.0 ^a	OK
SS 4604866	$v_{z,max}$	4.0	OK
Önorm S 9020	PVS	9.0	OK
UNE 22-381-93	PPV	4.7	OK
AFTES ^b	PPV	5.0	OK
MAF	PPV	6.0	OK

^a – Velocidades limite se acautelado qualquer aparecimento de dano ($v_l = 12.5\text{ mm/s}$)

^b – Tomando que $v_L = 3000\text{ m/s}$

Uma vez que os picos registados nos dois dias situa-se acima dos 3mm/s, segundo a versão atual da NP, que vigora no país, estas ações verificadas nesta construção não se consideram aceitáveis, mas por sua vez caso a norma aplicada seja as restantes europeias, ou até mesmo a versão anterior da NP, a verificação de segurança contra o dano estaria abrangida pelas normativas.

7.3 VIBRAÇÕES DECORRENTES DA UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS

O caso que se sucede, trata-se de um ensaio efetuado junto de uma ponte, relacionado com o rebentamento de pegas de fogo utilizadas no desmonte de um afloramento rochoso próximo desta estrutura, com vista à implantação de um coletor de saneamento.

A estrutura em análise terá sido construída no século XIX num estilo barroco e neoclássico. Sobre três arcos desiguais, em que o central é maior, assenta o tabuleiro de perfil horizontal. A ponte, com cerca de 50 metros de comprimento, suporta um tabuleiro com três varandins semicirculares e, em cada extremidade, dois obeliscos barrocos que ostentam inscrições epigráficas relativas à construção da ponte.

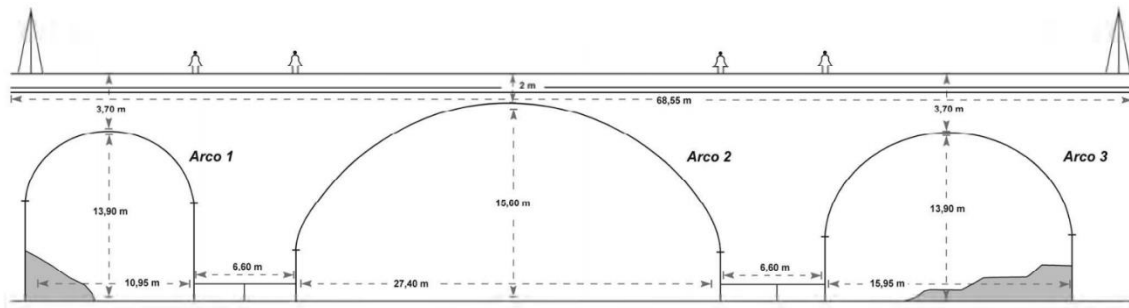


Figura 7.2 – Esquemática da ponte, com as devidas dimensões (Martins, Gomes e Santos, 2019)

Nestas circunstâncias foram realizadas uma série de medições, procurando avaliar a quantidade máxima de explosivo a ser utilizada em cada rebentamento, de forma a que o nível de vibrações originadas fosse compatível com o tipo de construções existentes na área envolvente, entre as quais se incluem diversos monumentos históricos de importância relevante.

7.3.1 MEIOS EXPERIMENTAIS USADOS

O sistema de medição usado baseia-se na utilização de um analisador espectral, modelo HP 3566A, que possibilita a aquisição, análise e processamento dos sinais colhidos até um máximo de 8 canais de entrada.

Foram simultaneamente utilizados 3 acelerómetros piezoelétricos, modelo Brüel & Kjaer 4379 S com as seguintes características:

- Peso – 175 gramas
- Sensibilidade – 260 mV/g
- Frequência própria – 13 kHz
- Ressonância transversal – 3.8 kHz
- Sensibilidade transversal – 2,5% (a 30 Hz)

Cada acelerómetro encontra-se equipado com uma unidade de amplificação e condicionamento de sinal Brüel Kjaer, modelo 2635, que permite não só a amplificação do sinal de forma a que a sensibilidade final varie entre 0,1 e 1000 mV/ms⁻², mas também a filtragem analógica anti-aliasing, através de um filtro de 2ª ordem de frequência de corte selecionável entre 0,1 e 100 kHz e a integração do sinal para obtenção de registos de velocidades ou deslocamentos, dispondo ainda de um indicador de saturação do transdutor.

7.3.2 MEDIÇÕES EFETUADAS

As medições efetuadas foram realizadas num único ponto, localizado cerca de 20m a jusante da ponte, junto do muro de suposto que aí se encontra. Neste local, foi implementado um cubo de betão, ao qual foram instalados 3 acelerómetros, com as características antes mencionadas, nas faces do cubo, dispostos de forma a possibilitar a medição de 3 componentes ortogonais do vetor velocidade de vibração naquele ponto:

- Direção X – Orientado paralelamente ao rio
- Direção Y – Orientado transversalmente ao rio
- Direção Z – Orientado na vertical

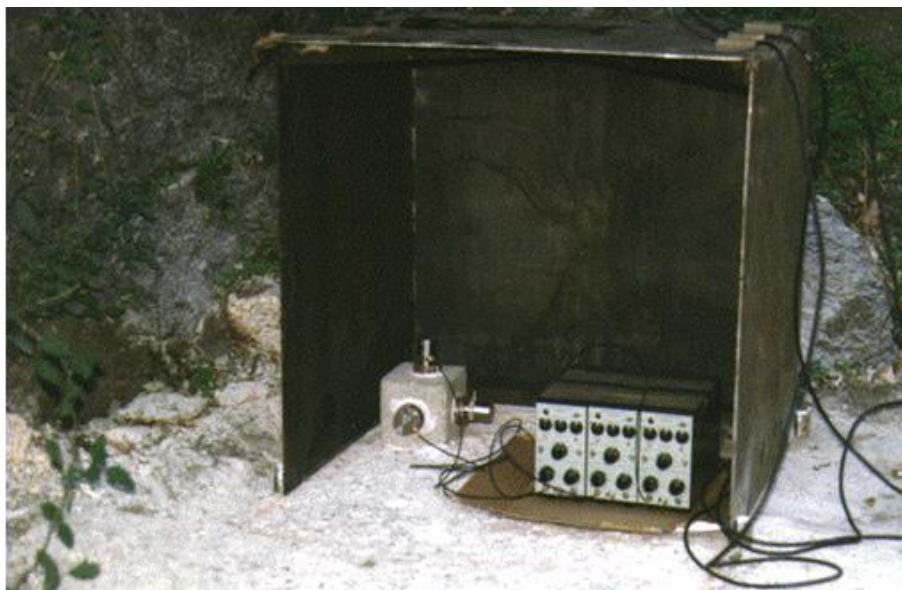


Figura 7.3 – Aplicação dos acelerômetros piezoelétricos.

Nesse ponto de instalação dos equipamentos de medição, fazia-se constatar uma zona sã do maciço rochoso de fundação do muro de suporte existente no leito do rio (ver Figura 7.4).

Por uma questão de prudência, a carga utilizada na detonação foi iniciada com apenas 1/2 vela de explosivo (cerca de 100 gramas), colocada num furo previamente aberto na rocha, com cerca de 1,5 m de profundidade. Posteriormente, face ao fraco nível de vibrações registado nas primeiras medições, esta carga foi gradualmente incrementada até cerca de 1 vela.



Figura 7.4 – Afloramento rochoso objeto de aplicação de pegas de fogo.

A aquisição de dados foi efetuada com uma frequência de amostragem de 400 Hz, tendo-se fixado uma frequência de corte dos filtros analógicos a 100 Hz.

Sintetizam-se na tabela seguinte os valores máximos encontrados das diversas componentes do vetor velocidade de vibração no ponto de medida considerado, indicando-se simultaneamente o valor da carga explosiva utilizada.

Tabela 7.5 – Valores máximos medidos da velocidade de vibração

Referencia do registo	Velocidade de vibração (mm/s)				Carga explosiva (velas)
	$v_1 \equiv v_{x,max}$	$v_2 \equiv v_{y,max}$	$v_3 \equiv v_{s,max}$	PVS	
AMA1	1.06	0.28	0.55	1.22	1/2
AMA2	1.18	0.54	1.00	1.64	3/4
AMA3	1.85	0.48	1.06	2.19	3/4
AMA4	2.24	1.02	1.90	3.11	1
AMA5	3.13	2.00	3.98	5.44	1
AMA6	1.68	1.34	1.86	2.84	1
AMA7	1.37	0.11	1.73	2.21	1



Figura 7.5 – Imagem do maciço após a aplicação das pegas de fogo correspondentes aos registos gravados.

7.3.3 COMPARAÇÃO COM AS NORMATIVAS EM VIGOR

Atendendo que à data que foram realizados estes ensaios, a normativa em vigor em Portugal face a estas ações, ainda era a primeira edição da NP 2074, ao qual o aspeto de frequência dominante ainda não teria sido implementada. Para aspetos de estudo, será considerado que seguindo a atribuição de parâmetros do solo como sendo rijo ($v_L > 2000 \text{ m/s}$), uma vez que é constituído por vários maciços rochosos pouco fragmentados. De acordo com a segunda edição da NP, este irá fazer corresponder a uma $f_d \geq 40 \text{ Hz}$.

Para o cenário em estudo, será assumida que estas explosões irão ocorrer com alguma frequência de operação, ao qual será apresentada sem outra influencia de oscilação sobre as estruturas sensíveis em análise, aplicando as regulamentações europeias irá se obter o que se apresenta na tabela seguinte.

Tabela 7.6 – Verificação do comprimento das ações para o caso de estudo do uso de explosivos (ações impulsivas)

Normas	Componente de avaliação	Frequência de detonação	Limite (mm/s)	Verificação do cumprimento dos limites
NP 2074 (2015)	PVS	N.A.	6.0	OK
NP 2074 (1998)	PPV	$3 < n' \leq 100$	7.0	OK
NP 2074 (1983)	PVS	$\gamma = 0.7$		
DIN 4150-3	PPV	STV	7.5	OK
SN 640312	PVS	$n' \ll 1000$	10.0	OK
BS-7385-2	PPV	N.A.	50.0 ^a	OK
SS 4604866	$v_{z,max}$	$F_t = 1.0$	21.6	OK
Önorm S 9020	PVS	$A_F = 1.0$	9.0	OK
UNE 22-381-93	PPV	N.A.	11.9	OK
AFTES ^b	PPV	N.A.	7.5	OK
MAF	PPV	N.A.	9.0	OK

^a – Velocidades limite se acautelado qualquer aparecimento de dano ($v_L = 12.5 \text{ mm/s}$)

^b – Tomando que $v_L = 3000 \text{ m/s}$

N.A. – Não aplicável

Dessa comparação, pôde concluir-se que a utilização dos explosivos, feita nos moldes em que foi efetuada (entre 1/2 a 1 vela de explosivo, colocado a cerca de 1,5m de profundidade), origina níveis máximos de vibração ($PVS < 6 \text{ mm/s}$ e $PPV < 4 \text{ mm/s}$) perfeitamente compatíveis com a natureza das construções existentes na área envolvente, apesar do forte condicionamento imposto pela sua natureza monumental, que leva a que o valor máximo fixado, foi por parte da NP atual que mesmo assim impõem um PVS de 6 mm/s.

O resto das normativas não apresentaram limites tão restritos, ou até mesmo limites completamente desfasados comparativamente às restantes normas. A norma sueca, de todas as variantes apresenta o valor menos conservativo das restantes (tomando a condicionante referida na BS), cerca de três vezes superior o resultado à atual NP ou mesmo mais do dobro do apresentado pela DIN-3.

Se apenas for tomada as considerações explícitas das regulamentações na sua integra, como constatado acima, não existiria problemas na verificação da estabilidade estrutural de acordo com, qualquer normal a aplicar, mas tal como referido no capítulo 4.2.3, uma resposta com alguma periodicidade poderá causar amplificação de sinal, apesar desta não tomar valores que uma estrutura sujeita a LTV estaria para os mesmo impulsos máximos provocados pela utilização de explosivos. Para a situação em estudo, como só foi ensaiado uma pega de fogo por ensaio, não existia problemas associados a ressonância, mas se o processo de desmonte do maciço rochoso fosse de tal dimensão que obriga-se a fazer varias detonações em simultâneo, o retardamento entre explosões, deveria de ser de tal ordem, para que as explosões se dessem com tal periodicidade, que não surgisse um agravamento dos deslocamentos diferenciais sentidos nas estruturas analisadas.

8

CONCLUSÕES

Tendo em conta o objetivo proposto nesta dissertação, que se baseia na análise da temática de dano estruturais provocados por vibrações, foram apresentadas as principais regulamentações aplicadas nos países europeus, com a devida exploração das componentes de análise envolvidas. Atendendo à regulamentação portuguesa em vigor, na última edição foram tomadas simplificações, que foram abordadas e discutidas, com fundamento em exemplos práticos aplicando as diversas regulamentações a nível europeu. Com isto pressuposto, foi apresentado a componente científica por detrás da análise direta abordadas pelas normas europeias referidas e com isto foram referidos alguns temas importantes.

Concluiu-se que devido à complexidade associada a uma análise dinâmica, que implica um estudo aprofundado do caso particular, tal requeria tempo e recursos que muitas vezes não estão disponíveis na prática correntes e como tal a medição de vibrações in-situ demonstra ser o método mais expedito para controlar as vibrações excessivas. Por sua vez a componente da velocidade de pico associada à ação mecânica foi a que permitiu correlacionar de forma satisfatória a suscetibilidade de dano das estruturas. Dos diversos pontos tocados, é de salientar que a frequência de medição das vibrações é um aspeto importante a considerar, já que este influencia a resposta estrutural, além de que é imprescindível que a precisão associada ao registo do sinal seja satisfatória, para que possam se captar os picos de vibração com relativa precisão, principalmente se estas medições requererem de um processo integrativo (se for registadas com recurso a um acelerómetro).

Com os aspetos teóricos impostos na comparação direta de aplicabilidade da norma NP 2074 e da referência europeia DIN 4150-3, a norma portuguesa demonstra-se competente e conservativa atendendo as ações impulsivas. Mais ainda se acrescenta, que idealmente, na NP 2074, deveria incorporar uma análise mais detalhada do comportamento dinâmico e não focando apenas existe controlo de maneira indireta imposta pelos limites conservativos ao nível das fundações. Como prova disso, no exemplo prático abordado no capítulo 7.2, foi a única normativa que não cumpriu os requisitos de limite apresentados. Esta abordagem conservativa em alguns casos, poderá implicar a alteração das metodologias de trabalho (proveniente de atividades da construção civil), que implicam alongamentos dos prazos de realização das intervenções emissoras de vibrações e poderão significar aumento de despesas associadas à intervenção (caso seja alterada o método construtivo).

Referente ao que se verifica em Portugal, não existe um documento aplicável por lei, para controlar ações continuadas, ao que leva empresas e associações envolvidas com o controlo de vibrações a aplicar as recomendações apresentadas pela DIN 4150-3. Das abordagens tomadas pelas recomendações do LNEC, é possível afirmar, que dada a competência imposta por estes critérios, estes poderiam ser incluídos e adaptados para uma próxima edição da NP.

Em suma as imposições que atendem este controle a nível europeu, acabam por satisfazer o pretendido, mas acabam também por não conterem ponderações associadas ao débil estado de conservação (associadas a estruturas sensíveis) e efeitos de ressonância, principalmente associados a ações continuadas. Ainda se refere a importância dada à medição e análise da informação registada, defende-se que devam ser incluídas nas normativas referentes de forma a que toda a abordagem do controlo de estabilidade dinâmica, seja feita de forma satisfatória. Com isto, uma uniformização destas imposições a nível europeu devia acontecer, para que existisse um cuidado com estes aspetos referidos, além de abordar os aspetos de ações continuadas, principalmente a nível de ações internas, que exceto a regulamentação alemã, não é controlado e impostos limites que atendam o dano estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AENOR (1993) - Control de vibraciones producidas por voladuras.
- AG, ÖBB Infrastruktur; DRI (2019) - Predor Karavanke – Varnostno-tehnična nadgradnja
- AMICK, Hal; GENDREAU, Michael (2000) - Construction vibrations and their impact on vibration-sensitive facilities. 2000.
- BACCI, Denise de La Corte; LANDIM, Paulo Milton Barbosa; ESTON, Sérgio Médici de (2006) - Aspectos e impactos ambientais de pedreira em área urbana. Rem: Revista Escola de Minas [Em linha]. 59:1. 47-54. ISSN 0370-4467.
- BACHMANN, H.; AMMANN, W. (1987) - Vibrations in Structures: Induced by Man and Machines. International Association for Bridge and Structural Engineering.
- BERNARDO, Pedro (2017) - Implicações da Directiva (UE) 2017/164 em Desmontes com Recurso a explosivos. In 2017. Ordem dos Engenheiros.
- BERNARDO, Pedro; GAMA, Carlos Dinis da (2006) - Sugestões para melhoria da norma portuguesa de controle de vibrações em construções. [Em linha].
- BSI (1993) - Evaluation and measurement for vibration in buildings — Part 2: Guide to damage levels from groundborne vibration.
- (2010) - Mechanical vibration and shock — Vibration of fixed structures — Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures.
- BURLAND, John B; BROMS, Bengt Baltzar; DE MELLO, Victor FB (1978) - Behaviour of foundations and structures. [Em linha].
- CLOUGH, R.W. (1995) - Dynamics of Structures. McGraw-Hill Education. ISBN 9780070113954.
- DECKMANN, Sigmar Maurer; POMILIO, José Antenor (2017) - Avaliação da qualidade da energia elétrica. available in <http://www.dsce.fee.unicamp.br/antenor/pdf/qualidade/b5.pdf> [Em linha].
- DIN (1999) - Vibrations in buildings - Part 3: Effects on structures.
- (2016) - Vibrations in buildings - Part 3: Effects on structures.
- DONG, Li; LIAO, Ming-fu; YANG, Shen-ji (2010) - Filtering modification of vibration signal integration algorithm. Machinery Design & Manufacture [Em linha]. 1: 46-48.
- DOWDING, C.H. (1985) - Blast Vibration Monitoring and Control. Prentice-Hall. ISBN 9780130781970.
- DOWDING, CH (1992) - Monitoring and control of blast effects. In SME mining engineering handbook. Society of Mining Engineers. p. 746-760.
- GAMA, Dinis da (1998) - Ruídos e vibrações ligados à utilização dos explosivos e equipamentos. 1 Seminário de Auditorias Ambientais Internas [Em linha].
- GEOSIG - GSR-18 [Em linha]. [Consult. 30/05]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.geosig.com/GSR-18-id12582.aspx>>.
- - VE-3x Velocity Sensor [Em linha]. [Consult. 30/05]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.geosig.com/VE-3x-Velocity-Sensor-id12579.aspx>>.
- GOMES, JOSÉ PEDRO MOREIRA ANDRADE (2016) - Metodologia para Análise de Vibrações Provocadas por Desmontes com Recurso a Explosivos. FEUP.
- GRIFFIN, Michael J (2012) - Handbook of human vibration. Academic press. ISBN 0080984401.
- INSTRUMENTS, National (2019) - Medição de vibração com acelerômetros [Em linha]. [Consult. Disponível em WWW: <URL: <https://www.ni.com/pt-pt/innovations/white-papers/06/measuring-vibration-with-accelerometers.html#section-1410900925>>.
- IPQ (1983) - Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares.
- (1998) - Avaliação da influência de vibrações impulsivas em construções.
- (2015) - Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas.
- ISO (1998) - Mechanical vibration and shock — Mechanical mounting of accelerometers. International Organization for Standardization Geneva.
- (2018) - Mechanical vibration, shock and condition monitoring - Vocabulary.
- ITATECH (2016) - Vibration Control in Urban Drill and Blast Tunneling
- JOHNSON, Arne P.; HANNEN, W. Robert (2015) - Vibration Limits for Historic Buildings and Art Collections. APT [Em linha].

- KOUROUSSIS, Georges; CONTI, Calogero; VERLINDEN, Olivier (2014) - Building vibrations induced by human activities: a benchmark of existing standards. Mechanics & Industry [Em linha]. 15:5. 345-353. ISSN 2257-7777.
- KOWALSKA-KOCZWARA, Alicja; STYPUŁA, Krzysztof (2016) - Protection of historic buildings against environmental pollution of vibrations. 2016. EDP Sciences. ISBN 2267-1242.
- LALANNE, C. (2013) - Mechanical Vibration and Shock Analysis, Fatigue Damage. Wiley. ISBN 9781118618936.
- LANGFORS, Ulf; KIHLESTRÖM, Björn (1978) - The modern technique of rock blasting. Wiley. ISBN 0470992824.
- MARGARIDO, Diogo (2013) - Metodologias para a Avaliação dos Níveis de Vibração em Estruturas do Ponto de Vista do Conforto Humano. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- MARTINS, Márcia Castro; GOMES, António Alberto Teixeira; SANTOS, Pedro Pinto (2019) - Delimitação de áreas inundáveis no centro urbano de Amarante, norte de Portugal, utilizando o software IBER. Revista Brasileira de Geomorfologia [Em linha]. 20:1. ISSN 2236-5664.
- MAYERS, Adam (2009) - Vibration acceptance criteria. [Em linha].
- MINES, United States. Bureau of; SISKIND, DE (1980) - Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting. US Department of the Interior, Bureau of Mines New York, NY, USA.
- MINGKUN, Gu; ZHENHUA, Lü (2011) - Identification of a Mechanism's Vibration Velocity and Displacement Based on the Acceleration Measurement [J]. Mechanical Science and Technology for Aerospace Engineering [Em linha]. 4:
- MIRANDA, Luís; COSTA, Aníbal; DELGADO, Raimundo (2007) - Análise de vibrações em edifícios provocadas pela detonação de explosivos. In Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica. 2007.
- MOUTINHO, Carlos (2007) - Controlo de Vibrações em Estruturas de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- MUSSOI, Fernando LR; ESPERANÇA, CG (2004) - Resposta em frequência: Filtros passivos. Florianópolis, Centro Federal de Educação Tecnológica de Santa Catarina [Em linha].
- NEW, B M (1986) - Ground vibration caused by civil engineering works.
- NOGUEIRA, Henrique (2015) - Análise estrutural de uma edificação de médio porte considerando um modelo simplificado de interação solo estrutural. Universidade Cidade de São Paulo.
- NORÉN-COSGRIF, Karin; NGI (2019) - Vibration induced damage due to construction work – State of the Art Report. REMEDY [Em linha].
- NUNES, Leonel; COSTA, Pedro (2006) - Controlo de Vibrações provocadas pela utilização de Explosivos na Indústria Extractiva próximo de Áreas Urbanas – Análise das Principais Normas Europeias. In VII Congresso Nacional de Geologia. 2006. Universidade de Evora.
- PAIXÃO, A; FORTUNATO, E (2009) - Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária - Comparação com a via balastrada tradicional. LNEC. ISBN 9789724921730.
- PAPAZAFEIROPOULOS, George (2015) - Chopra (2012): DRSA for shear buiding subjected to the El Centro earthquake motion [Em linha]. [Consult. 4/06]. Disponível em WWW: <URL: https://www.mathworks.com/matlabcentral/mlc-downloads/downloads/submissions/44835/versions/11/previews/RESPONSE_SPECTRA/html/Chopra_Shear_building.html>.
- PROENÇA, Jorge Miguel; BRANCO, Fernando (2005) - Case studies of vibrations in structures. ICIST/IST.
- RAINER, J. H. (1982) - Effect of Vibrations on Historic Buildings: An Overview. Association for Preservation Technology International (APT) [Em linha]. 14: 2-10.
- REDA, Hugo Miguel Coelho (2016) - Danos em edifícios de alvenaria provocados por movimentos do terreno
- Análise de um edifício Pombalino da baixa lisboeta Técnico Lisboa.
- RESENDE, Luiz Mauro de (2011) - Análise do Risco de Danos por vibração nos monumentos setecentistas do Caminho tronco de Ouro Preto. UFOP.
- RICHARD, FE; WOODS, RE; HALL JR, JR (1970) - Vibration of soils and foundations. [Em linha].
- SEED, B (1979) - Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evalution for Level Ground During Earthquakes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering [Em linha]. 105:ASCE 14380. ISSN 1090-0241.

- SILVA-CASTRO, Jhon Jairo (2009) - Blast Vibration Modeling Using Improved Signature Hole Technique for Bench Blast. College of Engineering at the University of Kentucky.
- SIS (2011) - Vibration and shock - Guidance levels for blasting-induced vibration in buildings.
- SOARES, PAULO (2018) - Avaliação de Velocidades Críticas em Vias Férreas de Alta Velocidade. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- STAGG, Mark S [et al.] (1984) - Effects of repeated blasting on a wood-frame house. US Department of the Interior, Bureau of Mines.
- THELIN, Carl (2009) - Sprängningsinducerade vibrationer - Kyrkorna och citybanan. Tyréns [Em linha].
- TODOROVSKA, MI; TRIFUNAC, MD (1992) - The system damping, the system frequency and the system response peak amplitudes during in-plane building-soil interaction. Earthquake engineering & structural dynamics [Em linha]. 21:2. 127-144. ISSN 0098-8847.
- TREKHLEB, Oleksii (2020) - Playing with Discrete Fourier Transform Algorithm in JavaScript [Em linha]. [Consult. 15/06]. Disponível em WWW: <URL: <https://dev.to/trekhleb/playing-with-discrete-fourier-transform-algorithm-in-javascript-53n5>>.
- W., Konon; J., Schuring (1983) - Vibration criteria for historic and sensitive older buildings. American society of civil engineers [Em linha].
- WANG, P.S. (2012) - Dynamic Web Programming and HTML5. Taylor & Francis Limited. ISBN 9781138000568.
- WEISS, Beat [et al.] (2011) - A power-efficient wireless sensor network for continuously monitoring seismic vibrations. 2011. IEEE. ISBN 145770093X.
- YUGO, Nick; SHIN, Woo (2015) - Analysis of blasting damage in adjacent mining excavations. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering [Em linha]. 7:3. 282-290. ISSN 1674-7755.
- ZIEGLER, A. (2017) - Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen. Springer Fachmedien Wiesbaden. ISBN 9783658160548.

A

ANEXOS

A.1 ESTRUTURAÇÃO DE UM RELATÓRIO DE MEDIÇÕES

Tendo esta informação uma diretriz informativa e bem estruturada, é aparentado os aspetos essenciais que deverão constar no relatório de acordo com a edição atual da DIN-3. Como aspeto diferenciador é indicado a azul alguns conceitos modificados e/ou acrescentados relativamente à sua edição antecessora.

Tabela A.1 – Tópicos a incluir num relatório de medições, adaptada da norma alemã (DIN, 2016)

Linha	Tipo de informação	Exemplos
1	Geral: a) Empresa que efetua as medições b) Cliente c) Informação de contrato d) Pessoal responsável pelas medições e) Data e período das medições f) Razão das medições	
2	Tipo de vibração: a) Fonte • Explosões (Parâmetros) • Cravação de estacas (Equipamento usado, tipo de estacas usadas) • Tráfego (Tipo de tráfego ferroviário, camiões) • Maquinaria de indução de vibrações (RPM, carga, etc.) b) Condições de operação c) Fontes de vibrações estranhas / Fontes de interferência	Frequência de ocorrência Vibrações de origem humana
3	Localização das vibrações incluindo esboços com informações de distâncias	
4	Condições ambientais	Qualquer condição especial: • Tempo (Geada no solo, tempestade, temperaturas extremas) • Tipo de solo/pedra, Condições de água no solo
5	Objetos de investigação: a) Designação b) Classificação c) Descrição	• Localização • Tipo de edifício (como classificado de acordo com esta norma) • Tipo de construção, tamanho, tipo de fundação, condição estrutural

Tabela A.1 – Tópicos a incluir num relatório de medições, adaptada da norma alemã (DIN, 2016) (continuação)

Linha	Tipo de informação	Exemplos
6	Pontos de medição a) Localização e orientação do transdutor b) Montagem do transdutor c) Medição periódica num ponto particular d) Número de serie do transdutor e) Esboços com informações sobre distâncias	Montagem de acordo com a norma DIN 45669-2
7	Medição em serie a) Tipo de transdutor b) Equipamento de ligação c) Dispositivo de registo d) Data mais recente de calibração e) Ferramentas de análise	Acelerómetro, transdutores de velocidade ou deslocamento Filtros, amplificadores Tipo de medidor de vibração, analisador de frequência Computador com software de avaliação
8	Parâmetros a serem registados a) Intervalo de frequência de trabalho; taxa de amostragem b) Valor limitador para registo c) Valor limitador de registo	• 1Hz a 80Hz, 1Hz a 315 Hz • Gravação de sinais dependentes do tempo, valores de pico • Valor limitador para registo
9	Qualquer subjetivo ou observação específica registadas durante as medições	Percetibilidade, efeitos secundários (e.g. ruído de objetos)
10	Resultados das medições a) Medição do valor máximo da vibração e frequência b) Quantidades derivadas c) Duração da vibração e frequência de ocorrência d) Avaliação de ocorrências que afetam os resultados	
11	Assinatura	

A.2 METODOLOGIA ALTERNATIVA PARA A AVALIAÇÃO DOS EFEITOS CAUSADOS PELAS STV'S

Para avaliar vibrações de curta duração nas fundações, o método alternativo descrito na DIN 45669-1:2010-09, pode ser aplicado, ao qual é uma evolução do método de avaliação usando valores de referência independentes da frequência. O método envolve o uso de filtros de ponderação que suprimem frequências elevadas no sinal de vibração de acordo com a frequência ponderada, presente na Tabela A.2. O máximo valor do sinal filtrado deve ser comparado como o valor (constante) de referência da Tabela A.2. Ambos os métodos são considerados equivalentes. O procedimento alternativo é particularmente adaptado a uma aviação em tempo real da vibração das fundações. O procedimento deve ser o seguinte:

- Tal como o método regular, o tipo de estrutura de ser inicialmente determinado. Este atribui um valor de referência, que é independente da frequência. A Tabela A.2 também especifica qual o filtro que deve ser usado na ponderação da frequência.
- Ao filtrar o valor de pico $|v|_{iBn,max}$ das três componentes $i = x, y, z$ da frequência ponderada da velocidade de vibração $v_{iBn}(t)$ é determinado e então diretamente comparado com a contante dada no valor de referencia de acordo com o tipo de estrutura em análise
- Se o tipo de estrutura não poder ser estabelecido no tempo da medição, deve ser assegurado por meios adequados, que tal pode ser feito depois.

Tabela A.2 – Valores de referencia limite independentes da frequência para avaliar os efeitos das STV nas estruturas (adaptada de (DIN, 2016))

Linha	Tipo de estrutura	Função transferida do filtro de acordo com DIN 45669-1	Designação da velocidade de referência da vibração	Valor de referência mm/s
1	Edificações com uso comercial, edifícios industriais, e edifícios com estruturas similares	H_{vB1}	vB1	20
2	Edificações residenciais e edifícios com estrutura e/ou ocupação similares	H_{vB2}	vB2	5
3	Estruturas que, por causa da sua particular sensibilidade, não podem ser classificadas sobre a linha 1 ou 2 e possuem grande valor intrínseco	H_{vB3}	vB3	3

A.3 TIPO E CONDIÇÕES ESTRUTURAIS DE ACORDO COM A ISO 4866

Este anexo demonstra como deverá ser padronizadas as classificações estruturais de acordo com a reação provável a uma vibração mecânica transmitida pelo solo. O propósito desta classificação reside no sistema dinâmico do solo e dos estratos ao qual as fundações se encontram assentes, em conjunto com a estrutura da construção em si, para tal a classificação das respostas nas estruturas, leva em consideração os seguintes fatores:

- Tipo de construção
- Fundação
- Solo
- Importância política

Na Tabela A.3 é apresentada a divisão e organização das estruturas em estudo dentro do seu grupo de edificações. Para completar a classificação da estrutura, esta necessita de ser subdividida de acordo com a resistência a vibrações e a tolerância que estes possuem a efeitos de vibrações, para tal é necessário caracterizar as fundações quanto à sua classe e o quanto ao seu tipo de solo.

Categorias das fundações

- Classe A
 - Estacas de betão armado e aço
 - Ensoleiramento geral em betão armado
 - Estacas de madeira ligados
 - Muros de retenção de gravidade
- Classe B
 - Estacas de betão armado independentes que geralmente se encontram ligadas apenas as suas cabeças
 - Base de parede continua
 - Ensoleiramento e estacas de madeira
- Classe C
 - Leves paredes de retenção
 - Bases grandes de pedra
 - Sem fundação (parede assente diretamente no solo)

Tipo de solos

- Tipo a - Rocha não fissurada ou pedras bastante solidas, pouco fissuradas ou areia cimentada
- Tipo b - Solos horizontais, muito firmes e solos não coesivos compactos;
- Tipo c - Solos horizontais, firmes e solos não coesivos moderadamente compactos;
- Tipo d - Todo o tipo de superfícies inclinadas com potencial plano de deslizamento;
- Tipo e - Solos não coesivos soltos (areia, gravilha e pedregulhos), solos macios coesivos (argila), solos orgânicos;
- Tipo f - Terra

Para auxiliar a caracterização da estrutura, encontra-se ainda Tabela A.4, uma atribuição pormenorizada do grau de sensibilidade a que a estrutura em estudo apresenta a ações dinâmicas tratadas pela regulamentação.

Tabela A.3 – Categorização das estruturas de acordo com o seu grupo de edifícios (adaptado de (BSi, 2010))

Categoria da estrutura	Grupo de edifícios	
	1	2
Decréscimo de resistência dinâmica ↓	1 Construções industriais de vários andares, de cinco a sete pisos, incluindo estruturas resistentes a terremotos Estruturas pesadas, incluindo pontes, fortes e muralhas	Industriais de dois e três andares, estruturas pesadas de betão armado ou estruturas metálicas revestidas painéis de enchimento de alvenaria ou pré-moldado e com aço, pisos pré-fabricados ou produzidos <i>in-situ</i>. Edifícios industriais de betão armado, estrutura metálica e estrutura mista
	2 Estrutura de madeira, edifícios públicos, inclui formas resistentes a terremotos	Blocos de apartamentos com cinco a nove pisos (e mais), escritórios, hospitais, estruturas leves de betão armado ou estruturas metálicas revestidas painéis de enchimento de alvenaria ou pré-moldado, não desenhados para resistir a terremotos
	3 Estrutura de madeira, casas com um ou dois pisos, e edifícios com usos associados, com enchimento e/ou revestimento de fachada, incluindo cabanas de madeira e formas resistentes a terremotos	Edifícios industriais tipo aberto, moderadamente leve de piso único, contraventado com paredes transversais internas, de aço, de alumínio ou madeira, com painéis de enchimento de blocos, alvenaria, ou unidades pré-fabricadas, não desenhadas resistentes a terremotos
	4 Edifícios de andares múltiplos ligeiramente pesados, usados para armazéns médios ou acomodações residenciais variadas com cinco a sete pisos	Dois pisos, casas domésticas e edifícios de usos associados, construções de paredes de blocos reforçados, trabalho de tijolos ou unidades pré-fabricadas com pisos reforçados e construção de telhado ou feitas totalmente de betão armado ou semelhantes, todos as construções resistentes a terremotos
Grupo 1 – Edifícios antigos e históricos ou com construções tradicionais		
Grupo 2 – Edifícios e estruturas modernas		

Tabela A.3 – Categorização das estruturas de acordo com o seu grupo de edifícios (adaptado de (continuação))

Categoria da estrutura	Grupo de edifícios	
	1	2
← Decréscimo de resistência dinâmica	5 Casas com quatro a seis pisos e edifícios associados a usos urbanos, produzidos com blocos ou tijolos, paredes de suporte de construções pesadas, incluindo casas de campo ou pequenas construções do tipo palácio	Edifícios domésticos, entre quatro a dez pisos e edifícios semelhantes, construído maioritariamente com tijolos e blocos para suporte leve, calculado ou não calculado, restringidos maioritariamente por paredes internas de material similar, e por betão, pré-fabricados ou produzidas <i>in-situ</i> pelo menos em pisos alternados
	6 Casa de 2 andares e edifícios desassociados produzidos em tijolos ou blocos com piso e telhado de madeira, torres de pedra ou de tijolos Incluindo formas resistentes a terramotos	Casa domésticas com 2 piso e edifícios de usos semelhantes, incluindo escritórios, construídos com paredes de blocos, tijolos, unidades pré-fabricadas e com madeira ou pré-fabricado ou pisos <i>in-situ</i> e estruturas de telhado
	7 Igrejas, salões e estruturas semelhantes construídas em pedra ou tijolo, arqueadas ou "articuladas", com ou sem abóbada, incluindo igrejas menores em arco e edifícios similares Igrejas baixas e construções pesada "aberta" (ou seja, não contraventada) e estrutura de celeiro incluindo estábulos, garagens, edifícios industriais baixos, prefeituras, templos, mesquitas e edifícios similares com tetos e pisos de madeira bastante pesados	Casas com um e dois pisos e edificações de usos associados, contruídas em construções leves, com uso de materiais leves, pré-fabricados ou in situ, separadamente ou misturados
	8 Ruínas e próximo de ruínas e outro tipo de edifícios, todos que se encontram em estado delicado Toda as construções da classe 7 de importância histórica	-
	Grupo 1 – Edifícios antigos e históricos ou com construções tradicionais	
	Grupo 2 – Edifícios e estruturas modernas	

Tabela A.4 – Classificação dos edifícios de acordo com a sua resistência e tolerância a vibrações, atendendo aos efeitos vibracionais (adaptada de (BSi, 2010))

Classe do edifício ^a	Categoria da estrutura de acordo com a tabela anterior							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	Categorias das fundações (letra maiúscula) e Tipo de solo (letra minúscula)							
← Nível de aceitação de vibração decrescente	1	A a						
	2	A b	A a	A a	A a			
	3		A b	A b	A b	A a		
			B a	B a		A b		
	4		A c	B b	A c	A c		
			B b			B a		
						B b		
	5		B c	A c		B c	B a	
	6		A f		A d	B d	B b	B a
							C a	
	7			A f	A e	B e	B c	B b
							C b	C a
	8						B e	B c
							C c	C b
	9		B f				C d	B d
								C c
	10			B f			C e	B e
								C d
	11				C f	C f		C e
								B a
	12						C f	B b
								C a
	13							B d
							C f	C b
								C c
	14							C d
								C e

^a – Elevado número da classe significa maior nível de proteção é requerida

Tabela A.5 – Intervalos de observação e medição de acordo com as diferentes fontes vibratórias (adaptada de (BSi, 2010))

Tipo de ocorrência	Fonte da vibração	Categoria	Intervalo de observação	Intervalo de medições	Exemplo
Permanente	Conhecido ou desconhecido	Estável	1h	30s	Gerador elétrico
		Cíclica	Três ciclos	Três ciclos não adjacentes	Martelo pneumático
		Outro tipo	Um dia selecionado	Um ciclo completo ou máxima amplitude aceitável	Trafico automóvel intensivo
Intermitente	Única	Cíclica	Pelo menos três ciclos completos	Um ciclo completo ou máxima amplitude aceitável	Cravação de estacas
		Estável	De acordo com o seu modo de funcionamento	Um evento ou 30s	Grupo de refrigeração
		Outro tipo	De acordo com o seu modo de funcionamento	Determinado pela amplitude limite tolerável	Moinho de trituração, Compactador
	Múltipla	(1)	Um dia selecionado	Duração do evento	Tráfego de comboios
Isolada ou singular	Única	N.A.	Um evento	Um evento	Explosão

(1) – Cada fonte deve ser tratada de acordo com o critério de análise definido para esse caso isolado

N.A. – Não aplicável

A.4 PATOLOGIA DE DANOS APRESENTADOS POR EDIFÍCIOS SENSÍVEIS

Numa análise a uma estrutura sensível, diferencia-se das restantes estruturas pela sua suscetibilidade a dano, logo é conduzida essencialmente quando existe um valor patrimonial associado e como tal o diagnóstico destas estruturas necessita de ser efetuada com um nível de detalhe superior. Estas estruturas carecem de um diagnóstico pormenorizado do seu estado de preservação para que seja possível atribuir medidas preventivas para evitar danos estruturais, que pode passar por fazer um diagnóstico que faça incluir os seguintes temas (Resende, 2011):

- Patologia (derivado do grego pathos, afetação, doença, e logia, ciência, estudo) – Edificação em restauração se refere ao estudo das lesões ou danos apresentados no monumento
- Diagnóstico – Trabalho de investigação e do estabelecimento das causas dos danos apresentados por uma edificação.
- Conservação – Conjunto de medidas e limitações que têm como base proporcionar a integridade física do monumento ou o seu funcionamento, levando em conta a defesa os agentes físicos, químicos e biológicos que o atacam. O principal objetivo é tratar os materiais de forma correta, para que estes possam ter uma extensão de vida de funcionamento e conservação.
- Preservação – Sendo este estado, idêntico ao de conservação, mas nestas situações o valor do património cultural é fundamental, o que implica conservar o património no seu estado atual. Desta forma, devem ser impedidos danos causados pelos diferentes agentes físicos, químicos ou biológicos. A manutenção com limpeza periódica é a base da preservação contra os danos.
- Restauração – alterações induzidas ou efetuadas na edificação, de forma a revitalizar a conceção original do monumento.
- Com Lesão ou Dano – Em estado de restauração é atribuído esta designação ao que acontece aos materiais devido a ação dos agentes físicos, químicos e/ou biológicos
- Degradação – Este estado refere-se à falta de intervenção ativa ou passiva, na tentativa de recuperar ou preservar o estado do edifício, nesta fase, a edificação encontra-se fragilizada, carece de uma análise e atenção especiais, não cobertas pelas regulamentações.

Na examinação por aberturas em edifícios deve-se incluir um inventário das diferentes dimensões das fissuras nos elementos internos e externos dos objetos da estrutura e uma possível observação de sua estabilidade. Para ajudar este processo de seleção e classificação (Burland, Broms e De Mello, 1978) apresenta um quadro com a diagnosticação das diferentes fissuras que poderam surgir nos diversos elementos estruturais.

Tabela A.6 – Classificação e caracterização dos danos, com adaptação de (Burland, Broms e De Mello, 1978) e (Renda, 2016)

Nível de dano		Descrição do dano	Abertura das fendas (mm/s)
0	Irrelevante (não visível)	Fissuras extremamente finas, com um nível de perceptividade muito reduzida	< 0.1
1	Muito ligeiro	Fissuras finas, que são facilmente tratadas durante os trabalhos de acabamento. Estas poderão ocorrer de forma isolada nas paredes interiores, na eventualidade de ocorrerem na alvenaria exterior uma inspeção mais cuidada deverá ser efetuada	< 1
2	Ligeiro	As fissuras podem ser facilmente preenchidas. Além das diversas fissuras ligeiras nas paredes interiores, estas também podem ser verificadas no exterior, e poderá ser necessário refazer o reboco para garantir o isolamento conveniente. As portas e as janelas podem ter ligeiras dificuldades em abrir.	< 5
3	Médio	Abertura das fendas requer nalgumas situações a substituição das paredes de forma parcial. As portas e janelas não abrem. A canalização pode ter fugas, nem sempre é possível garantir o isolamento.	5 - 15
4	Elevado	Trabalhos de reparação extensivos em varios setores do edificio deverão ser conduzidos, especialmente sobre portas e janelas. As caixilharias das portas e janelas estão distorcidas, e o pavimento tem inclinação visível. As paredes estão inclinadas ou deformadas e algumas vigas perdem a capacidade resistente.	15 - 25
5	Muito elevado	Exige um trabalho de reparação mais profundo, envolvendo a reconstrução total ou parcial. As vigas perdem a resistência, as paredes inclinam-se bastante exigindo escoramento.	> 25

O diagnóstico destas estruturas com a identificação inicial do estado de conservação efetuado poderá passar pela realização de um FEM que permita identificar a solicitação dos elementos construtivos da estrutura em análise e dessa forma atribuir limites de tensão a que esses elementos estruturais poderão estar sujeitos.

A.5 TRATAMENTO DE DADOS COM RECURSO AO MATLAB

Na Tabela A.7 é apresentado o script usado na integração de uma função simples sinusoidal (capítulo 5.4.3), através de um input de ficheiro .txt. numérico, com a primeira coluna “tempo” e a segunda coluna “acelerações”, através da função “import data” do MATLAB. Ao executar o programa, será pedido a label em que esta matriz ficou registada, que será convertida em duas variáveis diferentes (time e acct). De seguida é efetuado uma transformação FFT, com a apresentação do espectro de frequências do sinal a tratar, para que depois seja efetuada uma integração numérica utilizando a função “cumtrapz”. No fim, é efetuada uma exportação dos valores integrados, para um ficheiro com o nome “int_data” em formato .xlsx.

Tabela A.7 – Script MATLAB para integração simplificada

```
% Integração do sinal do acelerómetro para velocidade aplicando filtro
passa banda

table=input('Tabela de valores?')
time=table(:,1)
acct=table(:,2)

%% FFT

L = size(time)
L = L(1,1); %Tamanho da amostra
T = time(2,1); %dT de medição
fs = 1/T; %Frequência de medição
t = (0:L-1)*T; %Vetor temporal
FFT = fft(acct)
P2 = abs(FFT/L) %Lado duplo do espectro P2
P1 = P2(1:L/2+1); %Lado Simples do espectro P1
f = fs*(0:(L/2))/L; %Frequência
plot(f,P1)

%% Integração (Aceleração - Velocidade)
velt=cumtrapz(time,acct);
velt=[time(:),velt(:)];

%% Criar File com Info
intdata = array2table(velt,...
    'VariableNames',{'Tempo','Int_Trapezio'})
intexcel='int_data.xlsx';
writetable(intdata,intexcel,'Sheet',1,'Range','A1');
```

Na Tabela A.8, apresenta-se um script que permite efetuar o tratamento real de dados obtidos com recurso a um acelerómetro triaxial. Este script, além das funções apresentadas pela simplificação anterior, ainda permite aplicar um filtro passa banda, com o recurso do filtro eletrónico butterworth, que para além da exportação dos dados filtrados e já integrados, este ainda faz uma exportação do espectro de resposta das três medições introduzidas para um ficheiro com o nome “fft_data” em formato .xlsx.

Tabela A.8 – Script MATLAB a aplicar em medições reais efetuadas por um acelerómetro

```
%%Integração do sinal do acelerómetro para velocidade aplicando
    filtro passa banda

table=input('Tabela de valores?')
time=table(:,1)
accx=table(:,2)*9810
accy=table(:,3)*9810 %Para passar a mm/s2
accz=table(:,4)*9810

%% FFT
L = size(time)
L = L(1,1); %Tamanho da amostra
T = time(2,1); %dT de medição
fs = 1/T; %Frequência de medição
t = (0:L-1)*T; %Vetor temporal
FFTx = fft(accx)
FFTy = fft(accy)
FFTz = fft(accz)
P2x = abs(FFTx/L) %Lado duplo do espectro P2x
P2y = abs(FFTy/L) %Lado duplo do espectro P2y
P2z = abs(FFTz/L) %Lado duplo do espectro P2z
P1x = P2x(1:L/2+1); %Lado Simples do espectro P1x
P1y = P2y(1:L/2+1); %Lado Simples do espectro P1y
P1z = P2z(1:L/2+1); %Lado Simples do espectro P1z
f = fs*(0:(L/2))/L; %Frequência
Plt=[f(:),P1x(:),P1y(:),P1z(:)];
```

Tabela A.8 – Script MATLAB a aplicar em medições reais efetuadas por um acelerómetro (continuação)

```
%%Filtro Passa Banda
order = 3; %Ordem de Filtro
fcutlow = input ('Frequência mínima requerida?')
fcuthigh = input ('Frequência máxima requerida?')
[b,a]=butter(order,[fcutlow fcuthigh]/(fs/2),'bandpass');
accxf =filter(b,a,accx);
accyf =filter(b,a,accy);
acczf =filter(b,a,accz);

%%Integração (Aceleração - Velocidade)
velx=cumtrapz(time,accxf);
vely=cumtrapz(time,accyf);
velz=cumtrapz(time,acczf);
velt=[time(:),velx(:),vely(:),velz(:)];

%%Criar File com Info
intdata = array2table(velt,...
    'VariableNames',{'Tempo','Vx','Vy','Vz'})
intexcel='int_data.xlsx';
fftdata = array2table(Plt,...
    'VariableNames',{'Frequencia','Ax','Ay','Az'})
fftexcel='fft_data.xlsx';

writetable(intdata,intexcel,'Sheet',1,'Range','A1');
writetable(fftdata,fftexcel,'Sheet',1,'Range','A1');
```

A.6 INFORMAÇÃO REFERENTE AOS CASOS DE ESTUDO

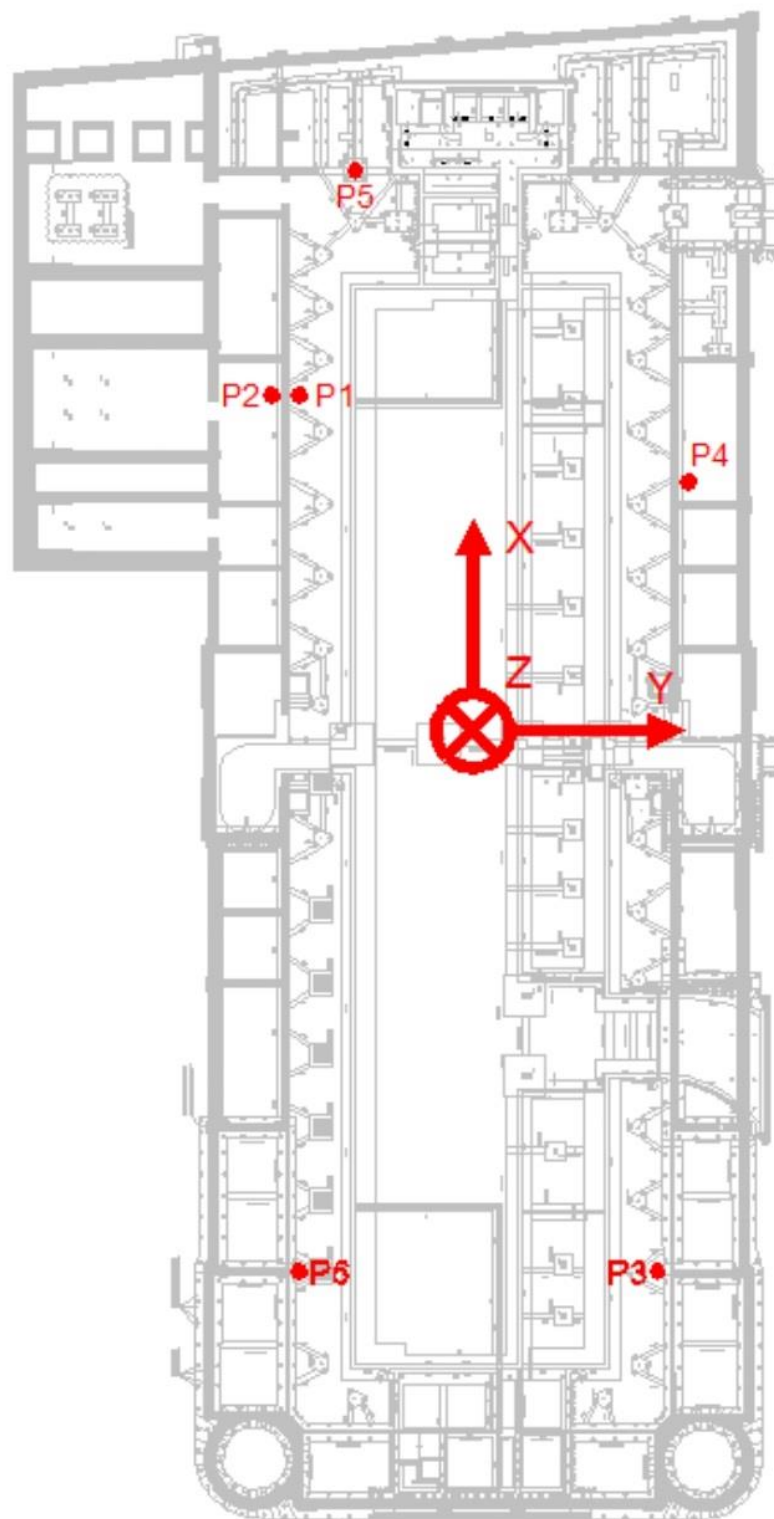


Figura A.1 – Localização dos pontos de medição e orientação dos eixos utilizados

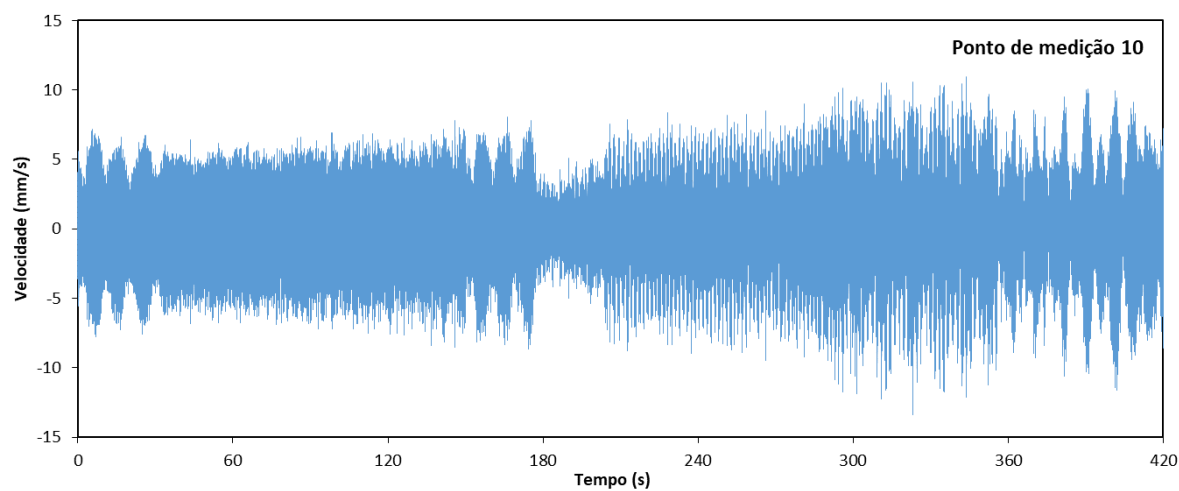


Figura A.2 – Espetro de resposta da ação continuada registadas no ponto de medição 10 do complexo industrial

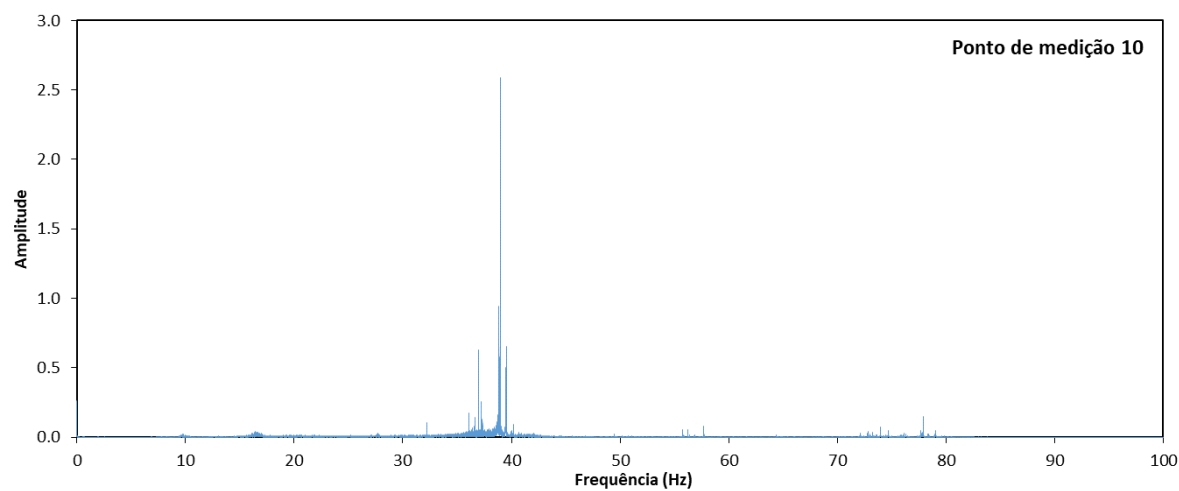


Figura A.3 – Espetro de frequências associadas ao ponto de medição 10 do complexo industrial

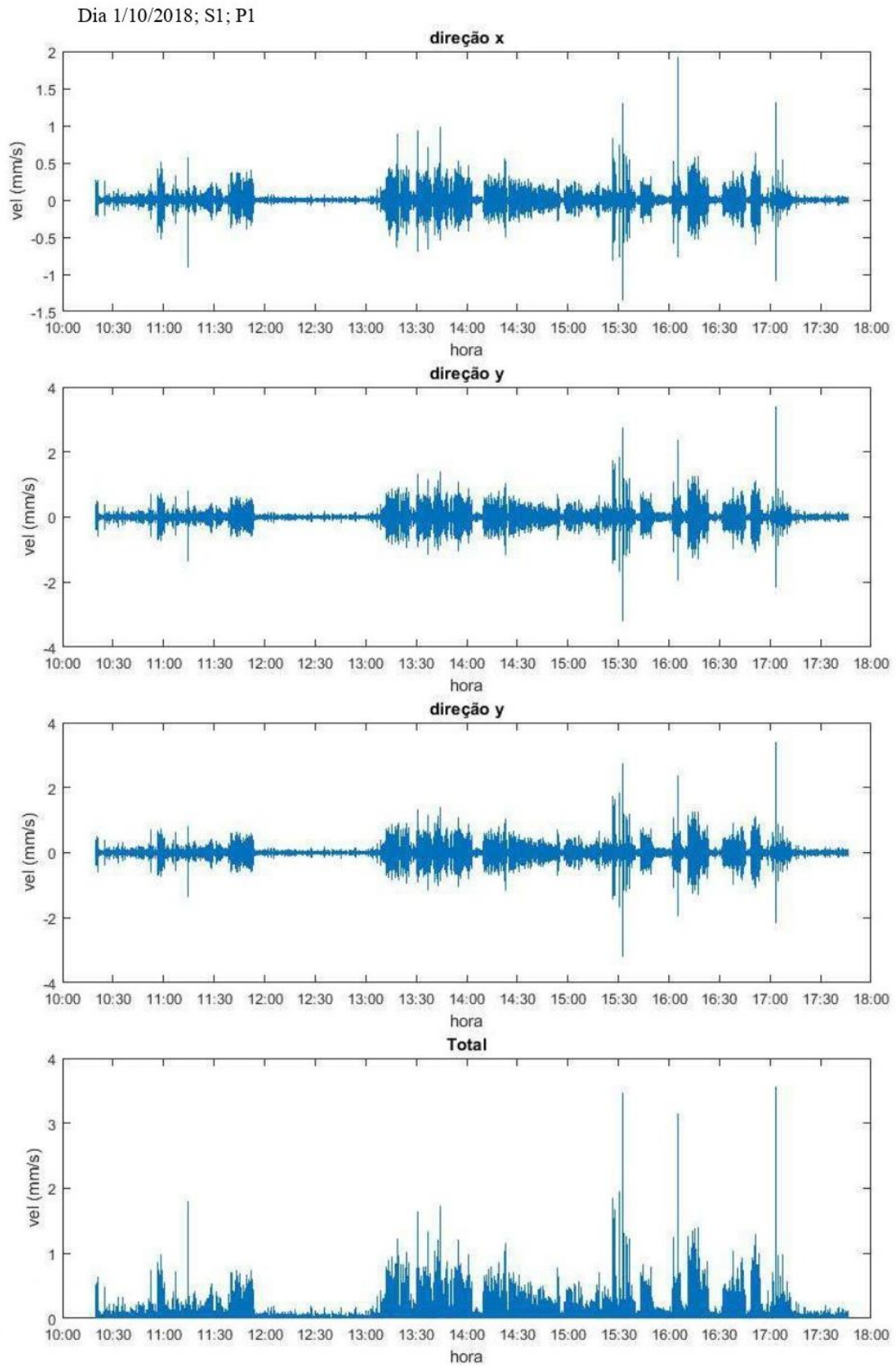


Figura A.4 – Espectro de resposta da ação construtiva no dia 1/10

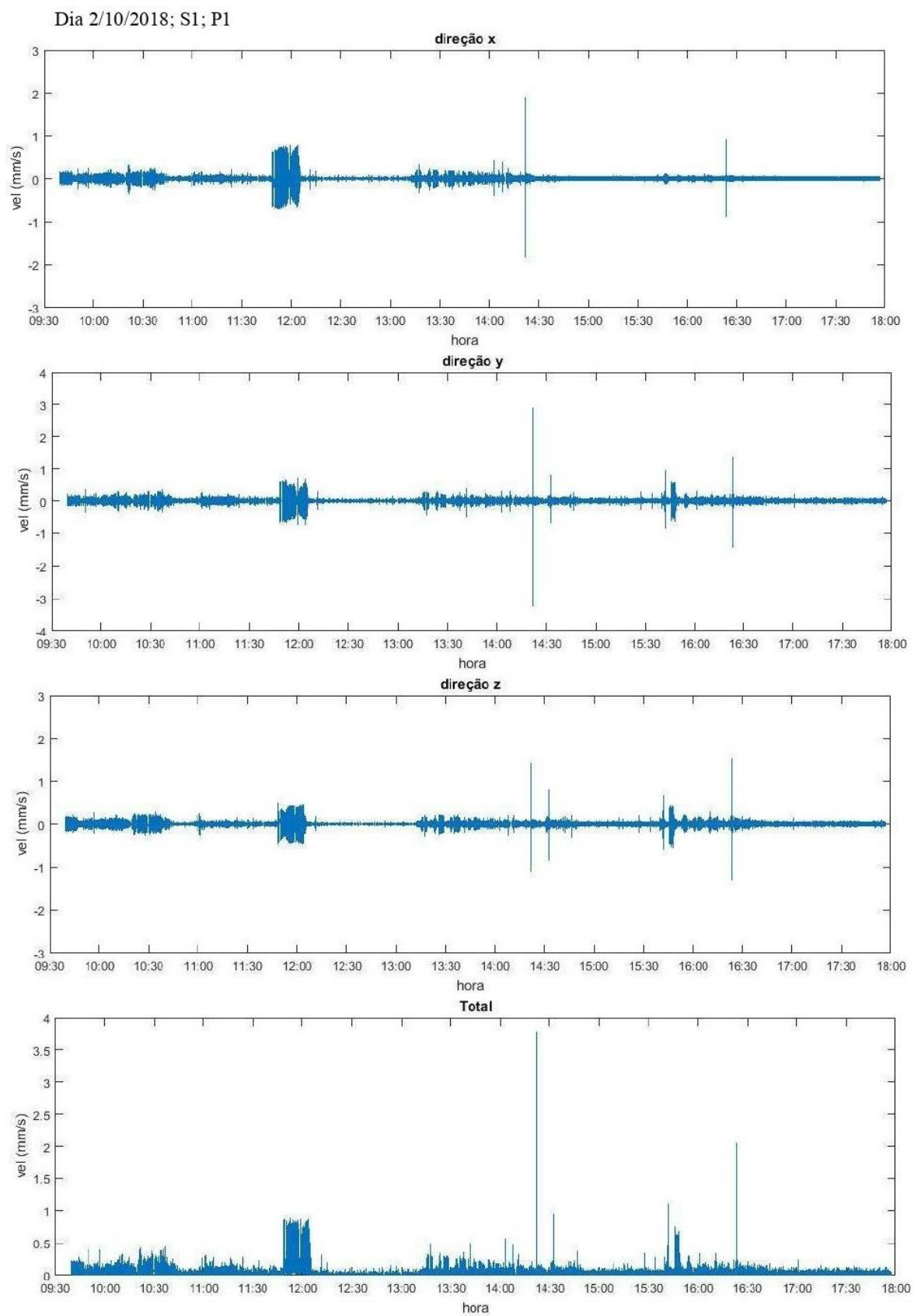


Figura A.5 – Espectro de resposta da ação construtiva no dia 2/10