

ANÁLISE E MITIGAÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO NA VIZINHANÇA DE VIAS DE ALTA VELOCIDADE

ALEXANDRA MARIA DA SILVA QUESADO

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

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais e Irmão

Lutam melhor os que têm belos sonhos.

Che Guevara

AGRADECIMENTOS

No final desta longa caminhada de 5 anos com o culminar do presente trabalho, gostaria de exprimir os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que permitiram a sua concretização, não apenas aos que tiveram directamente envoltos na sua realização, mas também àqueles que me acompanharam ao longo deste percurso académico.

Agradeço de forma especial ao Professor Rui Calçada, pela disponibilidade e dedicação sempre demonstrada na orientação deste trabalho e pelos conhecimentos transmitidos necessários para uma boa compreensão do assunto em estudo.

Ao Professor Pedro Costa pelo total apoio demonstrado para uma boa compreensão não só do funcionamento do programa de cálculo, como dos vários assuntos relacionados com o problema que se pretendia discutir ao longo do trabalho. Não menos importante foi a disponibilidade sempre mostrada para facultar informação sempre que esta se mostrava pertinente para o desenvolvimento do estudo.

Ao Professor Couto Marques, que sempre se mostrou paciente e aberto para solucionar problemas que surgiram ao longo de todo o processo para obtenção das malhas para posterior análise, quer pela alteração de programa da sua autoria que suportassem as dimensões do problema, quer mesmo na resolução de erros que iam surgindo na modelação.

Ao Eng. Nuno Santos por sempre se mostrar disponível na ajuda prestada face os obstáculos que foram surgindo tanto em termos de informação como do programa para obtenção dos gráficos necessários para uma melhor análise.

A todos os meus colegas e amigos de faculdade, agradeço os momentos bem passados ao longo destes cinco anos de estudo, que proporcionaram muitos dos melhores momentos por mim vividos. Desejo felicidades e votos de sucesso profissional a todos vós.

A todos os amigos que fiz fora da faculdade, por estarem sempre presentes nos pontos altos e principalmente nos baixos, facilitando desta forma toda a caminhada feita.

Por último mas não menos importante destaco o papel fundamental que toda a minha família, de forma especial os meus pais e irmão, tiveram ao me terem proporcionado todas as condições para poder chegar a este patamar e por terem confiado nas minhas decisões e opções.

RESUMO

A União Europeia sentiu necessidade de apostar numa política de aumento de competitividade e de crescimento económico, assente em princípios de sustentabilidade territorial, social e ambiental, tendo-se direccionado na aposta em transportes sustentáveis com grande enfoque no transporte ferroviário. Assim assiste-se a um grande crescimento deste na Europa.

Com o aparecimento de vias férreas de alta velocidade, assistiu-se a uma crescente exigência ao nível dos critérios de qualidade, que se apresentam nestas muito mais exigentes que nas vias férreas tradicionais, pois nas primeiras circulam comboios de passageiros e carga com velocidades bastante superiores. São importantes questões como a regularidade geométrica da linha tanto transversal como longitudinal sendo muito importantes os parâmetros de controlo do seu desempenho. Este aspecto reveste-se ainda de uma maior importância pelos custos elevados de manutenção envolvidos neste tipo de obras.

Além destes problemas ao nível da qualidade exigida, junta-se o inevitável atravessamento de zonas com determinados solos de fundação que, conjugado com as elevadas velocidades praticadas, poderá trazer problemas ao nível da amplificação dinâmica das deformações que daí advêm. Este aspecto tem levantado variados e inovadores desafios à comunidade científica.

Na presente dissertação pretende-se perceber de que forma a circulação de comboios de alta velocidade conjugada com irregularidades geométricas da via-férrea, que implicam a geração de forças dinâmicas de interacção do comboio com a via, podem causar desconforto nos residentes de edifícios circundantes à linha de alta velocidade devido à propagação de vibrações através do maciço de fundação, ou mesmo causar danos em estruturas mais sensíveis em casos mais extremos. Além destes aspectos, também os factores económicos e ambientais envolvidos justificam uma avaliação cuidada do problema mesmo antes da construção de novas linhas ou da actualização das linhas existentes.

Quer-se por esta razão investigar o impacto que diferentes condições topográficas de implantação da via podem ter relativamente às vibrações causadas a diferentes distâncias da linha de alta velocidade.

Após a análise da informação anterior pretende-se estudar diversas medidas de mitigação para solucionar da forma mais adequada os problemas que podem advir, nas pessoas e construções situadas na vizinhança de linhas de alta velocidade.

PALAVRAS-CHAVE: alta velocidade, vibração induzida, análise, mitigação de vibrações, propagação de vibrações.

ABSTRACT

The European Union felt the need of wagering in a policy of increasing competitiveness and economic growth settled in principles of territorial, social and environmental sustainability, directing itself to sustainable transports, emphasising the railway. Therefore there has been an increase of this mean of transport in Europe.

With the appearing of high speed rail tracks there's a growing enforce of high standards of quality, in this kind of tracks rather than in traditional ones. Thus in the high speed tracks circulate passengers and freight trains with superior speed. There are important questions like geometric regularity of the track as transversal as longitudinal so, the standards of control are very important to its performance. This subject becomes even more important as for high costs of maintenance wrapped in this kind of work.

Besides the problems of demanding quality levels, we assist the inevitable crossway of areas of certain ground foundations that together with high speed, could bring problems at the level of dynamic amplification, deformations from this may occur. This subject has bring various and innovator challenges to the scientific community.

In this dissertation we pretend to understand in which way the circulation of high speed trains conjugated with geometric irregularities of the railway tracks, that involves the generation and interaction of dynamic forces of the train with the railway tracks, this may cause discomfort for the residents near to these high speed railways, due to the propagation of vibrations through the massive support of foundations, or even cause damages to some weak structures. Additionally, there are economic and environmental factors involved that justify a careful evaluation of this problem, even before the construction of the railways or the actualization of the ones that already exist.

For this reason we found the necessity to investigate the impact of different topographic implementation of the rail track may have relatively to the vibrations caused in different distances of the high speed railways.

After the analysis of the prior information, it is necessary to study various ways of mitigation to solve, in a very adequate way, the problems that might result from all of this, in people and constructions situated in the vicinity of high speed railways.

KEYWORDS: high speed, ground borne vibration, analysis, vibration mitigation measures, propagation of vibrations.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. EVOLUÇÃO DO COMBOIO NO MUNDO	1
1.2. LINHAS DE ALTA VELOCIDADE NO MUNDO E EM PORTUGAL	2
1.2.1. ALTA VELOCIDADE NO MUNDO	2
1.2.2. ALTA VELOCIDADE EM PORTUGAL	7
1.3. ENQUADRAMENTO DO TEMA	8
1.4. OBJECTIVO DA TESE	9
1.5. CONTEÚDO DA TESE	10

2. PROBLEMA DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO TRÁFEGO DE ALTA VELOCIDADE	11
2.1. INTRODUÇÃO	11
2.2. ELEMENTOS DA VIA FÉRREA	12
2.2.1. OS CARRIS	14
2.2.2. AS TRAVESSAS	15
2.2.3. O BALASTRO E O SUB-BALASTRO	16
2.2.4. A FUNDAÇÃO	18
2.3. GERAÇÃO E EFEITOS DAS VIBRAÇÕES	19
2.3.1. INCOMODIDADE PARA OS SERES HUMANOS	22
2.3.2. DANOS NAS EDIFICAÇÕES, PARTICULARMENTE EM EDIFÍCIOS E MONUMENTOS ANTIGOS	26
2.3.3. EFEITO DAS VIBRAÇÕES NOS EQUIPAMENTOS SENSÍVEIS	26
2.4. PROPAGAÇÃO DAS VIBRAÇÕES	28
2.5. EFEITOS DAS VIBRAÇÕES	31

3. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO	33
3.1. INTRODUÇÃO	33
3.2. MELHORAMENTO DA FUNDAÇÃO	34
3.2.1. CONSOLIDAÇÃO FORÇADA	34
3.2.2. COLUNAS DE BRITA	35
3.2.3. DEEP SOIL MIXING	35
3.3. BARREIRAS DE VIBRAÇÃO	36

3.3.1. TRINCHEIRAS	36
3.3.2. BLOCOS.....	37
3.4. LAJE FLUTUANTE	39
3.5. VIGA FLUTUANTE.....	39
3.6. REFORÇO DA PLATAFORMA E ATERRO	40
3.7. REFORÇO DA PLATAFORMA	40
3.8. ACTUAÇÃO AO NÍVEL DAS ESTRUTURAS	41

4. ANÁLISE NUMÉRICA DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO

4.1. ABORDAGENS AO FENÓMENO DA PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES	43
4.2. MODELO NUMÉRICO – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) 2.5D	44
4.2.1. EXPLICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	45
4.2.2. MODELAÇÃO DOS CARRIS	47
4.2.3. CARGAS MÓVEIS APLICADAS NO MODELO.....	49
4.2.4. INTERACÇÃO COMBOIO – VIA.....	50

5. ESTUDO DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO NA VIZINHANÇA DE LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

5.1. MODELAÇÃO DA MALHA PARA ANÁLISE DAS VIBRAÇÕES	53
5.1.1. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS, CONDIÇÕES FRONTEIRA E DISCRETIZAÇÃO	53
5.1.2. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS	54
5.1.3. CARRIL, PALMILHA E TRAVESSAS	55
5.1.4. FUNÇÃO DENSIDADE ESPECTRAL DAS IRREGULARIDADES	56
5.1.5. MATERIAL CIRCULANTE.....	58
5.1.6. MODELAÇÃO DAS MEDIDAS DE MITIGAÇÃO	59
5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	61
5.2.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS	61
5.2.2. VELOCIDADES MÁXIMAS VERIFICADAS NAS DIFERENTES SITUAÇÕES	66
5.2.3. ESPECTROS DE FREQUÊNCIAS E CONFRONTAÇÃO DE VALORES.....	70
5.2.3.1. Aterro com 1,5 metros	71
5.2.3.2. Aterro com 3 metros	74
5.2.3.3. Aterro com 1,5 metros alterando propriedades das palmilhas.....	77
5.2.3.4. Aterro com 1,5 metros com blocos à superfície da fundação e a 1 metro de profundidade....	81
5.2.3.5. Aterro com 1,5 metros alterando o solo de fundação	87
5.2.3.6. Aterro com 1,5 metros utilizando trincheiras	95

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	105
6.1. CONCLUSÕES	105
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	107
 BIBLIOGRAFIA	 109
ANEXO 1	A.1
ANEXO 2	A.5
ANEXO 3	A.6

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. 1 – Locomotiva Rocket desenvolvida por George Stephenson (Silva, 2004).....	1
Fig. 1. 2 – Primeiro comboio de alta velocidade do mundo Shinkansen Série 0 e o mais recente modelo Shinkansen E5.	2
Fig. 1. 3 – Linhas Shinkansen – rede de alta velocidade no Japão((Takatsu, 2007) modificado).	3
Fig. 1. 4 – Comboio TGV – velocidade máxima atingida a 3 de Abril de 2007 (Caprio geek42, Abril de 2010).	3
Fig. 1. 5– Rede de alta velocidade em França (João Leitão, Abril de 2010).	4
Fig. 1. 6 – Comboio AVE S103 (esquerda) e AVE S103 (direita) (citytransport, Maio de 2010).	4
Fig. 1. 7 - Rede de alta velocidade em Espanha (Ministério de Fomento, Junho de 2010).	5
Fig. 1. 8 – Previsão da cobertura da Europa pela alta velocidade no ano de 2025 (RAVE, Abril de 2010).	5
Fig. 1. 9 – Mapa ilustrativo da aproximação dos países da União Europeia com as ligações de alta velocidade (RAVE, Abril de 2010).	6
Fig. 1. 10 – Previsão da evolução no Mundo da rede de alta velocidade.	6
Fig. 1. 11 – Previsão da evolução na Europa da rede de alta velocidade (RAVE, Abril de 2010).	6
Fig. 1. 12 – Locomotiva da primeira viagem de comboio em Portugal (Silva, 2004).....	7
Fig. 1. 13 – Rede Ibérica de alta velocidade e principais ligações entre Portugal e Espanha (RAVE, Abril de 2010).	8
Fig. 1. 14 – Ligação entre Porto e Lisboa(RAVE, Abril de 2010).....	9
Fig. 1. 15 – Intermodalidade da alta velocidade com transporte aéreo e marítimo (RAVE, Abril de 2010).	9
Fig. 2. 1 – Sistema de geração, transmissão e recepção de vibrações ((Bahrekazemi, 2004) modificado).	11
Fig. 2. 2 – Perfil longitudinal esquemático de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005).	12
Fig. 2. 3 – Perfil transversal esquemático de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005).	12
Fig. 2. 4 – Principais partes que constituem a automotora ((Bahrekazemi, 2004) modificado).	13
Fig. 2. 5 – Esquema de funcionamento de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005).	13
Fig. 2. 6 – Forças de contacto entre as rodas e os carris (Thomas, 2009).	14
Fig. 2. 7 – Travessa monobloco (cima) e bibloco (baixo) em betão (Rigueiro, 2007).	15
Fig. 2. 8 – Esquema ilustrativo da superestrutura, balastro e sub-balastro de uma via férrea tradicional (Ferreira, 2009).....	17
Fig. 2. 9 – Valores limites para aceitação ou rejeição de materiais a aplicar no balastro (Fortunato, 2005).	17
Fig. 2. 10 – Classe da plataforma dependendo da sua capacidade de carga (Fortunato, 2005).	18

Fig. 2. 11 – Características dos solos QS1, QS2 e QS3 (Fortunato, 2005).....	19
Fig. 2. 12 – Defeito geométrico da via (Fortunato, 2005).	20
Fig. 2. 13 – Modelo de carruagem com rodados, bogies e suspensão (Mateus da Silva, 2005).	21
Fig. 2. 14 – Fontes de geração de vibrações e respectivos comprimentos de onda (Mateus da Silva, 2005).....	22
Fig. 2. 15 – Propagação de vibrações nos edifícios (Harris Miller Miller & Hanson, 2005).	22
Fig. 2. 16 – Comparação do ruído produzido por diferentes tipos de fontes (Harris Miller Miller & Hanson, 2005).	23
Fig. 2. 17 – Resposta humana às vibrações de edifícios comerciais com a passagem de 4 a 15 comboios por hora num edifício habitacional, de acordo com a US-DOT-293630-1, 2005 (Gonçalves, 2008).....	23
Fig. 2. 18 – Representação gráfica das expressões (2.4) e (2.5) para averiguar as consequências das vibrações para a saúde humana ((Gonçalves, 2008) modificado).....	24
Fig. 2. 19 – Gama de frequências que mais afectam cada parte do corpo humano.	25
Fig. 2. 20 – Curvas genéricas de critérios de vibração para equipamentos sensíveis (Bahrekazemi, 2004).....	27
Fig. 2. 21 – Aplicação do critério das curvas mostrado no ábaco anterior (Gonçalves, 2008).	27
Fig. 2. 22 – Curvas mais restritivas de critérios de vibração propostas pelas normas ISO (Soares, 2009).....	28
Fig. 2. 23 – Geração e propagação de vibrações (Mateus da Silva, 2005).	29
Fig. 2. 24 – Ondas volumétricas (P e S) – deformação do meio (Louro, 2009).....	30
Fig. 2. 25 – Ondas superficiais (L e R) – deformação do meio (Louro, 2009).	30
Fig. 3. 1 – Melhoramento da fundação com colunas de brita (Mateus da Silva, 2005).	35
Fig. 3. 2 – Esquema da técnica de melhoramento do solo através de Jet Grouting (Carreto, 2000). ..	36
Fig. 3. 3 – Modelos típicos do problema de trincheiras vazias ou preenchidas (Hung et al., 2004).....	36
Fig. 3. 4 – Esquema de transmissão, reflexão e conversão de ondas em trincheiras preenchidas e ocas (Mateus da Silva, 2005).	37
Fig. 3. 5 – Modelo típico do problema de blocos (Hung et al., 2004).....	38
Fig. 3. 6 – Funcionamento dos blocos para controlar as vibrações (Mateus da Silva, 2005).....	38
Fig. 3. 7 – Construção de uma via férrea em laje flutuante (Tiflex Limited, Maio de 2010).	39
Fig. 3. 8 – Reforço da plataforma e aterro recorrendo a geogrelhas (F. Montanelli, 2003).	40
Fig. 3. 9 – Implementação de sistemas de apoio elásticos e esquema representativo (GERB Vibration Control System, 16 de Junho 2010).	41

Fig. 4. 1 – Cones de Mach, no espaço, que se formam para uma carga em movimento supersónico ((H.H. Hung, 2001) modificado).	44
Fig. 4. 2 – Modelo 2.5D (Costa Lopes, et al., 2010).	45
Fig. 4. 3 – Elemento infinito 2.5D: a)referencial global; b)referencial local (Costa Lopes, et al., 2010).	46
Fig. 4. 4 – Modelo da ligação do carril à restante estrutura (Costa Lopes, et al., 2010, modificado).	48
Fig. 5. 1 – Exemplo da malha gerada para aterro.....	54
Fig. 5. 2 – Cortes do perfil em aterro com identificação dos solos.	55
Fig. 5. 3 – Perfil tipo do carril UIC60.	56
Fig. 5. 4 – Elemento simples de interação veículo-estrutura (Pereira, 2008).	56
Fig. 5. 5 – Perfil de irregularidade obtida para uma extensão de 100 metros de via.	58
Fig. 5. 6 – Modelo de um comboio articulado (Pereira, 2008).	59
Fig. 5. 7 – Mitigação com recurso à alteração das características do solo de fundação.	60
Fig. 5. 8 – Mitigação com recurso a trincheiras preenchidas.....	60
Fig. 5. 9 – Mitigação com recurso à alteração das características da palmilha.	61
Fig. 5. 10 – Mitigação com recurso a blocos de mitigação.	61
Fig. 5. 11 – Deslocamento vertical do carril função do comprimento do comboio para o caso base....	62
Fig. 5. 12 – Pormenor da coincidência da passagem das rodas com os picos de deslocamento vertical.	62
Fig. 5. 13 – Gráfico da componente vertical do deslocamento no domínio do tempo para o ponto do carril para o caso base.	62
Fig. 5. 14 – Localização dos pontos A, B e C para cálculo dos deslocamentos verticais.	63
Fig. 5. 15 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação de aterro sem aplicação das medidas de mitigação.	63
Fig. 5. 16 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se realizam trincheiras.....	64
Fig. 5. 17 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se realizam blocos.	64
Fig. 5. 18 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se procede à alteração das características de solo da fundação.	65
Fig. 5. 19 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se procede à alteração das palmilhas.....	66
Fig. 5. 20 – Esquema ilustrativo da posição dos pontos analisados na malha utilizada para aterro com 1,5 metros de altura.	66
Fig. 5. 21 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para situação de aterro sem aplicação das medidas de mitigação.	67

Fig. 5. 22 – Valores das velocidades máximas medidas em diversos pontos para a situação em que se realizam trincheiras.....	67
Fig. 5. 23 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para a situação em que se realizam blocos.....	68
Fig. 5. 24 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para a situação em que se procede à alteração das características de solo da fundação.	69
Fig. 5. 25 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para a situação em que se procede à alteração das palmilhas.....	69
Fig. 5. 26 – Gráfico da componente vertical da velocidade no domínio do tempo para o nó do carril no caso de aterro com 1,5 metros.....	70
Fig. 5. 27 – Gráfico da componente vertical da velocidade no domínio do tempo para o nó H no caso de aterro com 1,5 metros.....	70
Fig. 5. 28 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) no caso de aterro com 1,5 metros.	71
Fig. 5. 29 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B no caso de aterro com 1,5 metros.	71
Fig. 5. 30 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C no caso de aterro com 1,5 metros.	72
Fig. 5. 31 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D no caso de aterro com 1,5 metros.	72
Fig. 5. 32 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E no caso de aterro com 1,5 metros.	72
Fig. 5. 33 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F no caso de aterro com 1,5 metros.....	73
Fig. 5. 34 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G no caso de aterro com 1,5 metros.....	73
Fig. 5. 35 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H no caso de aterro com 1,5 metros.	73
Fig. 5. 36 – Esquema ilustrativo da posição dos pontos analisados na malha utilizada para aterro com 3 metros de altura.....	74
Fig. 5. 37 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) no caso de aterro com 3 metros.	74
Fig. 5. 38 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B no caso de aterro com 3 metros.	75
Fig. 5. 39 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C no caso de aterro com 3 metros.	75
Fig. 5. 40 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D no caso de aterro com 3 metros.	75

Fig. 5. 41 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E no caso de aterro com 3 metros.	76
Fig. 5. 42 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F no caso de aterro com 3 metros.	76
Fig. 5. 43 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G no caso de aterro com 3 metros.	76
Fig. 5. 44 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H no caso de aterro com 3 metros.	77
Fig. 5. 45 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	78
Fig. 5. 46 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	78
Fig. 5. 47 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	78
Fig. 5. 48 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	79
Fig. 5. 49 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	79
Fig. 5. 50 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	79
Fig. 5. 51 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	80
Fig. 5. 52 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).	80
Fig. 5. 53 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	81
Fig. 5. 54 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	81
Fig. 5. 55 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	81
Fig. 5. 56 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	82
Fig. 5. 57 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	82
Fig. 5. 58 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	82
Fig. 5. 59 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	83

Fig. 5. 60 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).	83
Fig. 5. 61 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	83
Fig. 5. 62 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	84
Fig. 5. 63 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	84
Fig. 5. 64 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	84
Fig. 5. 65 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	85
Fig. 5. 66 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	85
Fig. 5. 67 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	85
Fig. 5. 68 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).....	86
Fig. 5. 69 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.....	87
Fig. 5. 70 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.	87
Fig. 5. 71 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.....	87
Fig. 5. 72 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.....	88
Fig. 5. 73 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.	88
Fig. 5. 74 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.	88
Fig. 5. 75 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.....	89

Fig. 5. 76 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para alteração do solo para E=49,4 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.	89
Fig. 5. 77 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.....	89
Fig. 5. 78 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade....	90
Fig. 5. 79 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	90
Fig. 5. 80 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	90
Fig. 5. 81 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade....	91
Fig. 5. 82 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.	91
Fig. 5. 83 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	91
Fig. 5. 84 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para alteração do solo para E=197,5 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	92
Fig. 5. 85 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.....	92
Fig. 5. 86 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade....	92
Fig. 5. 87 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	93
Fig. 5. 88 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	93
Fig. 5. 89 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade....	93
Fig. 5. 90 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.	94
Fig. 5. 91 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	94
Fig. 5. 92 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para alteração do solo para E=444,6 MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade. ..	94
Fig. 5. 93 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.....	95

Fig. 5. 94 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	96
Fig. 5. 95 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	96
Fig. 5. 96 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	96
Fig. 5. 97 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	97
Fig. 5. 98 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	97
Fig. 5. 99 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	97
Fig. 5. 100 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	98
Fig. 5. 101 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	98
Fig. 5. 102 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	99
Fig. 5. 103 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	99
Fig. 5. 104 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.	99
Fig. 5. 105 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade. ..	100
Fig. 5. 106 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade. ..	100
Fig. 5. 107 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade. ..	100
Fig. 5. 108 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade. ..	101
Fig. 5. 109 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para trincheira preenchida E=17200 MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.....	101
Fig. 5. 110 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para trincheira preenchida E=17200 MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro. ...	102
Fig. 5. 111 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para trincheira preenchida E=17200 MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro. ...	102
Fig. 5. 112 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para trincheira preenchida E=17200 MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro. ...	102

Fig. 5. 113 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro....103

Fig. 5. 114 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro....103

Fig. 5. 115 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro. ...103

Fig. 5. 116 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro. ..104

Fig. A1. 1 – Modelo da viga de Winkler assente em fundação visco elástica (Mateus da Silva, 2005).
..... A.1

Fig. A1. 2 – Modelo de uma viga infinitamente rígida com uma carga concentrada P e largura $2b$ (Biot, 1937). A.2

Fig. A2. 1 – Comboio Thalys 2 A.5

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2. 1 – Factores importantes para a geração de vibrações (Mateus da Silva, 2005).	19
Tabela 5. 1 – Características mecânicas dos solos envolvidos na análise.	55
Tabela 5. 2 – Características mecânicas dos carris, palmilhas e travessas.	56
Tabela 5. 3 – Valores de comprimento de onda e frequência angular.	58
Tabela 5. 4 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro sem aplicação de medidas de mitigação.	63
Tabela A2. 1 – Dados para a montagem do modelo de cargas.	A.5
Tabela A3. 1 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a execução de trincheiras.	A.6
Tabela A3. 2 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a execução de blocos.	A.6
Tabela A3. 3 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a alteração do solo de fundação.	A.6
Tabela A3. 4 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a alteração da palmilha.	A.7
Tabela A3. 5 – Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro sem aplicação de medidas de mitigação.	A.8
Tabela A3. 6 – Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a execução de trincheiras.	A.8
Tabela A3. 7 – Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a execução de blocos.	A.8
Tabela A3. 8 – Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a alteração do solo de fundação.	A.9
Tabela A3. 9 – Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a alteração da palmilha.	A.9

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a_w – valor de r.m.s. para a aceleração num determinado período

c – viscosidade de um amortecedor

C – velocidade de circulação do comboio

CBR – California Bearing Ratio

C_{cr} – velocidade crítica de propagação das ondas

C_p – velocidade de propagação das ondas P

C_R – velocidade de propagação das ondas R

C_s – velocidade de propagação das ondas S

$[C]$ – matriz de amortecimento

E – módulo de elasticidade, módulo de deformabilidade

EV_2 – módulo de deformabilidade equivalente

I – momento de inércia da secção da viga

f – frequência de vibração

$F(t)$ – forças exteriores

$F_a(t)$ – forças de amortecimento

$F_e(t)$ – forças de deformação elástica

$F_i(t)$ – forças de inércia

$[I]$ – matriz identidade

$[K]$ –matriz de rigidez. Rigidez.

k – módulo de rigidez da fundação

$[M]$ – matriz de massa

m – massa

$[N]$ – matriz das funções de forma

T – duração das medições

$u(t)$ – vector deslocamento do ponto nodal

$\dot{u}(t)$ – vector velocidade do ponto nodal

$\ddot{u}(t)$ – vector aceleração do ponto nodal

v_{ef} – velocidade eficaz da vibração

γ – peso volúmico

λ – comprimento de onda

ρ – massa volúmica

ξ – coeficiente de amortecimento

ν – coeficiente de Poisson

AVE – Alta Velocidad Española

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MEF – Método dos Elementos Finitos

NMBS – National Railway Company of Belgium (Nationale Maatschappij der Belgische Spoorwegen)

RAVE – Rede Ferroviária de Alta Velocidade, S.A.

REFER – Rede Ferroviária Nacional, EP

TGV – Train à Grande Vitesse

VC – Vibration Curve

1. INTRODUÇÃO

1.1. EVOLUÇÃO DO COMBOIO NO MUNDO

Designa-se por via-férrea um sistema de transporte composto por comboios que correm sobre carris ou trilhos previamente dispostos.

Este tipo de procedimento é utilizado desde a Antiguidade para deslocações, facilitando desta forma esta tarefa. Nos séculos que se passaram até à revolução industrial, o mesmo será dizer século XVIII, este tipo de transporte usava tracção animal e os vagões andavam sobre carris de madeira.

Com o despoletar da Revolução Industrial em Inglaterra, e tendo este país reservas abundantes de carvão mineral e minério de ferro, assistiu-se a uma passagem dos vagões puxados por tracção animal sobre carris de madeira para vagões movidos por energia a vapor sobre carris metálicos (Silva, 2004).

Foi no ano de 1804 que Richard Trevithick, engenheiro inglês, conseguiu fazer uma locomotiva a vapor puxar cinco vagões carregados, a uma velocidade de 8 km/h. No entanto, pelo seu peso excessivo e pelas avarias constantes esta não teve muito sucesso. A locomotiva mais eficaz, que ficou conhecida por *Blucher*, foi na altura construída por George Stephenson no ano de 1814. Esta locomotiva foi construída com o intuito de transportar materiais das minas e conseguiu puxar uma carga de trinta toneladas a 6 km/h. Em parceria com Marc Seguin, que inventou a primeira caldeira tubular, surgiu a locomotiva *Rocket*, no ano de 1829, que atingia velocidades na ordem dos 30 km/h e fez a ligação entre Manchester e Liverpool.



Fig. 1. 1 – Locomotiva *Rocket* desenvolvida por George Stephenson (Silva, 2004).

No ano de 1879, Werner von Siemens apresentou, na Exposição Mundial de Berlim, a primeira locomotiva eléctrica que veio substituir definitivamente as movidas a energia a vapor, corria o ano de 1890.

O passo seguinte foi dado por Rudolf Diesel no final do século XIX, com a invenção do motor de injeção a diesel, desenvolvendo-se locomotivas que usavam unicamente esta nova tecnologia e outras que utilizavam os dois conceitos (diesel e eléctrico). Depressa estas máquinas suplantaram as locomotivas a vapor, mas em Portugal apenas no ano de 1977 é que a substituição de umas pelas outras foi total e hoje em dia apenas se usa este tipo de composições na linha turística do Douro.

Após a II Guerra Mundial, com o desenvolvimento da indústria automóvel e dos aviões, impulsionada pela queda brusca do preço do petróleo, este desenvolvimento progressivo a que se vinha assistindo, desde a segunda metade do século XIX até meados do século XX, foi abruptamente interrompido e houve uma consequente estagnação neste sector da indústria, de meados do século XX até aos anos oitenta.

A indústria ferroviária sentiu então necessidade de voltar a crescer e ocupar um papel preponderante no transporte de pessoas e bens, pelo anseio de viajar cada vez mais rápido e em maior segurança, tendo surgido mais recentemente melhorias quer no material circulante, quer nos componentes da via, nomeadamente com o uso de carris mais pesados e com aço de melhor qualidade, que permitem uma melhor repartição dos esforços verticais e transversais e com o uso de travessas de betão em substituição das travessas de madeira por terem uma maior duração e maior estabilidade fruto do seu maior peso.

1.2. LINHAS DE ALTA VELOCIDADE NO MUNDO E EM PORTUGAL

1.2.1. ALTA VELOCIDADE NO MUNDO

É na Europa e na Ásia que actualmente se verificam os maiores incrementos ao nível das linhas para comboios de alta velocidade, havendo no entanto, actualmente, uma expansão generalizada a quase todo o mundo.

Apesar de o Japão ter começado a elaborar um projecto ainda na década de trinta do século XX, viu este ser parado pelo começo da II Guerra Mundial que, tal como já tinha acontecido na I Guerra Mundial, afectou o desenvolvimento das linhas ferroviárias. As primeiras linhas foram assim construídas no Japão, no ano de 1964, permitindo velocidades máximas de 210 km/h aos comboios, existindo já hoje em dia linhas onde os comboios atingem, regularmente, velocidades na ordem dos 300 km/h.

A primeira linha de alta velocidade neste país, onde se iniciou a circulação do famoso “comboio-bala”, no pelo qual é comumente conhecido o comboio *Shinkansen Série 0*, derivando o seu nome do facto de as locomotivas serem *Shinkansen* terem um aspecto muito idêntico à figura arredondada da bala e pela elevada velocidade que podia atingir, ligou as cidades de Tóquio, Nagoya e Osaka, com uma extensão total de 515,4 km.



Fig. 1. 2 – Primeiro comboio de alta velocidade do mundo *Shinkansen Série 0* e o mais recente modelo *Shinkansen E5*.

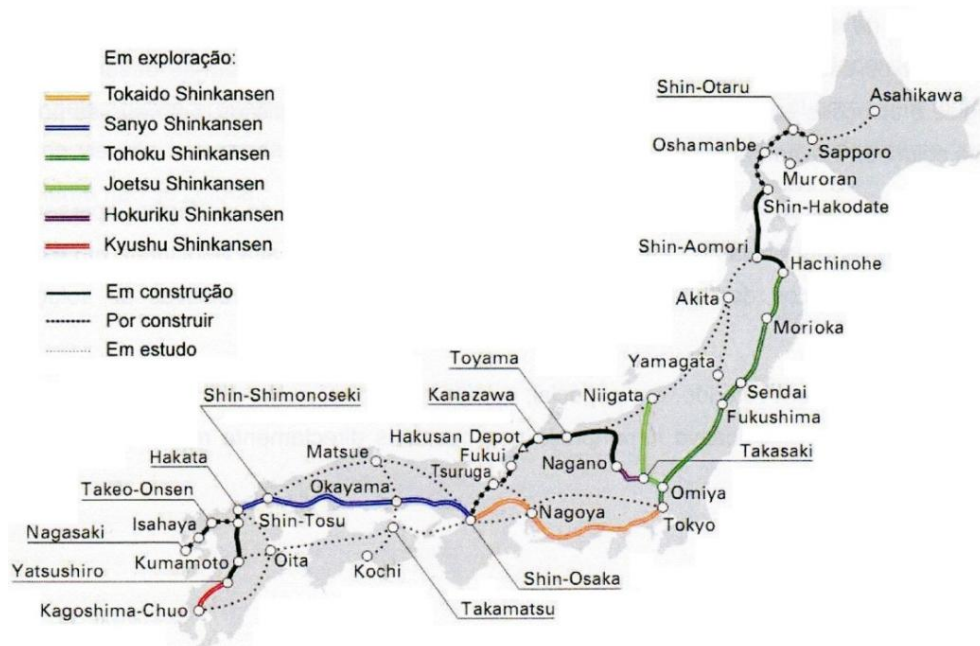


Fig. 1. 3 – Linhas Shinkansen – rede de alta velocidade no Japão((Takatsu, 2007) modificado).

Nos tempos mais recentes, o objectivo passa por conseguir ter linhas que permitam aos comboios atingir velocidades regulares, na ordem dos 350 km/h.

Após dezassete anos, em 1981, surgiu a alta velocidade em França com uma extensão de aproximadamente 500 km, a ligar as duas principais cidades, Paris e Lyon, sendo esta a primeira linha de alta velocidade a ser construída na Europa, tendo alcançado um enorme sucesso.

Sendo um transporte a alta velocidade e tendo entrado na Europa pela França, tomando a designação de TGV, *Train à Grande Vitesse*, pelas velocidades na ordem dos 320 km/h, é vulgarmente conhecido em Portugal pelo mesmo nome. Esta velocidade, não fossem os condicionais da linha, designadamente o seu comportamento e o traçado, poderia ser mais elevada. Prova disso é o facto de se ter batido no ano de 2007, com o TGV francês, o recorde de velocidade de 574,8 km/h, para um comboio tradicional, em Le Chemin, perto de Champagne-Ardenne. Esta velocidade veio suplantear o anterior valor de 515,3 km/h, obtido no ano de 1990.



Fig. 1. 4 - Comboio TGV – velocidade máxima atingida a 3 de Abril de 2007 (Caprio geek42, Abril de 2010).



Fig. 1. 5 – Rede de alta velocidade em França (João Leitão, Abril de 2010).

Mais tarde, no ano de 1992, foi inaugurada em Espanha a primeira linha ferroviária de alta velocidade, que faz a ligação de Madrid a Sevilha, com uma extensão de 471 km, e que provocou um forte aumento na utilização do transporte ferroviário na região, em detrimento de transportes aéreos, por exemplo. Foi então criada uma empresa com a designação de AVE, *Alta Velocidad Española*. É objectivo fulcral da alta velocidade em Espanha conseguir ter todas as cidades principais distanciadas de Madrid apenas 4 horas. Tal como o Japão e a França, também a Espanha possui já bastantes quilómetros de linha de alta velocidade construída, estando já outros troços em construção e em projecto, nomeadamente para ligação a Portugal.



Fig. 1. 6 – Comboio AVE S103 (esquerda) e AVE S103 (direita) (citytransport, Maio de 2010).



Fig. 1. 7 - Rede de alta velocidade em Espanha (Ministério de Fomento, Junho de 2010).

Os países acima referidos são apenas alguns dos inúmeros países que já possuem algumas linhas de alta velocidade, podendo-se ainda citar países como a Bélgica, Alemanha, Itália, Holanda, Polónia, Rússia, Suécia, Suíça e Reino Unido como países europeus que já possuem e/ou têm linhas já planeadas ou em construção. Países asiáticos como China e Japão estão, por esta altura, com uma grande extensão de linhas de alta velocidade concluídas e possuem ainda muitas em fase de construção e de planeamento, estando, por seu turno, países como Taiwan, Índia, Irão, Arábia Saudita, Coreia do Sul e Turquia menos servidos, nesta altura, por este tipo de transporte, mas com bastantes quilómetros já planeados e em fase de construção. Também no continente americano e africano já começa a haver alguma expansão relativamente à alta velocidade, embora de uma forma não tão acentuada como nos casos anteriormente citados. Na Fig. 1. 8 pode-se observar a distribuição das linhas de alta velocidade no continente europeu que se prevêem para 2025.

É possível perceber, pela representação da Fig. 1. 9, que a implementação de uma rede transeuropeia de alta velocidade ferroviária é, hoje em dia, uma preocupação grande da União Europeia, como forma de descongestionar os principais eixos da Europa e diminuir os tempos de percurso entre os vários países. Este projecto prevê não só a construção de novas linhas, como também a renovação de linhas já existentes, para permitir aumentar a velocidade de circulação nas mesmas.

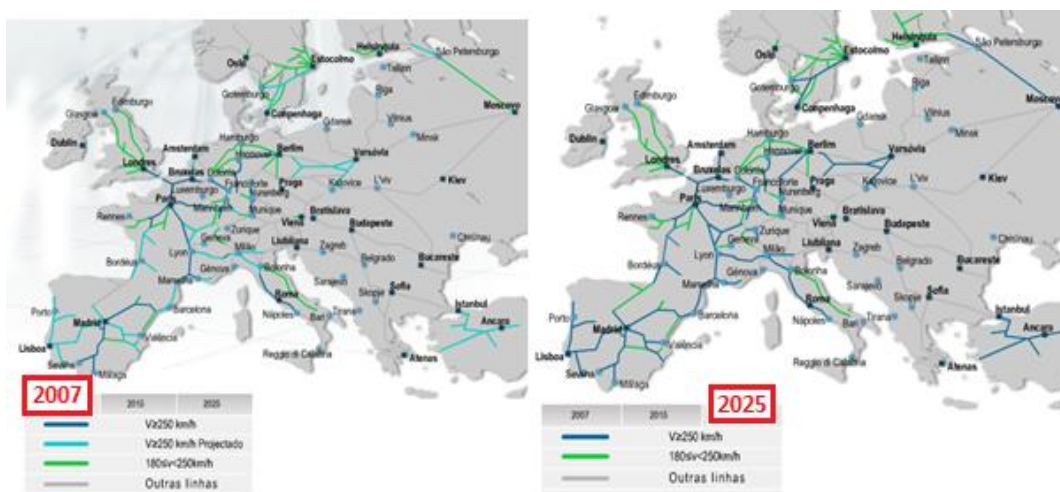


Fig. 1. 8 – Previsão da cobertura da Europa pela alta velocidade no ano de 2025 (RAVE, Abril de 2010).

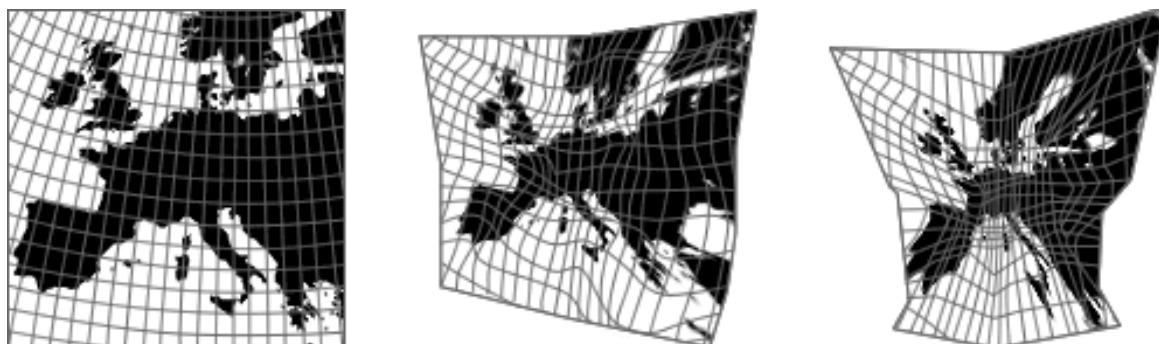


Fig. 1. 9 – Mapa ilustrativo da aproximação dos países da União Europeia com as ligações de alta velocidade (RAVE, Abril de 2010).

Desta forma prevê-se que, no horizonte de 2025, haja aproximadamente 42.000 km de linhas de alta velocidade no mundo, com um incremento bastante acentuado a partir do ano de 2009, conforme fica visível na Fig. 1. 10. Em relação à Europa, existiam cerca de 5800 km de linhas de alta velocidade em 2009, prevendo-se chegar aos 20000 km no ano de 2025, como é perceptível pela observação da Fig. 1. 11.

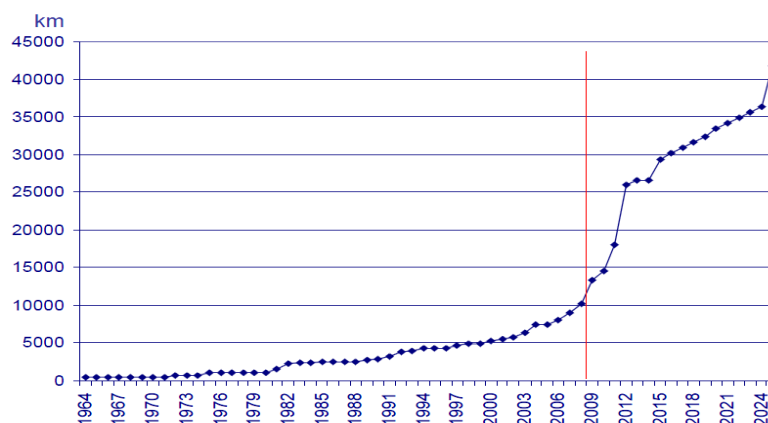


Fig. 1. 10 – Previsão da evolução no Mundo da rede de alta velocidade.

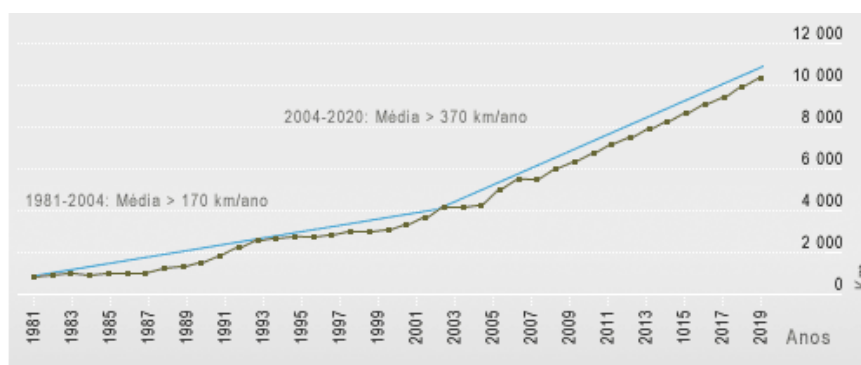


Fig. 1. 11 – Previsão da evolução na Europa da rede de alta velocidade (RAVE, Abril de 2010).

1.2.2. ALTA VELOCIDADE EM PORTUGAL

A viagem inaugural de comboio em Portugal foi entre Lisboa e Carregado, a 28 de Outubro de 1856, tendo vindo desde então a impor-se na paisagem portuguesa (Gomes & Gomes, 2006). Tal como a vizinha Espanha, Portugal construiu a sua linha na designada bitola ibérica¹ que se apresenta como um grande entrave ao transporte de pessoas e principalmente de mercadorias entre a península ibérica e os restantes países europeus.

Nos tempos mais recentes tem-se assistido a uma tentativa de recuperação do atraso que sofreu anteriormente, com uma aposta clara no transporte de passageiros e mercadorias a velocidades que têm vindo a aumentar gradualmente, com o tempo. Passados cerca de 150 anos da viagem inaugural, o surgimento da RAVE, Rede Ferroviária de Alta Velocidade, S.A., verifica-se de forma natural e inevitável, seguindo a tendência do resto do mundo, como um projecto importante para o país, bem como para todo o espaço europeu. A construção de linhas de alta velocidade pode ser visto como uma oportunidade de resolver a problemática em relação às bitolas, pois estas são construídas em bitola europeia, compatível com os países da Europa central.



Fig. 1. 12 – Locomotiva da primeira viagem de comboio em Portugal (Silva, 2004).

A RAVE é uma “empresa portuguesa que tem por missão o desenvolvimento e coordenação dos trabalhos e estudos necessários para a formação de decisões de planeamento e construção, financiamento, fornecimento e exploração de uma rede ferroviária de alta velocidade a instalar em Portugal Continental e da sua ligação com a rede espanhola de igual natureza.” (RAVE, Abril de 2010).

O projecto de alta velocidade em Portugal é uma parte fundamental da Rede Transeuropeia de Transporte Ferroviário, que deverá respeitar em todas as suas fases de desenvolvimento todas as imposições comunitárias, para poder oferecer condições efectivas de interoperabilidade. Este tipo de transporte moderno deve ser encarado como um projecto estruturante para o país que trará algumas vantagens que, de seguida, se passam a enumerar:

- Mobilidade de pessoas e bens dentro e fora do país;
- Promover a coesão social, económica e territorial aproximando regiões;

¹ Largura determinada pela distância medida entre as faces interiores das cabeças de dois carris numa via férrea, e que neste caso é de 1,668 metros contrariamente aos 1,435 metros usada na generalidade das vias férreas dos países da União Europeia.

- Alicerce para um desenvolvimento sustentável;
- Competitividade do transporte ferroviário de passageiros e mercadorias;
- Maior interoperabilidade entre a nova rede e a rede já existente;
- Estimulação e modernização do tecido empresarial nacional.

1.3. ENQUADRAMENTO DO TEMA

Como se percebe por tudo o que foi anteriormente dito, as questões que se prendem com a alta velocidade revestem-se, nos tempos mais recentes, de fundamental importância para todo o mundo e neste caso em particular para Portugal. Isto deve-se ao facto de Portugal ter necessidade de integrar a rede ferroviária nacional na europeia, para permitir uma aproximação mais clara a nível territorial, mas também a nível social e económico, avançando com a construção e remodelação de linhas ferroviárias capazes de suportar as velocidades praticadas num transporte deste género.

Em Portugal prevê-se a construção, nos próximos anos, de linhas de alta velocidade com ligações entre as principais cidades nacionais e também com Espanha, usando bitola europeia de 1,435 metros, tal como foi acordado nas Cimeiras Luso-Espanholas entre 2003 e 2006, onde se estabeleceram os pontos de ligação das redes de alta velocidade dos dois países (RAVE, 2007).



Fig. 1. 13 – Rede Ibérica de alta velocidade e principais ligações entre Portugal e Espanha (RAVE, Abril de 2010).

Foram então acordadas, embora algumas delas ainda estejam em fase de estudo, as ligações transfronteiriças entre:

- Porto – Vigo;
- Lisboa – Madrid;
- Aveiro – Salamanca (ligação em estudo);
- Faro – Huelva (ligação em estudo).



Fig. 1. 14 – Ligação entre Porto e Lisboa(RAVE, Abril de 2010).

Prevê-se ainda a ligação entre as seguintes cidades portuguesas:

- Lisboa – Porto;
- Évora – Faro (ligação em estudo).

O projecto da alta velocidade ferroviária nacional prevê a articulação desta com os principais aeroportos e portos, permitindo revitalizar não só o transporte ferroviário como os restantes meios de transporte de pessoas e mercadorias.



Fig. 1. 15 – Intermodalidade da alta velocidade com transporte aéreo e marítimo (RAVE, Abril de 2010).

Tem-se assistido nos últimos tempos, por isso, a uma discussão cada vez mais intensa sobre a alta velocidade em Portugal, o que, por si só, mostra a importância de tudo o que engloba o assunto nos dias que correm.

Parece, portanto, pertinente perceber a evolução e a necessidade da alta velocidade, no mundo em geral e em Portugal em particular, de forma a enquadrar melhor o assunto, nas perspectivas do futuro.

1.4. OBJECTIVO DA TESE

O principal objectivo deste trabalho passa por perceber de que forma a circulação de comboios a alta velocidade pode interferir com pessoas e bens que se situem nas imediações das linhas de alta velocidade, pelas vibrações que este tipo de movimento pode produzir. Após se perceber de que forma as pessoas são afectadas pela circulação de alta velocidade, e identificar os diferentes níveis de vibração identificados a diferentes distâncias da via, são avaliadas possíveis medidas de mitigação a aplicar na via ou no percurso das ondas.

Este aspecto ganhou especial importância pelo desenvolvimento de novas vias férreas de alta velocidade levantando questões de previsão, análise e mitigação das vibrações induzidas pelo tráfego. As vibrações devidas às elevadas velocidades conjugadas com as irregularidades geométricas do carril, sofrem uma propagação através do maciço de fundação e podem causar então desconforto nos residentes em edifícios vizinhos à via férrea, ao originar forças dinâmicas de interação comboio-via.

1.5. CONTEÚDO DA TESE

O presente trabalho desenvolve-se em 6 capítulos nos quais é desenvolvida a problemática das vibrações geradas pelo tráfego ferroviário de alta velocidade e as possibilidades de mitigação quando necessárias.

No presente Capítulo 1 é explicada de forma introdutória a evolução do tráfego ferroviário, desde a sua origem até aos tempos mais modernos da alta velocidade, e a necessidade do crescente estudo que se tem realizado nesta área.

No Capítulo 2 é feita uma descrição relativamente ao estado da arte em relação a este assunto, descrevendo-se aspectos como os elementos constituintes de uma via férrea e algumas características, e os processos de geração de vibrações que poderão afectar as zonas vizinhas a uma estrutura deste tipo. Tenta-se de seguida enquadrar o leitor na questão fulcral da problemática das vibrações, com uma descrição do processo envolvido na sua geração e propagação. É ainda alvo de referência quais os principais efeitos que as vibrações geradas pelo tráfego de alta velocidade têm nas pessoas e estruturas circundantes, bem como os limites normativos existentes para cada um dos pontos mencionados.

No Capítulo 3 faz-se uma descrição teórica das diversas medidas de mitigação que têm vindo a ser aplicadas, com maior ou menor frequência, quando se mostra necessário actuar no terreno de forma a não alterar a normalidade nas populações vizinhas à via férrea.

O Capítulo 4 serve para se fazer uma descrição breve das diversas abordagens que se utilizam hoje em dia para estudar este fenómeno das vibrações, com especial incidência nos modelos numéricos que utilizam elementos finitos, uma vez que o programa de cálculo utilizado se engloba neste tipo de abordagem. Posteriormente é apresentado de forma resumida algumas características do programa computacional utilizado no presente trabalho.

No Capítulo 5 referem-se as opções tomadas quanto à malha a utilizar, a sua extensão, o tipo de condições fronteira, características do solo, travessas e carris e ainda do material circulante. Apresenta-se também a forma de obtenção do perfil de irregularidade do carril que leva à geração de vibrações aquando da circulação da roda em contacto com o carril, que se vão posteriormente propagando pelo solo afectando as zonas vizinhas. Após esta parte relativa à modelação analisam-se os diferentes resultados que se obtêm para as mais variadas situações, com e sem medidas de mitigação, para perceber até que ponto cada uma das situações estudadas é preocupante relativamente aos limites normativos.

Por último, no Capítulo 6, sintetizam-se as conclusões gerais do trabalho que foi desenvolvido e referem-se possíveis desenvolvimentos futuros que podem ser feitos para comprovar e melhorar os resultados deste trabalho.

2. PROBLEMA DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELO TRÁFEGO DE ALTA VELOCIDADE

2.1. INTRODUÇÃO

O tráfego ferroviário de alta velocidade pode provocar problemas de excessiva vibração² que podem conduzir a estragos nas estruturas vizinhas e incómodo nas pessoas. O princípio do Desenvolvimento Sustentável, busca um equilíbrio entre a protecção do ambiente e o desenvolvimento económico, factores muitas vezes dissociados nos actuais aglomerados urbanos, em que a quantidade crescente de pessoas leva a arranjos desordenados de ocupação e onde não se pensa o sistema de transportes para interagir de forma harmónica com os aglomerados populacionais cada vez maiores.

Um problema de vibração, em geral, é constituído por um emissor, um meio de propagação e um receptor, esquematicamente apresentado na Fig. 2. 1. O emissor é neste caso o comboio que através da interacção das rodas do comboio com os carris durante o movimento gera vibrações, que se vão propagando sucessivamente ao longo do solo de fundação subjacente, que funcionará como meio de propagação, até atingir estruturas vizinhas que são neste caso o receptor.

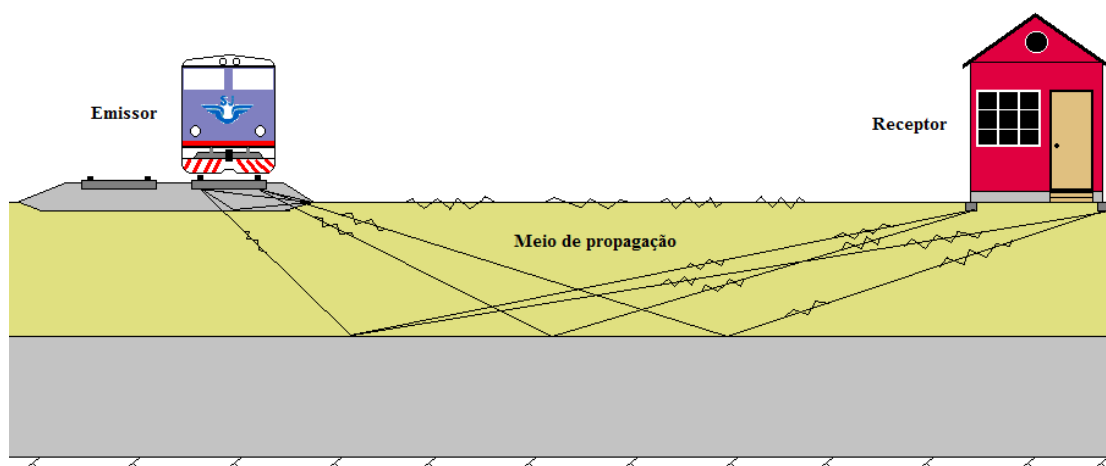


Fig. 2. 1 – Sistema de geração, transmissão e recepção de vibrações ((Bahrekazemi, 2004) modificado).

² Vibrações são fenómenos físicos, que podem ser definidos como movimentos oscilatórios, periódicos ou aleatórios, de um elemento em torno de uma posição de referência ou equilíbrio.

Os efeitos das vibrações podem ser esquematicamente divididos em três grandes grupos:

- Incomodidade para os seres humanos;
- Danos nas edificações, particularmente em edifícios e monumentos antigos;
- Mau funcionamento de equipamentos sensíveis (hospitais, laboratórios técnicos e científicos e mesmo em habitações).

Em relação à incomodidade para os seres humanos esta ainda se pode subdividir em vários níveis, desde aqueles em que as vibrações podem ser nocivas para a saúde passando por níveis em que são apenas incômodas mas suportáveis quando em situações transitórias ou por casos em que são totalmente imperceptíveis à sensibilidade humana.

2.2. ELEMENTOS DA VIA FÉRREA

Parece nesta altura pertinente apresentar, ainda antes de identificar as principais causas das vibrações neste tipo de estruturas, quais as partes que constituem um perfil tipo de uma via férrea balastrada, bem como os diferentes elementos presentes numa estrutura deste tipo, suas características e modo como funcionam, para melhor se perceber quais os aspectos mais importantes na temática das vibrações em discussão. Será também importante ter uma noção das partes que constituem o comboio, mais concretamente as partes que têm alguma influência na questão das vibrações. Apresentam-se de seguida, de forma esquemática, uma parte do perfil bem como as principais partes do comboio que têm influência na geração de vibrações.

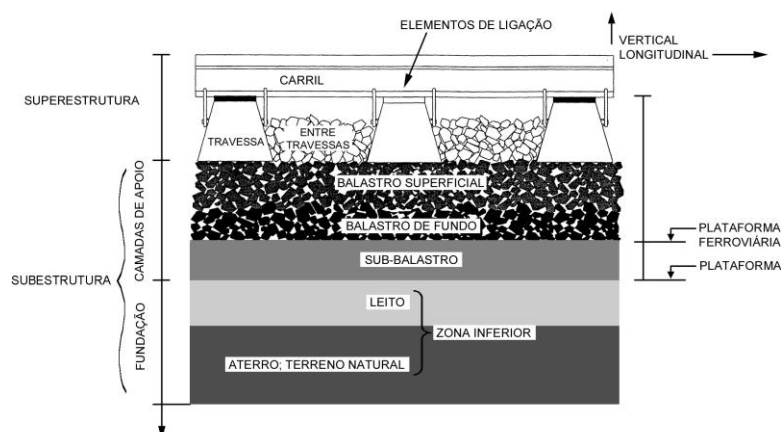


Fig. 2. 2 – Perfil longitudinal esquemático de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005).

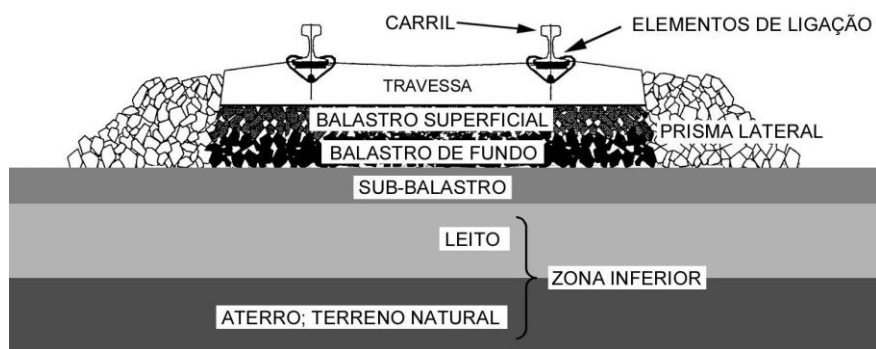


Fig. 2. 3 – Perfil transversal esquemático de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005).

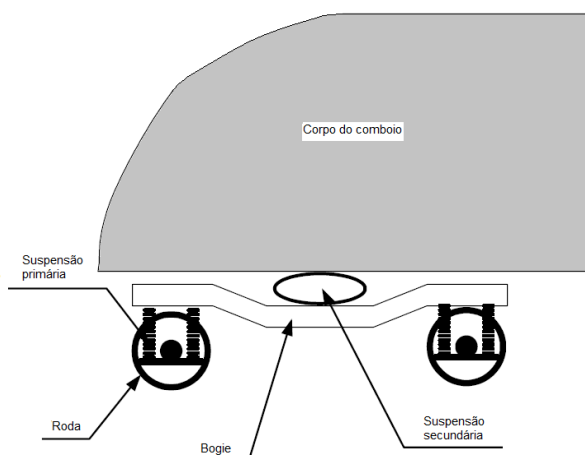


Fig. 2. 4 – Principais partes que constituem a automotora ((Bahrekazemi, 2004) modificado).

Um aspecto fundamental numa via férrea é garantir a sua estabilidade, não permitindo a ocorrência de deformações permanentes significativas, quando submetida a diversos tipos de acções, tanto verticais como laterais e longitudinais, devidas não só à circulação de comboios mas também a outros fenómenos exteriores. As características resilientes da via permitem que esta absorva alguma energia que lhe é transmitida, especialmente à custa de alguma compressão da camada de balastro.

O tipo de via balastrada é hoje em dia bastante usado pois alia as questões económicas de relativo baixo custo com boas características de elasticidade, amortecimento das vibrações sonoras e boas condições de drenagem. Além disso é uma solução estrutural que apresenta um bom comportamento dinâmico em relação aos esforços gerados pelas massas suspensas e não suspensas, que incluem os veículos apoiados nos eixos por uma suspensão primária, com a finalidade de contribuir para isolar as massas elevadas dissipando energia, e os elementos que dependem das características da via como é o caso dos eixos e todos as peças a eles ligados como por exemplo as rodas.

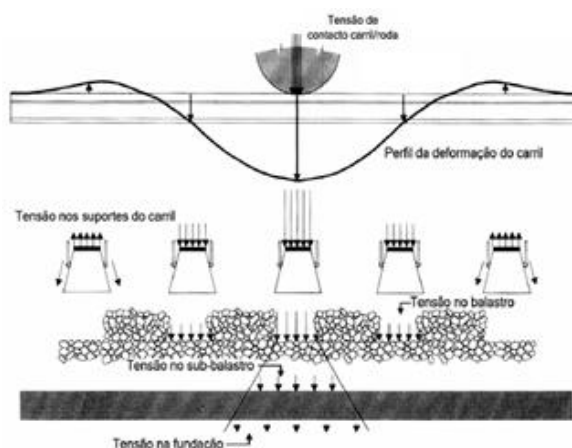


Fig. 2. 5 – Esquema de funcionamento de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2005).

As vias férreas não tiveram uma evolução muito significativa em duzentos anos, sendo uma estrutura simples, onde se assistiu contudo ao surgimento de variados métodos de construção e conservação da via, em paralelo com as descobertas que se foram fazendo das questões essenciais no comportamento de uma estrutura deste tipo que se começaram a acentuar com o aumento da carga transportada e das

velocidades praticadas a que se foi assistindo. Estes melhoramentos foram sendo sucessivamente implementados ao nível dos carris, passando posteriormente para as travessas e por fim para a subestrutura.

Como exemplo pode-se dizer que, após terem ocorrido diversos acidentes relacionados com a rotura dos carris de pouca resistência, usados antigamente, percebeu-se que este era o elemento principal do sistema, principalmente nas vias em que as cargas circulantes eram significativas e as velocidades elevadas, passando-se posteriormente a empregar carris *UIC60* (60 kgf/m).

Serão em seguida apresentados alguns aspectos referentes a cada um dos componentes de uma via deste tipo. A divisão usada neste trabalho, como é visível na Fig. 2. 2, será em superestrutura e subestrutura, englobando a primeira elementos como os carris, elementos de ligação, elementos de apoio e as travessas e a segunda o balastro, o sub-balastro e a fundação.

2.2.1. OS CARRIS

O carril é, como já referido anteriormente, o elemento mais importante da via férrea, pois é o que permite guiar o material circulante e suporta as cargas transmitidas directamente pelas rodas em movimento. Este elemento transmite aos elementos subjacentes, neste caso às travessas, não só as acções verticais, transversais e longitudinais geradas pelo material que circula na via, como também os esforços provocados pelas alterações de temperatura. A rigidez destes elementos deve ser a suficiente para se conseguir um funcionamento idêntico a vigas, que transferem as cargas concentradas das rodas para as travessas sem se verificar uma flexão excessiva, funcionando neste sistema as travessas como apoios com um determinado afastamento.

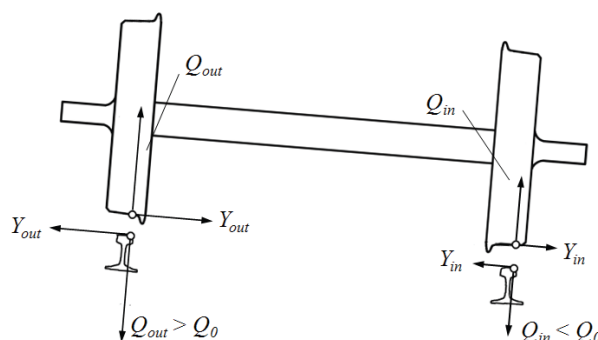


Fig. 2. 6 – Forças de contacto entre as rodas e os carris (Thomas, 2009).

Com o movimento geram-se, ao longo deste elemento, ondas com determinado comprimento, que se vão propagando com o deslocamento contínuo do veículo. Esta onda pode atingir uma amplitude tal que leva a uma resistência ao rolamento superior e à deterioração da estrutura subjacente, onde se incluem travessas e balastro de forma mais gravosa, e que se apresentam como efeitos claramente indesejáveis, principalmente em linhas de alta velocidade (DiPilato, Steinberg, & Simon, 1983).

É sabido que quanto mais pesados forem os carris, menor será o desgaste e a fadiga que evidenciarão, pois a capacidade resistente destes é função do seu peso por metro linear. Esta questão do peso irá ter alguma repercussão em outros componentes da via, obrigando por exemplo a um maior número de travessas, permitindo previsivelmente desta forma retardar a degradação da estrutura e diminuir a pressão a que o balastro estará sujeito. Aspectos como a regularidade geométrica e a presença ou

ausência de juntas, são igualmente importantes no que se refere ao comportamento dos carris às diversas solicitações.

Aumentando a altura dos carris obtém-se então uma maior rigidez à flexão, permitindo uma distribuição de carga por um número de travessas superior, levando a assentamentos inferiores das travessas e menores solicitações das camadas de apoio. Além disto, apesar de as cargas na alta velocidade serem relativamente reduzidas, quando aplicadas com média a elevada frequência, conduziram à necessidade de empregar carris com um perfil pesado de inércia superior, com aço de elevada qualidade e com uma superfície de rolamento perfeita, daí serem utilizados correntemente, como já mencionado anteriormente, carris *UIC60*. Estes carris são instalados com recurso a uma técnica designada de *barra longa* que permite, entre outros benefícios, menor produção de vibrações e ruídos, com atenuação de uma parcela dos efeitos dinâmicos que estão associados à existência de juntas nos carris que não utilizam esta técnica de colocação. Contudo, e como nunca se consegue contrariar todos os problemas, o carril de *barra longa* gera esforços internos muito grandes quando sujeito a variações de temperatura e ainda torna as operações de manutenção na superestrutura mais complicadas.

2.2.2. AS TRAVESSAS

As travessas têm como principais funções: i) distribuir uniformemente para o balastro, com níveis de tensão aceitáveis, os esforços gerados pelo material circulante sobre os carris; ii) papel fulcral na estabilidade da via no seu plano uma vez que, por estarem envolvidas no balastro e pelo seu peso próprio, transmitem uma maior resistência aos esforços laterais que poderão surgir. Assim são as travessas as grandes responsáveis pela qualidade geométrica da via, particularmente no que se refere à manutenção da bitola e inclinação dos carris. A título de mera curiosidade, as primeiras vias construídas baseavam-se em carris assentes em blocos de rocha, que assentavam directamente na fundação da estrutura ferroviária.

Os principais materiais utilizados nas travessas tem sido a madeira, o aço e mais recentemente o betão, dividindo-se estas últimas essencialmente em dois grupos: travessas bibloco e monobloco. As travessas de betão, cuja aplicação foi impulsionada a partir de meados do século XX, permitiram conceder às vias maior resistência lateral com menores custos de conservação e maior duração. Com este surgimento foi possível atingir o objectivo de uma boa distribuição de cargas para o material subjacente, e possibilitou-se a introdução de pré-esforço aumentando a capacidade para suportar cargas elevadas o que se aponta como uma grande vantagem. Sabendo-se que numa travessa o diagrama de pressões é máximo mais próximo dos extremos e apresenta valores mais reduzidos nas secções intermédias, é comum ver-se uma redução da altura da travessa na sua zona central.

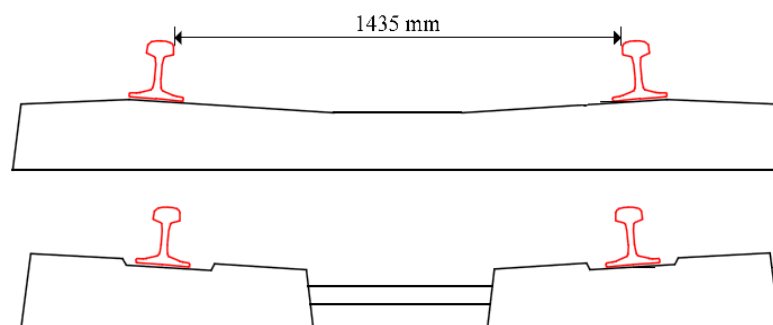


Fig. 2. 7 – Travessa monobloco (cima) e bibloco (baixo) em betão (Rigueiro, 2007).

É comum colocar-se entre o carril e o balastro um material resiliente, com a denominação de palmilha, e que tem como principais funções: i) atenuar os efeitos dos esforços no balastro através do amortecimento das vibrações produzidas pelas rodas; ii) reduzir o atrito entre o carril e a travessa; iii) permitir o isolamento eléctrico dos circuitos presentes na via. O valor da rigidez das palmilhas tem contudo que ser limitado de forma a evitar pressões excessivas no topo do carril.

Conforme se pode verificar pela observação da Fig. 2. 5, a travessa que se localiza imediatamente por baixo da roda recebe a maior percentagem de carga, com a restante a ser distribuída pelas travessas adjacentes. As cargas recebidas pelas travessas, são transmitidas posteriormente ao balastro, promovendo a deformação permanente do balastro subjacente ao carril e conduzindo ao aumento da tensão na zona central das travessas monobloco com a sua consequente degradação. Ao longo dos tempos tem-se assistido a um progressivo aumento das dimensões das travessas, traduzindo-se naturalmente numa diminuição da tensão aplicada ao balastro e num aumento da estabilidade lateral da via. Devido ainda ao aumento de peso resultante, consegue-se uma diminuição da amplitude da onda gerada nos carris, antes a após a passagem de cada rodado, com aumento da estabilidade do apoio. Sabe-se hoje que o espaçamento entre travessas, como já foi salientado anteriormente, é de particular relevância no desempenho da estrutura, sendo usados na actualidade valores para espaçamentos que parecem já bastante optimizados.

2.2.3. O BALASTRO E O SUB-BALASTRO

A camada superior de balastro, bem como a camada imediatamente abaixo de sub-balastro, têm então como principal função atenuar e distribuir, da forma mais uniforme possível, os esforços e vibrações recebidos das travessas, permitindo assim reduzir as tensões que serão transmitidas às camadas inferiores.

A camada de sub-balastro, colocada entre o balastro e a fundação, surge pela necessidade de proteger a plataforma e reduzir o nível de tensão no solo subjacente, permitindo a utilização de uma espessura constante na camada de balastro. O sub-balastro, constituído por um material de granulometria extensa, deve permitir que a atenuação das tensões transmitidas à plataforma seja mais eficiente e económica em comparação com a que resultaria do aumento da espessura da camada de balastro. Além disto sabe-se que a forma como se comporta a camada de balastro é em grande medida influenciada pela deformabilidade que a superfície em que se apoia, ou seja o sub-balastro, lhe oferece.

O balastro e o sub-balastro são compostos por material granular. A grande resistência à compressão vertical que estas camadas apresentam é devida à interacção e resistência directa que as partículas lhes oferecem, bastante superior à resistência lateral, que por sua vez é devida ao atrito gerado entre as várias partículas de balastro e as travessas. Esta capacidade de absorver tensões de compressão advém da capacidade de fricção das partículas que o constituem.

O comportamento da camada de balastro é influenciado por variados factores dos quais se destacam particularmente dois: i) características mecânicas onde se incluem a resistência e a deformabilidade; ii) características hidráulicas como a permeabilidade, que devem ser o mais constantes possíveis ao longo do tempo. Se no passado o primeiro aspecto era um pouco negligenciado, hoje em dia é das principais preocupações das empresas que investem no mercado ferroviário. Para que estes requisitos sejam cumpridos aceita-se que esta camada seja constituída por materiais monogranulares, com partículas de grandes dimensões (inferiores a 63 mm) e formando um meio permeável. Este procedimento que vem sendo adoptado pode parecer infundado para cumprir o pressuposto de permitir uma boa capacidade

de carga e estabilidade da via com o decorrer do tempo, que obrigaria, contrariamente ao então praticado, ao uso no balastro de materiais bem graduados e com elevada compacidade. Contudo, se tal prática fosse aplicada estaria seriamente comprometido o requisito da permeabilidade exigido a esta camada. Assim o uso de materiais monogranulares foi aceite genericamente como satisfatória para o cumprimento dos requisitos pedidos no desempenho do balastro.



Fig. 2. 8 – Esquema ilustrativo da superestrutura, balastro e sub-balastro de uma via férrea tradicional (Ferreira, 2009).

Existe hoje em dia a Norma Europeia EN 13540 – Agregados para balastro de via férrea – que classifica os materiais do balastro em duas categorias função das propriedades físicas e geométricas das partículas.

A nível nacional existe um documento técnico da REFER, IT.GEO.001.00, que enquadra a utilização de material para a camada de balastro, onde se explicita que apenas rochas duras e sãs, ou seja, com elevada resistência ao desgaste, esmagamento, choque e acção de agentes atmosféricos, podem estar na origem dos materiais que serão posteriormente empregues na camada de balastro. Os agregados, segundo este documento podem ser de dois tipos: i) tipo I, sistemas ferroviários de alta velocidade e velocidade alta; ii) tipo II, para as linhas convencionais e devem seguir os seguintes requisitos presentes na Fig. 2. 9 (Fortunato, 2005).

Característica		Balastro Tipo I		Balastro Tipo II	
		Aceitação	Rejeição	Aceitação	Rejeição
Los Angeles - LA_{RB} (%)		≤ 19	> 22	≤ 22	> 25
Micro Deval - MDE_{RB} (%)		≤ 6	> 8	$\leq 8,5$	$> 10,5$
Valores de $LA_{RB} + MDE_{RB}$		$LA_{RB} + 5MDE_{RB} \leq 44$	$LA_{RB} + 5MDE_{RB} > 54$	$LA_{RB} + 2MDE_{RB} \leq 33$	$LA_{RB} + 2MDE_{RB} > 37$
Percentagem acumulada em peso de partículas de dimensão inferior a (mm):	80	100	100	100	100
	63	≥ 97	< 92	≥ 97	< 92
	50	≥ 70	< 65	≥ 70	< 65
	40	≥ 30	< 25	≥ 30	< 25
	31,5	≥ 1	> 30	≥ 1	> 30
	22,4	≤ 3	> 8	≤ 3	> 8
Partículas finas (%)		$\leq 0,6$	$> 1,2$	$\leq 0,6$	$> 1,2$
Finos (%)		$\leq 0,5$	> 1	$\leq 0,5$	> 1
Forma das partículas	Índice de achatamento	≤ 15	> 30	≤ 15	> 30
	Índice de forma	≤ 10	> 20	≤ 10	> 20
	Partículas com comprimento > 100 mm numa amostra com mais de 40 kg (%)	≤ 4	> 8	≤ 4	> 8
Materiais indesejáveis (%)		≤ 3	> 6	≤ 3	> 6

Nota: as percentagens indicadas são do peso total

Fig. 2. 9 – Valores limites para aceitação ou rejeição de materiais a aplicar no balastro (Fortunato, 2005).

2.2.4. A FUNDAÇÃO

As funções que a fundação desempenha são variadas e passam principalmente por: i) apoio à superestrutura e camadas de apoio da via assegurando que sob acção de cargas repetidas não se atinjam deformações excessivas e se esteja longe da rotura; ii) manter estabilidade ao longo do tempo sem ser afectada pelas acções ambientais, nomeadamente os ciclos de molhagem e secagem devidos à pluviosidade; iii) não permitir que o atrito e o desgaste provocado pelas camadas superiores à fundação leve a assentamentos nesta camada; iv) permitir uma boa compactação e colocação das camadas superiores da estrutura ferroviária, mais precisamente do sub-balastro.

A fundação da via é constituída pelos terrenos onde se apoia directamente o sub-balastro da via e prolonga-se até às profundidades onde se fazem sentir as vibrações devidas às solicitações do tráfego. É normal haver uma preocupação específica com as características dos terrenos até profundidades de cerca de um ou dois metros abaixo da base das travessas, apesar de essa profundidade poder chegar a valores na ordem dos sete a oito metros abaixo da mesma (Li & Selig, 1995).

O dimensionamento das camadas de apoio da via é fortemente condicionado pelas características e comportamento dos materiais que estão presentes na fundação. Tendo então a fundação um papel determinante na qualidade e desempenho da via, quando sujeita às cargas repetidas da circulação dos comboios, em muitos casos procede-se à substituição dos solos, quando estes são totalmente inadequados, ou ao seu melhoramento, quando estes já apresentam algumas características fundamentais para o seu correcto desempenho. A fundação contribui de forma considerável para a deformação reversível e para a deformação permanente medidas ao nível do carril e influencia na deterioração maior ou menor dos elementos da via que foram descritos previamente.

De acordo com a *UIC 719R* (UIC, 1994) as plataformas das terraplenagens podem ser divididas em três classes P1, P2 e P3, que corresponde a medíocre, média e boa respectivamente. Tal divisão pode ser observada na Fig. 2. 10 (Fortunato, 2005).

Qualidade do solo de fundação	Classe da plataforma	Camada de leito	
		Qualidade do material	Espessura (m)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

Fig. 2. 10 – Classe da plataforma dependendo da sua capacidade de carga (Fortunato, 2005).

A qualidade dos solos presentes na figura anterior depende não só do tipo de solo, como também do estado hídrico e das condições hidrológicas e hidrogeológicas do local em questão. A qualidade do solo QS1 é inferior à do solo QS2, que por sua vez é pior que o QS3, como se pode perceber pela visualização da Fig. 2. 11 onde são repartidos os solos em função da percentagem de finos, das condições hidrológicas e hidrogeológicas, e dos valores de CBR e EV_2 .

Qualidade do solo	Identificação	CBR (%)	EV_2 (MPa)
QS1	Solos com mais de 15% de finos ⁽¹⁾ , estado hídrico “médio” ou “seco”	3 a 6	15 a 25
QS2	Solos com 15% a 40% de finos, estado hídrico “seco” e boas condições hidrológicas e hidrogeológicas	6 a 20	25 a 80
	Solos com 5% a 15% de finos, estado hídrico “seco”		
QS3	Solos com menos de 5% de finos, bem graduados e com partículas de dureza elevada	>20	>80

(1) $\phi < 0,060\text{mm}$

Fig. 2. 11 – Características dos solos QS1, QS2 e QS3 (Fortunato, 2005).

Durante a construção a plataforma de terraplenagens deve garantir uma capacidade de carga que possibilite a traficabilidade dos equipamentos necessários para a construção de toda a estrutura.

2.3. GERAÇÃO E EFEITOS DAS VIBRAÇÕES

A principal causa das vibrações que se geram neste tipo de transportes prende-se com o movimento do campo de tensões que resulta das cargas dos eixos dos comboios em movimento e com a resposta que a superestrutura ferroviária e a fundação têm a este tipo de solicitações estáticas e dinâmicas. Sendo esta a causa principal, não é contudo a única causa para a geração de vibrações, apresentando-se de seguida uma pequena lista dos principais factores que estão envolvidos neste assunto.

Tabela 2. 1 – Factores importantes para a geração de vibrações (Mateus da Silva, 2005).

Carris	Vibração na ligação rodados carris	Fundação	Ondas da resposta estrutural
Imperfeições	Oscilações do veículo em movimento	Travessas (espaçamento, rigidez, massa, geometria)	Carga por eixo
Espaçamento e intervalo entre juntas	Defeitos dos rodados	Balastro (rigidez, geometria e heterogeneidade)	Espaçamento e distribuição de cargas
Aparelhos de mudança de via	Acelerações e desacelerações	Solo de fundação	Velocidade
Curvas	Propriedades dinâmicas do bogie	-	-

As interacções dinâmicas entre as rodas e os carris, e os esforços que delas resultam, dependem fundamentalmente da via, traçado em planta, e do veículo, peso do comboio, mas também, e não menos importante, do estado de conservação dos materiais como imperfeições nos carris e nas rodas, e ainda da velocidade de circulação do veículo.

Após serem recebidas pelas fundações dos edifícios, as vibrações vão-se propagando sucessivamente a outras partes das construções criando, como se percebeu anteriormente vários problemas, que se focam em três questões fundamentais que serão de seguida analisadas. A propagação da vibração

através do solo é influenciada, segundo (Bahrekazemi, 2004), pelas propriedades do terreno da fundação da estrutura. Referindo (Assis Chaves, Pimentel, & Melo, 2008) é possível acrescentar ainda que a amplitude das ondas de vibração propagadas no solo é atenuada à medida que a distância em relação à fonte de vibração vai aumentando, sendo uma parcela dessa redução devida à distribuição da energia de vibração por uma área gradualmente crescente da superfície da frente de onda.

Existe ainda um outro tipo de amortecimento, além do anteriormente exposto denominado de amortecimento interno ou do material, que ocorre pela dissipação de energia no movimento das partículas de solo e que depende não só do tipo de solo, como de aspectos como a humidade, a composição mineralógica e a temperatura.

De acordo com (Semprebone, 2006), o movimento dos veículos e impacto das locomotivas, devido a eventuais imperfeições nos carris, leva à geração de acções dinâmicas verticais, quase instantâneas, que conduzem à deformação dos maciços e se propagam em forma de ondas. Sendo assim, o emissor ou fonte de vibração, é função da variação da carga do veículo com o tempo, e a intensidade dessas vibrações depende da superfície de rolamento (Assis Chaves, Pimentel, & Melo, 2008). Ao alterar a direcção do movimento produz-se uma variação do momento da roda o que, ao ocorrer num curto período de tempo, provoca um impulso. A carga dinâmica gerada terá uma frequência tanto maior, quanto mais abrupta for a mudança de direcção da roda. Para resistir ao movimento o carril faz uso da sua inércia e da rigidez global do conjunto, sabendo-se como foi referido anteriormente que quanto maior a inércia, maior a carga dinâmica e também a energia absorvida pelo carril e pela roda. Este impulso é sentido fundamentalmente no eixo, que se encontra sem protecção específica para responder a esta acção, sendo que no caso dos vagões este já não é tão fortemente sentido, pelo efeito que os amortecedores têm para evitar que haja uma resposta a este impulso da totalidade da massa do veículo.

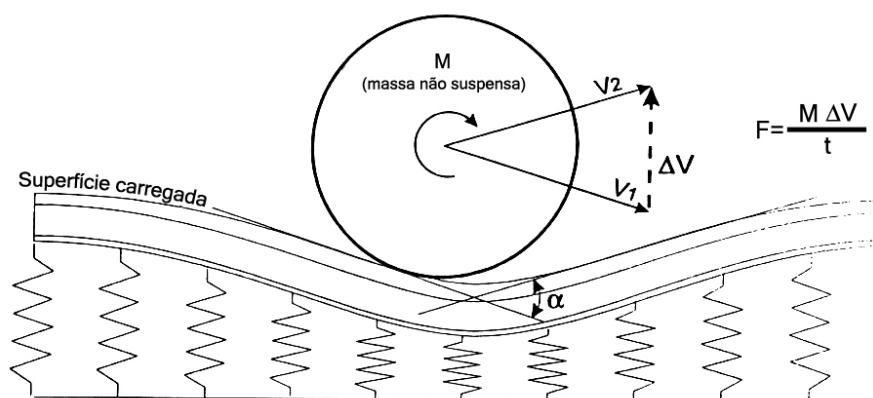


Fig. 2. 12 – Defeito geométrico da via (Fortunato, 2005).

Diversos autores afirmam ainda que a vibração do solo, principalmente para baixas frequências, depende não só da rigidez do eixo da roda como também da massa do veículo (Bahrekazemi, 2004). Factores como o tipo de veículo e a velocidade de tráfego podem influenciar a magnitude da vibração produzida pelo conjunto comboio-carril (Assis Chaves, Pimentel, & Melo, 2008). Se a velocidade de tráfego ultrapassar o valor da velocidade de propagação das vibração no solo, esta onda de tensão que se forma afecta de forma séria os edifícios vizinhos pois, como referido por (Bahrekazemi, 2004), (Krylov, 1995) e (G. Degrande, 2001) entre outros, a velocidade de circulação do comboio influencia a quantidade de energia transmitida ao solo adjacente da via férrea.

São diversos os parâmetros que caracterizam as vibrações entre os quais se incluem a intensidade, a direcção do movimento, a velocidade, a frequência³, a aceleração e o nível de aceleração. Nas vibrações a que o homem está sujeito há uma relação entre amplitude e frequência, sendo que quanto mais alta for a frequência de vibração mais baixa é a amplitude tolerada pelo ser humano.

A gama de valores das frequências geradas pelos comboios vai desde 0Hz até aos 2000Hz, com origens bastante variadas como foi possível verificar anteriormente (Tabela 2. 1 – Factores importantes para a geração de vibrações).

O comboio é constituído por um conjunto de veículos, que como já apresentado, são massas ligadas entre si por suspensões, em que o seu modelo deve incluir então as rodas, os bogies, as carruagens e os sistemas de suspensão.

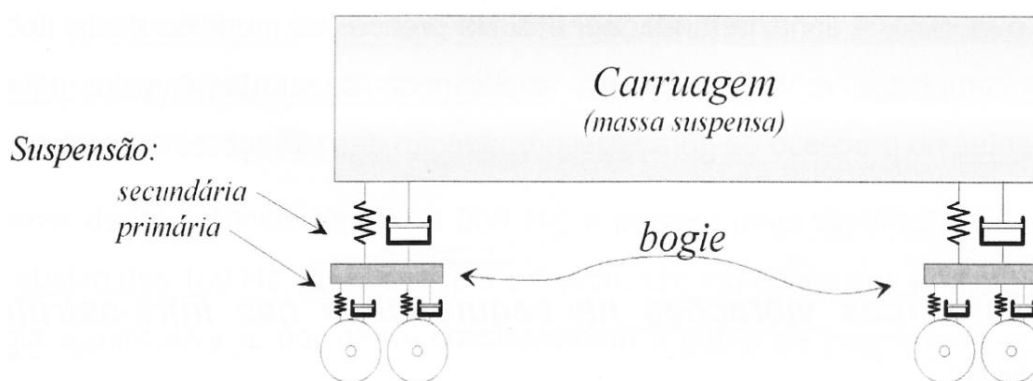


Fig. 2. 13 – Modelo de carruagem com rodados, bogies e suspensão (Mateus da Silva, 2005).

No esquema da Fig. 2. 14 é possível perceber quais os comprimentos de onda que alguns dos factores responsáveis por produzirem vibrações provocam no meio. Sabendo que λ , corresponde ao comprimento de onda (m), c , à velocidade de circulação do comboio (m/s) e f à frequência de vibração (Hz), vem que:

$$f = \frac{c}{\lambda} \quad (2.1)$$

Assim se o comboio circular a 300 km/h⁴ e os defeitos nos carris tiverem comprimentos na ordem dos 3 metros, irá resultar uma vibração de comprimento de onda com uma frequência de aproximadamente 28 Hz.

³ Parâmetro que caracteriza o número de vezes que o movimento se repete numa unidade de tempo, por norma o segundo, e exprime-se em ciclos por segundo ou em Hertz (Hz).

⁴ Sabendo que 1m/s = 3,6km/h, vem que 300km/h será aproximadamente 83,33m/s.

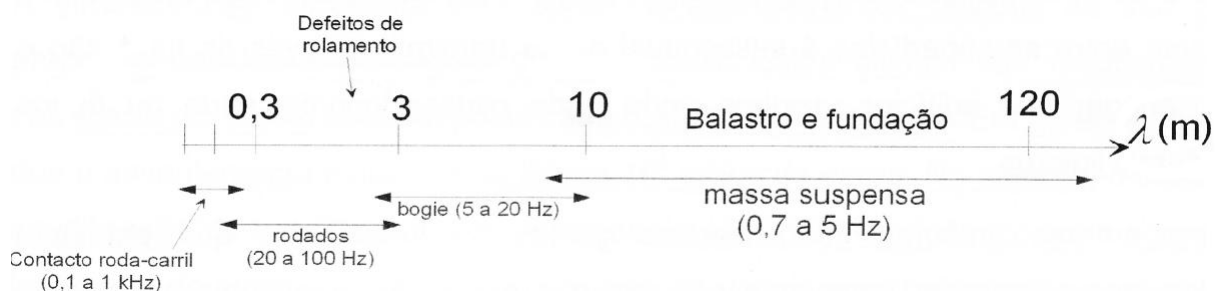


Fig. 2. 14 – Fontes de geração de vibrações e respectivos comprimentos de onda (Mateus da Silva, 2005).

2.3.1. INCOMODIDADE PARA OS SERES HUMANOS

Seres humanos diferentes reagem a vibrações diferentes de forma distinta, com uma possível redução do conforto e qualidade de vida. A resposta depende assim de factores físicos como a amplitude, a duração e a frequência das vibrações e de factores psicológicos como o tipo de população, a idade, o sexo para citar apenas alguns exemplos (ISO 2631-2, 2003). Assim pode-se depreender que a resposta humana às vibrações é subjectiva e será certamente diferente de pessoa para pessoa. Também se sabe que partes diferentes do corpo humano apresentam uma sensibilidade máxima para uma determinada gama de frequências que é variável.

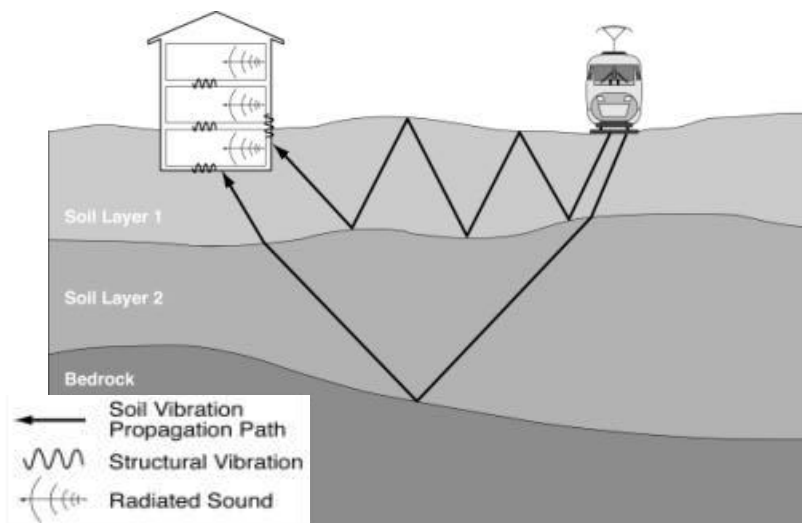


Fig. 2. 15 – Propagação de vibrações nos edifícios (Harris Miller Miller & Hanson, 2005).

Posteriormente às vibrações, através da propagação de ondas elásticas, atingirem as fundações haverá vibração induzida que irá afectar os pisos e as paredes das construções, transformam-se em vibração perceptível, e tornando-se audível o barulho das janelas, pratos e outros objectos similares que podem mesmo sair danificados, dependendo da amplitude e frequência das vibrações a que estão sujeitos. Este efeito vai para além do habitual ruído que se ouve aquando da passagem de um comboio. De seguida apresenta-se um esquema onde é possível ter uma comparação entre as intensidades do ruído produzido por diversos tipos de fontes quer sejam elas de comboios de alta velocidade com frequências diferentes, ou mesmo de outro tipo de transporte a diferentes velocidades.

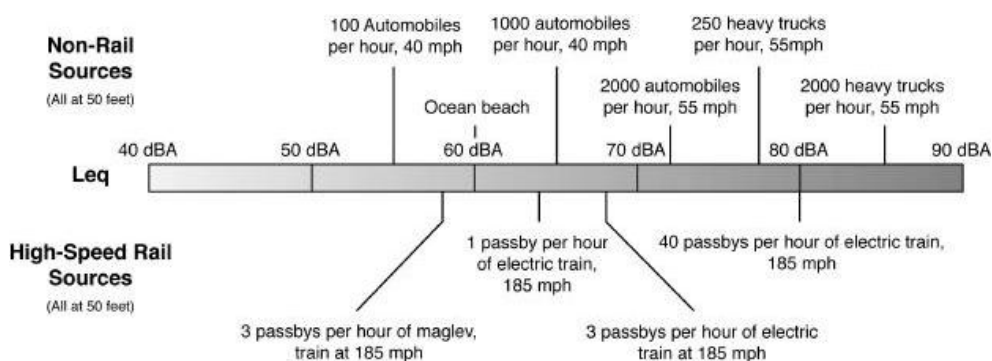


Fig. 2. 16 – Comparação do ruído produzido por diferentes tipos de fontes (Harris Miller Miller & Hanson, 2005).

Na generalidade verifica-se que a incomodidade nas pessoas é maior quando estas são expostas simultaneamente ao ruído e vibração em confronto com o caso de estarem sujeitas apenas a vibrações. Segundo (Esveld, 2001) o ruído audível enquadra-se na gama de frequências dos 30 aos 2000 Hz, enquanto que as vibrações e ruído nas estruturas que poderão provocar incomodidade nos seres humanos dão-se para frequências até aos 80Hz (ISO 14837-1, 2005).

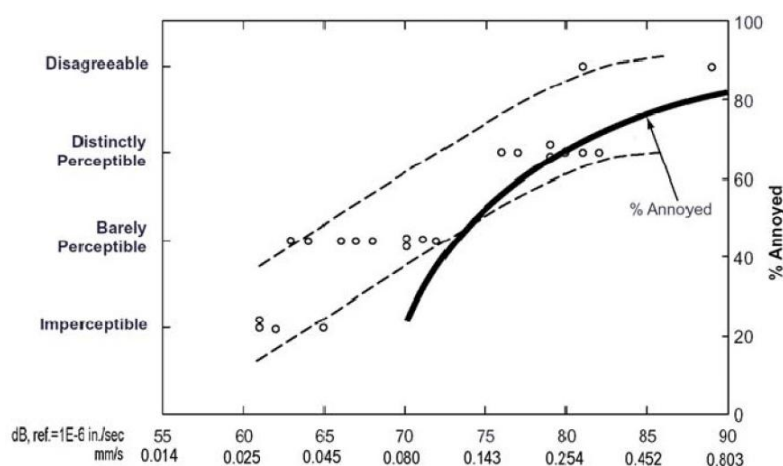


Fig. 2. 17 – Resposta humana às vibrações de edifícios comerciais com a passagem de 4 a 15 comboios por hora num edifício habitacional, de acordo com a US-DOT-293630-1, 2005 (Gonçalves, 2008).

A norma (ISO 2631-1, 1997) sugere a utilização do método r.m.s. (root mean square) através da utilização da expressão que se apresenta de seguida:

$$r.m.s. = \sqrt{\frac{1}{t_2 - t_1} \times \int_{t_1}^{t_2} f(t)^2 dt} \quad (2.2)$$

A supracitada norma refere ainda que a principal medida para a magnitude das vibrações deve ser a aceleração, permitindo apenas no caso de frequências muito baixas e magnitudes de vibração reduzidas que se use valores das velocidades posteriormente transformadas em acelerações. A expressão para o cálculo das acelerações é apresentada na seguinte forma, em que T corresponde à

duração das medições (s), a_w corresponde ao valor de r.m.s. para a aceleração num determinado período e vem expresso em m/s^2 no caso de vibrações de translação ou em rad/s^2 para vibrações de rotação:

$$a_w = \sqrt{\frac{1}{T} \times \int_0^T a(t)^2 dt} \quad (2.3)$$

A norma (ISO 2631-1, 1997) contempla uma expressão que diz que duas exposições são equivalentes quando:

$$a_{w1} \times T_1^{1/2} = a_{w2} \times T_2^{1/2} \quad (2.4)$$

onde a_{w1} e a_{w2} são os valores de r.m.s. para a aceleração da primeira e segunda exposição, com T_1 e T_2 a corresponder às durações das referidas exposições. Existem outros estudos que apontam para uma expressão equivalente à anterior e igual a:

$$a_{w1} \times T_1^{1/4} = a_{w2} \times T_2^{1/4} \quad (2.5)$$

Na Fig. 2. 18 estão presentes as representações gráficas das expressões anteriores, correspondendo as linhas tracejadas à expressão (2.4) e as linhas ponteadas à expressão (2.5) para o intervalo de 4 a 8 horas de exposição, podendo-se salientar que para esse intervalo considerado as duas expressões são coincidentes.

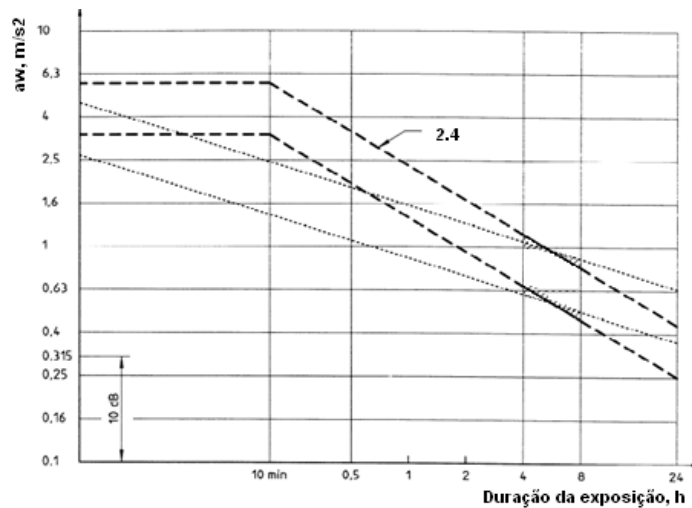


Fig. 2. 18 – Representação gráfica das expressões (2.4) e (2.5) para averiguar as consequências das vibrações para a saúde humana ((Gonçalves, 2008) modificado).

Através destes gráficos, conforme a expressão escolhida, sabe-se que dentro da zona de influência das linhas existe risco potencial para a saúde e acima destes o risco é já algo tido como certo. Contudo para valores abaixo das linhas ainda não estão bem definidas as consequências para a saúde humana.

O intervalo que foi acima considerado advém do facto de as recomendações referidas se basearem fundamentalmente no intervalo de 4 a 8 horas de exposição a vibrações.

No entanto, uma análise do desconforto humana às vibrações assente em velocidades ou acelerações é complicada, pois depende fortemente das frequências que essas ondas têm no seu movimento. Se se utilizar uma análise em termos das frequências, mais precisamente, utilizando gráficos que expressam a velocidade quadrática média em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência, que serão mais à frente referidos, é possível ter uma melhor percepção das frequências com maior energia que determinada onda tem num certo ponto.

Pela visualização da Fig. 2. 19 percebe-se que diferentes partes do corpo humano são afectadas por vibrações de diferentes gamas de frequências. Aquelas que hoje em dia são tidas como as que levam a maior desconforto da parte do homem são as que se situam entre os 4 e os 8 Hz e que afectam a zona da cavidade abdominal e levam a um grande desconforto nas pessoas que são afectadas por frequências com valores neste intervalo. Para frequências de uma gama bastante mais baixa que a anterior, pode-se dar a perda de equilíbrio da pessoa, pois o órgão do equilíbrio, o ouvido interno, mais concretamente o líquido que está no seu interior é afectado por frequências muito reduzidas.

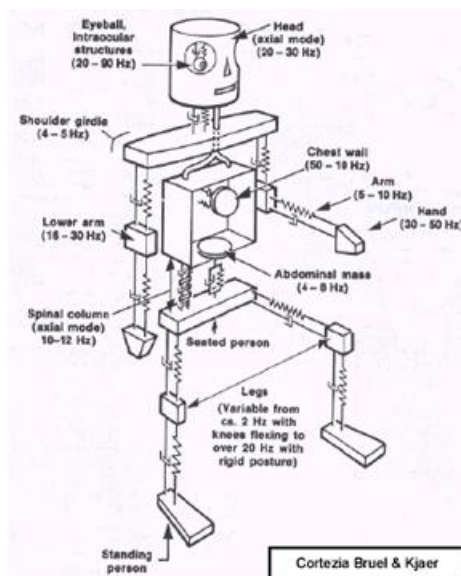


Fig. 2. 19 – Gama de frequências que mais afectam cada parte do corpo humano.

No que diz respeito ao ruído estrutural tem-se utilizado um critério que, segundo diversos autores, assegurará a não emissão pelos elementos vibrantes, como sejam o piso, o tecto ou a parede, de ruído superior a 40 dB(A) e que se traduz pela seguinte expressão, que mais não mostra senão que o valor eficaz da componente da vibração perpendicular ao elemento vibrante acima dos 63 Hz, e nas bandas audíveis, deve ser inferior a 0,03 mm/s:

$$v_{ef} (f \geq 63\text{Hz}) < 0,03\text{mm/s} \quad (2.6)$$

2.3.2. DANOS NAS EDIFICAÇÕES, PARTICULARMENTE EM EDIFÍCIOS E MONUMENTOS ANTIGOS

Este assunto tornou-se ainda mais pertinente a partir do momento em que houve um interesse cada vez maior no uso de materiais de construção mais resistentes, que resultam em estruturas mais leves e esbeltas, e que por isso são mais facilmente afectadas pelos efeitos das vibrações em relação às anteriores, mais pesadas. Por outro lado, os edifícios mais recentes com estrutura e paredes de betão armado, embora mais resistentes, transmitem melhor as solicitações e amortecem pior as vibrações. Segundo a norma (ISO 14837-1, 2005) as frequências até aos 500 Hz são as que podem provocar danos estruturais nos edifícios sujeitos a este tipo de vibração, contudo salvaguarda que a maioria dos danos se dá para frequências até aos 150 Hz.

Os problemas nos edifícios agravam-se quando as frequências de excitação se situam numa gama de valores que coincide com as frequências de vibração dos elementos construtivos e/ou da própria estrutura, podendo entrar em ressonância⁵ (Assis Chaves, Pimentel, & Melo, 2008).

Segundo estudos efectuados por (Bahrekazemi, 2004), velocidades abaixo dos 15 mm/s não provocam danos arquitectónicos nos edifícios correntes, alargando mesmo este intervalo de valores para os 50mm/s como sendo os valores que não afectam as estruturas dos edifícios.

A norma (ISO 4866, 2010) que veio rever a anterior ISO 4866 (1990) apresenta considerações no que respeita às vibrações e consequentes efeitos nos edifícios por estas atingidos, em que a resposta estrutural depende não só do tipo de excitação (duração de actuação da força de excitação dinâmica, frequência e o intervalo de intensidade de vibração) como também das propriedades do edifício em questão (tipo e condição do edifício, frequências naturais, amortecimento, dimensões da base do edifício e características do solo no local onde o edifício se encontra).

2.3.3. EFEITO DAS VIBRAÇÕES NOS EQUIPAMENTOS SENSÍVEIS

A vibração induzida pelo tráfego ferroviário nos solos pode interferir de forma significativa com equipamentos sensíveis, como microscópios electrónicos no interior de edifícios. Como tal às vezes é necessário para atenuar os efeitos das vibrações tomar medidas em função das condições específicas da via e do edifício em questão. A gama de frequências segundo a norma (ISO 14837-1, 2005) que influencia este tipo de equipamentos situa-se até aos 200 Hz.

Existem normas hoje em dia que abordam as questões da medição, avaliação e classificação de vibração e choque em edifícios com equipamentos sensíveis como as (ISO 10811-1, 2000) e (ISO 10811-2, 2000).

Normalmente, as orientações dos fabricantes vão no sentido de fornecer as informações necessárias sobre o nível máximo de vibração que cada equipamento suporta. Na ausência de informações mais confiáveis, o critério passou pela utilização das orientações recomendadas pelo critério genérico de vibração – *VC criteria*, que fornecem orientações gerais sobre o critério de vibração para equipamentos sensíveis para efeitos isolados, uma vez que se considera ser muito pouco provável dois eventos ocorrerem em simultâneo (ISO 10811-1, 2000).

⁵ Tendência de um sistema oscilar em máxima amplitude em certas frequências de acções harmónicas. Nessas frequências, até mesmo forças periódicas pequenas podem produzir vibrações de grande amplitude, pois o sistema armazena energia vibracional.

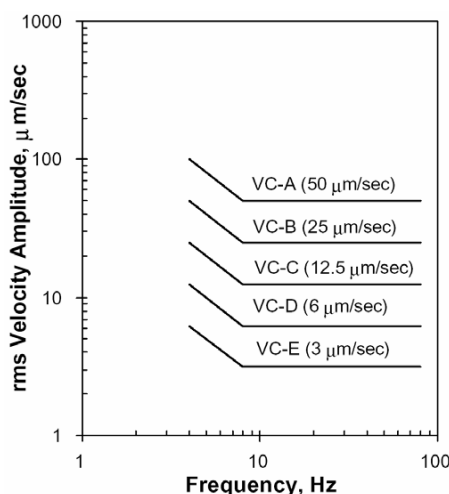


Fig. 2. 20 – Curvas genéricas de critérios de vibração para equipamentos sensíveis (Bahrekazemi, 2004).

As cinco diferentes classes de equipamentos representadas nas curvas do ábaco são explicadas na Fig. 2. 21. Os critérios para os níveis máximos de vibração permitidos para equipamentos sensíveis são baseados em eventos simples. Isto acontece devido ao facto de ser muito provável que dois eventos, ainda que ocorram ao mesmo tempo, sejam exactamente coerentes e em fase com os outros para que sejam adicionáveis.

Curva	Amplitude r.m.s. $\mu\text{m/s}$ ($\mu\text{in/s}$) ⁽¹⁾	Dimensão de detalhe (μm) ⁽²⁾	Descrição de uso
VC-A	50 (2000)	8	Adequado para microscópios ópticos até 400X, microbalanças, balanças ópticas, alinhadores de projecção, etc.
VC-B	25 (1000)	3	Apropriado para microscópios ópticos até 1000X, equipamentos de inspecção e litografia (incluindo processadores) até 3 μm de largura da linha.
VC-C	12.5 (500)	1	Ajustado para a maioria dos equipamentos de inspecção e litografia (incluindo microscópios electrónicos) até 1 μm de dimensão de detalhe.
VC-D	6 (250)	0.3	Apropriado em muitos casos para a generalidade dos equipamentos sensíveis, incluindo microscópios electrónicos (TEM's e SEM's) e sistemas de feixes de electrões, trabalhando no limite das suas capacidades.
VC-E	3 (125)	0.1	Crítério difícil de atingir em muitas situações. Assumido como sendo adequado para a generalidade das exigências dos equipamentos sensíveis, abrangendo sistemas de alvo (comando à distância, laser, etc) e outros sistemas que requerem uma estabilidade dinâmica extraordinária.

⁽¹⁾ Medida em bandas de frequência de 1/3 de oitava, no intervalo entre 1 Hz e 80 Hz.

⁽²⁾ As dimensões de detalhe correspondem à largura da linha no caso de fabrico de sistemas micro electrónicos e ao tamanho das partículas no caso de investigação médica ou farmacêutica.

Fig. 2. 21 – Aplicação do critério das curvas mostrado no ábaco anterior (Gonçalves, 2008).

Mais recentemente surgiram curvas mais restritivas, Fig. 2. 22, para o caso de edifícios em que existam equipamentos com isolamento vibratório pneumático interno, que se apresentam com uma maior sensibilidade a vibrações com uma gama de frequências entre 1 e 4 Hz. Observando então essas mesmas curvas percebe-se ainda uma discrepância significativa entre os critérios dos edifícios sensíveis e do edifícios correntes regidos pelas normas ISO (Soares, 2009).

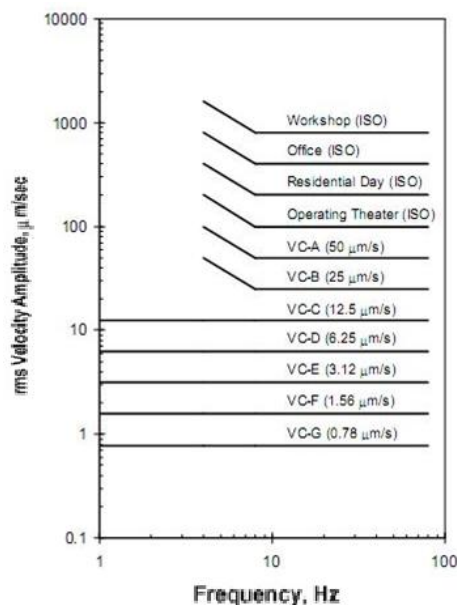


Fig. 2. 22 – Curvas mais restritivas de critérios de vibração propostas pelas normas ISO (Soares, 2009).

2.4. PROPAGAÇÃO DAS VIBRAÇÕES

Além dos mecanismos responsáveis pela geração de vibrações é importante também conhecer o modo como as vibrações realmente se propagam nos materiais de fundação, ou seja, nos solos que constituem a estrutura ferroviária.

A propagação das vibrações depende não só de factores como o tipo de onda e as suas características (frequência, amplitude, etc) como também das características geométricas e mecânicas dos materiais que são percorridos por cada onda. Assim resulta que a velocidade com que as ondas se propagam no solo, C , depende das características de elasticidade (E) e de massa volúmica (ρ) de acordo com a fórmula:

$$C = \left(\frac{E}{\rho} \right)^{1/2} \quad (2.7)$$

Com a circulação dos comboios são então gerados diferentes tipos de ondas, entre as quais as ondas volumétricas, que incluem as de compressão (Primárias, P) e as ondas de corte (Secundárias, S) e as ondas superficiais entre as quais se destacam as ondas de Rayleigh (R). Estas diferem entre si nomeadamente na velocidade de propagação e na forma como o movimento varia com a distância ao emissor. Sendo os solos da fundação neste tipo de estruturas diferentes, no que respeita às características mecânicas, o movimento das ondas vai ao longo do seu trajecto ser afectado por fenómenos de reflexão e refacção, na transição entre os diferentes materiais como se percebe na Fig. 2. 23.

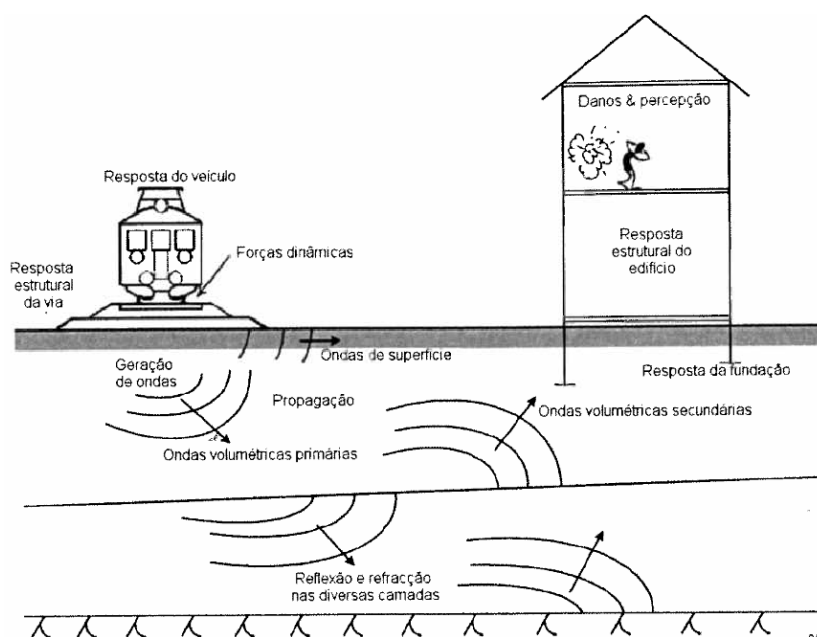


Fig. 2. 23 – Geração e propagação de vibrações (Mateus da Silva, 2005).

Ao longo do seu percurso, através do meio de propagação, as ondas vão sofrendo atenuações devido ao amortecimento a que são sujeitas e que se pode subdividir, como já foi anteriormente frisado, em amortecimento geométrico e amortecimento devido à natureza friccional dos materiais.

O primeiro aspecto prende-se com o facto de a vibração se propagar a partir da origem por volumes crescentes com a distância, tal como ocorre nas ondas provocadas na superfície da água por uma pedra. Sabendo que as ondas volumétricas (P e S) se propagam através do interior da Terra, com percursos radiais deformados, o mesmo será dizer que se propagam segundo qualquer direcção, devido às variações de densidade e composição do interior da Terra, apresentando-se com um efeito semelhante à refacção de ondas de luz, e como tal o efeito da atenuação que sofrem é mais acentuado quando comparado com a atenuação que afecta as ondas R em que a propagação apenas afecta a parcela superior do volume de solo.

É ainda uma realidade que as componentes das ondas com as frequências mais elevadas sofrem uma atenuação mais próximo da fonte e como tal mais rápida, por sua vez as ondas que se propagam em materiais mais coerentes e rijos, sendo ondas com uma velocidade superior, propagam-se a maiores distâncias. No entanto sabe-se que na prática as ondas não se atenuam sempre com a distância. Em meios estratificados e no caso de a geometria favorecer tal efeito, as ondas podem concentrar-se ou sobrepor-se a outras anteriormente reflectidas, podendo medir-se maiores valores da vibração em pontos mais afastados da origem (Schiappa de Azevedo & Patrício, 2001).

Cada onda transporta uma quantidade de energia distinta, energia essa que depende entre outros parâmetros da dimensão da fonte de excitação quando comparada com o comprimento da onda gerada.

As ondas P têm uma velocidade de propagação superior a todas as outras, função do módulo de compressibilidade volumétrica, K , e são por isso as primeiras a chegar. Estas são longitudinais e fazem o material vibrar paralelamente à direcção da onda, verificando-se alternadamente uma distensão seguida de uma compressão, de amplitude e períodos reduzidos, provocando nos corpos sólidos a alteração de volume mas não de forma. Contrariamente às restantes ondas estas não têm carácter destrutivo.

As ondas S têm uma velocidade, em regra, cerca de duas vezes inferior às P, pois são função do módulo de distorção, G , que é inferior a K . O movimento característico do solo toma a direcção perpendicular à direcção de propagação da onda. Neste tipo de ondas assiste-se geralmente a alterações morfológicas, contudo sem variação de volume. A amplitude deste tipo de ondas é bastante superior à verificada nas ondas do tipo P.

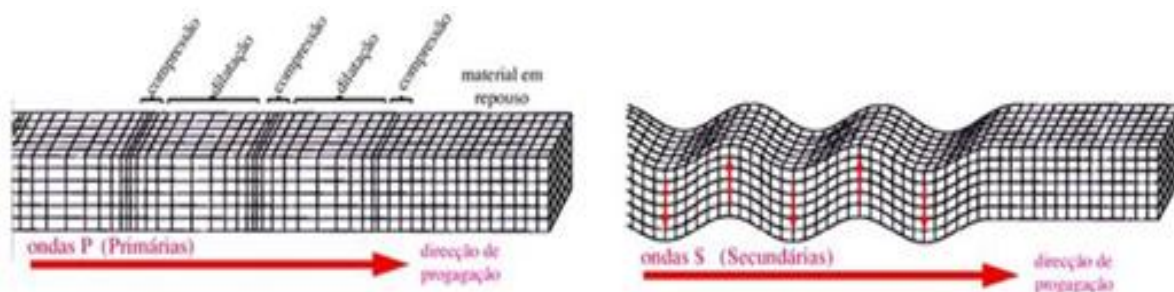


Fig. 2. 24 – Ondas volumétricas (P e S) – deformação do meio (Louro, 2009).

As ondas de superfície propagam-se imediatamente abaixo da superfície terrestre, com uma velocidade inferior às ondas volumétricas, pois os materiais geotécnicos exibem geralmente elevada rigidez volumétrica. Estas são ainda caracterizadas por se propagarem pela superfície a partir de um ponto central, com baixa frequência, longa duração e grande amplitude e como tal podem ser extremamente destrutivas.

As ondas R têm um movimento semelhante às ondas na superfície da água e resultam da interferência das ondas P com as S dependendo ainda das características das camadas superficiais do meio. Neste tipo de ondas as vibrações que provocam, descrevem uma órbita elíptica, em sentido contrário à propagação da onda e são as principais responsáveis pelos movimentos sentidos, por exemplo, aquando da ocorrência de um sismo. A amplitude das ondas R decresce rapidamente com a profundidade.

As ondas L resultam da interferência de duas ondas S, têm uma velocidade ligeiramente superior às ondas R e a sua energia como ocorre por reflexão interna total permanece nas camadas superiores da Terra sendo altamente destrutivas. Estas ondas são geradas à superfície quando o semi-espço se encontra limitado por uma camada com baixa velocidade de propagação das ondas de corte.

Estes três últimos tipos de ondas referidos têm, como já referido, velocidades mais baixas que as P, sendo que as velocidades se aproximam das P para rochas rijas, e é cerca de um terço destas nas rochas médias.

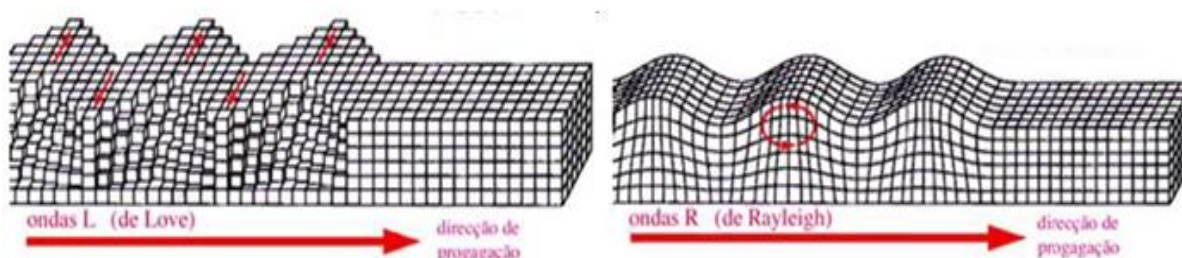


Fig. 2. 25 – Ondas superficiais (L e R) – deformação do meio (Louro, 2009).

Quando se trata de tráfego ferroviário, como no caso em estudo, o tipo de ondas que é expectável que transporte mais energia são as Rayleigh quando as frequências são inferiores a 10 Hz.

São, por outro lado, as ondas S aquelas cuja velocidade melhor permite caracterizar o esqueleto de determinado solo, e como tal diferenciar os vários estratos, para se obter as características de cada um dos materiais que constituem a fundação, serão utilizadas as seguintes expressões apresentadas:

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \Leftrightarrow G = \rho C_s^2 \quad (2.8)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Leftrightarrow E = 2G(1+\nu) \quad (2.9)$$

2.5. EFEITOS DAS VIBRAÇÕES

Sabendo, como foi até este ponto frisado, que a passagem dos comboios, em específico dos comboios de alta velocidade, é responsável pela geração de vibrações que se irão propagar através do meio, será importante agora perceber até que ponto essas vibrações afectam o meio circundante da via férrea, sabendo porém que a própria estrutura e o material circulante também serão afectados pelo fenómeno.

Foi já exposta a problemática do ruído gerado pela circulação dos comboios. Esse ruído pode ser dividido em três parcelas de acordo com o tipo de fonte que o origina, resultando então em:

- Ruído de origem aerodinâmica: relacionado com o movimento das carruagens através do ar;
- Ruído do contacto entre rodados e o carril: que se pode dividir no que resulta das imperfeições desses elementos e ainda no que resulta do contacto entre os elementos metálicos durante as travagens. Este ruído que resulta do contacto entre as superfícies é passível de se transmitir pela fundação, chegar a estruturas vizinhas e provocar incomodidade ou mesmo danos nas estruturas nas situações mais graves;
- Ruído do funcionamento dos motores: esta parcela é a menos significativa uma vez que os comboios de alta velocidade são geralmente eléctricos.

Segundo autores como (Hildebrand, 2004) e (Esvel, 2001), entre outros, no tráfego ferroviário a gama de frequências mais relevantes situa-se abaixo dos 200 Hz, acrescendo a isto o facto de a maior energia neste tipo de vibrações se situar para frequências inferiores a 20 Hz. Esta gama de frequências pode provocar estragos na via férrea tanto ao nível da superestrutura como da subestrutura ou mesmo em estruturas adjacentes.

Quando se fala de frequências situadas no intervalo dos 20 aos 200 Hz, serão as inferiores aos 100 Hz aquelas que por transportarem mais energia e por provocarem vibrações sensíveis para lajes, paredes e janelas as consideradas mais expressivas.

3. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

3.1. INTRODUÇÃO

A construção de estruturas sobre solos moles, nas quais se incluem especificamente para o caso em estudo as infra-estruturas ferroviárias, sempre foi um problema clássico no âmbito da Mecânica dos Solos, pela possibilidade de ocorrência de problemas de assentamentos e estabilidade nos solos de fundação. Têm sido detectados níveis de vibrações que provocam incomodidade nas pessoas a mais de 200 metros da origem da vibração sobre solos moles (Christoffer With, 2009).

Foram até este ponto referidos e explanados diversos aspectos referentes à problemática da propagação de vibração provocadas pela circulação de comboios de alta velocidade. Pode-se de forma resumida referir que as principais causas, que levam a maiores problemas nos solos, prendem-se com as maiores cargas transportadas e maiores velocidades praticadas hoje em dia, aproximando-se cada vez mais da velocidade crítica. O objectivo passa agora por apresentar medidas que possam minorar ou mesmo anular os efeitos destas acções, depois de haver uma previsão da existência de problemas resultantes da amplificação dinâmica das vibrações, uma vez que reduzir as cargas transportadas e velocidades de circulação são soluções que apesar de conduzirem a bons resultados não são do interesse público, como facilmente se depreende.

As medidas de mitigação podem ser divididas em dois grandes grupos:

- Controlar a geração de vibrações quando está em causa a afectação de alguma forma da normal circulação ferroviária;
- Controlar as vibrações, provocadas pela circulação de alta velocidade, que apesar de não serem prejudiciais à circulação têm efeitos prejudiciais em estruturas e populações vizinhas.

De forma a perceber qual a importância da aplicação de métodos de mitigação quando se verificam níveis de vibração que afectam as zonas mais próximas das vias férrea pode-se recorrer ao caso da Suécia, mais precisamente em *Ledsgaard*, em que devido às elevadas vibrações que se faziam sentir, os 200 km/h que os comboios praticavam nessa zona tiveram que ser inicialmente reduzidos para os 160 km/h e posteriormente para 130 km/h. Adversidades destas fazem com que sejam inevitavelmente superiores os custos em termos de exploração das linhas.

A resolução por via analítica para o dimensionamento das estruturas de mitigação de vibrações, apesar de limitada a casos particulares, é de uma importância crucial para o processo. A solução mais vulgarmente aplicada é baseada no modelo de uma viga contínua, infinita, apoiada numa fundação constituída por um semi-espaco de comportamento elástico ou visco-elástico. O resultado mais importante que se obtém desse tipo de modelos, para o caso particular de fundação elástico, sem

amortecimento (viscosidade, $c=0$ resultando um factor de amortecimento, $\beta=0$), é o de que existe uma velocidade de circulação da carga que torna a resposta da viga infinita. Essa velocidade, C_{cr} , designada por velocidade crítica de propagação das ondas, vem dada pela expressão, e corresponde à velocidade de propagação das ondas na viga:

$$C_{cr} = \sqrt[4]{\frac{4kEI}{m^2}} = \sqrt[4]{\frac{4kEI}{(\rho A)^2}} \quad (3.1)$$

Em anexo será apresentada uma descrição do modelo que tem sido então mais frequentemente usado, designado por “viga de *Winkler*”, que se baseia numa viga assente numa fundação elástica e através do qual se obtém a expressão, da velocidade crítica de propagação das ondas, acima mencionada.

Assim para aumentar a velocidade crítica é possível, no seguimento da análise da expressão, optar por soluções diversificadas que podem passar pelo aumento da rigidez da fundação (k) ou da “viga” (EI) ou a diminuição da massa da “viga” (m). É importante salientar que a dependência da velocidade crítica dos factores indicados é bastante atenuada pelo facto de estes estarem numa razão de dependência de uma raiz quarta. Analisando a fórmula relativamente a este aspecto percebe-se que quando o radicando tem um aumento de 100% no seu valor, resulta num incremento apenas de cerca de 19% no valor da velocidade crítica. Nas soluções de mitigação em que se tenta de alguma forma controlar a origem das vibrações, procura-se actuar sobre características que influenciam a velocidade crítica do conjunto “viga” – solo levando a que o valor de C_{cr} seja superior.

Através de resultados obtidos por métodos analíticos tem-se verificado que se um comboio viajar com uma velocidade superior à velocidade de propagação das vibrações do solo, gera-se uma onda de choque no solo. Este fenómeno tem-se vindo a agravar, como já foi anteriormente referido, uma vez que se tem assistido com a evolução dos comboios a um sucessivo aumento das velocidades praticadas pelas composições.

São variados os métodos de redução e controlo de vibrações que se usam hoje em dia, e sobre os quais será feita uma breve descrição teórica nos pontos que se seguem. Seguidamente será estudado de que forma alguns dos métodos descritos no presente capítulo podem ser utilizados para se conseguir minimizar o desconforto e danos causados na vizinhança de linhas de alta velocidade.

3.2. MELHORAMENTO DA FUNDAÇÃO

3.2.1. CONSOLIDAÇÃO FORÇADA

Pelo excesso de pressão intersticial que se gera em função dos acréscimos de carga resultantes de construções, ocorre a expulsão diferida de água no solo, que resulta em assentamentos e consequente consolidação dos solos. Em conjunto com o assentamento que se verifica, ocorre um aumento de resistência e uma redução de deformabilidade no solo de fundação. Esta consolidação é conseguida porque se aumenta a rigidez da fundação ou o módulo de reacção do terreno (k).

Os tempos para consolidação nos solos são regra geral elevados e como tal recorre-se a medidas de aceleração que incluem o aumento de carga aplicada nas fundações e a diminuição do percurso de drenagem dos solos, ou seja, criar caminhos que permitem que a água seja mais rapidamente expulsa e não se gerem pressões no interior do solo.

Para se atingir este objectivo é prática comum recorrer a soluções como a colocação de geodrenos ou de colunas de brita, que se passa a explicar de seguida.

3.2.2. COLUNAS DE BRITA

Esta solução é utilizada com o intuito de facilitar a drenagem, acelerando a consolidação em resultado da construção de outras estruturas, com o consequente aumento de resistência e redução da deformabilidade pela substituição parcial do solo de fundação.

Esta solução tem um tratamento em tudo semelhante ao utilizado nas colunas de *jet-grouting*, sendo o diâmetro e o afastamento entre colunas determinante para conseguir atingir os objectivos para que são concebidas de redução do assentamento e do tempo de consolidação.

Este tipo de solução não tem sido muito utilizado uma vez que nos casos em que a linha se encontra já em funcionamento a sua realização se apresenta bastante complexa.

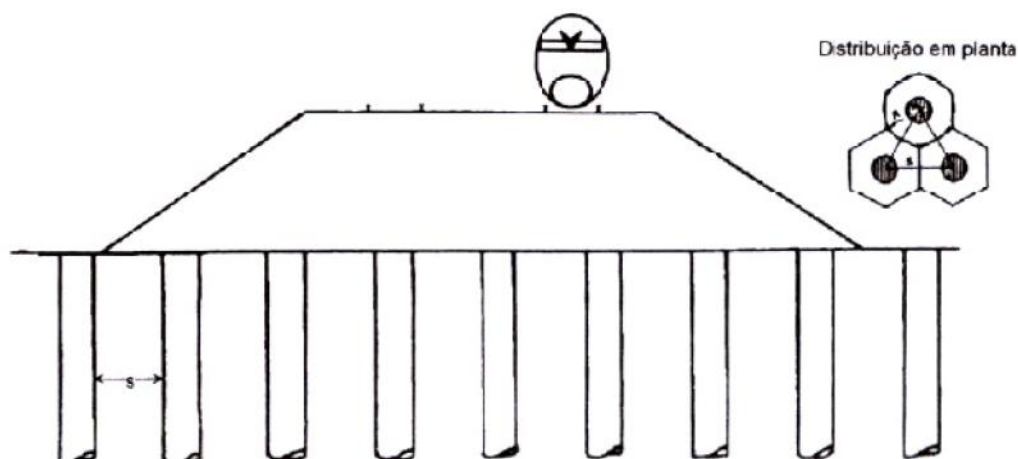


Fig. 3. 1 – Melhoramento da fundação com colunas de brita (Mateus da Silva, 2005).

3.2.3. DEEP SOIL MIXING

Este tipo de solução foi aplicado no caso de *Ledsgaard* na Suécia, e consiste na execução de colunas de cimento e cal, com o intuito de ao intervir na infra-estrutura ser possível praticar as velocidades de circulação previstas para aquela linha. O objectivo primordial deste método passa por reduzir os assentamentos devido à consolidação sendo o controlo de vibrações uma consequência natural conseguida à custa da aplicação deste método. Com o aumento de rigidez, e consequente aumento da velocidade crítica, consegue-se então uma redução nas vibrações. Contudo existem estudos que apontam que esta solução traz melhorias para vibrações de baixa frequência mas provoca um aumento de vibrações de banda audível com frequências superiores a 20 Hz.

Para se conseguir uma optimização da solução adoptada deve-se ter em conta factores como a composição do material utilizado em injeções na fundação, o mesmo é dizer na relação cal/cimento utilizado, e factores geométricos como o diâmetro das colunas, profundidade e disposição em planta.

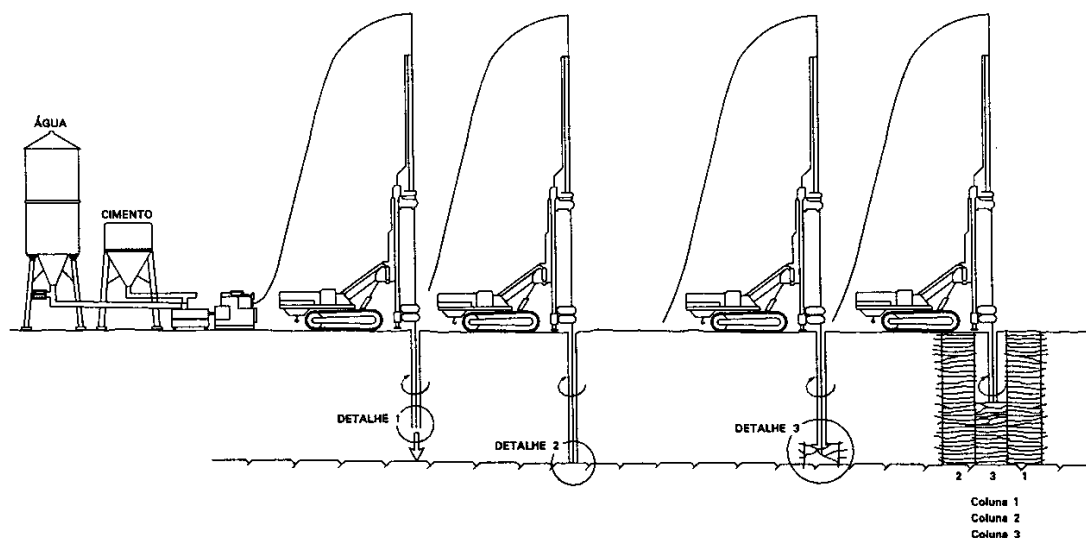


Fig. 3. 2 – Esquema da técnica de melhoramento do solo através de Jet Grouting (Carreto, 2000).

3.3. BARREIRAS DE VIBRAÇÃO

3.3.1. TRINCHEIRAS

Como já foi referido anteriormente são as ondas R, ondas superficiais, aquelas que por terem uma velocidade de propagação reduzida, e como tal mais facilmente atingida pela velocidade de propagação dos comboios, as que causam mais efeitos nocivos e desconforto junto à superfície do terreno. Este tipo de soluções surgiu com uma grande aplicação em barreiras para isolar vibrações em fundações de máquinas. Um modelo exemplo de uma estrutura deste tipo, realizada em 2.5D é apresentado na figura seguinte.

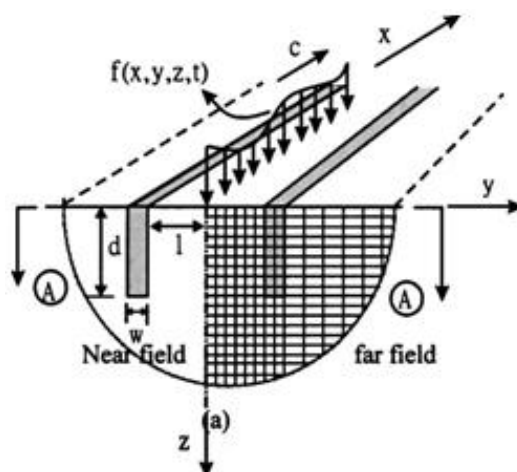


Fig. 3. 3 – Modelos típicos do problema de trincheiras vazias ou preenchidas (H. H. Hung et al., 2004).

Para se controlar este tipo de vibrações tem-se então optado por uma solução que passa pela abertura junto à superfície de uma trincheira oca ou preenchida, que não permita a propagação das ondas. Para se dimensionar correctamente este tipo de solução deve-se ter em conta as características dos materiais utilizados, quando estas são preenchidas, a profundidade e largura que esta deve ter, sendo a largura normalmente pouco importante no caso de trincheiras ocas, e o seu posicionamento em relação ao emissor de vibrações. No plano teórico, e já confirmado através de estudos por (H. H. Hung et al.,

2004), uma trincheira vazia desempenha melhor o seu papel, no entanto esta será de mais difícil execução. O afastamento ou aproximação das trincheiras em relação ao emissor não se tem revelado preponderante para a sua eficiência, contudo quanto mais afastadas estiverem maior será a parcela de terreno afectada pelas vibrações (Mateus da Silva, 2005).

O motivo pelo qual uma trincheira oca tem uma eficiência superior à preenchida assenta no facto de quando uma onda do tipo R atinge a trincheira originar reflexão e transmissão de ondas R e geração de ondas P e S⁶, devido à transição de meio. Assim estando no caso de uma trincheira oca a quantidade de vibrações que a atravessa é bastante reduzida comparativamente ao caso de uma trincheira preenchida. As vibrações que surgem, no caso de trincheiras ocas, após as trincheiras devem-se principalmente às ondas P e S que irradiam da base e que com o afastamento se vão convertendo de forma parcial em ondas R. Na Fig. 3. 4 apresenta-se um esquema que permite perceber de forma simplificada o fenómeno acima explicado.

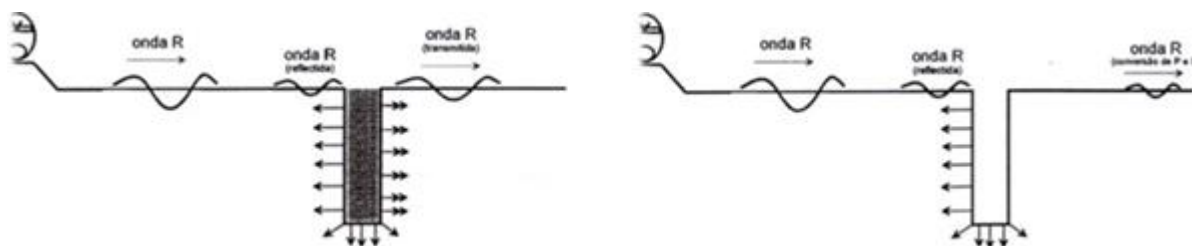


Fig. 3. 4 – Esquema de transmissão, reflexão e conversão de ondas em trincheiras preenchidas e ocas (Mateus da Silva, 2005).

De acordo com os vários estudos que já foram desenvolvidos para que as trincheiras desempenhem eficientemente o papel para o qual foram projectadas, devem ter uma profundidade que seja da ordem de grandeza do comprimento de onda das ondas superficiais. Como tal, a utilização de valas deste tipo apenas se tem mostrado eficaz para controlar vibrações de alta frequência, ou seja, para comprimentos de onda reduzidos.

3.3.2. BLOCOS

Sabe-se hoje em dia que as camadas de solo sobre substratos rochosos têm o seu comportamento dinâmico condicionado por essa barreira e como tal, para se tirar partido disso limitando ou impedindo a propagação de vibrações no solo de fundação, pode-se construir uma barreira artificial de controlo de vibração, designados por blocos de controlo de vibração. Estes blocos são construídos para tentar tirar partido do facto de não ser possível haver modos de vibração com frequências menores que $C_p/4h$ ou $C_s/4h$, para vibrações de compressão vertical ou vibrações de onda de corte respectivamente, em que h representa a altura de solos de fundação acima da barreira rígida (H. H. Hung et al., 2004). Tal como no exemplo anterior das trincheiras, na figura seguinte apresenta-se um modelo exemplo de uma estrutura deste tipo realizada em 2.5D.

⁶ A geração de ondas P e S a partir das ondas R denomina-se de conversão de modo.

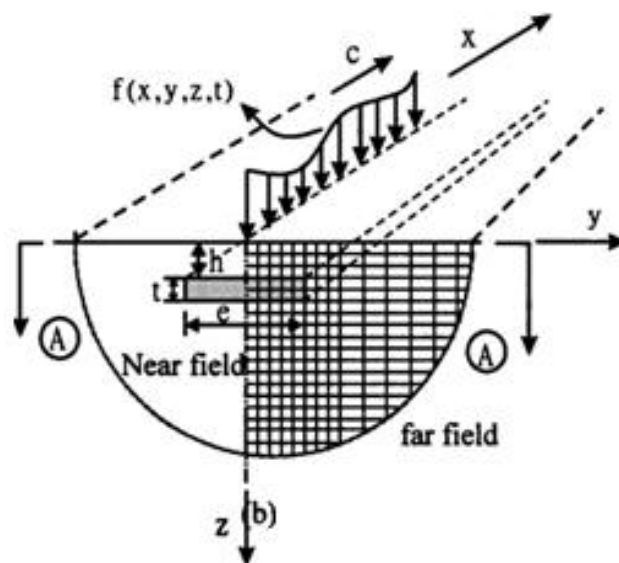


Fig. 3. 5 – Modelo típico do problema de blocos (H. H. Hung et al., 2004).

Esta solução baseia-se no aumento da frequência de corte por redução do valor de h , uma vez que as duas são inversamente proporcionais. Ao usar uma barreira artificial consegue-se uma redução significativa das vibrações no solo de fundação, no entanto não é possível eliminar totalmente os efeitos das vibrações na área circundante porque o bloco artificial também vibra. Procedendo ao aumento da rigidez do bloco é possível aumentar a eficiência deste tipo de solução.

Esta solução apresenta uma vantagem de poder ser realizada antes ou após a colocação do aterro, sendo realizada através de uma laje quando efectuada antes da construção da via ou recorrendo à técnica de *jet-grouting* que pode ser aplicada antes ou após o início do funcionamento. Mais recentemente Takemiya adoptou um tipo de solução que permitiu reduzir a quantidade de terra que era necessário escavar antes da construção da laje rígida, que consiste no melhoramento do solo através da injeção de cimento directamente no solo, obtendo a camada rígida a forma de X (Mateus da Silva, 2005).

Em alternativa à aplicação de uma barreira artificial sob a fundação da via existe a possibilidade de aplicar uma camada artificial directamente abaixo dos edifícios, podendo a solução passar por aplicação de blocos sob a via e estruturas próximas desta.

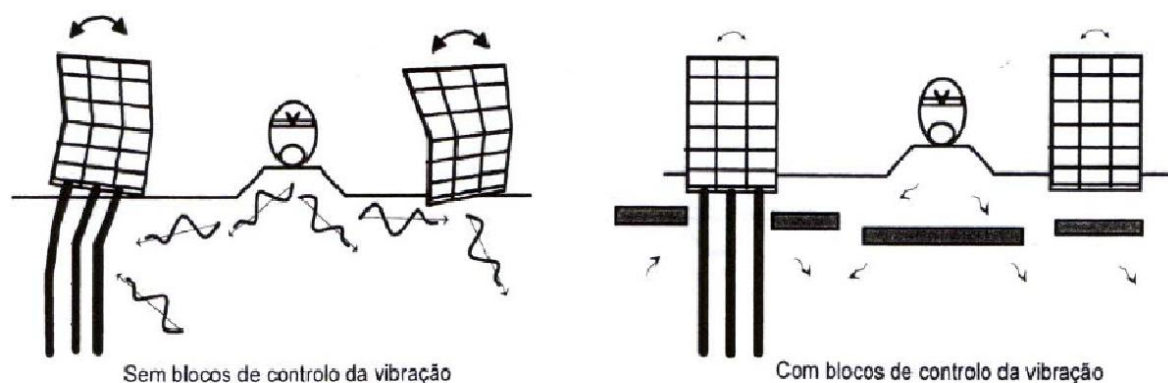


Fig. 3. 6 – Funcionamento dos blocos para controlar as vibrações (Mateus da Silva, 2005).

3.4. LAJE FLUTUANTE

Esta solução em laje flutuante, que se pode observar na Fig. 3. 7, tem sido aplicada em linhas de alta velocidade do Japão, entre outras aplicações como em comboios do tipo metropolitano. Com este tipo de soluções, que consiste basicamente em lajes de betão suportadas por elementos resilientes, além de permitir o controlo de vibrações, é possível conseguir menores custos de manutenção ao longo do tempo justificando em alguns casos a sua aplicação apesar do seu custo inicial mais elevado. Os elementos resilientes podem ser incorporados em variados locais do caminho de propagação para reduzir as vibrações.



Fig. 3. 7 – Construção de uma via férrea em laje flutuante (Tiflex Limited, Maio de 2010).

Para perceber como se consegue a redução dos níveis de vibração à custa de soluções deste tipo, pode-se recorrer à expressão da velocidade crítica da “viga de *Winkler*” que foi anteriormente mostrada. Já foi referido que aumentando a rigidez à flexão da viga (EI), pois apesar do momento de inércia (I) ser menor em comparação com as soluções tradicionais o módulo de elasticidade do betão (E) é bastante superior ao do balastro e com uma redução da sua massa (m) em comparação com a via balastrada, consegue-se um aumento da velocidade crítica. Contudo, quando as frequências são iguais ou próximas da frequência de ressonância, as vibrações são muito ampliadas.

Para aumentar a eficácia deste tipo de solução, ou seja, diminuir a frequência de ressonância, a massa da laje deve ser tão grande quanto possível e os elementos resilientes devem manter um nível mínimo de rigidez de forma a assegurar a estabilidade ferroviária sob plena carga por eixo.

Além do maior custo inicial, este tipo de vias possuem mais inconvenientes entre os quais se poderá destacar o facto de dar origem a um ruído ambiente superior ao que se verifica nas vias balastradas para frequências mais altas.

3.5. VIGA FLUTUANTE

Com a aplicação de uma estrutura do tipo de “viga flutuante” consegue-se uma compensação do peso de solo escavado com o peso da estrutura pelo que ao nível dos assentamentos não haverá problemas na estrutura. Ao conseguir uma estrutura com peso reduzido e elevada rigidez, consegue-se aumentar a velocidade crítica, reduzindo por consequência os efeitos dinâmicos provocados pela circulação das composições. Este tipo de solução é uma derivação da anteriormente referida laje flutuante.

3.6. REFORÇO DA PLATAFORMA E ATERRO

Tem sido usados, nos atravessamentos das vias férreas sobre solos moles, uma solução que passa pela utilização de materiais geossintéticos para desempenhar a função de aumento da resistência e deformabilidade. Estes materiais geossintéticos, ou geogrelhas, baseiam o seu funcionamento na colocação por camadas nos aterros, concedendo maior resistência à tracção ao conjunto geogrelha-solo.

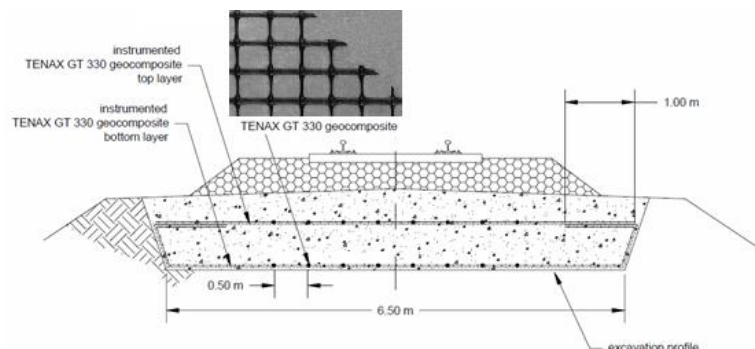


Fig. 3. 8 – Reforço da plataforma e aterro recorrendo a geogrelhas (F. Montanelli, 2003).

Com uma solução deste tipo consegue-se trazer inúmeras vantagens para a estrutura sobrejacente, ou seja, a via férrea de acordo com Montanelli (2003) por (Mateus da Silva, 2005) que passam resumidamente por:

- Minimizar as deformações verticais e horizontais na plataforma;
- Aumentar a capacidade de carga da plataforma com consequente redução dos picos de carga transmitidos à fundação pela melhor distribuição de tensões;
- Aumentar a rigidez do aterro e o amortecimento.

3.7. REFORÇO DA PLATAFORMA

Na execução de terraplenagens depara-se diversas vezes com problemas da ocorrência de solos com elevado teor em água e/ou argila que levantam diversos problemas ao normal desenrolar dos trabalhos, nomeadamente ao nível da traficabilidade dos equipamentos e que pode por vezes tornar totalmente impossível, face às condições naturais que se encontram, a obra. O recurso a ligantes hidráulicos⁷ como a cal, o cimento ou a mistura de ambos já tem tido aplicação na construção de plataformas de estradas e vias férreas.

Com a adição de cal nos solos consegue-se melhorar substancialmente os solos com piores características através da alteração de parâmetros que influenciam o seu comportamento pelo aumento da resistência e diminuição da deformabilidade, aumentando a rigidez da plataforma e consequentemente a C_{cr} . Com a adição de cal consegue-se então diminuir o teor em água (w), especialmente com adições da cal viva uma vez que a reacção consome mais água, aumentar o CBR, aumentar o limite de plasticidade (w_p) o que permite reduzir o intervalo entre o este e o limite de liquidez que é favorável em termos geotécnicos, diminuir o peso volúmico máximo (γ) e leva a um

⁷ Material que obtendo coesão, ao reagir com a água, permite aglomerar outros materiais sem essa capacidade e que se designam por inertes (areias, britas, etc).

achatamento da curva de *Proctor* obtendo-se uma curva inscrita na curva obtida para o solo não tratado.

3.8. ACTUAÇÃO AO NÍVEL DAS ESTRUTURAS

Em alternativa a métodos que incidem fundamentalmente na alteração de características dos elementos que se situam por baixo da via, quer seja nas palmilhas ou no solo, pode-se actuar directamente ao nível dos edifícios.

Este tipo de solução, presente na Fig. 3. 9, pode passar pelo isolamento das fundações dos edifícios em relação ao solo com a utilização de sistemas de apoio elásticos, apenas se torna vantajosa no caso de apenas um ou um pequeno grupo de edifícios serem atingidos pelos efeitos das vibrações.



Fig. 3. 9 – Implementação de sistemas de apoio elásticos e esquema representativo (GERB Vibration Control System, Junho 2010).

4. ANÁLISE NUMÉRICA DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO

4.1. ABORDAGENS AO FENÓMENO DA PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES

Hoje em dia existem diversas abordagens que se podem fazer para estudar o fenómeno das vibrações que são geradas pelo tráfego ferroviário, que podem ser divididas em quatro grandes categorias:

- Analíticas;
- Medições *in-situ*;
- Empíricas;
- Numéricas.

O presente trabalho faz uso de modelos numéricos, mais precisamente o método de elementos finitos (MEF) e dos elementos fronteira, através dos quais se pretende ultrapassar as limitações que são inerentes às restantes abordagens, permitindo simular deste modo de forma mais fiável e completa todo o fenómeno das vibrações anteriormente descrito. A modelação numérica, com o crescimento contínuo e acelerado que se tem verificado ao nível da informática, possibilitou a criação de programas numéricos muito evoluídos e com grande detalhe ao nível das diferentes partes do processo de transmissão bem como de todo o emparelhamento entre processos.

O MEF é sobretudo indicado para modelar as zonas próximas do emissor, contudo apresenta algumas limitações para a correcta modelação dos semi-espacos infinitos, a fim de conseguir evitar as reflexões de ondas que podem surgir. Como tal, recorre-se ao uso de elementos infinitos para atender a este facto dos problemas de amortecimento e radiação. Outra forma para resolver este tipo de limitação passa pela utilização de elementos de fronteira com diferentes amortecimentos.

Quando não se considera o carregamento, o modelo plano em condições de deformação plana, apresenta-se adequado para a análise, uma vez que a geometria longitudinal da via e as características dos materiais que compõem a fundação podem ser consideradas constantes ao longo do eixo longitudinal. Para velocidades de circulação que são inferiores à velocidade crítica (ver capítulo 3 na página 33) é ainda razoável considerar a carga como linear infinita sendo que desta forma o estado de deformação plana é ainda válido.

Com uma velocidade de circulação da carga que se vai aproximando e/ou ultrapassando a velocidade crítica, passando a super-sónica, o problema, incluindo o carregamento, passa a ser totalmente tridimensional, e não existe perturbação à frente da carga. Nestes casos as ondas formam-se unicamente para trás da carga apresentando-se no plano em forma de V que representam os dois cones de *Mach* que se formam no espaço e que correspondem às ondas P e S e que na Fig. 4. 1 corresponde o índice 1 e 2 respectivamente.

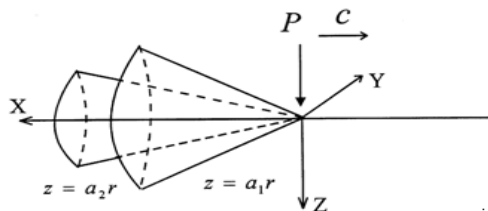


Fig. 4. 1 – Cones de Mach, no espaço, que se formam para uma carga em movimento supersónico((H.H. Hung, 2001) modificado).

Se em vez de se estar perante um meio ilimitado se estiver a falar de uma carga a circular num meio semi-infinito há que ter ainda em atenção as ondas R que circulam junto à superfície, e que por terem uma velocidade inferior às duas anteriormente frisadas levam a efeitos de ressonância para velocidades de circulação mais baixas.

O problema bidimensional de uma carga linear que se desloca com velocidade subsónica uniforme sob a superfície de um semi-espaço elástico foi estudado por diversos autores, conseguindo-se concluir que nos casos em que a carga se move de forma constante com uma velocidade igual à das ondas R, a resposta que se obtém terá valores muito elevados. Além disto, se este problema passar para o domínio supersónico no lugar dos dois cones de Mach formam-se duas linhas de Mach ($z=a_1y$ e $z=a_2y$) (H.H. Hung, 2001).

4.2. MODELO NUMÉRICO – MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) 2.5D

Este assunto da geração e propagação de vibrações é bastante complexo pelo elevado número de factores que influenciam a resposta do sistema, como por exemplo: i) os mecanismos de geração da excitação dinâmica do comboio; ii) a heterogeneidade geométrica e o material inerente às formações geotécnicas, entre outros. Como tal grande parte dos estudos que foram desenvolvidos, foram realizados pela via experimental, através da medição das vibrações induzidas pelo tráfego, estabelecendo-se posteriormente correlações empíricas que permitissem criar formas de previsão.

Como o número de parâmetros envolvidos num estudo deste género é então muito elevado, é extremamente complicado enveredar pelos modelos empíricos de previsão, tendo-se mais recentemente entrado no campo dos modelos numéricos e semi-analíticos. Estes dois tipos de métodos apresentam, como qualquer método, vantagens e desvantagens que serão explicadas de seguida. Os métodos numéricos por serem muito versáteis e de fácil aplicação a geometrias arbitrárias são bastante úteis para análise deste tipo de problemas, permitindo em princípio simular de forma mais realística e completa o fenómeno que se pretende estudar. No entanto, devido ao carácter tridimensional estes problemas levantam dificuldades computacionais pela dimensão dos domínios em estudo, pois a cada ponto nodal estão associados deslocamentos segundo os três eixos do espaço. Por sua vez os modelos analíticos, apesar dos progressos significativos a que têm assistido, requerem uma série de restrições ao nível das geometrias admissíveis que fazem com que a solução se afaste da realidade.

Pelas dificuldades de cálculo inerentes a um estudo deste tipo em que as estruturas são consideradas de desenvolvimento infinito, é necessário desenvolver ferramentas numéricas que se adaptem a tal. Para ultrapassar este problema, pode-se então recorrer ao MEF 2.5D. sendo um método que assenta nos elementos finitos, possui a vantagem do recurso a técnicas transformadas que se traduzem numa significativa redução do número de graus de liberdade, pois apenas a secção transversal do problema

se encontra discretizada em elementos finitos, conseguindo-se assim uma boa representação da geometria de uma determinada extensão da linha.

Este programa foi desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, por diversos autores e será de seguida feita uma breve descrição do funcionamento de um modelo deste tipo.

4.2.1. EXPLICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para aplicação do modelo baseado no conceito 2.5D, deve-se estar no domínio de estruturas que não se alteram em pelo menos uma direcção, como o caso da figura seguinte, em que segundo a direcção do eixo x, de desenvolvimento da via, as propriedades dos materiais não se alteram. Conclui-se então que as estruturas neste tipo de modelos é quase bidimensional com um carregamento tridimensional. As diferenças entre as formulações do método por elementos finitos bidimensional e em 2.5D prendem-se com o facto de cada nó ter no primeiro caso três graus de liberdade e as variáveis envolvidas estarem no domínio transformado.

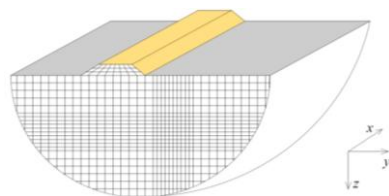


Fig. 4. 2 – Modelo 2.5D (Costa Lopes, et al., 2010).

A análise desenvolve-se então no domínio da frequência ou número de onda, aplicando-se posteriormente transformadas de Fourier em relação ao tempo e ao espaço na direcção do desenvolvimento da via, supondo uma resposta da estrutura linear. Após a transformação, as grandezas acção e resposta passam a ser função das imagens de Fourier da direcção espacial x, designando-se por número de onda, k_1 , e do tempo t, passando a frequência angular, ω . Desta forma apenas duas das direcções, do espaço tridimensional, se mantêm no domínio não transformado, sendo o plano que contem essas direcções discretizado por elementos finitos.

Executando a transformação das variáveis e a discretização no plano zy tem-se para cada elemento finito uma equação de equilíbrio, em que B representa a matriz das derivadas das funções de forma, N representa a matriz das funções de forma, D é a matriz de elasticidade, ρ é a massa volúmica, p_n e u_n são respectivamente as forças e os deslocamentos nodais e que se apresenta de seguida:

$$\left(\iint_{zy} B^T(-k_1) D B(k_1) dydz - \omega^2 \iint_{zy} N^T \rho N dydz \right) u_n(k_1, \omega) = p_n(k_1, \omega) \quad (4.2)$$

Simplificando resulta então a seguinte equação de movimento, no domínio da frequência, em função das matrizes de rigidez [K] e de massa [M]:

$$([K] - \omega^2 [M]) u_n(k_1, \omega) = p_n(k_1, \omega) \quad (4.3)$$

As matrizes $[K]$ e $[M]$ são obtidas pela soma das matrizes $[k]$ e $[m]$ de cada um dos elementos individuais, e seguindo a nomenclatura comum do MEF vem:

$$[K] = \int \int_z \int_y [B]^T (-k_1) [D] [B] (k_1) dy dz \quad (4.4)$$

$$[M] = \int \int_z \int_y \rho [N]^T [N] dy dz \quad (4.5)$$

A matriz $[N]$ é a das funções de forma $[N_i] = N_i [I]$, em que $[I]$ é a matriz identidade.

Com a introdução das condições fronteira e a assemblagem das matrizes de rigidez dinâmica, tem-se o sistema de equações completamente definido. Resolvendo o sistema tem-se então as soluções no domínio transformado, sendo necessário proceder a uma dupla transformada de Fourier inversa para passar para o domínio do espaço e do tempo.

É precisamente a problemática da simulação das fronteiras uma das dificuldades mais verificadas neste tipo de problemas de geodinâmica, pois o MEF é originariamente um método para sistemas confinados. Tal problema é facilmente ultrapassado quando se está perante análises estáticas considerando fronteiras suficientemente afastadas da zona de interesse. No caso dinâmico é essencial utilizar procedimentos especiais das fronteiras artificiais.

É possível lidar com as condições de radiação que devem ser cumpridas nas fronteiras artificiais de diferentes formas, recorrendo a uma formulação através de elementos infinitos 2.5D, por ser de implementação numérica mais fácil e mais eficiente (Alves Costa, et al., 2010) ou com recurso a fronteiras absorventes.

Relativamente ao uso de elementos infinitos para simular as zonas mais afastadas da fonte de vibração, as funções de forma que aproximam o campo de deslocamentos no interior dos elementos são nestes elementos mais elaboradas, para representar da forma mais fiável possível a evolução da variável até ao infinito, que as usadas no método dos elementos finitos.

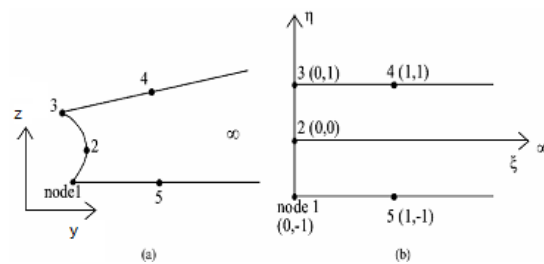


Fig. 4. 3 – Elemento infinito 2.5D: a)referencial global; b)referencial local (Costa Lopes, et al., 2010).

As funções de forma destes elementos, com η_i a representar a ordenada do ponto nodal no referencial local, tomam a seguinte forma:

$$M_1 = M_3 = -\frac{1}{2}(\xi - 1)(\eta + \eta_i)\eta \quad (4.6)$$

$$M_2 = (\xi - 1)(\eta - 1)(\eta + 1) \quad (4.7)$$

$$M_4 = M_5 = \frac{1}{2}\xi(\eta + \eta_i) \quad (4.8)$$

As funções de interpolação dos deslocamentos nodais são por sua vez iguais a:

$$N_1 = \frac{1}{2}\eta(\eta - 1)e^{-\alpha\xi}e^{ik'\xi} \quad (4.9)$$

$$N_2 = -(\eta - 1)(\eta + 1)e^{-\alpha\xi}e^{ik'\xi} \quad (4.10)$$

$$N_3 = \frac{1}{2}\eta(\eta + 1)e^{-\alpha\xi}e^{ik'\xi} \quad (4.11)$$

Nestas expressões $e^{-\alpha\xi}$ refere-se ao amortecimento geométrico e k' é o número de onda das ondas que se propagam para o infinito e é dado pela expressão, em que o índice j é referente ao tipo de onda em questão P, R ou S:

$$k'_j = \sqrt{\left(\frac{\omega}{C_j}\right)^2 - \left(\frac{\omega - \omega_0}{C}\right)^2} \quad (4.12)$$

Para a simulação das travessas, os autores desenvolveram um modelo em que a rigidez destas no plano transversal à via é simulada com base numa formulação ortotrópica. Este modelo não permite atender à excitação paramétrica que resulta da diferença de rigidez, devida à descontinuidade das travessas.

4.2.2. MODELAÇÃO DOS CARRIS

Os carris são simulados adoptando um modelo baseado na viga de Bernoulli - Euler, ligados à restante estrutura por um conjunto mola - amortecedor de forma a simular a palmilha.

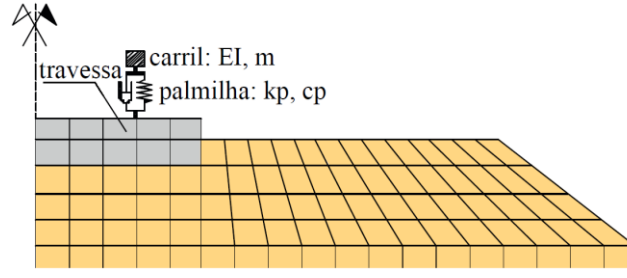


Fig. 4. 4 – Modelo da ligação do carril à restante estrutura (Costa Lopes, et al., 2010, modificado).

A equação da viga de Bernoulli - Euler é um modelo físico e matemático para o comportamento de uma viga. Este modelo assenta numa equação diferencial parcial linear de quarta ordem e modela a evolução no tempo do movimento transversal de uma viga.

O movimento do carril é expresso pelas seguintes equações:

$$EI \frac{\partial^4 u_{carril}}{\partial x^4} + C_p \left(\frac{\partial u_{carril}}{\partial t} - \frac{\partial u_{palmilha}}{\partial t} \right) + k_p (u_{carril} - u_{palmilha}) + m_r \frac{\partial^2 u_{carril}}{\partial t^2} = P(x, t) \quad (4.13)$$

$$C_p \left(\frac{\partial u_{palmilha}}{\partial t} - \frac{\partial u_{carril}}{\partial t} \right) + k_p (u_{palmilha} - u_{carril}) = -F(x, t) \quad (4.14)$$

onde EI é a rigidez à flexão do carril, C_p e k_p são o coeficiente de amortecimento e a rigidez da palmilha respectivamente, m_r é a massa do carril por unidade de comprimento.

Este modelo por recorrer a transformadas de Fourier e consequentemente às vantagens a elas inerentes permite uma redução significativa do número de graus de liberdade com a consequente redução dos tempos de cálculo associados. Considerando as variáveis no domínio transformado e aproveitando estas vantagens acima apresentadas, pode-se passar as equações acima apresentadas para o seguinte sistema:

$$\left(\begin{bmatrix} EIk_1^4 + k_p^* & -k_p^* \\ -k_p^* & k_p^* \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m_r & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \tilde{u}_{carril} \\ \tilde{u}_{palmilha} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{P} \\ -\tilde{F} \end{Bmatrix} \quad (4.15)$$

onde $k_p^* = k_p + i\omega C_p$ é um coeficiente de rigidez complexo para dar conta do coeficiente de amortecimento. De forma a reduzir o tempo de cálculo a matriz $[K]_{rail}$ pode ser decomposta em duas matrizes distintas que se apresentam de seguida:

$$[K]_{carril} = [K]_{1carril} + k_1^4 [K]_{2carril} \quad (4.16)$$

$$[K]_{1carril} = \begin{bmatrix} k_p & -k_p \\ -k_p & k_p \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

$$[K]_{2carril} = \begin{bmatrix} EI & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

4.2.3. CARGAS MÓVEIS APLICADAS NO MODELO

Em problemas do tipo do que se pretende estudar no presente trabalho é importante fazer uma extensão do programa para cargas móveis. Fazendo uso das transformadas de Fourier é possível atender de forma exacta ao carácter móvel de um carregamento deste tipo do verificado numa estrutura ferroviária.

Tendo então uma carga que se movimenta segundo a direcção x , de desenvolvimento da via, com uma velocidade c , e com amplitude variável ao longo do tempo:

$$p(x, y, z, t) = p_x(x - Ct) p_y(y) p_z(z) p_t(t) \quad (4.19)$$

Transformando a variável x espacial para o domínio do número de onda, aplicando a transformada de Fourier, vem que:

$$p(k_1, y, z, t) = p_x(k_1) e^{-ik_1 Ct} p_y(y) p_z(z) p_t(t) \quad (4.20)$$

Aplicando posteriormente a transformada de Fourier à variável temporal t e à direcção y , obtém-se a expressão apresentada de seguida:

$$p(k_1, k_2, z, \omega) = p_x(k_1) p_y(k_2) p_z(z) p_t(\omega = \Omega - k_1 C) \quad (4.21)$$

Para considerar então as cargas móveis, como é exigido num problema do tipo do que se pretende estudar, basta substituir nas expressões atrás mostradas a frequência angular ω por $\omega = \Omega - k_1 C$, onde Ω representa a frequência de oscilação da carga. No caso em que as cargas não oscilam a frequência da resposta relaciona-se directamente com o número de onda, k_1 , e a velocidade, C , através da uma expressão idêntica à anterior e igual a $\omega = -k_1 C$. Estas expressões são válidas quando e considera que a cargas se movem segundo a direcção x .

4.2.4. INTERACÇÃO COMBOIO – VIA

Foi no capítulo anterior já destacado que o tráfego ferroviário é responsável pela geração de vibrações nas estruturas vizinhas, vibrações essas produzidas por diferentes motivos. Os mecanismos de vibração podem então subdividir-se em mecanismos de excitação quasi-estática e dinâmica. Os primeiros apresentam magnitude constante ao longo do tempo, sendo o seu factor dinâmico apenas induzido pela variação temporal do campo de tensão e deformação de pontos fixos do domínio, e são devidos ao movimento das cargas correspondentes ao peso próprio do comboio por eixo. A consideração deste mecanismo é bastante simplificada pelo facto de não haver qualquer fenómeno de interacção dinâmica do comboio com a via. A excitação dinâmica, por seu turno, é causada pela interacção comboio – via, devido a variadas causas como as irregularidades de rigidez e geométricas da via ou das próprias rodas, induzindo aceleração vertical no material circulante. Para este mecanismo, o simples aspecto de uma das estruturas envolvidas, neste caso comboio, ter uma posição móvel, dificulta a sua consideração no modelo.

Quando se está perante uma velocidade de circulação baixa em comparação com a velocidade de fase crítica⁸ do sistema via – fundação, a excitação quasi-estática apresenta uma contribuição reduzida para a resposta, apesar de a resposta da via ser condicionada por este mecanismo. Quando a via atravessa regiões com solos moles e a velocidade de circulação do comboio atinge a velocidade de fase do sistema, a preponderância desta excitação aumenta sendo identificadas amplificações elevadas que não são compatíveis com as hipóteses de tensões reduzidas no solo, como normalmente se considera nas análises de vibrações induzidas pelo tráfego.

Considerando apenas o mecanismo de excitação dinâmica devido às imperfeições geométricas da via, e admitindo linearidade do sistema, para compatibilizar os deslocamentos entre o comboio e a via, surge a seguinte expressão, onde c é a velocidade de circulação, a_i é a posição geométrica de uma roda no instante $t=0$ e Δu corresponde à irregularidade geométrica da via que afecta a mesma roda no instante t :

$$u_{rodai}(t) = u_{carri}(x = Ct + a_i, t) + \Delta u \left(t + \frac{a_i}{C} \right) \forall i = 1 \dots n \quad (4.22)$$

É necessário fazer uma transformação do perfil de irregularidades da via para o domínio do número de onda atendendo às características geométricas do comboio e respectiva velocidade de circulação. Assim as forças de interacção dinâmica no domínio da frequência são dadas por:

$$N(\Omega)_n = \left([K_v]_{n \times n}^{-1} + [A]_{n \times n} \right)^{-1} \Delta u_n(\Omega) \quad (4.23)$$

onde N representa o vector das forças de interacção associadas a cada eixo do comboio e à irregularidade com $\lambda = 2\pi/\Omega$. As matrizes $[K_v]$ e $[A]$, das quais dependem as forças de interacção, representam respectivamente a resposta dinâmica do comboio e da via devido à força dinâmica que se gera pelas irregularidades.

⁸ Velocidade mínima de fase do primeiro modo de Rayleigh do solo e do perfil do aterro no local.

A matriz $[K_v]$ encontra-se condensada de forma a ter em conta os graus de liberdade que estão em contacto com a via, rodas ou eixos, sendo tanto mais elaborada quanto mais completo for o modelo utilizado para o comboio. Contudo, de acordo com (Costa Lopes, et al., 2010), tem-se comprovado que a consideração apenas das massas não suspensas para a modelação do veículo é suficiente para representar de forma fiável a força dinâmica de interacção do veículo com a via, levando a que $[K_v]$ surja com o seguinte aspecto:

$$K_{vi,i} = k_h - \Omega^2 m_v \quad (4.24)$$

em que k_h é a rigidez Hertziana do contacto roda-carril e m_v representa a massa não suspensa do veículo por eixo.

5.

ESTUDO DAS VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO NA VIZINHANÇA DE LINHAS DE ALTA VELOCIDADE

5.1. MODELAÇÃO DA MALHA PARA ANÁLISE DAS VIBRAÇÕES

Como foi referido anteriormente são vários os elementos que influenciam o comportamento de uma via férrea e que importa caracterizar correctamente. As características dos materiais que estão envolvidos na modelação foram definidos de forma a tentar caracterizar o mais fielmente possível uma situação real.

5.1.1. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS, CONDIÇÕES FRONTEIRA E DISCRETIZAÇÃO

Para simular o solo que se encontra sob a via férrea recorreu-se a elementos finitos através do MEF, que é uma técnica numérica, como já visto, que se baseia no método dos deslocamentos, em modelos de equilíbrio ou em métodos híbridos e mistos (Azevedo, 2003).

O MEF transforma um problema contínuo numa discretização em elementos finitos com valores nodais desconhecidos, que são posteriormente calculados utilizando uma série de equações, permitindo descrever o fenómeno em estudo. Para se obter valores mais precisos pode-se recorrer a uma malha em que os nós se encontram mais próximos entre si, contudo desta forma aumenta-se o número de equações a resolver e consequentemente o tempo de processamento.

A discretização adoptada para esta análise assentou numa malha mais apertada nas zonas mais próximas do emissor, ou seja do carril, aumentando o espaçamento entre nós sucessivamente, conforme a distância ao carril vai aumentando. Sabe-se que numa análise dinâmica é fundamental ter em conta que os elementos devem ser suficientemente pequenos para se conseguir uma boa modelação das ondas mais curtas, ou seja, com frequências elevadas. As malhas que se utilizaram tentaram conseguir uma boa relação tempo/eficácia no cálculo.

Além deste aspectos, ao adoptar um método de análise que se baseia no MEF, a confrontação com um meio de dimensão infinita, obriga a que haja necessariamente uma delimitação do modelo usado. Este pressuposto consegue-se à custa da utilização de fronteiras irreais onde se impõem tanto deslocamento nulo como deslocamento livre segundo as diferentes direcções.

As dimensões das malhas usadas foram definidas para que os limites já não tivessem qualquer influência nos valores que se medem nos vários pontos. Assim considerou-se que a malha teria um desenvolvimento de 30 metros na direcção transversal à via e 15 metros de profundidade como é

visível na Fig. 5. 1. Para simular a continuidade do meio, ou seja, para além dos 30 metros, consideram-se elementos infinitos. Desta forma pretende-se dotar o modelo de uma fronteira artificial com total transparência, relativamente às ondas cuja direcção de propagação lhe seja perpendicular, com a finalidade de que não ocorra reflexão das ondas e possam ser influenciados, de forma não real, os resultados obtidos computacionalmente.

Para modelar a fronteira relativa à parte inferior do modelo, do *Bed-Rock*, recorreu-se a apoios duplos, que pretendem simular na realidade apoios triplos, ao não permitir deslocamentos. Como as características de rigidez do *Bed-Rock* são bastante superiores às dos restantes solos considerados, as ondas que incidem nesta fronteira serão na sua maioria reflectidas para o interior do modelo. A definição de simetria⁹, ou eixo de simetria, pressupõe apenas movimentos verticais dessa fronteira. Como tal recorreu-se a apoios simples que impedem o deslocamento segundo o eixo y e de acordo com as direcções utilizadas e presentes na Fig. 4. 2.

Para se perceber como foram modelados os aspectos acima referenciados, ou seja, o espaçamento entre nós, que se percebe ser muito inferior na zona próxima do carril, e as condições fronteira, mostra-se na Fig. 5. 1 a malha realizada para a análise da questão.

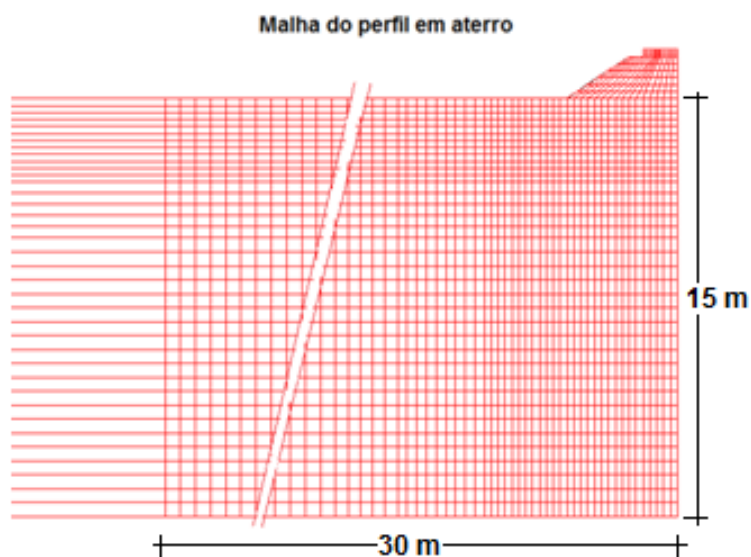


Fig. 5. 1 – Exemplo da malha gerada para aterro.

5.1.2. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

Na Fig. 5. 2 apresenta-se em esquema cortes relativos aos perfis usados relativamente ao caso de a via férrea ser em aterro. Os casos considerados foram de aterros com 1,5 e 3,0 metros de altura. Todas as situações estudadas para os casos de mitigação, anteriormente focados, tiveram como base o perfil em aterro com uma altura de 1,5 metros. Na Tabela 5. 1 mostram-se os valores correspondentes às características de cada solo envolvido, tendo sido o módulo de deformabilidade (E) obtido através do valor de C_s .

⁹ Serve para simplificar o modelo simulando que no lado oposto ocorre exactamente o mesmo.

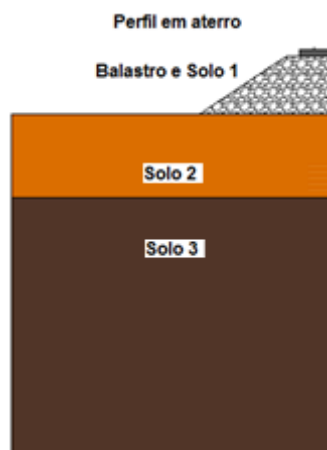


Fig. 5. 2 – Cortes do perfil em aterro com identificação dos solos.

Tabela 5. 1 – Características mecânicas dos solos envolvidos na análise.

Material	$C_s(\text{m/s})$	$\rho (\text{kg/m}^3)$	ν	E (MPa)	ξ (%)
Balastro e Solo 1	160	1900	0.3	130	4
Solo 2	150	1900	0.3	111	4
Solo 3	250	1900	0.3	309	4

Para o estudo, e de forma a diminuir o tempo de cálculo, apenas se modelou uma parte do domínio envolvido no processo, assumindo que este é simétrico em relação ao eixo médio da via, fazendo-se passar apenas metade do peso total do comboio sobre o carril.

Como é visível, pelo esquema acima apresentado, não houve uma divisão, nos casos em aterro, entre o balastro e o restante solo que constitui o aterro uma vez que se considerou que as características desses solos, apesar de diferentes, não diferiam muito, não se justificando como tal uma diferenciação entre estes. A parte balastrada, que se considerou para este trabalho, seguiu os valores usados normalmente para vias férreas balastradas de 0,60 metros de espessura, valor que corresponde a 0,30 metros de balastro e 0,30 metros de sub-balastro.

5.1.3. CARRIL, PALMILHA E TRAVESSAS

Como já foi acima frisado os carris, correntemente utilizados nas vias de alta velocidade, devem conferir à via uma superfície de rolamento quase perfeita, e que possibilite suportar da melhor forma possível as cargas que lhe são directamente aplicadas, devendo ter uma massa superior e com uma inércia elevada. Assentando nestes requisitos têm sido empregues nestas estruturas perfis UIC60, cujo perfil se apresenta de seguida na Fig. 5. 3.

No programa em questão a introdução do carril faz-se acrescentando um ponto à malha já criada, sobre a travessa e com uma distância de 0,75 metros relativamente ao eixo médio da via, atendendo assim à bitola europeia que será a usada nas linhas de alta velocidade. O ponto acrescido à malha é introduzido com as características do perfil *UIC 60* e que são as que se apresentam na Tabela 5. 2.

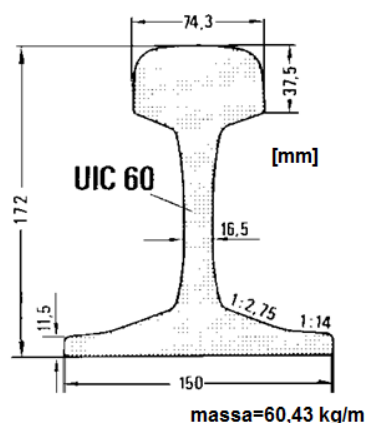


Fig. 5. 3 – Perfil tipo do carril UIC60.

Tal como toda a restante malha também as travessas foram modeladas recorrendo a elementos finitos. Estas foram tomadas com uma altura de 0,25 metros e com 1,25 metros de comprimento. As características das palmilhas e das travessas estão igualmente presentes na Tabela 5. 2

Tabela 5. 2 – Características mecânicas dos carris, palmilhas e travessas.

Material	Características		
Carril UIC 60	$EI=6,3 \times 10^6 \text{ N.m}^2$	$m=60 \text{ kg/m}$	
Palmilha	$k=255,7 \times 10^6 \text{ N/m}$	$c=22,5 \times 10^3 \text{ N.s/m}^2$	
Travessa	$E=17200 \text{ MPa}$	$\nu=0.2$	$\rho=1800 \text{ kg/m}^3$

5.1.4. FUNÇÃO DENSIDADE ESPECTRAL DAS IRREGULARIDADES

A situação ideal seria aquela em que o comboio circulasse sobre carris que permitissem uma superfície de rolamento perfeita. Contudo, tanto pelo processo de fabrico, como pela deterioração a que estes elementos são sujeitos, estas superfícies vão-se tornando mais irregulares. Estas irregularidades são responsáveis pela geração de vibrações ao longo do percurso dos comboios.

Para se conseguir definir analiticamente um perfil de irregularidades de uma via, atendendo à sua aleatoriedade, pode-se fazer uso de funções de densidade espectral $S(K_y)$, que será neste caso referente ao nivelamento longitudinal da via.

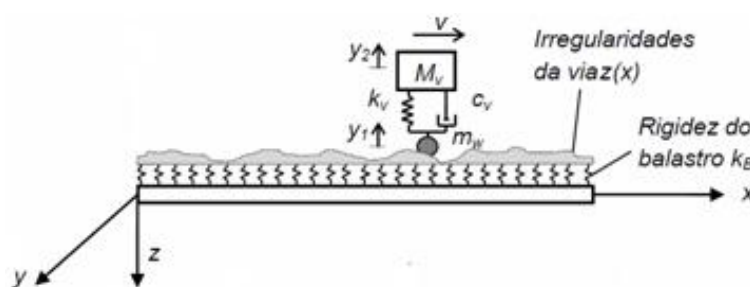


Fig.5. 4 – Elemento simples de interação veículo-estrutura (Pereira, 2008).

Existem várias propostas para definição dessa variável, contudo muitas delas dependem de diversas variáveis difíceis de quantificar por não estarem totalmente clarificadas em várias situações. Assim, optou-se no presente estudo pelo uso de uma expressão da *National Railway Company of Belgium* NMBS presente em Lombaert (2006), onde K_{y0} toma o valor de 1rad/m, n é igual a 3,5 e $S_{rzz}(K_{y0})$ tem o valor de $1,36 \times 10^{-8} \text{ m}^2/(\text{rad/m})$:

$$S(K_y) = S_{rzz}(K_{y0}) \times \left(\frac{K_y}{K_{y0}} \right)^{-n} \quad (5.1)$$

Através de medições efectuadas constatou-se que os comprimentos de onda nos carris eram geralmente restritos a valores que iam dos poucos metros até 20 ou 30 metros. A expressão acima apresentada, apesar de inicialmente ter sido feita para comprimentos de onda entre os 6 e os 24 metros, já tem sido por diversas vezes aplicada a uma gama mais alargada de valores, e como tal foi possível aplicar a este caso em concreto.

Para definir posteriormente o perfil de irregularidades recorre-se a uma expressão que permite fazer a soma para cada valor de x , que representa o comprimento da via, das várias irregularidades, procedendo contudo a um desfasamento das diferentes curvas através de ângulos de fase, θ_n , gerados aleatoriamente. A função para possibilitar a geração deste tipo de sinal foi proposta por Yang (1986), em que a variável α_n permite atender à amplitude das irregularidades e a função cosseno ao desfasamento de fase das irregularidades com diferentes comprimentos de onda:

$$z(x) = \sum_{n=1}^N \alpha_n \times \cos(2\pi f_n x - \theta_n) \quad (5.2)$$

Procedendo à substituição de variáveis obtem-se a expressão que permite gerar o perfil de irregularidades usado no desenvolvimento dos resultados:

$$z(x) = \sum_{n=1}^N \sqrt{2 \times S(K_y) \times \Delta \omega} \times \cos(\omega x - \theta_n) \quad (5.3)$$

Para determinar então o perfil de irregularidades da via definiram-se os seguintes valores dos comprimentos de onda, λ , para as várias irregularidades separadamente e que posteriormente somadas com os devidos desfasamentos de fase dão origem ao perfil usado ao longo de todas as análises. Os valores usados estão presentes na Tabela 5. 3.

Tabela 5. 3 – Valores de comprimento de onda e frequência angular.

λ (m)	ω (Hz)
0,5	$2 \pi/0,5$
1	2π
2	π
4	$0,5 \pi$
8	$0,25 \pi$
16	$0,125 \pi$
32	$0,0625 \pi$

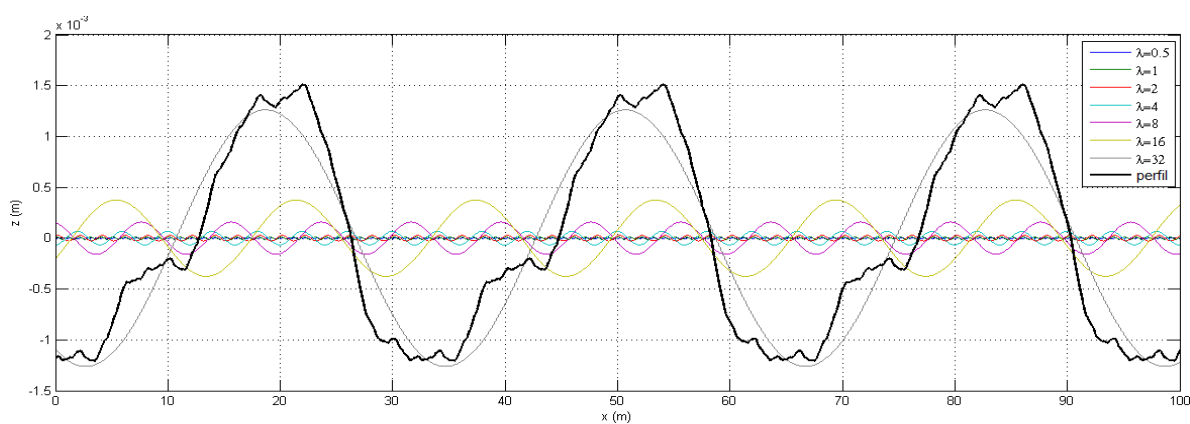


Fig.5. 5 – Perfil de irregularidade obtida para uma extensão de 100 metros de via.

É possível verificar pela análise do perfil de irregularidades da Fig.5. 5 que este sofre uma grande influência correspondente ao comprimento de onda de 32 metros, pois como é visível a forma da irregularidade apresenta-se bastante larga. Sendo o máximo comprimento de onda das várias irregularidades de 32 metros, constata-se que esse será o comprimento após o qual ocorre a repetição das irregularidades de forma sucessiva.

Pelas medições que têm sido realizadas em diversas linhas do valor das irregularidades reais, verifica-se que os valores de pico que se obtêm com a utilização desta função estão dentro da gama de valores obtidos nas medições *in-situ*.

5.1.5. MATERIAL CIRCULANTE

Não se baseando o presente trabalho em concreto no material circulante, toda a análise assentou num comboio do tipo articulado, ou seja, com os *bogies* no intervalo entre duas carruagens contíguas, o que implica duas cargas de eixo por carruagem de acordo com o modelo apresentado na Fig. 5. 6.

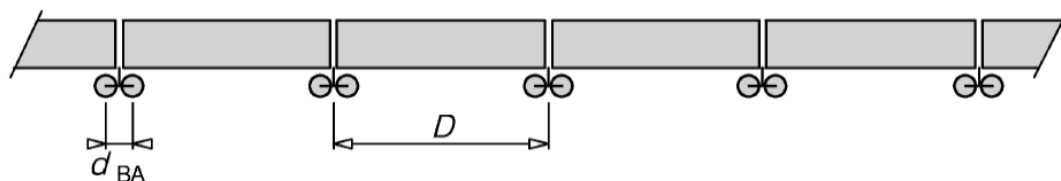


Fig. 5. 6 – Modelo de um comboio articulado (Pereira, 2008).

O modelo de comboio utilizado, relativamente aos espaçamentos entre cargas, foi mais precisamente o *Thalys PBKA (Thalys 2)* que é uma derivação do TGV Francês que liga Paris, Bruxelas, Colónia (Köln) e Amesterdão. Relativamente ao valor da carga máxima por eixo foi usado para todos o valor máximo limitado pelo Eurocódigo1 de 170 kN. Este valor apesar de não corresponder aos valores reais para o comboio em causa está pelo lado da segurança. No Anexo 2 apresentam-se na Tabela A2. 1 os dados que foram usados na simulação do comboio.

A velocidade de circulação dos comboios considerada para a execução da análise e obtenção dos resultados foi de 300 km/h o que corresponde a aproximadamente 83,33 m/s.

Para as análises considerou-se que a carga não suspensa, o que inclui como já visto os elementos que dependem das características da via, como é o caso dos eixos e todos as peças a eles ligados, é aquela que tem maior influência nas velocidades e deslocamentos que se fazem sentir. Este aspecto pode ser explicado pelo facto de os amortecedores levarem a que não haja uma resposta muito forte da parte suspensa dos comboios, por se situar acima daqueles, quando sofrem uma mudança de direcção devida às irregularidades.

5.1.6. MODELAÇÃO DAS MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

Para proceder à análise e percepção da forma como cada uma das medidas de mitigação estudadas poderia inferir numa melhoria ao nível do conforto e segurança na vizinhança das linhas de alta velocidade usou-se como base a situação em que a via se encontra sob um aterro com 1,5 metros de altura.

As situações de mitigação, baseadas no caso do aterro com 1,5 metros de altura, tomado como caso base, foram as seguintes:

- Alteração do solo da fundação;
 - 1,5 metros;
 - E=49,4 MPa;
 - E=197,6 MPa;
 - E=444,6 MPa;
 - 3 metros;
 - E=49,4 MPa;
 - E=197,6 MPa;
 - E=444,6 MPa;
- Trincheiras;
 - a 3 metros da base do aterro com 5 metros de profundidade;
 - E=790,4 MPa;
 - E=17200 MPa;
 - a 3 metros da base do aterro com 7 metros de profundidade;

- $E=790,4$ MPa;
- $E=17200$ MPa;
 - na base do aterro com 7 metros de profundidade e $E=17200$ MPa;
- Palmilhas;
 - $k=100 \times 10^6$ N/m;
 - $k=500 \times 10^6$ N/m.
- Blocos com $E=17200$ MPa;
 - ao nível da superfície natural do terreno;
 - com 0,5 metros de espessura;
 - com 1 metro de espessura;
 - a 1 metro do nível da superfície natural do terreno;
 - com 0,5 metros de espessura;
 - com 1 metro de espessura;

De seguida apresentam-se esquemas elucidativos das soluções acima descritas para permitir uma melhor compreensão da forma como estas foram implementadas.

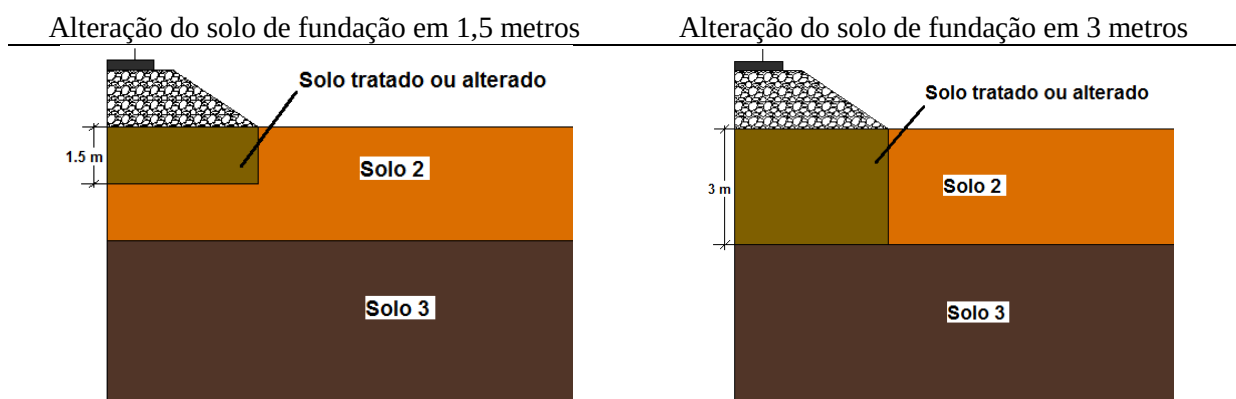


Fig. 5. 7 – Mitigação com recurso à alteração das características do solo de fundação.

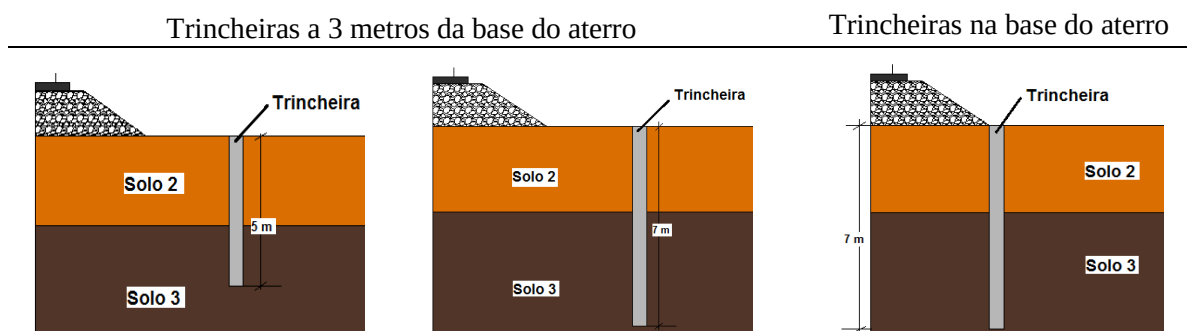


Fig. 5. 8 – Mitigação com recurso a trincheiras preenchidas.

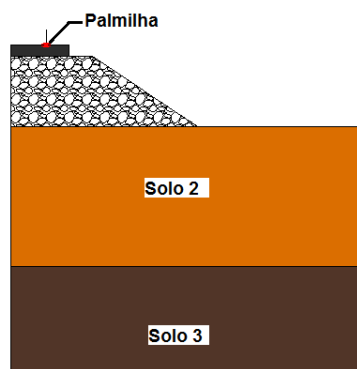


Fig. 5. 9 – Mitigação com recurso à alteração das características da palmilha.

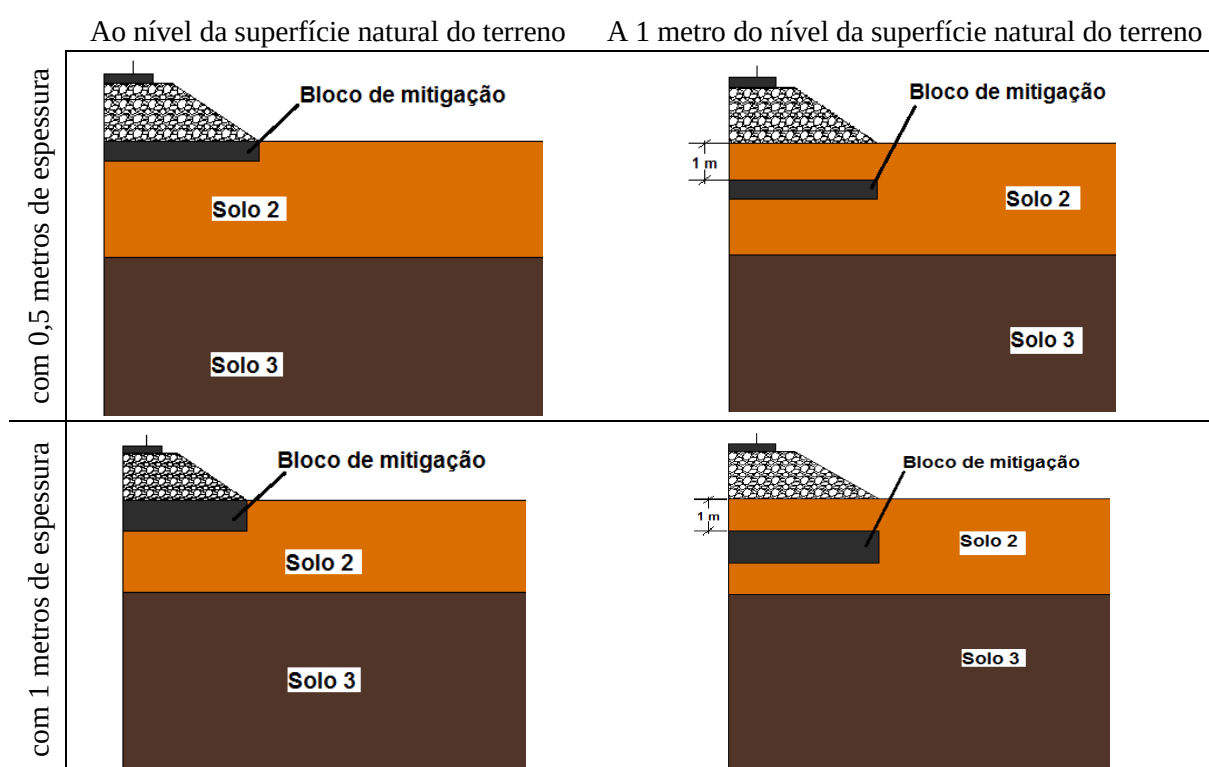


Fig. 5. 10 – Mitigação com recurso a blocos de mitigação.

5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.2.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Como se pode verificar, através pela análise das Fig. 5. 11 e Fig. 5. 13, o modelo de cargas móveis representa correctamente o comboio *Thalys PBKA (Thalys 2)* onde se distinguem perfeitamente os 26 eixos que o caracterizam, e que são perceptíveis pelos picos de deslocamentos verticais que surgem em ambas as figuras e que se pormenoriza na Fig. 5. 12.

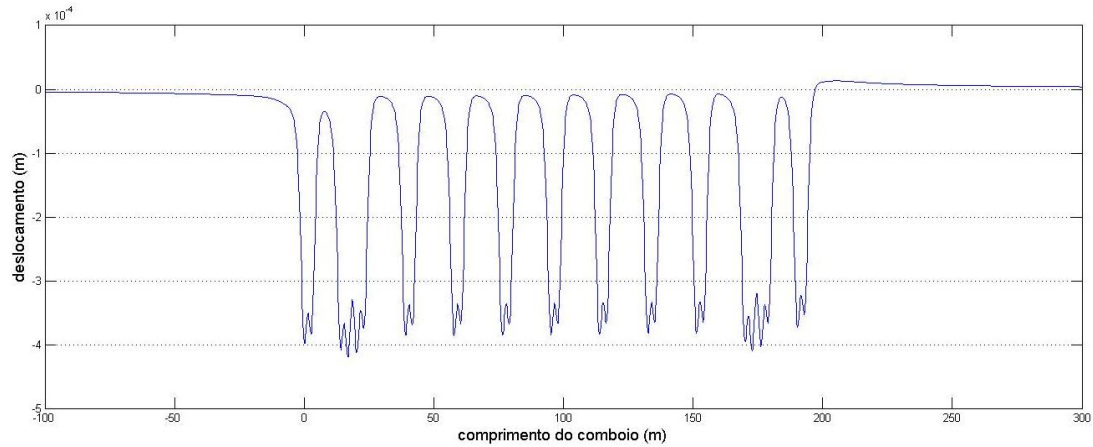


Fig. 5.11 – Deslocamento vertical do carril função do comprimento do comboio para o caso base.

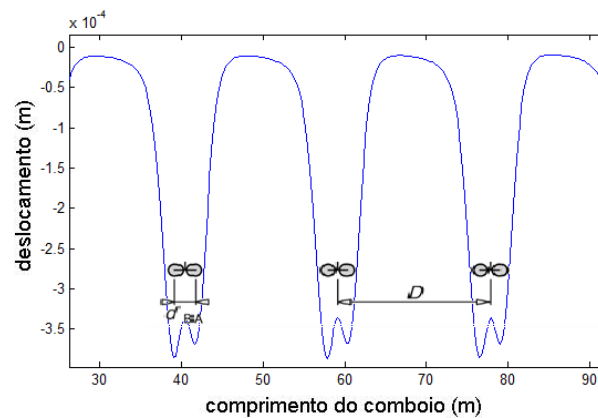


Fig. 5.12 – Pormenor da coincidência da passagem das rodas com os picos de deslocamento vertical.

Analisando a Fig. 5.13 percebe-se que o tempo que demora a passar os 26 eixos sobre um mesmo ponto estático no carril é cerca de 2,5 segundos, o que à velocidade de 300 km/h vai corresponder aos 193,15 metros de distância entre o primeiro e o último eixo, visíveis na Tabela A2. 1 em anexo.

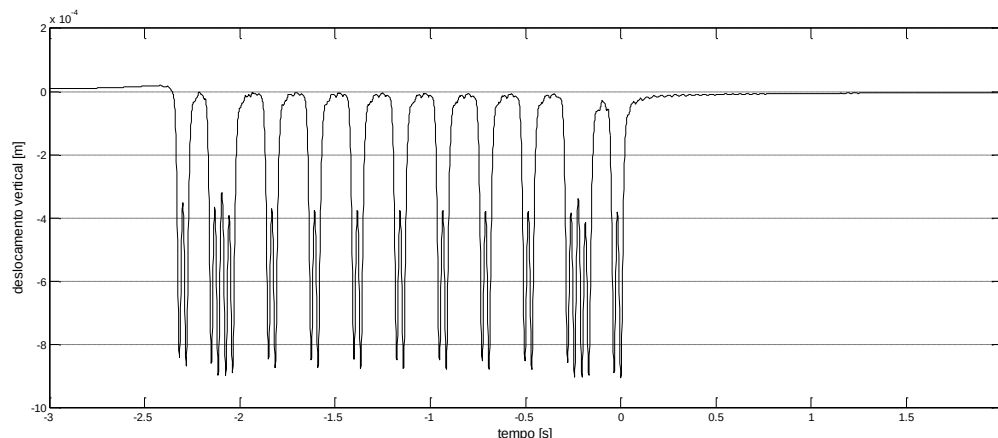


Fig. 5.13 – Gráfico da componente vertical do deslocamento no domínio do tempo para o ponto do carril para o caso base.

Para perceber de que forma a altura do aterro e as medidas de mitigação de vibrações aplicadas influenciam os deslocamentos verticais obtidos, no plano vertical da via, analisaram-se os pontos A, B e C, assinalados na Fig. 5. 14, correspondentes ao carril, ao ponto abaixo da travessa e ao ponto na interface entre o solo de aterro e o solo da fundação respectivamente.

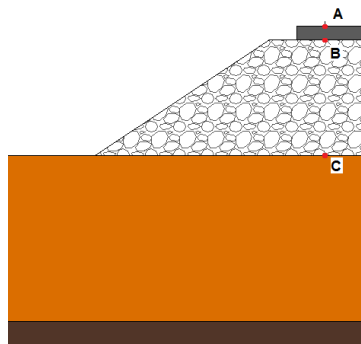


Fig. 5. 14 – Localização dos pontos A, B e C para cálculo dos deslocamentos verticais.

Tabela 5. 4 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro sem aplicação de medidas de mitigação.

Solução em estudo	Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	ΔD_v^{10}
Aterro com 1,5 m	9,081E-04m	6,907E-04m	3,943E-04m	5,14
Aterro com 3 m	8,655E-04m	6,077E-04m	2,859E-04m	5,80

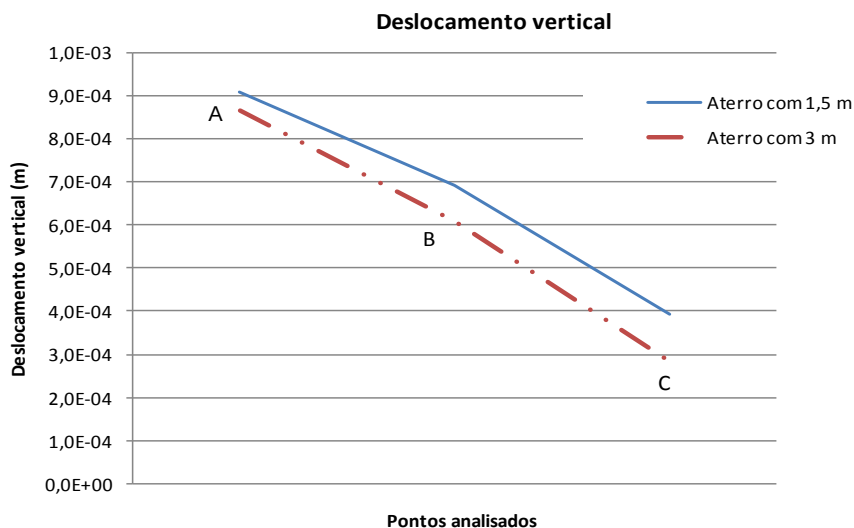


Fig. 5. 15 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação de aterro sem aplicação das medidas de mitigação.

¹⁰ ΔD_v - Aumento do deslocamento vertical do ponto C até ao A.

Para ser mais fácil analisar a informação, foram compilados em tabelas, Tabela 5. 4 e restantes no Anexo 3, os valores máximos do deslocamento vertical que se fazem sentir nos pontos anteriormente referidos.

É perceptível pela análise da informação contida na Fig. 5. 15 e Tabela 5. 4 que para o caso em que o aterro, com módulo de deformabilidade de 130 MPa, tem uma altura superior, os valores para os deslocamentos verticais calculados nos diversos pontos são inferiores aos verificados no caso em que se constrói um aterro com uma altura inferior, havendo uma parcela maior do deslocamento total que se deve à altura de aterro. Este aspecto é perceptível por se estar a falar de uma maior distância que separa o ponto C do ponto A, ou seja, o carril, no caso em que se tem 3 metros de solo no aterro.

As restantes análises relativamente aos deslocamentos serão realizadas pela comparação dos valores com os obtidos para o caso base, ou seja, a situação de aterro com 1,5 metros de altura.

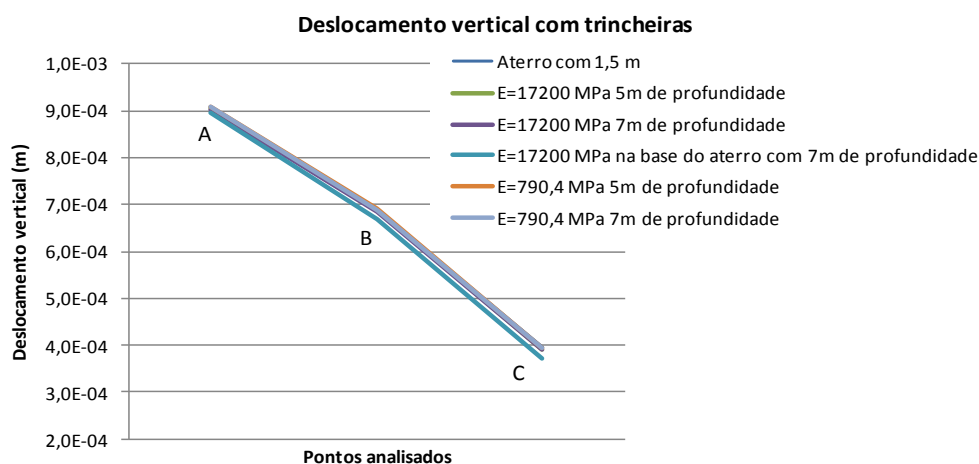


Fig. 5. 16 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se realizam trincheiras.

Como é compreensível pela visualização da Fig. 5. 16, e pela sobreposição quase total dos gráficos, a realização de trincheiras tem uma influência nula ou quase nula nos deslocamentos que se fazem sentir nos pontos analisados. As conclusões que se tiram destes resultados, da constância em termos de deslocamentos verticais, vão de encontro aos resultados que seriam inicialmente expectáveis.

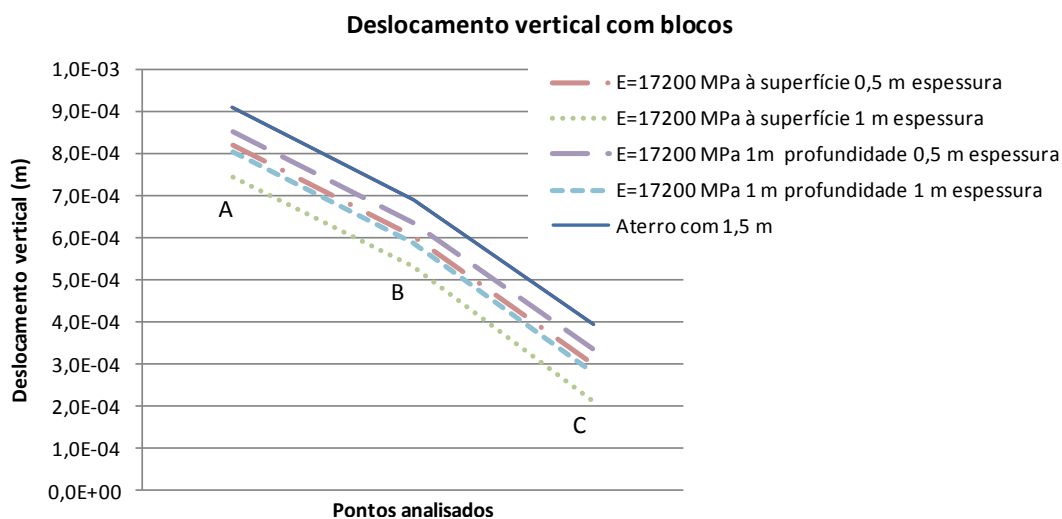


Fig. 5. 17 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se realizam blocos.

Nos casos em que se aplicam os blocos como medida mitigadora, percebe-se que a presença de um elemento rígido sob os solos de aterro faz com que, em todas as situações que se analisaram, se verifiquem menores deslocamentos verticais nos pontos em estudo. Parece ainda provar-se, pelos resultados obtidos, que a espessura do bloco é mais importante que a profundidade a que se encontra para a redução dos deslocamentos verticais. Esta conclusão fica patente na Fig. 5. 17 onde é perceptível que ambos os blocos estudados com 1 metro de espessura funcionam de forma mais eficiente que os realizados com 0,5 metros de espessura. No entanto, a questão da profundidade a que se encontra o bloco não é indiferente para esta grandeza, pois dentro dos blocos com a mesma espessura, aquele que melhor funciona é o que se encontra mais próximo da fonte de geração de vibrações. Assim, como evidencia o gráfico acima apresentado, os blocos mais espessos e mais próximos da superfície têm um melhor desempenho.

É ainda de notar, pelo paralelismo que as rectas apresentam, que em termos de deslocamentos relativos estes se mantêm nas diferentes soluções sensivelmente constantes entre os pontos analisados, como se comprova na última coluna da Tabela A3. 2.

Análise semelhante à anteriormente realizada pode ser aplicada ao caso em que se procede à alteração de características do solo de fundação, funcionando o respectivo solo tratado, quando com características que levem a uma aumento da rigidez, como um bloco. Como seria expectável quando se tem um material sob a fundação com um módulo de deformabilidade que é inferior ao presente no estudo base realizado, as deformações que se fazem sentir são superiores, como se observa pelas linhas situadas acima da linha contínua na Fig. 5. 18, correspondente ao modelo base de aterro com 1,5 metros.

Pode ainda ser feita uma referência de que se obtêm, relativamente ao aspecto dos deslocamentos verticais, soluções equivalentes quando se procede ao melhoramento do solo para um módulo de deformabilidade de 444,6 MPa até uma profundidade de 1,5 metros e quando se tem 3 metros com um módulo de deformabilidade de 197,6 MPa.

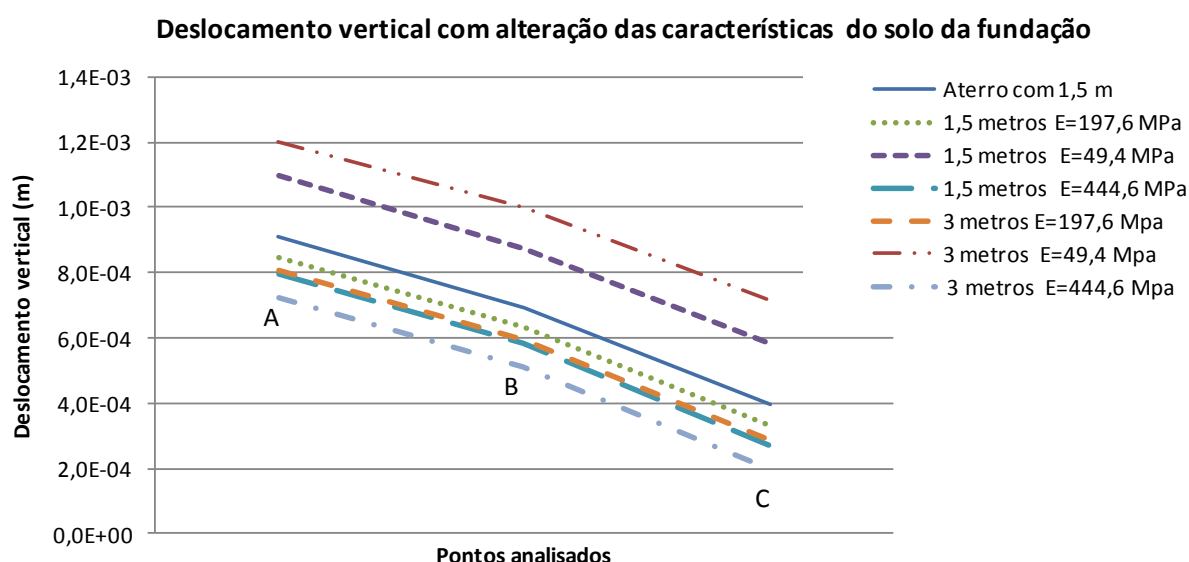


Fig. 5. 18 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se procede à alteração das características de solo da fundação.

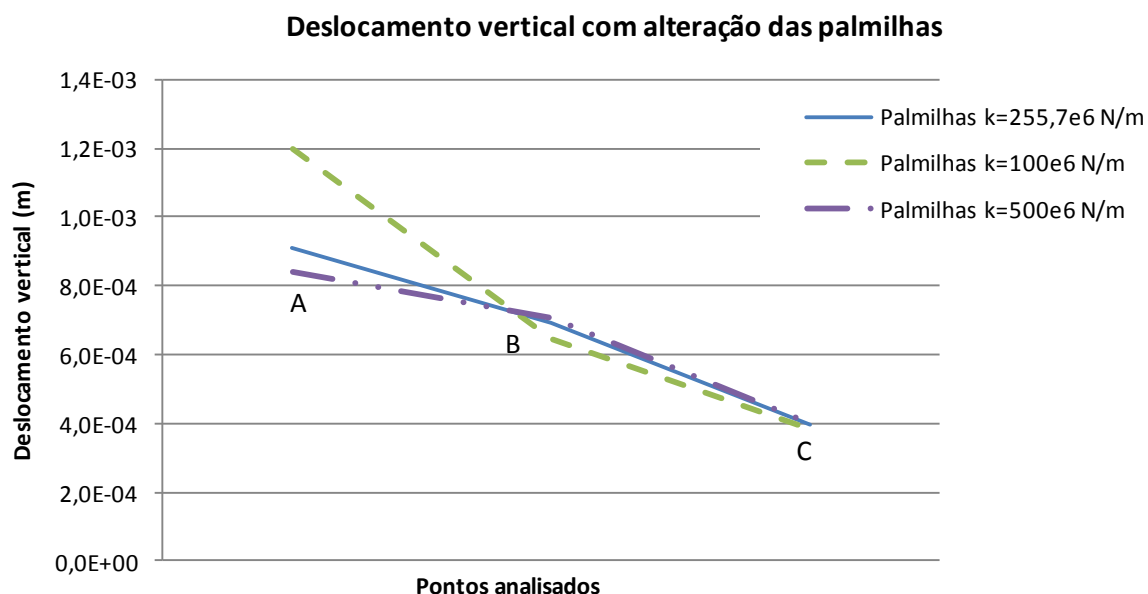


Fig. 5. 19 – Valores dos deslocamentos nos pontos em questão para situação em que se procede à alteração das palmilhas.

Quando se utiliza como medida de mitigação para a questão das vibrações, a colocação de palmilhas com características diferentes das que foram inicialmente usadas no problema base, com uma rigidez de $255,7 \times 10^6$ N/m, percebe-se que o deslocamento vertical total é bastante similar no ponto C, como fica visível na Fig. 5. 19. Porém, o deslocamento relativo ao troço $\overline{AB}$, quando se utilizam palmilhas com uma rigidez inferior, é bastante superior, diminuindo o declive deste troço e consequentemente a sua importância com o aumento da rigidez.

5.2.2. VELOCIDADES MÁXIMAS VERIFICADAS NAS DIFERENTES SITUAÇÕES

De seguida, e com vista a verificar de que forma as diferentes situações estudadas podem influenciar as velocidades máximas que se fazem sentir nos diversos pontos, são apresentados esses valores em gráficos e nas tabelas presentes no Anexo 3 (Tabela A3.5 a Tabela A3.9). De notar que, tal como na análise anterior, também aqui se fará a comparação das várias situações analisadas com o caso da via ser realizada em aterro com 1,5 metros de altura. A localização relativa dos pontos analisados está presente na Fig. 5. 20 que se segue.

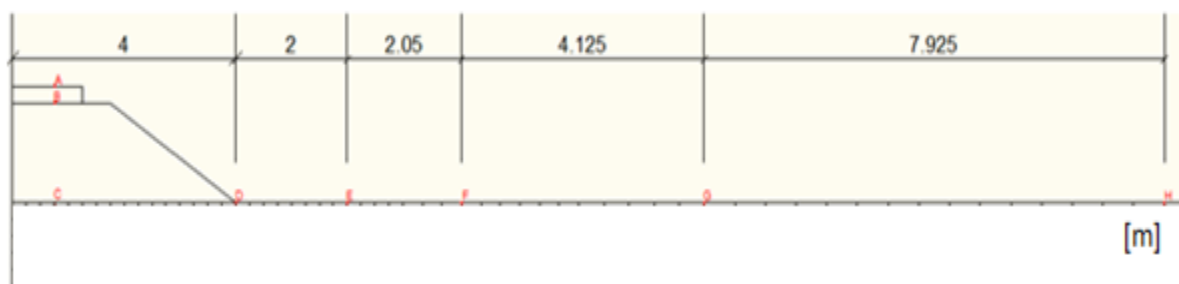


Fig. 5. 20 – Esquema ilustrativo da posição dos pontos analisados na malha utilizada para aterro com 1,5 metros de altura.

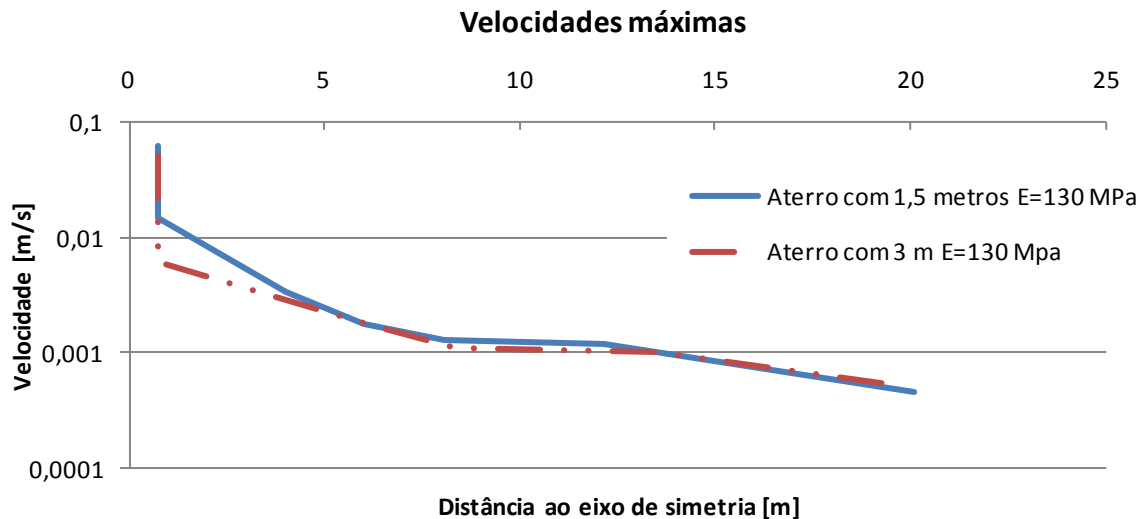


Fig. 5. 21 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para situação de aterro sem aplicação das medidas de mitigação.

Como se pode verificar pela observação da Fig. 5. 21, na análise das velocidades máximas que se fazem sentir em diversos pontos, o caso que se apresenta mais gravoso é o que se realiza sobre um aterro com 1,5 metros de altura em comparação com o caso de aterro com 3 metros de altura. Contudo é perceptível que as diferenças se verificam essencialmente no ponto do carril e pontos subjacentes a este, havendo um aproximar progressivo dos valores das velocidades máximas nos dois casos com o aumento da distância a que os pontos se encontram do eixo de simetria.

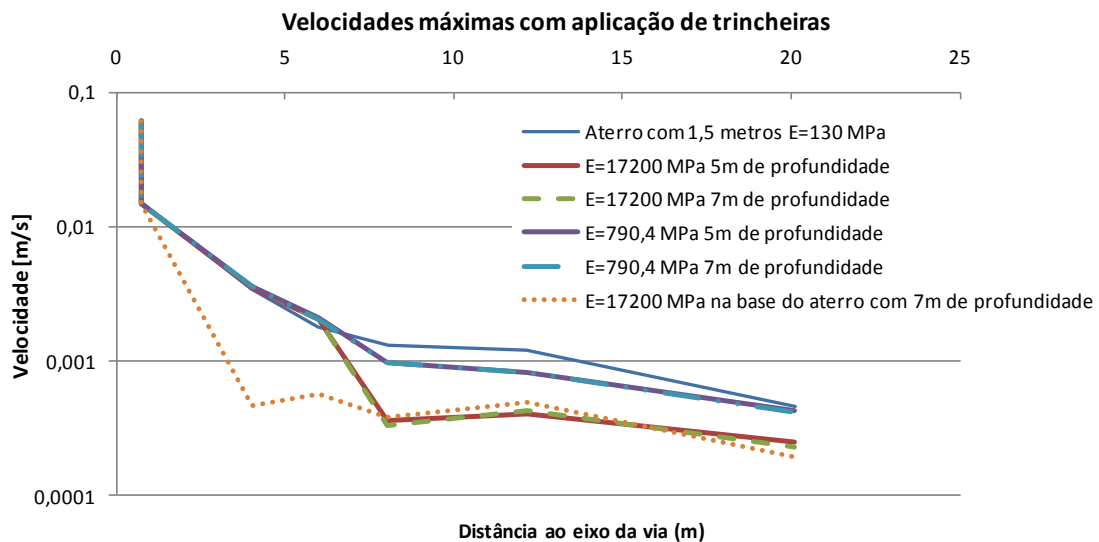


Fig. 5. 22 – Valores das velocidades máximas medidas em diversos pontos para a situação em que se realizam trincheiras.

Quando se procede à construção de trincheiras no terreno, são perceptíveis reduções mais ou menos acentuadas a partir do ponto onde esta é realizada. Como se observa da Fig. 5. 22, quanto mais perto da fonte de vibração for realizada a trincheira, mais cedo se verifica a redução das velocidades máximas que se fazem sentir nos pontos estudados. Pode ainda concluir-se que, quando se realizam

trincheiras com um módulo de deformabilidade superior, se consegue obter uma maior eficiência da aplicação deste tipo de soluções de mitigação. Pode-se verificar que este tipo de estruturas não influenciam as velocidades máximas que foram medidas no carril e nos pontos subjacentes.

Com a realização de trincheiras com o módulo de deformabilidade de 790,4 MPa, apesar de se conseguir algum benefício com estas, percebe-se que esse benefício é quase nulo, principalmente pela proximidade que se verifica entre os valores medidos para os pontos mais afastados que foram analisados.

Como foi anteriormente referido, o maior afastamento da trincheira à origem, não afecta a sua eficiência, como se percebe pela proximidade que apresentam as curvas correspondentes a trincheiras com o módulo de deformabilidade de 17200 MPa e com 7 metros de profundidade, para os pontos localizados para lá da trincheira mais afastada da origem.

Tendo-se obtido ainda uma coincidência ao nível dos gráficos para os distintos módulos de deformabilidade no caso de 5 e 7 metros de profundidade, percebe-se que em termos de velocidades máximas obtidas, o aumento da profundidade das trincheiras modelado em nada melhorou o comportamento.

Concluindo, para redução das velocidades máximas, pelas análises efectuadas os factores que se mostraram determinantes nas soluções estudadas foram o aumento do módulo de deformabilidade e a proximidade à origem, este último unicamente para reduzir a extensão de terreno afectada pelas maiores velocidades.

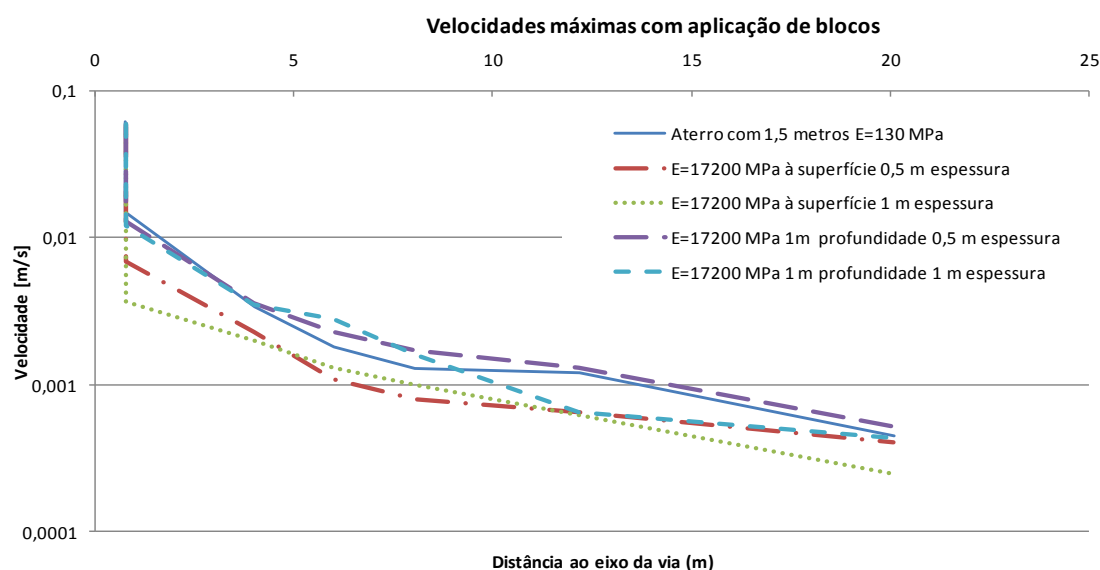


Fig. 5. 23 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para a situação em que se realizam blocos.

Como se verifica, apenas os blocos que se situam mais à superfície conseguem obter alguma eficiência relativamente às velocidades no ponto C, referido na Fig. 5. 14, melhorando esse benefício para o caso do bloco mais espesso, como é perceptível da análise da Fig. 5. 23. Percebe-se ainda que a realização de um bloco menos afastado da fonte de geração de vibrações apresenta um comportamento inicial melhor que os que são feitos com um maior distanciamento. Em termos dos valores para o ponto mais afastado da análise, apenas o bloco mais superficial com 1 metro de espessura, de entre as soluções estudadas, traz melhorias.

Dentro dos blocos que estão à mesma profundidade, na generalidade dos pontos, aquele que melhor se comporta é o que é construído com uma espessura superior, criando uma barreira maior à propagação das ondas que vão posteriormente atingir os pontos mais afastados do modelo.

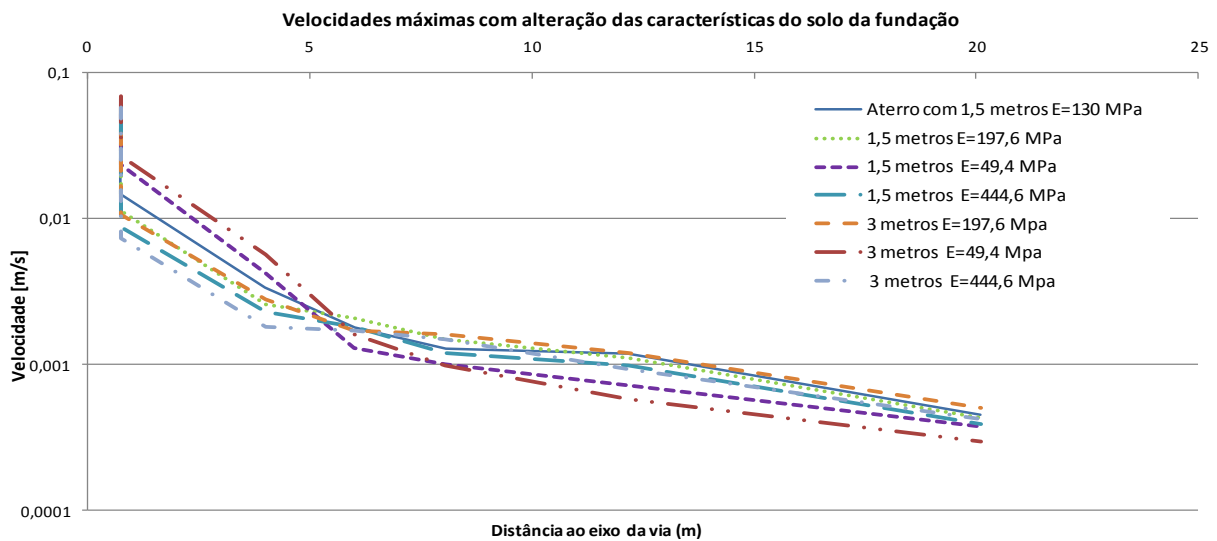


Fig. 5. 24 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para a situação em que se procede à alteração das características de solo da fundação.

Analisando o gráfico presente na Fig. 5. 24 pode-se verificar que, para os pontos mais próximos do carril, funcionam de forma mais eficiente as soluções em que se tem um material com um módulo de deformabilidade superior até uma maior profundidade. Contudo, e um pouco de forma surpreendente ao que seria inicialmente expectável, existe uma inversão em termos de eficiência, das diversas soluções, com o aumento da distância ao carril.

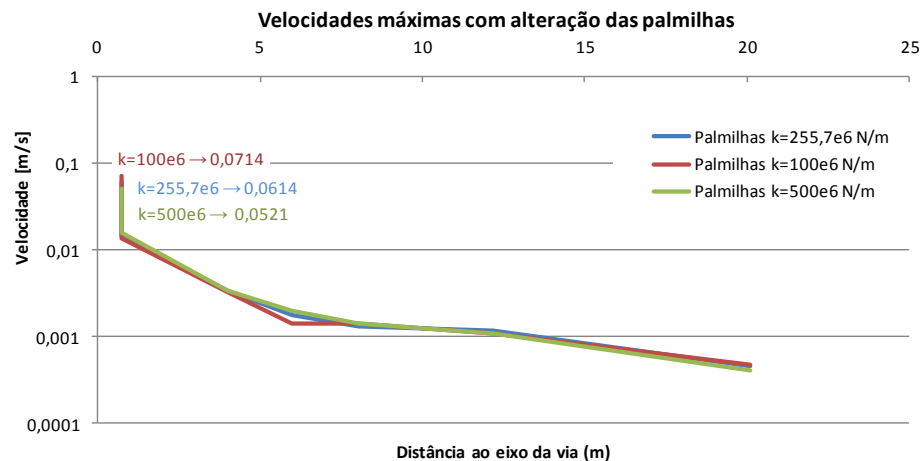


Fig. 5. 25 – Valores das velocidades máximas em diversos pontos para a situação em que se procede à alteração das palmilhas.

Pela observação das curvas presentes na Fig. 5. 25, é possível constatar que a alteração em termos de rigidez da palmilha aplicada sob o carril, apenas se reflecte nas velocidades máximas que se fazem sentir ao nível do carril, tal como ocorria quando se analisaram os valores dos deslocamentos verticais.

Para uma rigidez inferior das palmilhas percebe-se que existe uma redução maior no valor da velocidade de pico do nó do carril para o nó localizado abaixo da travessa, visível na Tabela A3. 9.

5.2.3. ESPECTROS DE FREQUÊNCIAS E CONFRONTAÇÃO DE VALORES

Perante a dificuldade de análise da incomodidade e danos na proximidade de vias férreas com recurso ao valor das velocidades em função do tempo, com gráficos do tipo do apresentado na Fig. 5. 26 e na Fig. 5. 27, procedeu-se à obtenção dos gráficos que expressam a velocidade quadrática média (r.m.s.) vertical em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência, permitindo uma comparação destes valores com as curvas que se mostram na Fig. 2. 20 e Fig. 2. 22.

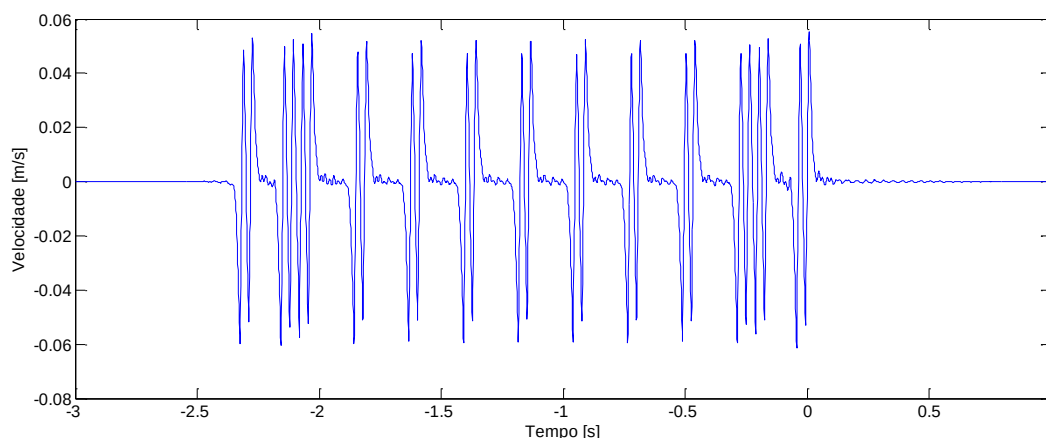


Fig. 5. 26 – Gráfico da componente vertical da velocidade no domínio do tempo para o nó do carril no caso de aterro com 1,5 metros.

Além da dificuldade que se tem em conseguir definir uma gama de valores, em termos de velocidades, que afectam pessoas e construções, os próprios gráficos que se obtêm, para pontos mais distantes, não apresentam uma boa perceptibilidade para uma posterior análise dos resultados, como se vê na Fig. 5. 27.

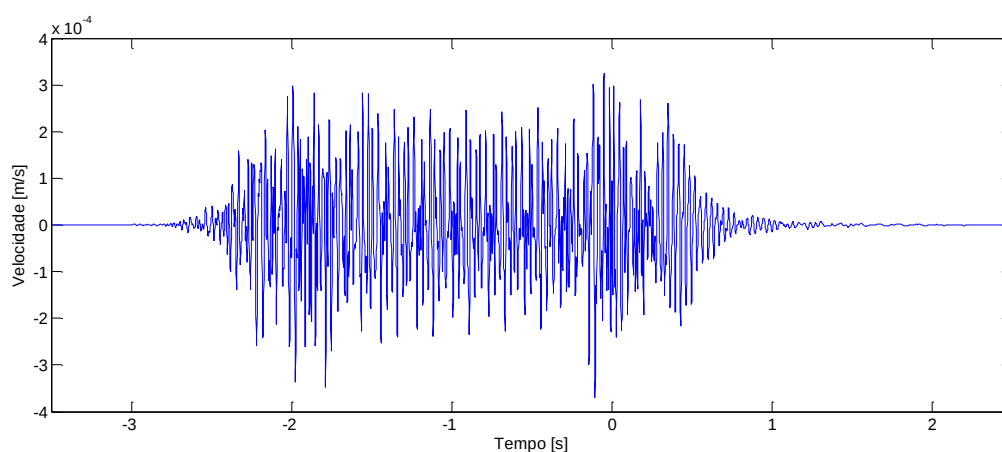


Fig. 5. 27 – Gráfico da componente vertical da velocidade no domínio do tempo para o nó H no caso de aterro com 1,5 metros.

De forma resumida para obtenção dos gráficos que serão usados é necessário proceder aos seguintes passos:

- Obter velocidades no domínio da frequência pela aplicação do *Fast Fourier Transform*;
- Passar para velocidades quadráticas médias em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência;
- Comparação dos diferentes gráficos obtidos para os diferentes cenários e pontos.

De seguida são então realizadas as análises para os diversos casos e diferentes pontos.

5.2.3.1. Aterro com 1,5 metros

Apresentam-se agora os gráficos com os resultados obtidos para cada um dos nós analisados para a situação em que temos a via sobre um aterro com 1,5 metros de altura.

Na Fig. 5. 20 apresenta-se um esquema que permite perceber a localização e as distâncias de cada um dos pontos analisados.

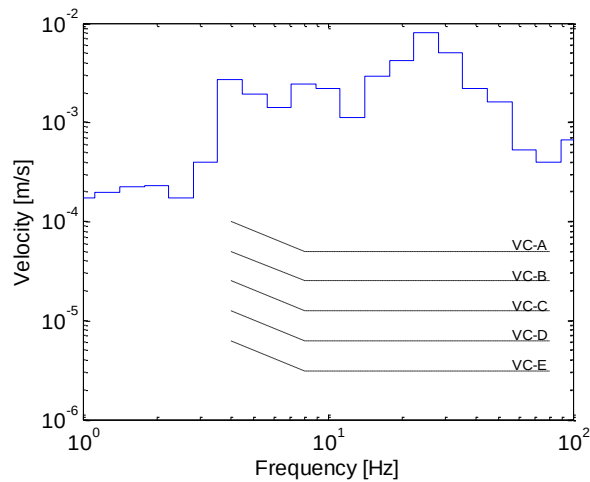


Fig. 5. 28 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) no caso de aterro com 1,5 metros.

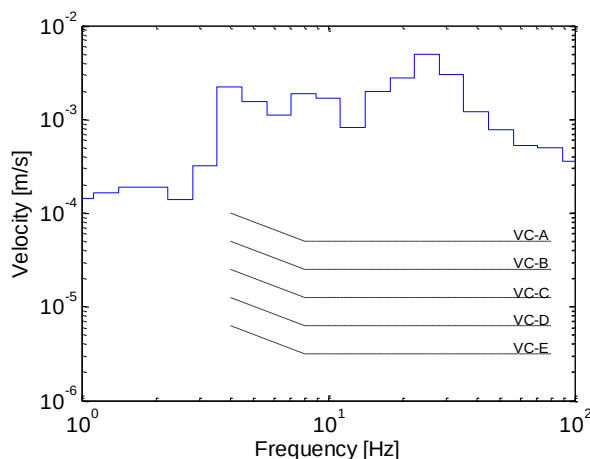


Fig. 5. 29 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B no caso de aterro com 1,5 metros.

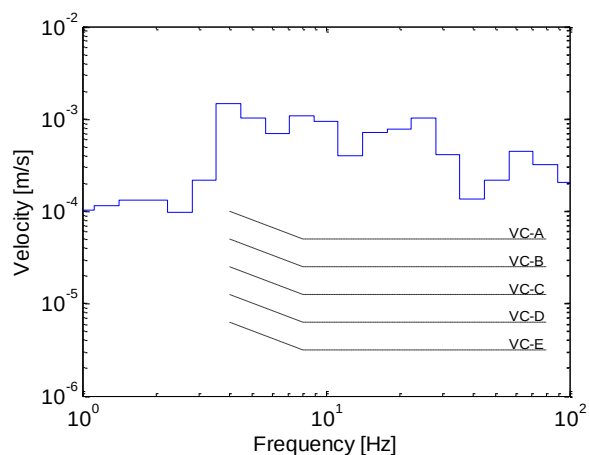


Fig. 5. 30 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C no caso de aterro com 1,5 metros.

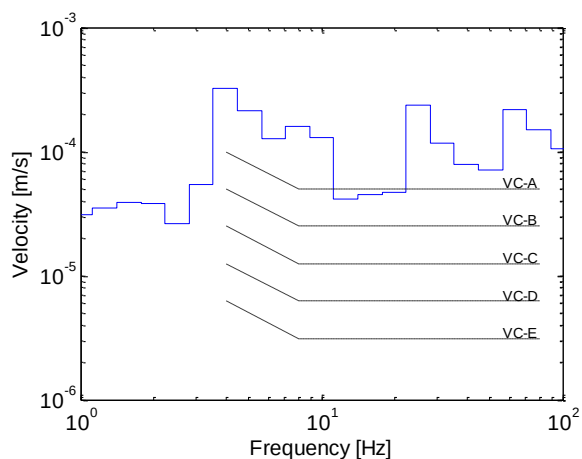


Fig. 5. 31 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D no caso de aterro com 1,5 metros.

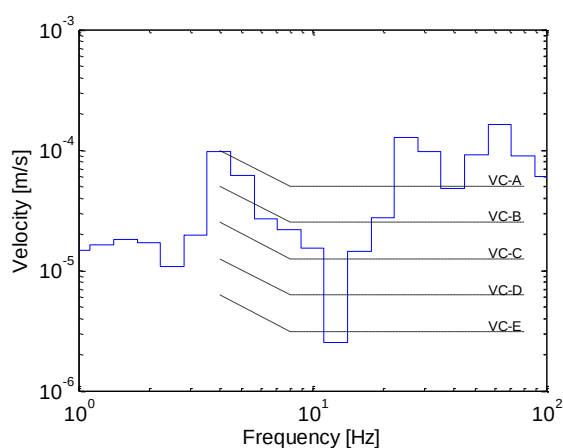


Fig. 5. 32 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E no caso de aterro com 1,5 metros.

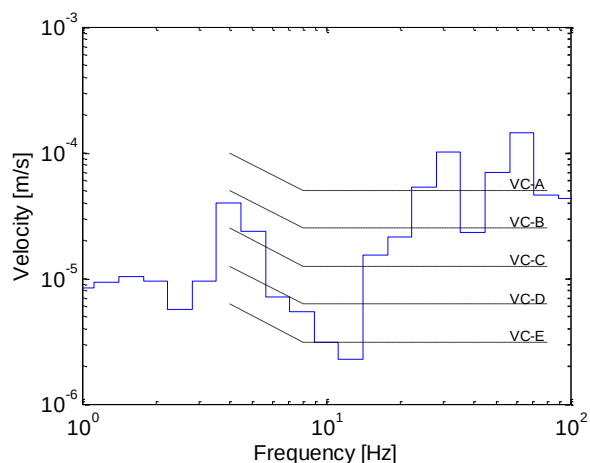


Fig. 5. 33 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F no caso de aterro com 1,5 metros.

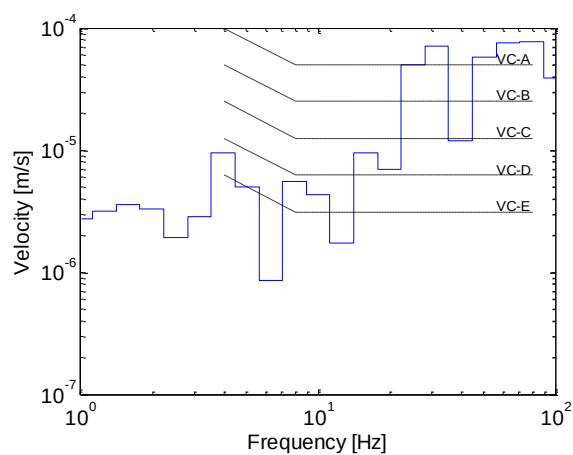


Fig. 5. 34 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G no caso de aterro com 1,5 metros.

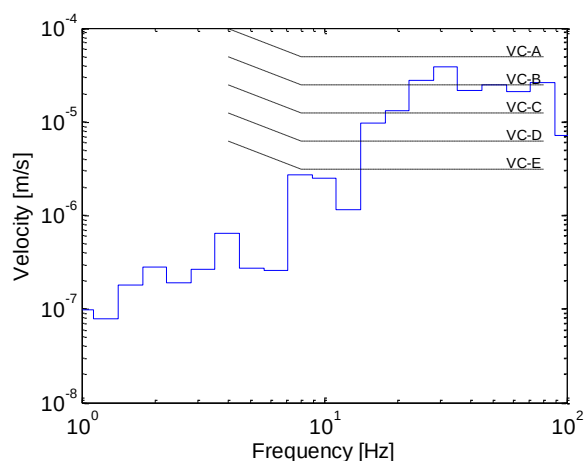


Fig. 5. 35 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H no caso de aterro com 1,5 metros.

Analisando os gráficos percebe-se que com o afastamento dos pontos relativamente à fonte de excitação, comboio a circular sobre o carril, vai-se assistindo a uma diminuição da energia, ou seja da r.m.s., para as diversas bandas de frequência. Apenas pontualmente, isto é, para algumas bandas e em certos nós, se assiste a pequenas excepções a esta conclusão. Talvez seja importante referir que para possibilitar a visualização de toda a gama de frequências que se observam desde o carril até ao último ponto H, a cerca de 20 metros do eixo de simetria da via, tornou-se necessário que a escala usada no eixo das ordenadas, correspondente à velocidade, fosse alterada ao longo dos gráficos dos diversos pontos, o que poderá, numa análise menos cuidada, levar a alguma confusão na percepção das variações que vão ocorrendo.

Pode ainda referir-se que as frequências mais baixas são aquelas que, com o aumento da distância, sofrem uma maior redução ao nível da energia que transportam. Sabendo-se, como foi já anteriormente mencionado na página 22, que as ondas que provocam maior incomodidade nas pessoas se situam na gama dos 4 aos 8 Hz, é importante que essa redução se verifique.

5.2.3.2. Aterro com 3 metros

Procede-se de seguida à análise do que ocorre numa outra situação de aterro em que se aumenta para o dobro a altura de solo sob a via férrea, com 3 metros. Esta será realizada, tal como todas as próximas análises, procedendo a uma comparação dos resultados obtidos com os que se concluíram para o caso anterior de aterro com 1,5 metros de altura. A localização dos diferentes pontos é representada no esquema presente na Fig. 5. 36.

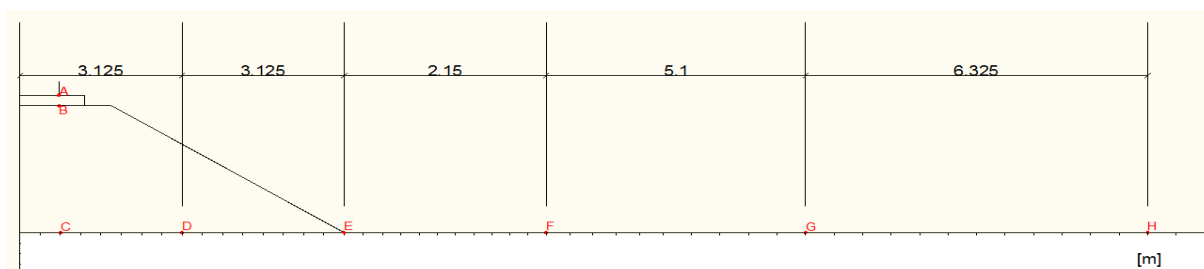


Fig. 5. 36 – Esquema ilustrativo da posição dos pontos analisados na malha utilizada para aterro com 3 metros de altura.

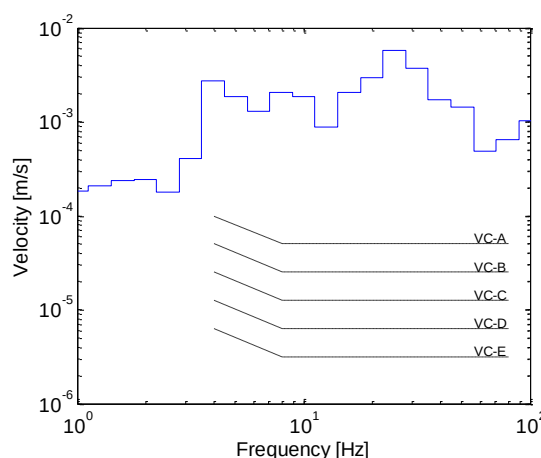


Fig. 5. 37 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) no caso de aterro com 3 metros.

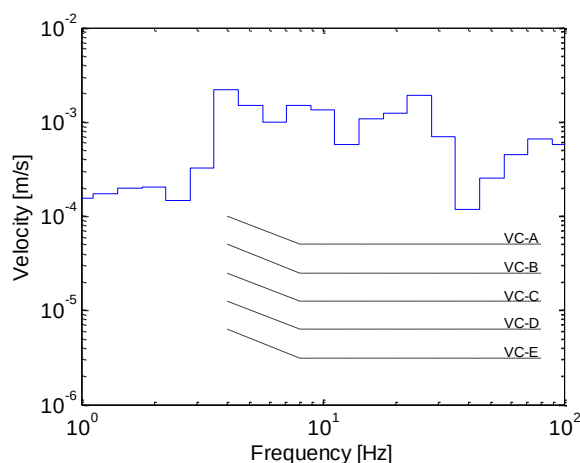


Fig. 5. 38 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B no caso de aterro com 3 metros.

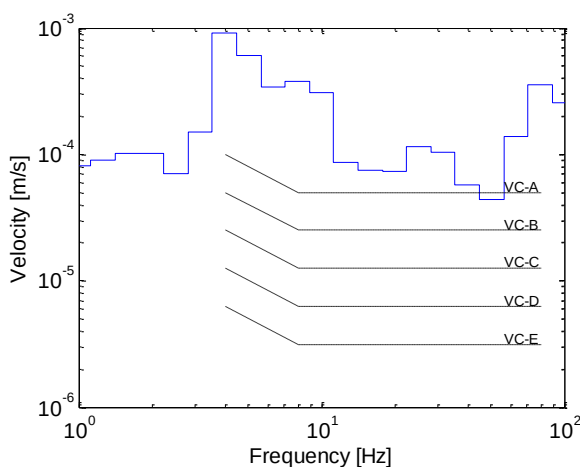


Fig. 5. 39 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C no caso de aterro com 3 metros.

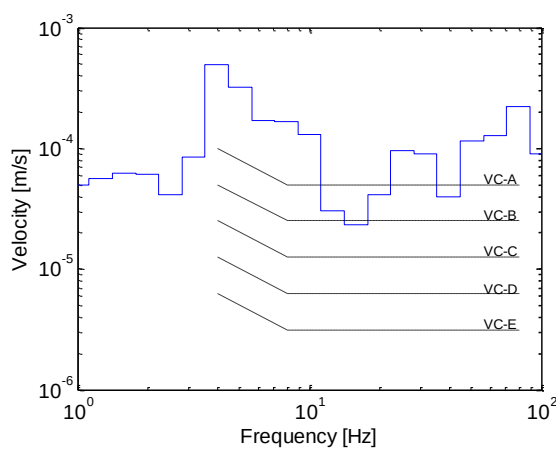


Fig. 5. 40 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D no caso de aterro com 3 metros.

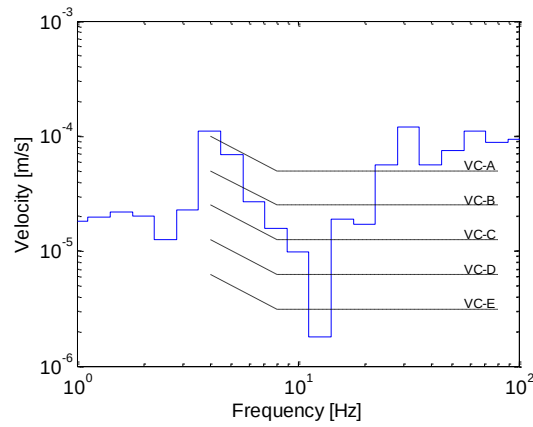


Fig. 5. 41 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E no caso de aterro com 3 metros.

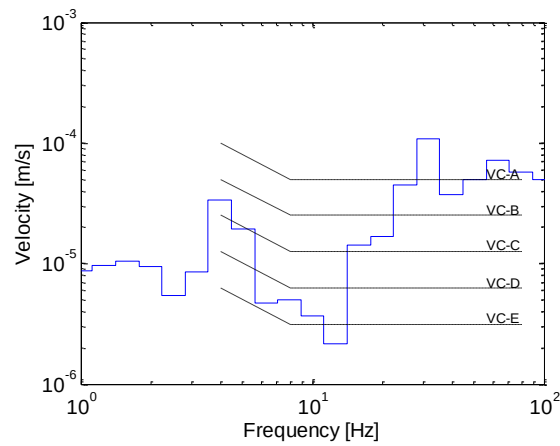


Fig. 5. 42 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F no caso de aterro com 3 metros.

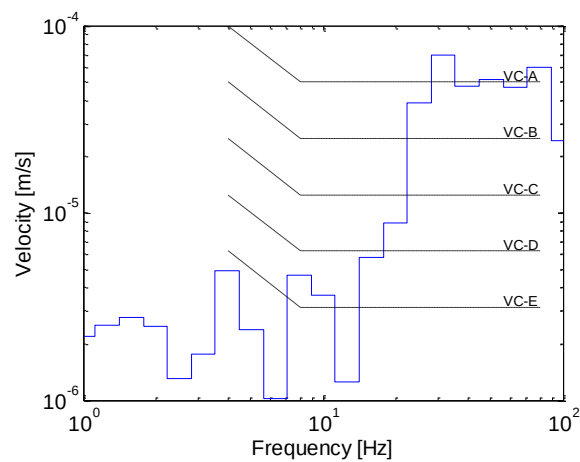


Fig. 5. 43 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G no caso de aterro com 3 metros.

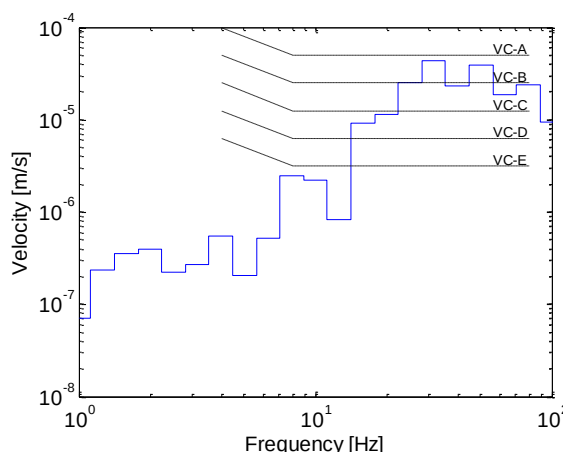


Fig. 5. 44 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H no caso de aterro com 3 metros.

Pelo que é possível observar dos espectros de bandas de 1/3 de oitava da frequência, o aumento ao nível da altura de aterro não tem grande influência ao nível das velocidades correspondentes a cada uma das bandas de frequência analisadas no nó A (carril). Contudo é possível verificar que, mesmo sem grandes alterações, os valores são um pouco mais baixos (Fig. 5. 37) que no caso de um aterro de menor dimensão (Fig. 5. 28).

Sendo neste caso o aterro de maior dimensão, verifica-se que para o ponto C, situado na interface entre o solo do aterro e o solo de fundação (visível na Fig. 5. 36), já se obtêm um espectro com menores valores (Fig. 5. 39) comparativamente ao que resultou da análise para o aterro com apenas 1,5 metros (Fig. 5. 30). Este aspecto pode ser explicado pela maior altura de aterro presente neste caso em comparação com o anterior.

Tal como no caso anteriormente visto, também aqui se assiste a uma gradual diminuição das velocidades referentes às diferentes bandas do espectro com o aumento da distância. Contudo, e atendendo ao facto da maior redução que já se verificava do ponto A (carril) para o ponto C, o espectro final obtido, para o nó H não se apresenta assim tão distinto nos dois casos. Para as bandas referentes às frequências mais reduzidas, e por isso as que provocam maior incomodidade no ser humano, percebe-se, confrontando os espectros da Fig. 5. 35 e da Fig. 5. 44, que se consegue um valor mais reduzido no caso anteriormente explicado de 1,5 metros de aterro, apesar de pequenas reduções existentes para algumas bandas mais superiores.

5.2.3.3. Aterro com 1,5 metros alterando propriedades das palmilhas

A localização dos pontos analisados para todos os casos que se seguem é a anteriormente esquematizada na Fig. 5. 20.

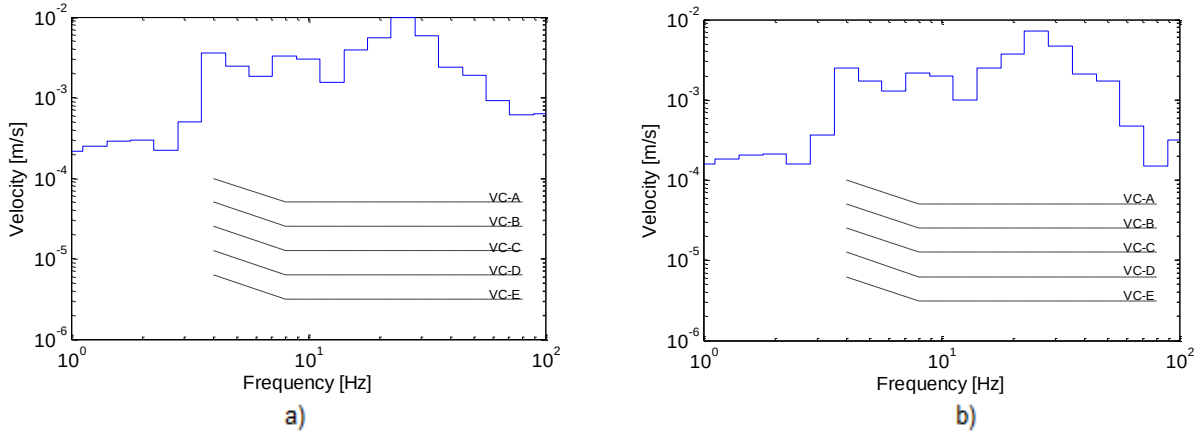


Fig. 5. 45 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

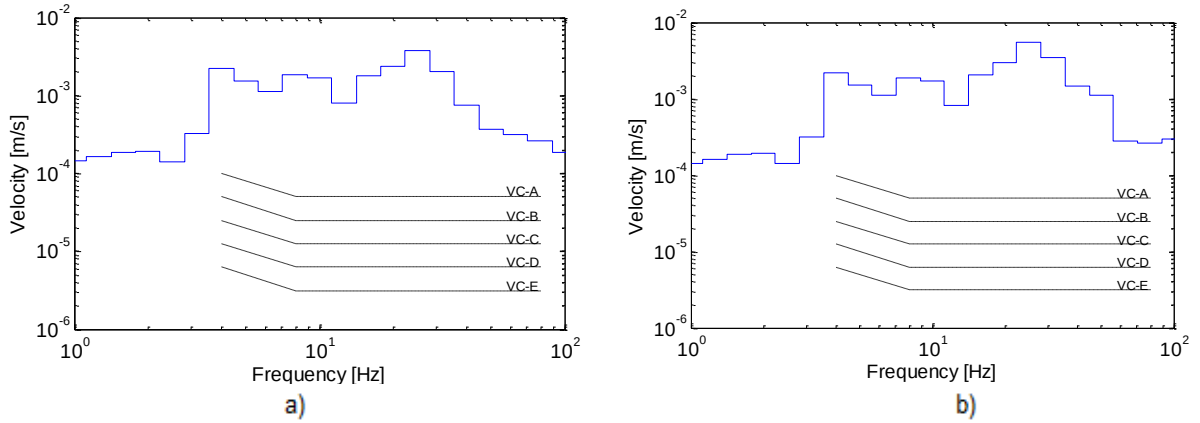


Fig. 5. 46 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

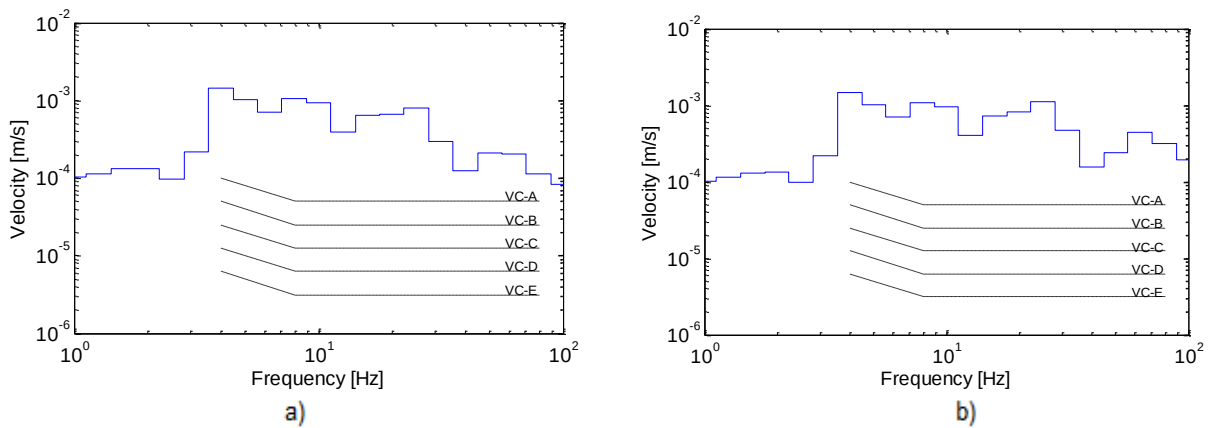


Fig. 5. 47 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

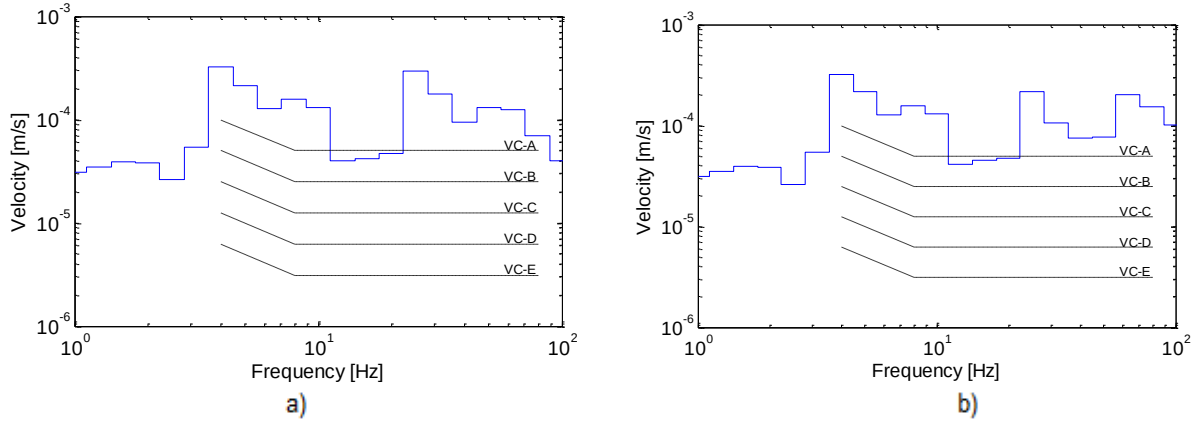


Fig. 5. 48 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

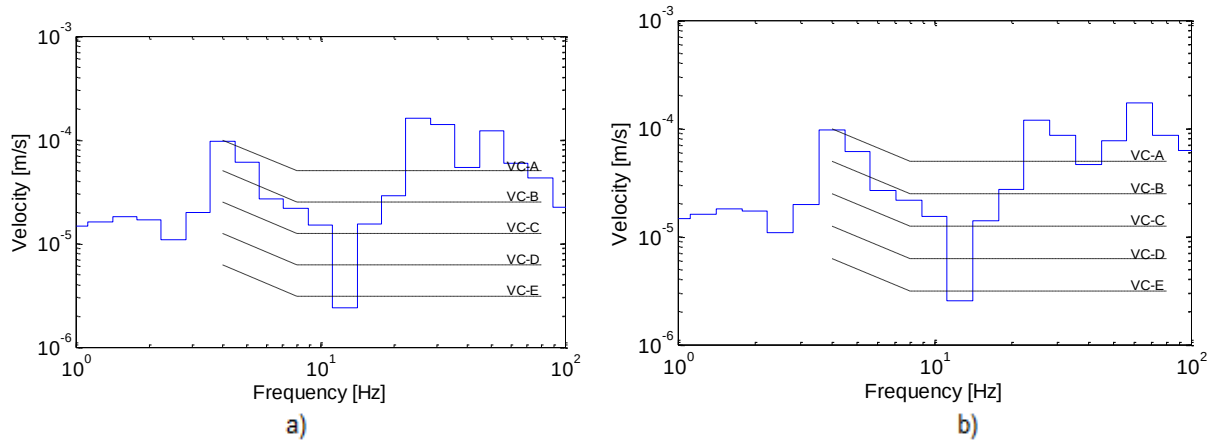


Fig. 5. 49 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

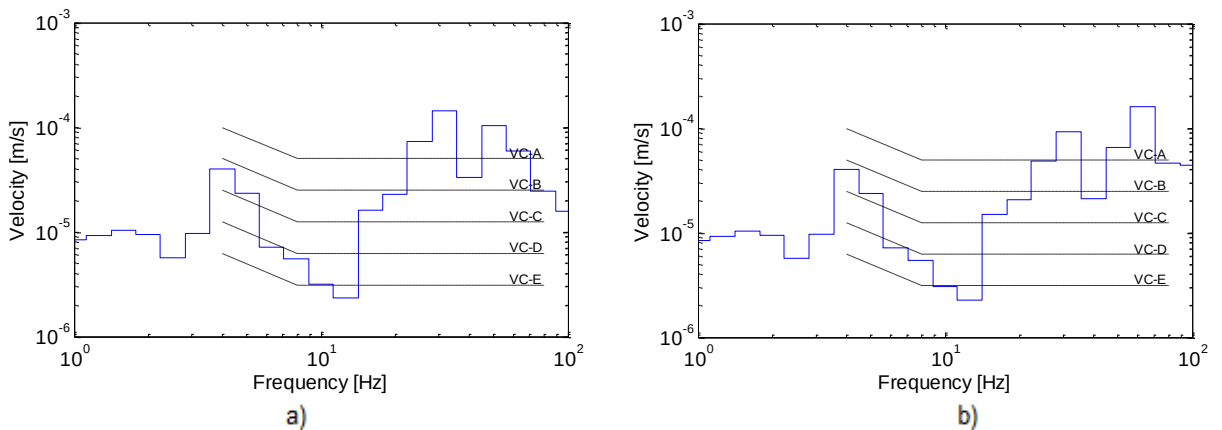


Fig. 5. 50 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

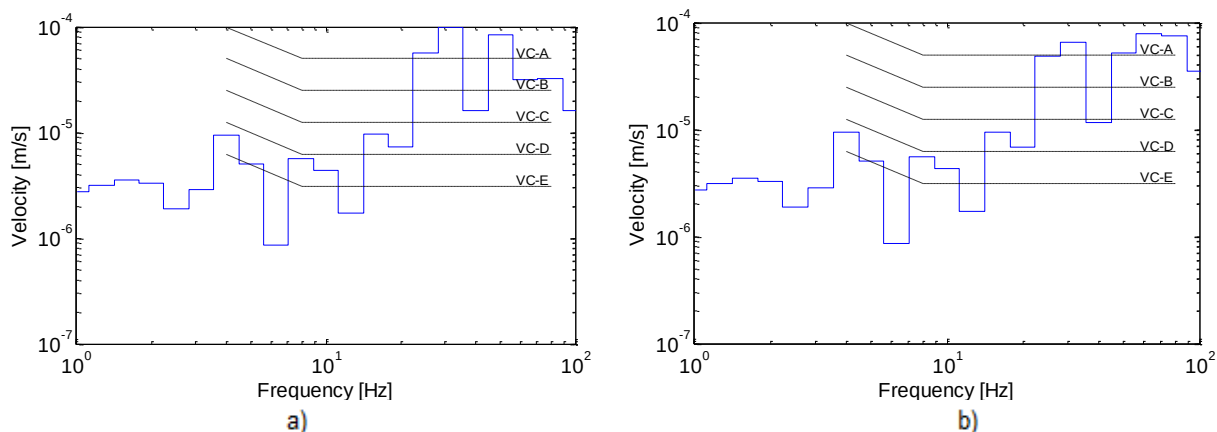


Fig. 5. 51 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

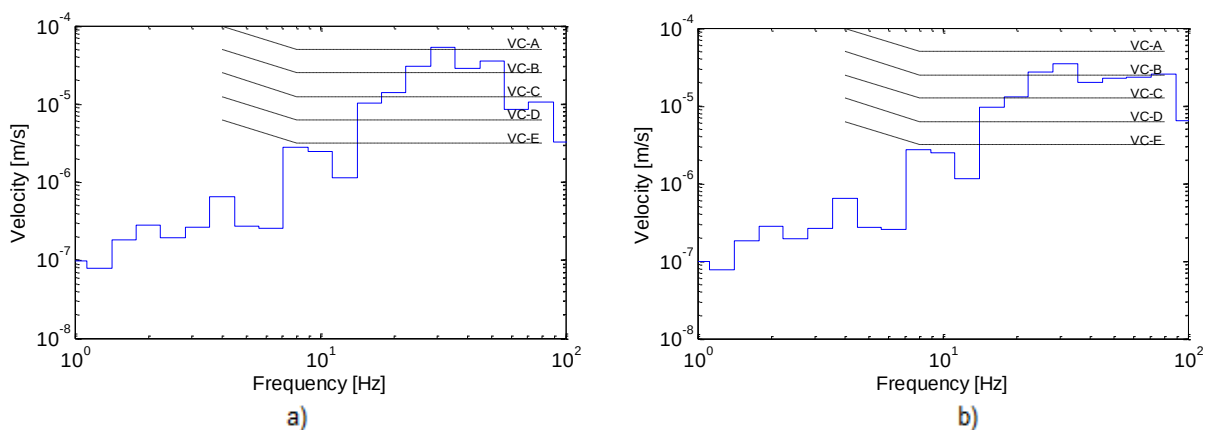


Fig. 5. 52 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para palmilha com $k=100 \times 10^6$ N/m (a) e com $k=500 \times 10^6$ N/m (b).

Fazendo uma comparação entre as duas soluções acima apresentadas, e sabendo que o modelo base possui palmilhas com um módulo de rigidez que se enquadra no intervalo que aqui se fez variar, com o valor de $255,7 \times 10^6$ N/m, percebe-se que o aumento do módulo de rigidez das palmilhas permite que ao nível do carril se assista a uma pequena redução da energia correspondente a algumas frequências.

Pormenorizando percebe-se que uma solução deste tipo não tem grande influência no que à redução dos níveis mais baixos de vibração diz respeito, isto porque, pela comparação das três soluções em questão, se denota que apenas para frequências que estão acima dos 10 Hz, aproximadamente, são perceptíveis algumas alterações na maioria dos pontos. Estas variações que se verificam apresentam-se, para o aumento do módulo de rigidez, como reduções nos níveis entre os 10 Hz e os 60 Hz aproximadamente, e como aumentos para frequências superiores aos 60 Hz e até ao limite estudado de 100 Hz. Esta conclusão aplica-se dos pontos D ao H, verificando-se que para o ponto B nenhuma das frequências sofre redução do seu nível ocorrendo apenas aumentos para as frequências acima do 15 Hz aproximadamente. Para o nó C o intervalo de valores de frequências que sofrem um aumento é inferior ao intervalo de valores de frequências que diminuem nos restantes pontos mais distantes.

5.2.3.4. Aterro com 1,5 metros com blocos à superfície da fundação e a 1 metro de profundidade

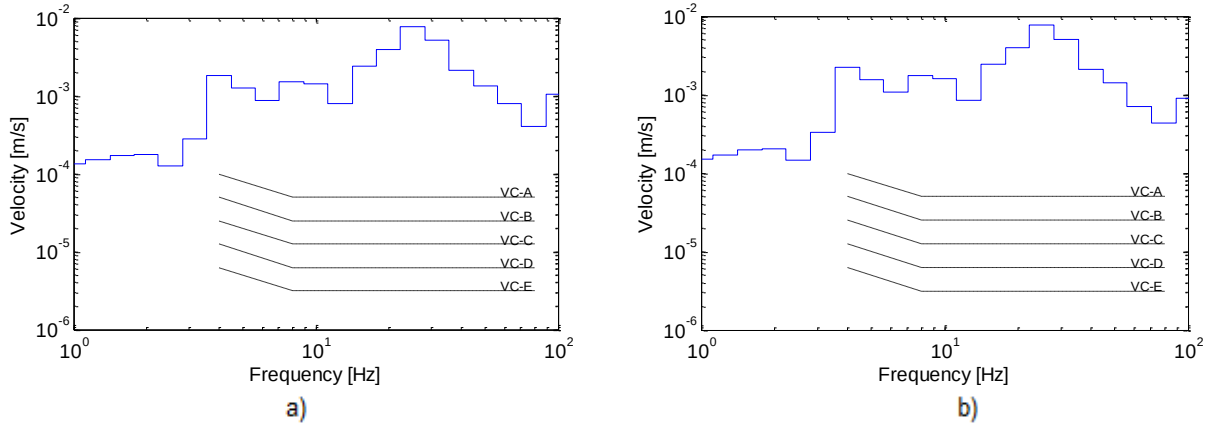


Fig. 5. 53 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

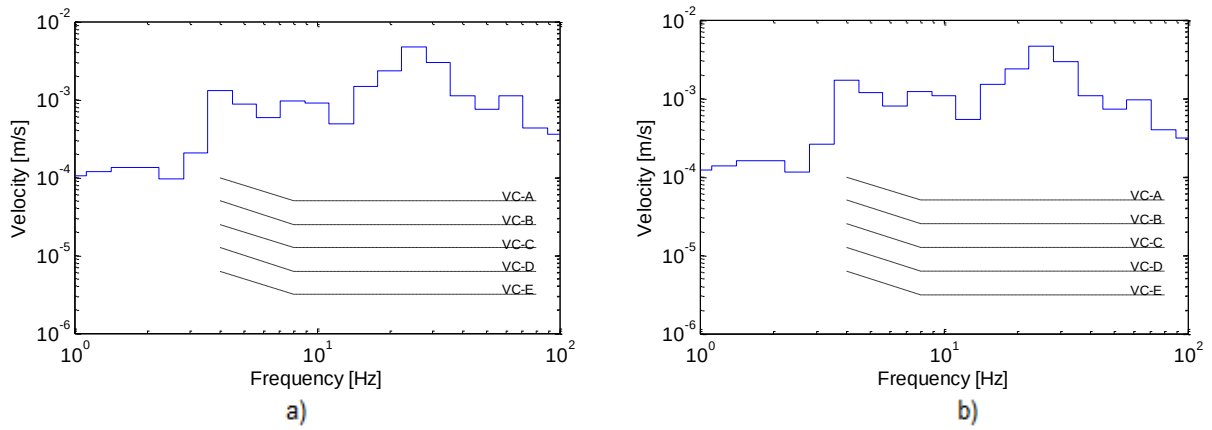


Fig. 5. 54 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

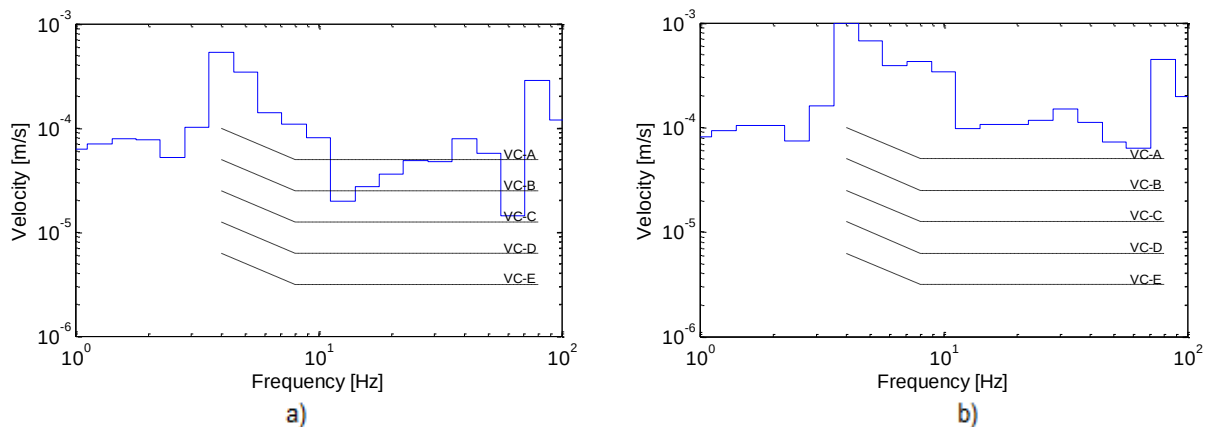


Fig. 5. 55 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

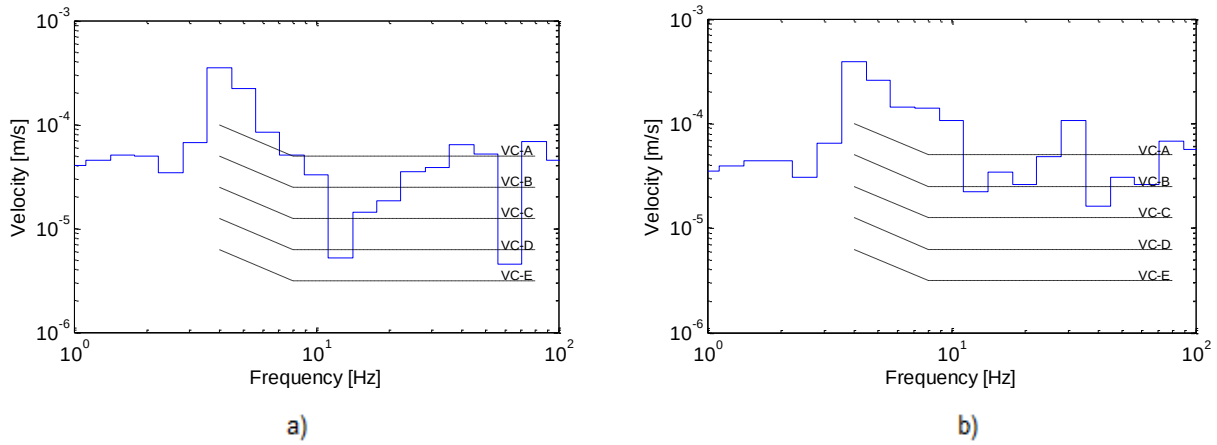


Fig. 5. 56 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

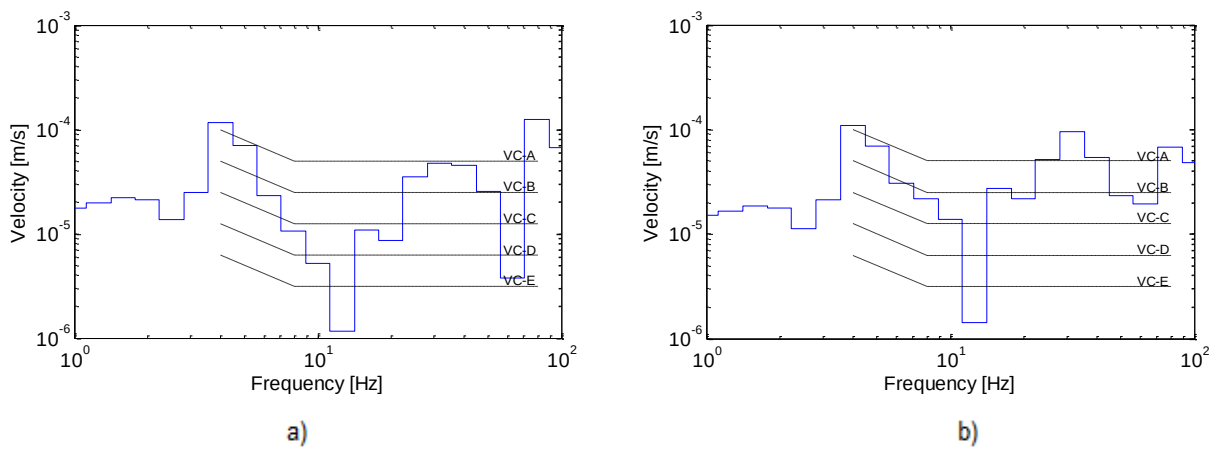


Fig. 5. 57 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

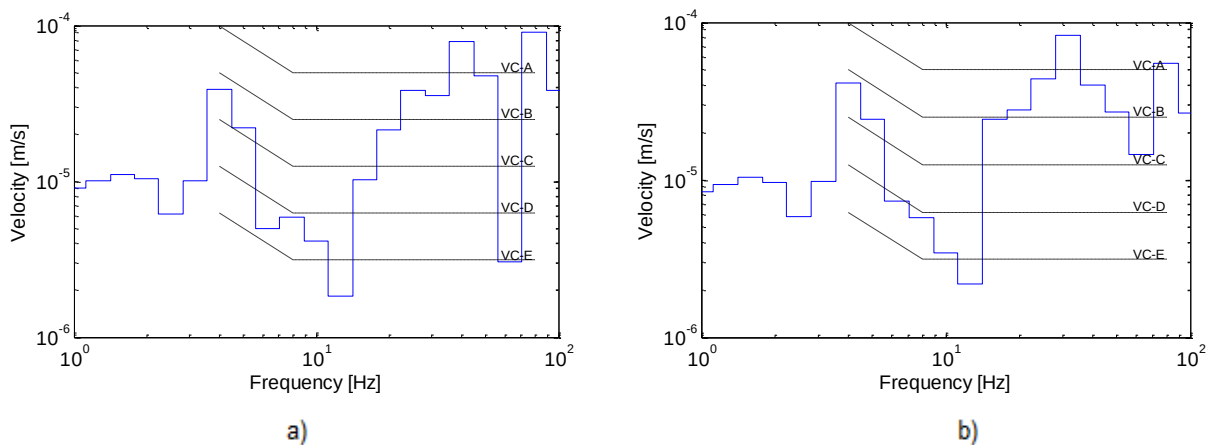


Fig. 5. 58 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

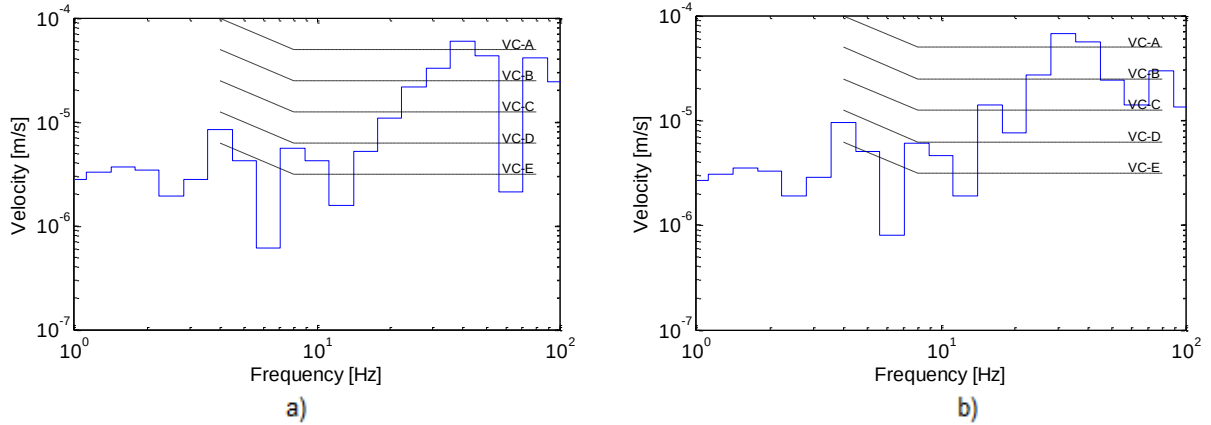


Fig. 5. 59 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

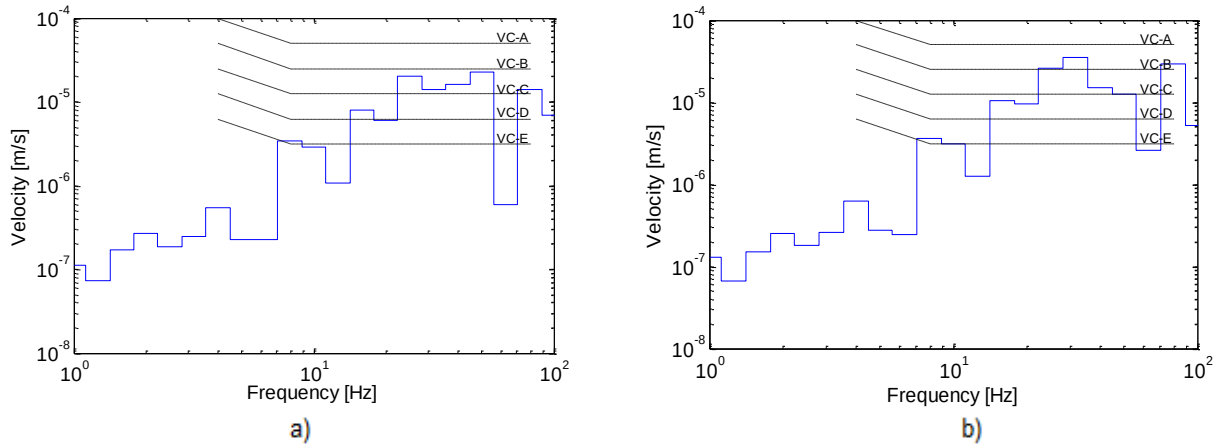


Fig. 5. 60 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para bloco à superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

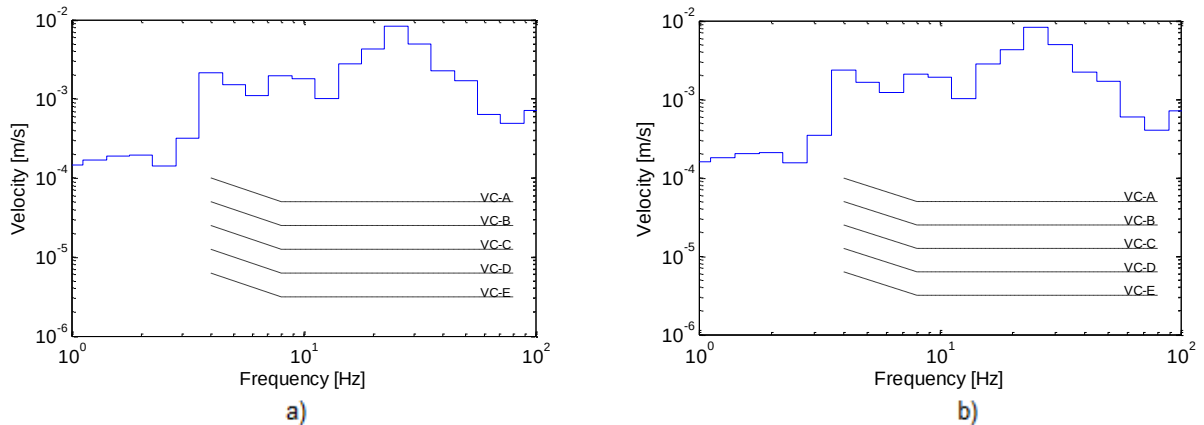


Fig. 5. 61 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

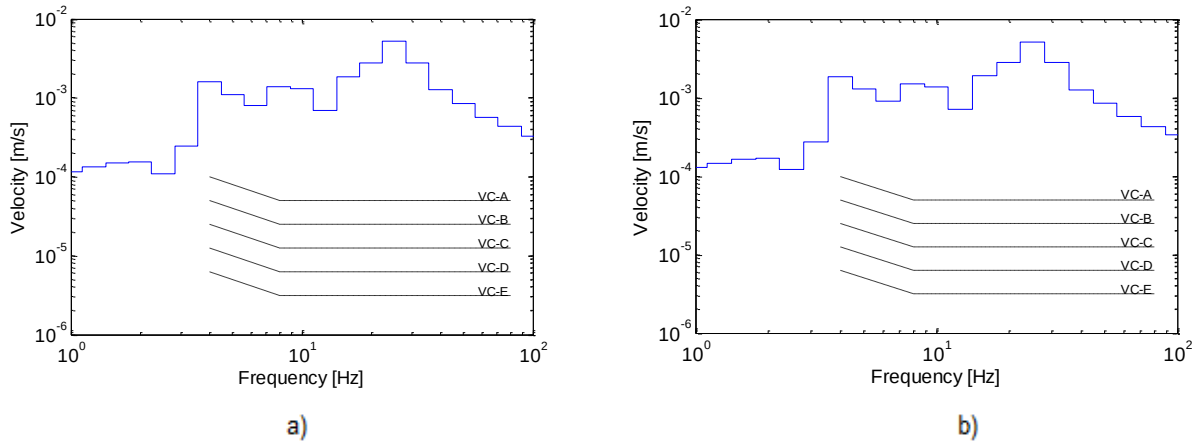


Fig. 5. 62 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

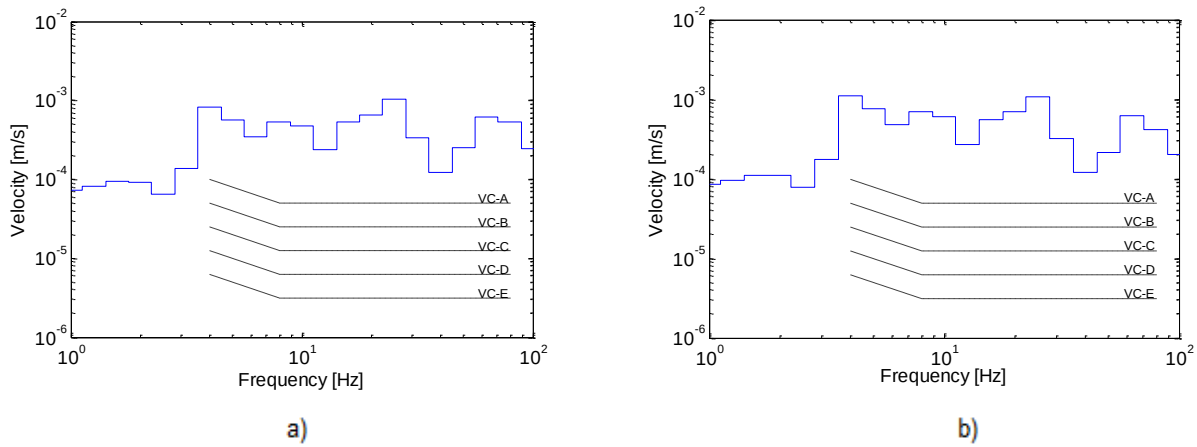


Fig. 5. 63 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

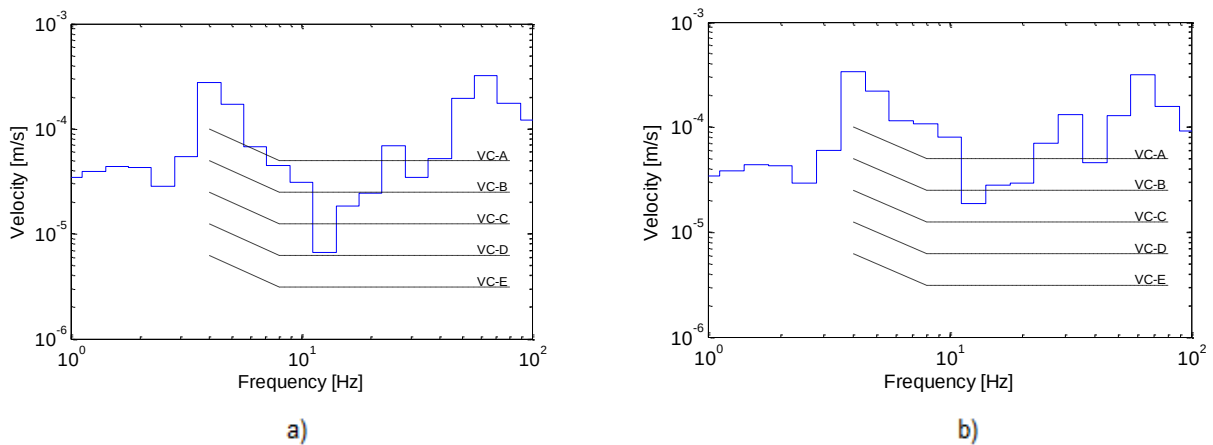


Fig. 5. 64 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

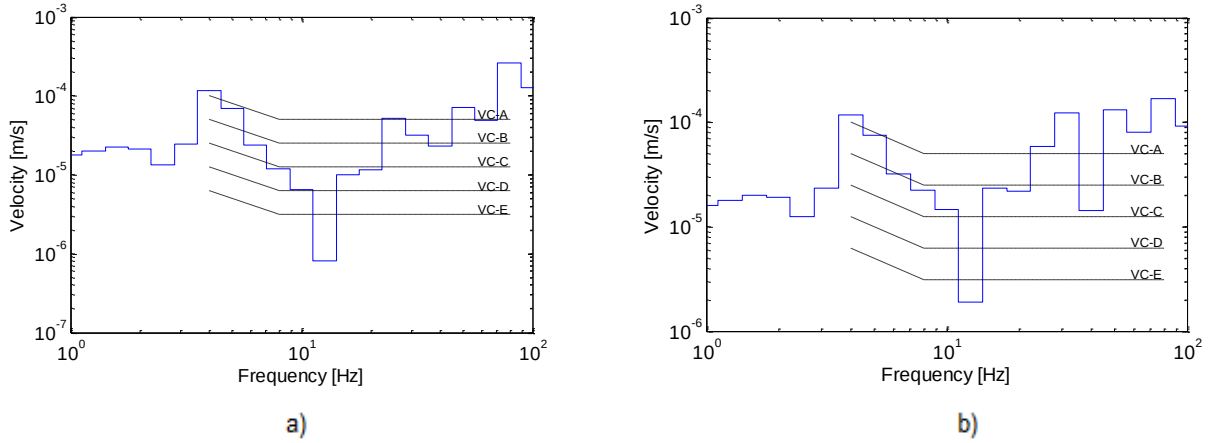


Fig. 5. 65 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

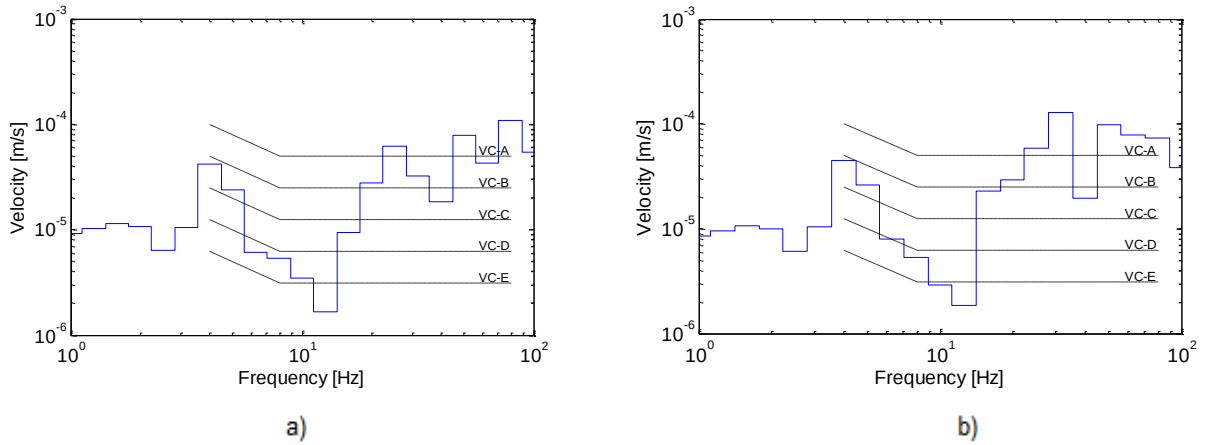


Fig. 5. 66 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

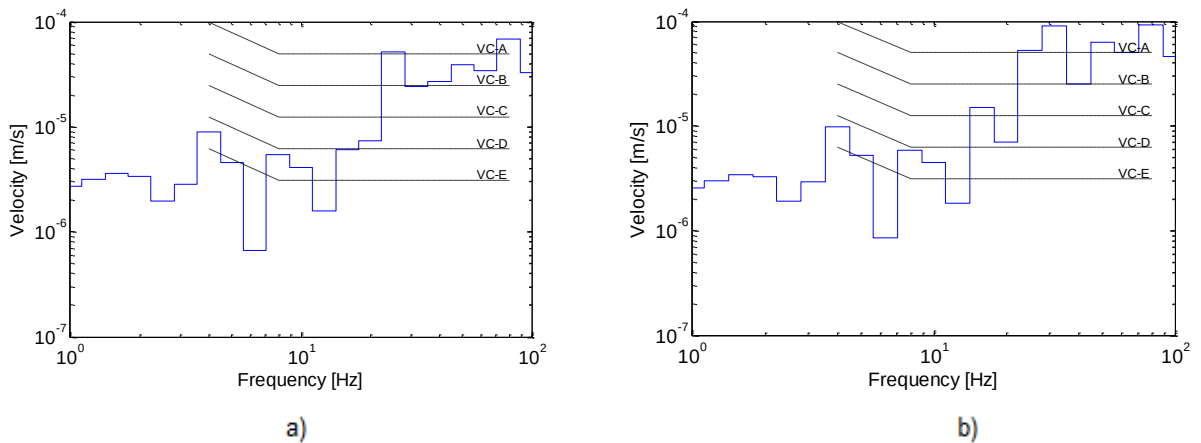


Fig. 5. 67 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

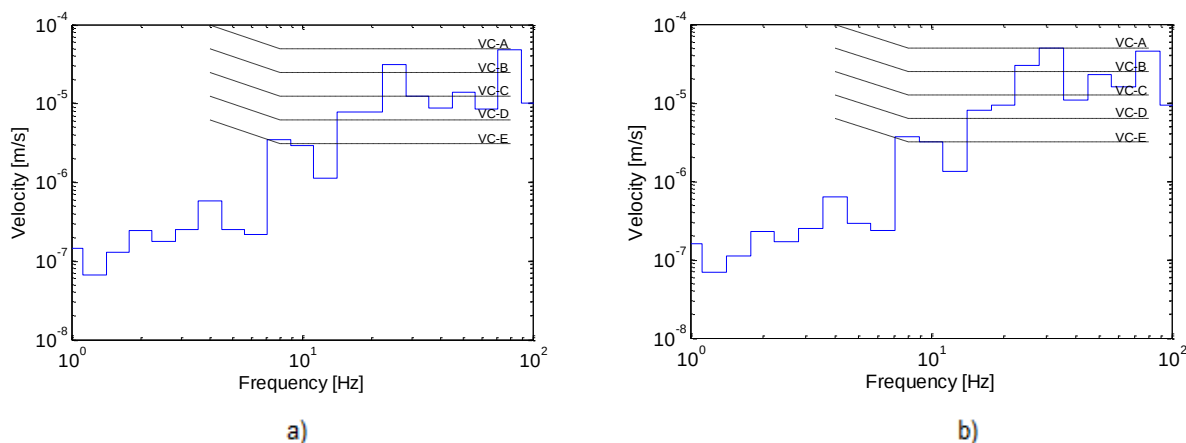


Fig. 5. 68 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para bloco a 1 metro da superfície com 1 metro de espessura (a) e com 0,5 metros de espessura (b).

A análise será realizada assentando na comparação da eficiência que os diferentes blocos estudados apresentam na redução dos níveis de vibração que afectam a superfície, e consequentemente pessoas e construções que aí se localizem. Será ainda feita a comparação destes resultados com os que foram obtidos para o modelo base anteriormente comentado.

Observando-se os gráficos obtidos percebe-se que a espessura dos blocos e profundidade a que estes se encontram têm pouca influência nos valores que se verificam para as diferentes bandas de frequência no nó A, correspondente ao carril. Contudo, quando se começam a analisar pontos que se vão afastando deste, depreende-se que a existência de um bloco beneficia o sistema para a redução dos níveis de vibração, tal como era esperado. Também seria mais ou menos previsível que um bloco à superfície com maior espessura se apresentaria mais eficiente, funcionando melhor como uma barreira à transmissão das vibrações. Este aspecto comprova-se no nó C, onde se verifica que nos casos com a construção de blocos, se assiste a uma redução mais ou menos acentuada da energia que cada frequência apresenta, em comparação com as que se verificam na situação sem bloco. Por sua vez quando se fala de blocos que são realizados à superfície do terreno natural, constata-se que existe uma redução mais significativa dos valores, principalmente para frequências superiores.

Com a análise de pontos sucessivamente mais afastados da origem, percebe-se que soluções que passem pelo recurso à construção de blocos são boas soluções, principalmente para frequências superiores a 5 Hz aproximadamente, onde se consegue perceber uma clara redução ao nível da energia que transportam as diferentes frequências. Contudo para frequências que se situam abaixo desse valor, é perceptível que não se consegue grande contributo de uma solução deste tipo.

Pode ainda frisar-se que os blocos mais espessos apresentam melhor eficiência no controlo das vibrações para os pontos mais afastados, mostrando-se mais eficiente o aumento da espessura que propriamente a profundidade a que este se encontra, o mesmo será dizer que um bloco com 1 metro de espessura a 1 metro de profundidade, terá melhor comportamento que um bloco com 0,5 metros à superfície do terreno. Por tudo o que foi dito anteriormente, a solução mais eficiente é aquela em que se empregam blocos mais espessos e a menor distância da fonte de geração de vibrações.

5.2.3.5. Aterro com 1,5 metros alterando o solo de fundação

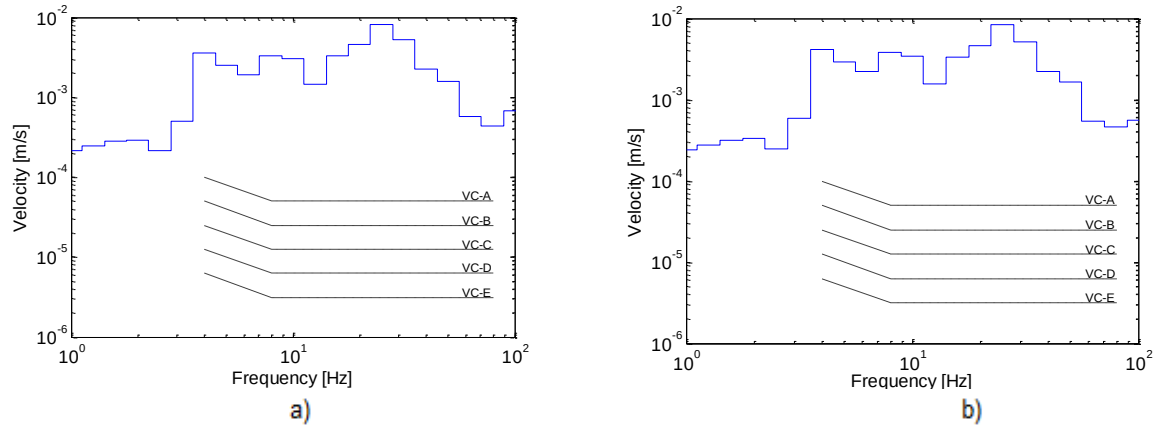


Fig. 5. 69 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

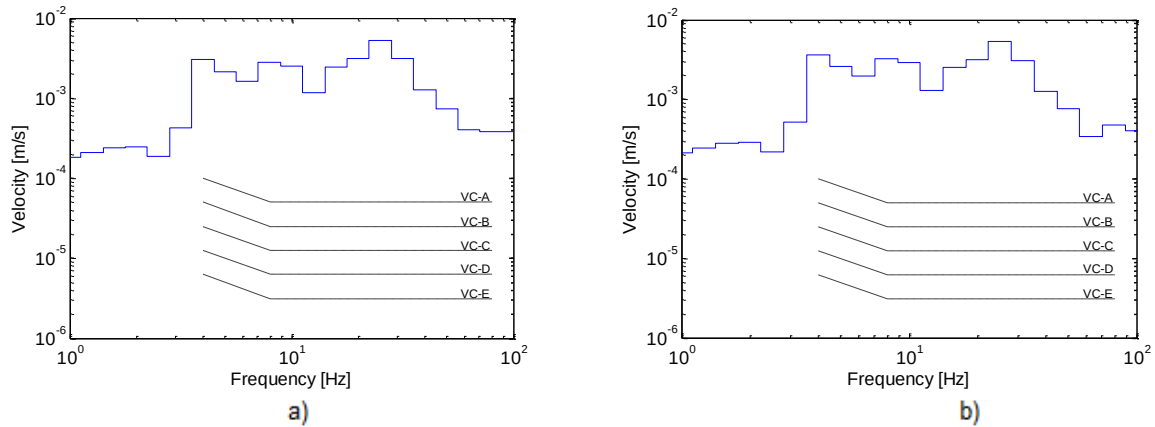


Fig. 5. 70 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

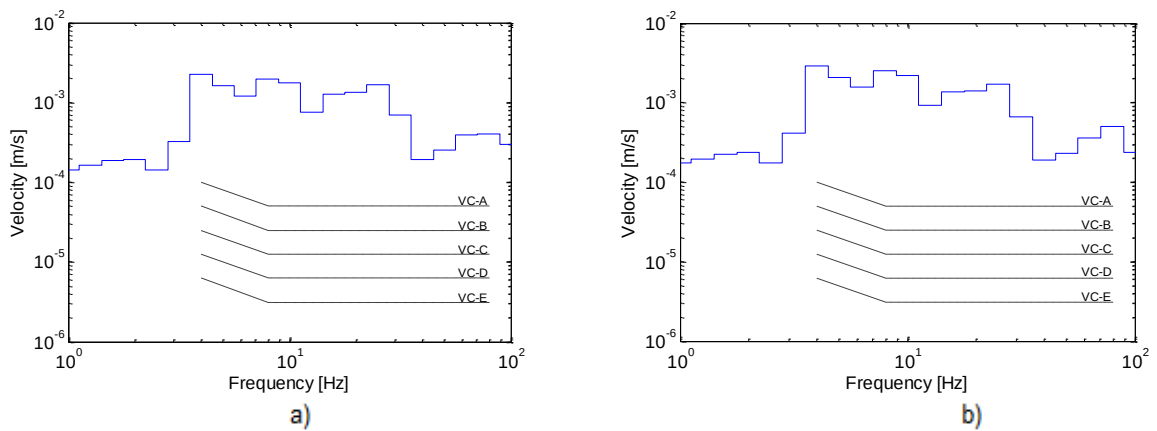


Fig. 5. 71 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

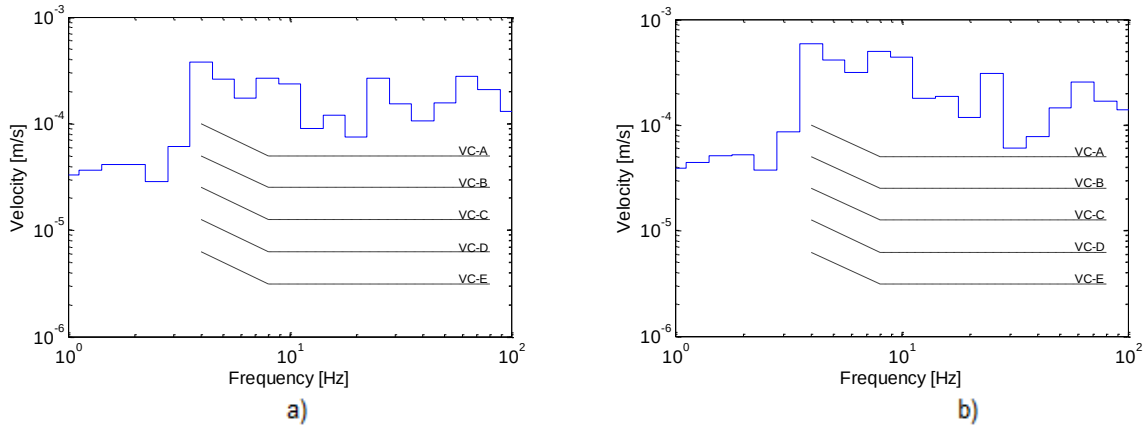


Fig. 5. 72 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

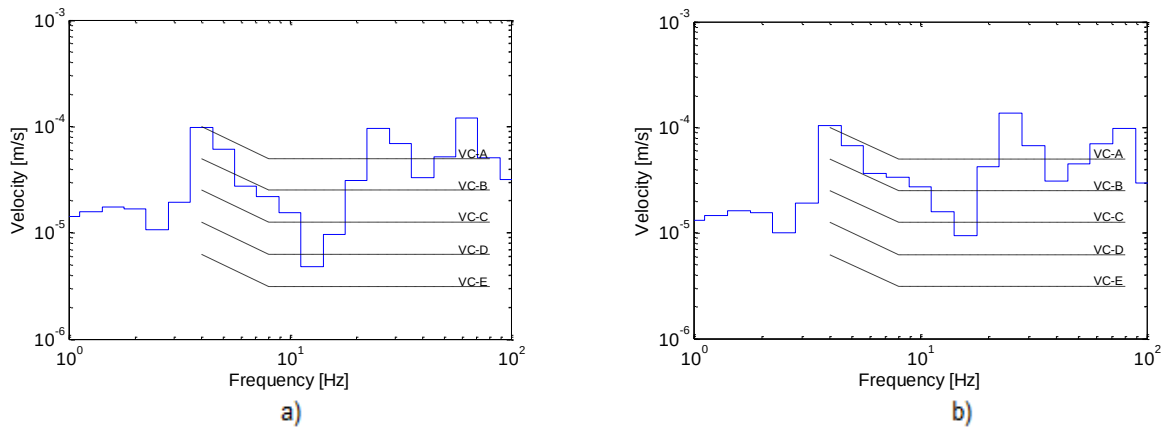


Fig. 5. 73 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

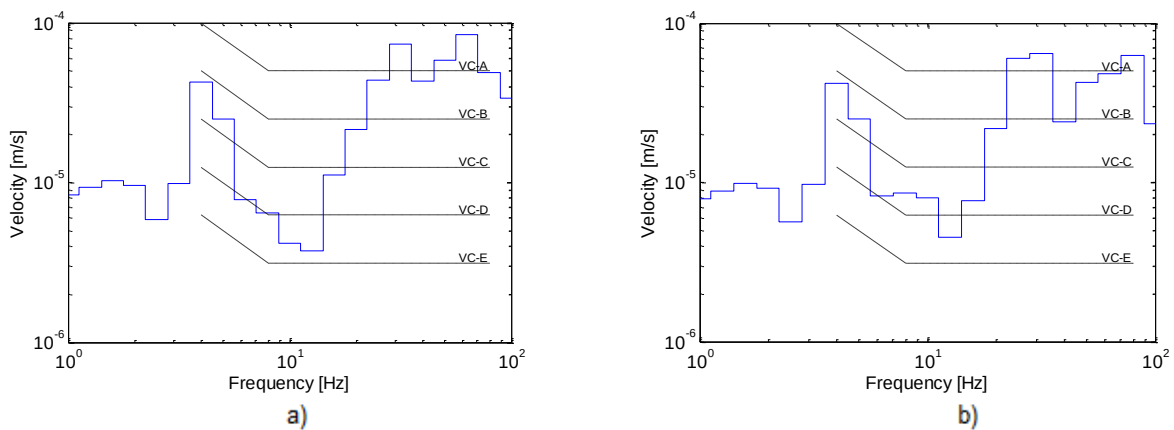


Fig. 5. 74 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

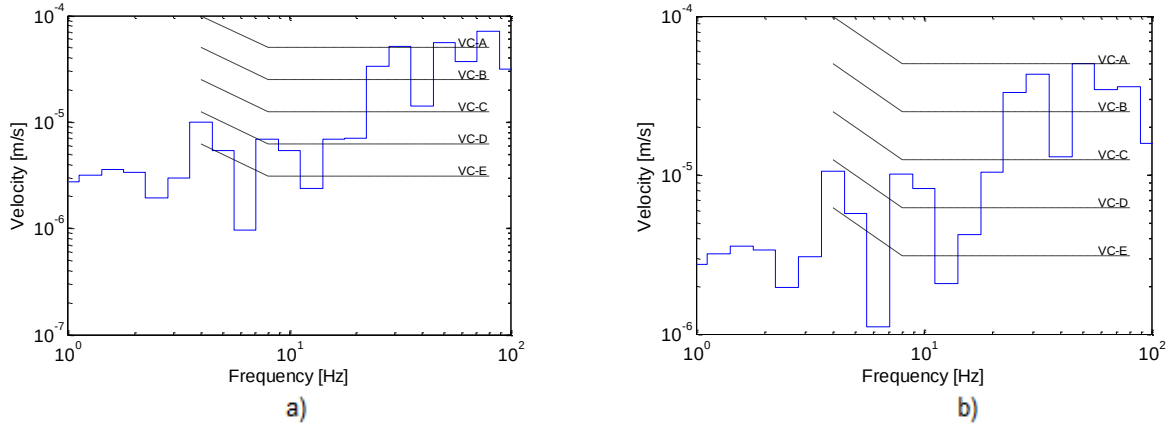


Fig. 5. 75 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

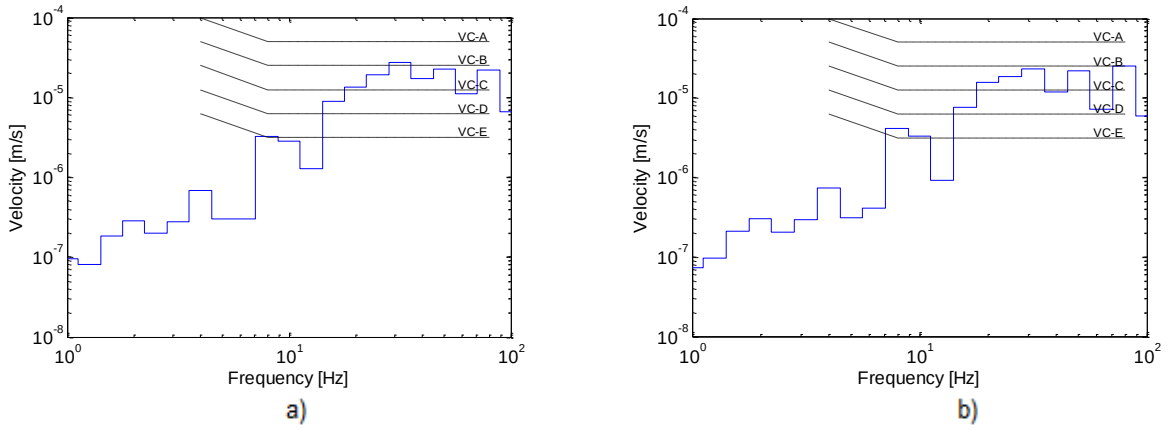


Fig. 5. 76 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para alteração do solo para $E=49,4$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

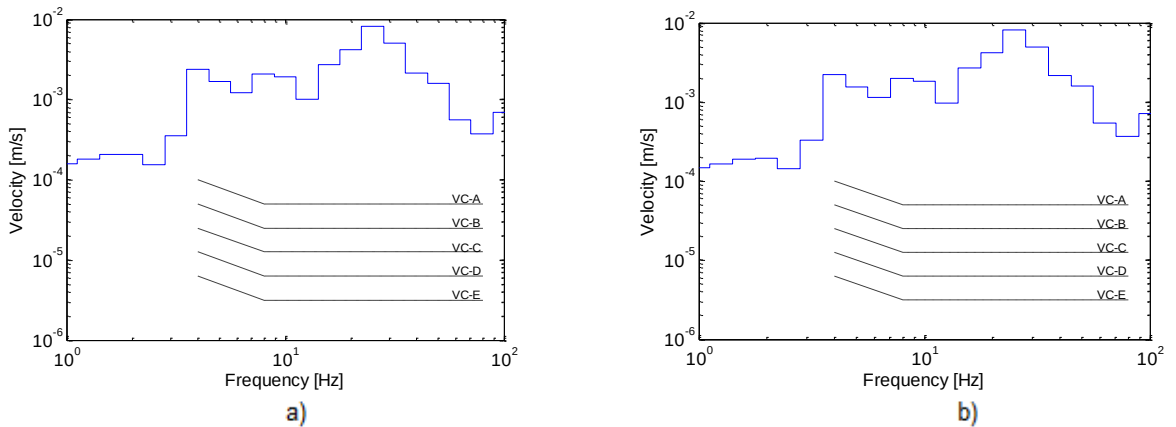


Fig. 5. 77 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

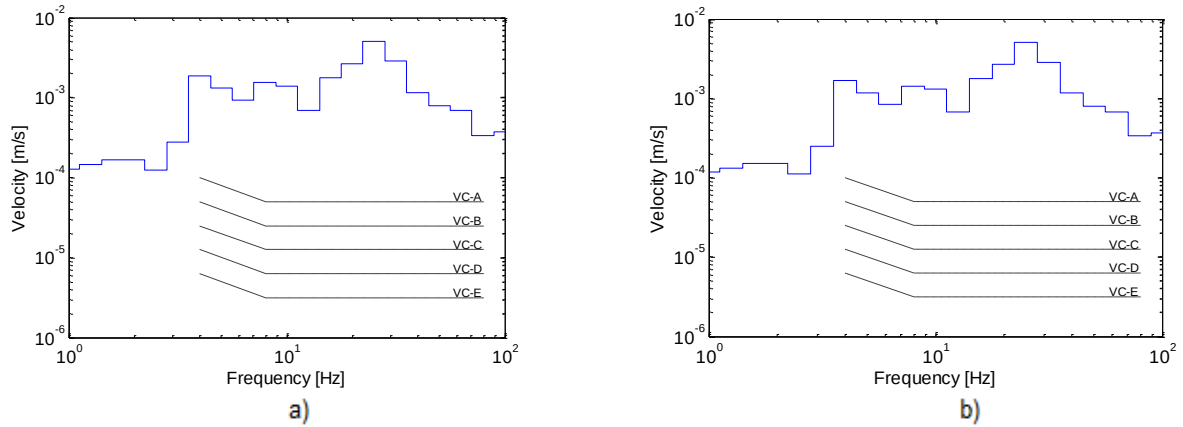


Fig. 5. 78 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

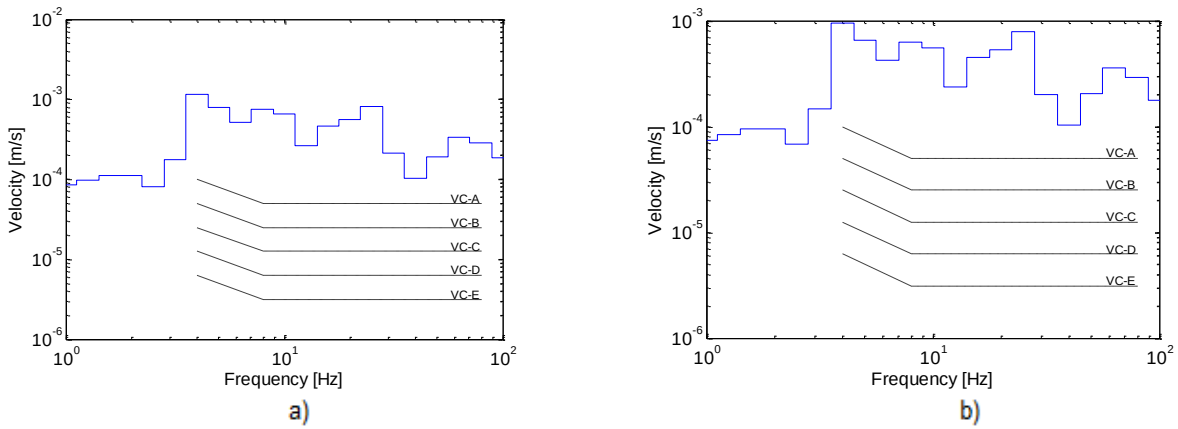


Fig. 5. 79 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

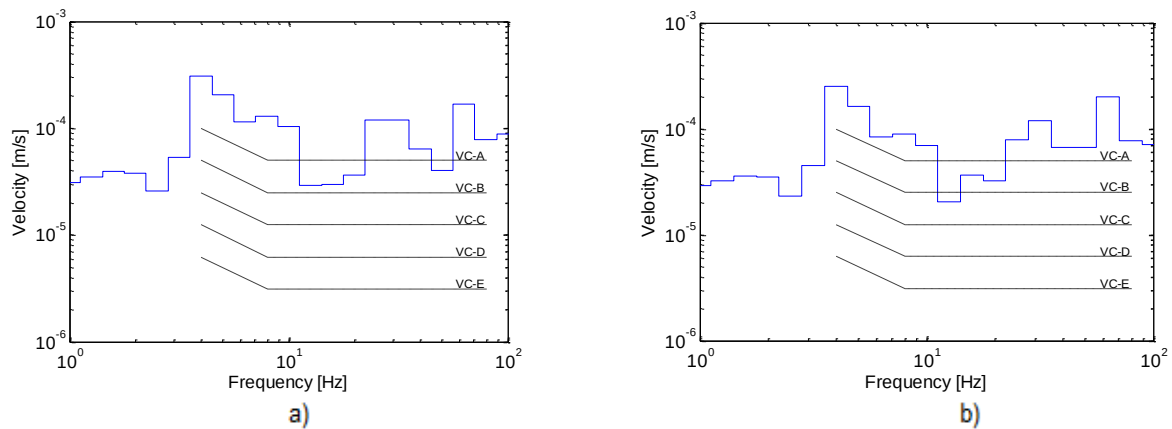


Fig. 5. 80 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

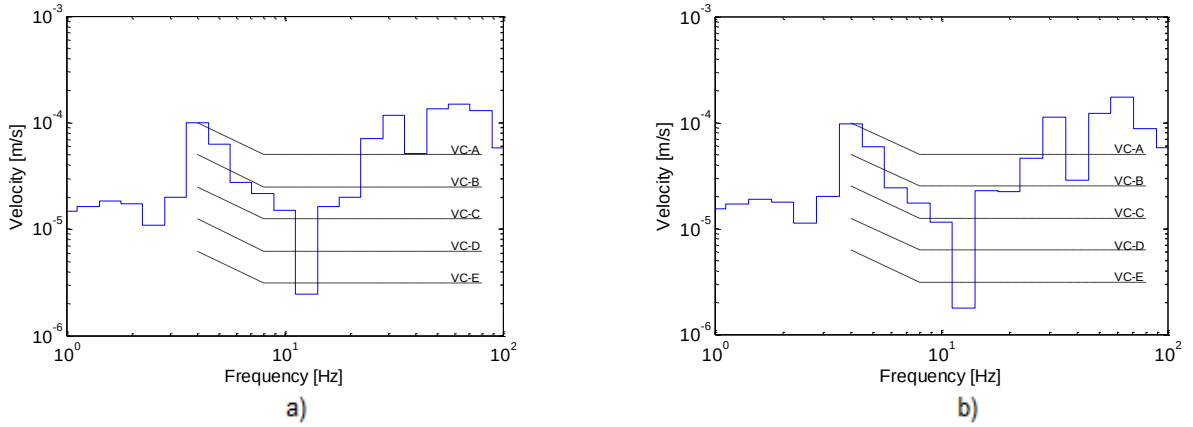


Fig. 5. 81 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

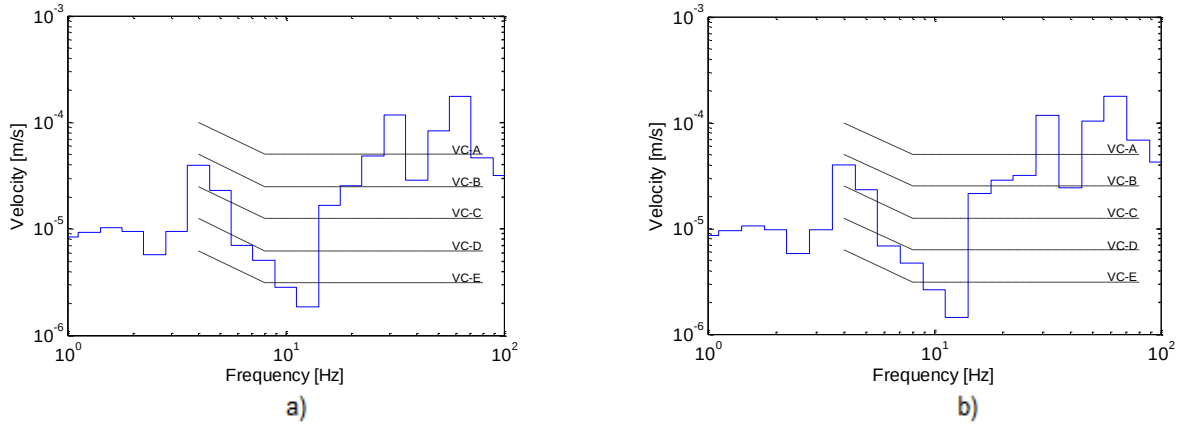


Fig. 5. 82 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

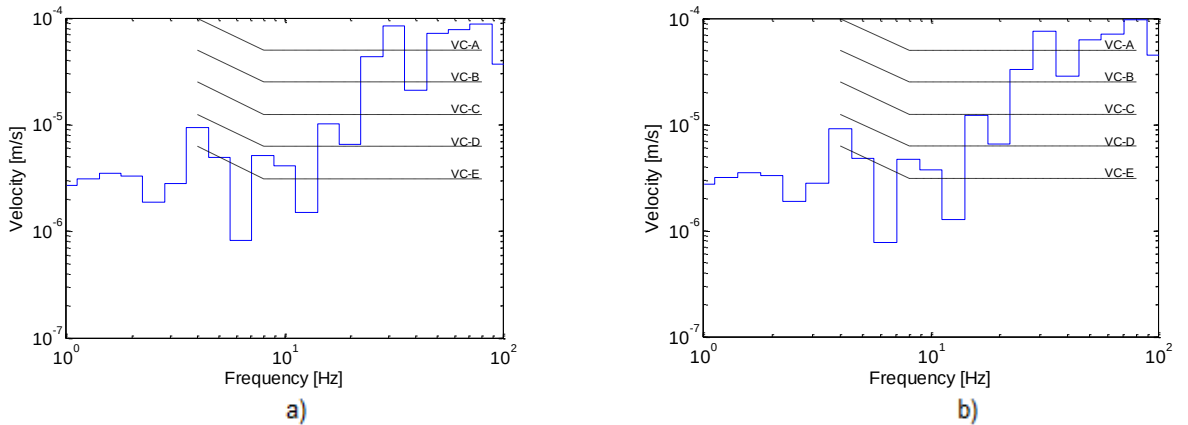


Fig. 5. 83 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

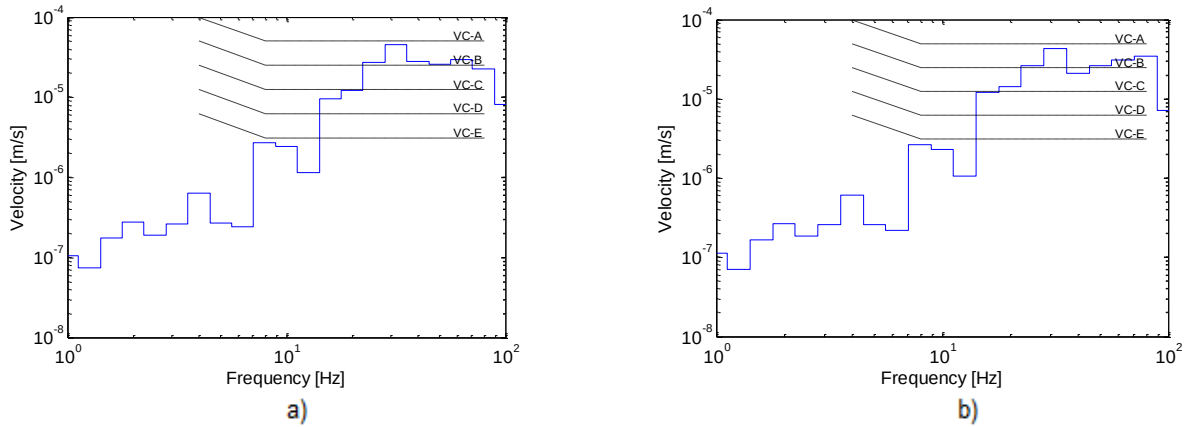


Fig. 5. 84 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para alteração do solo para $E=197,5$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

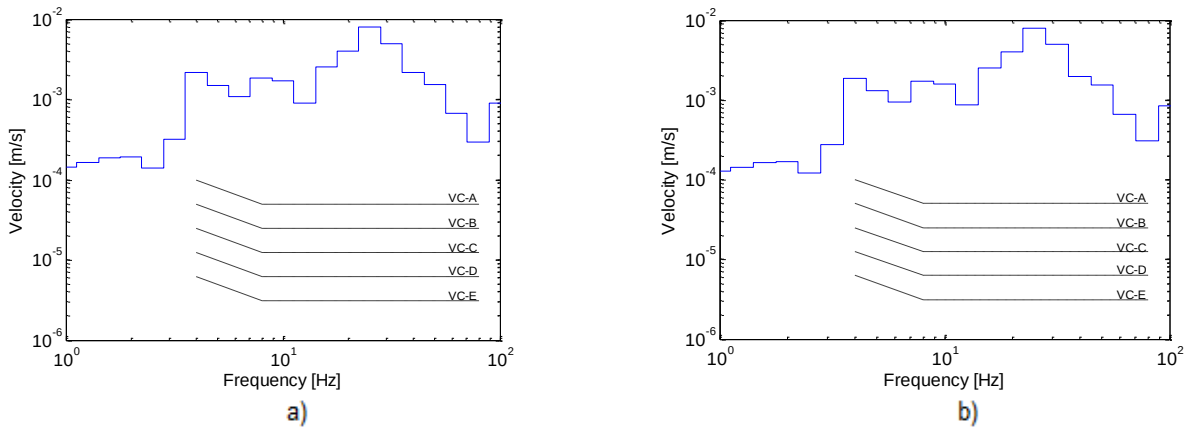


Fig. 5. 85 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

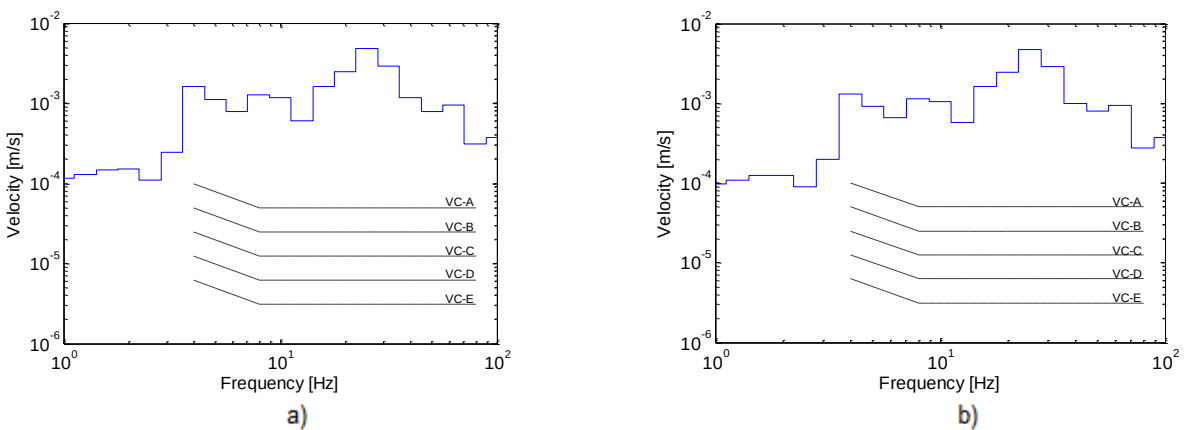


Fig. 5. 86 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

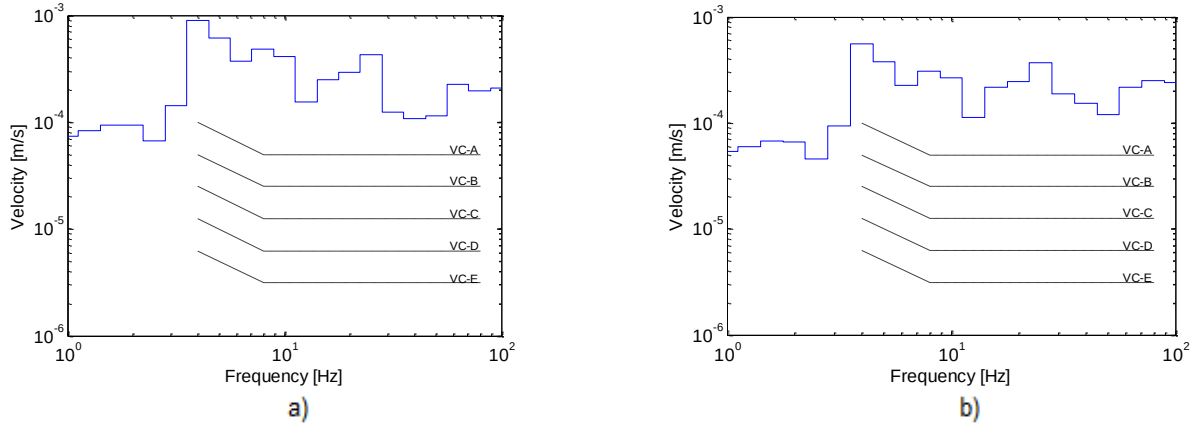


Fig. 5. 87 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

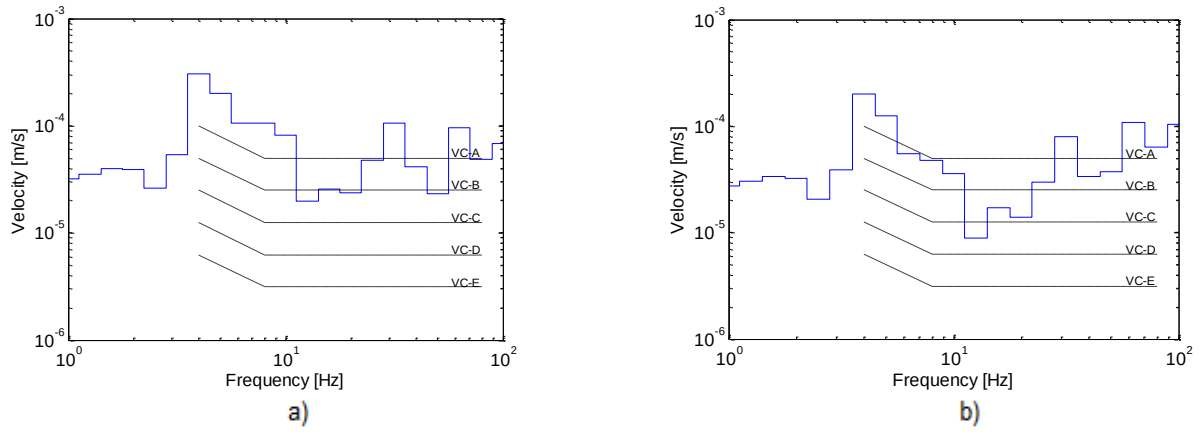


Fig. 5. 88 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

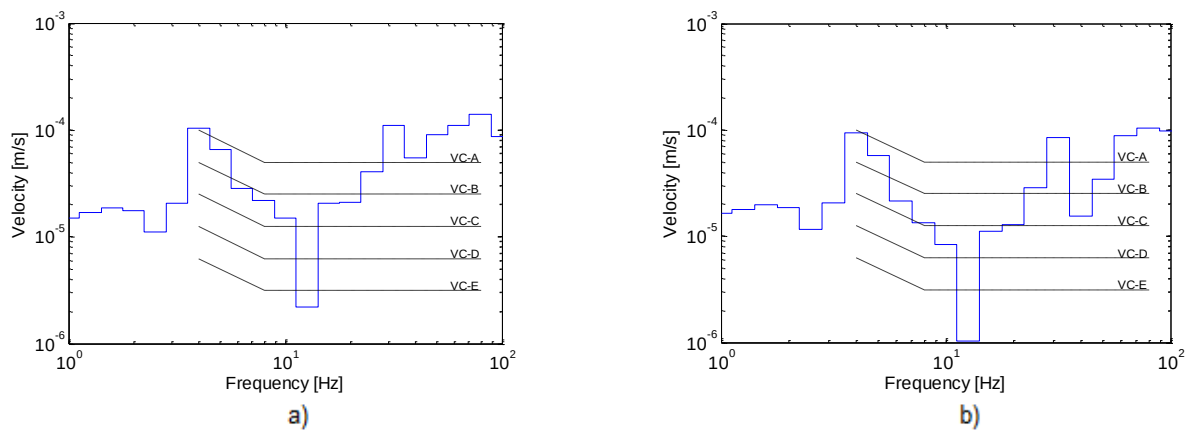


Fig. 5. 89 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

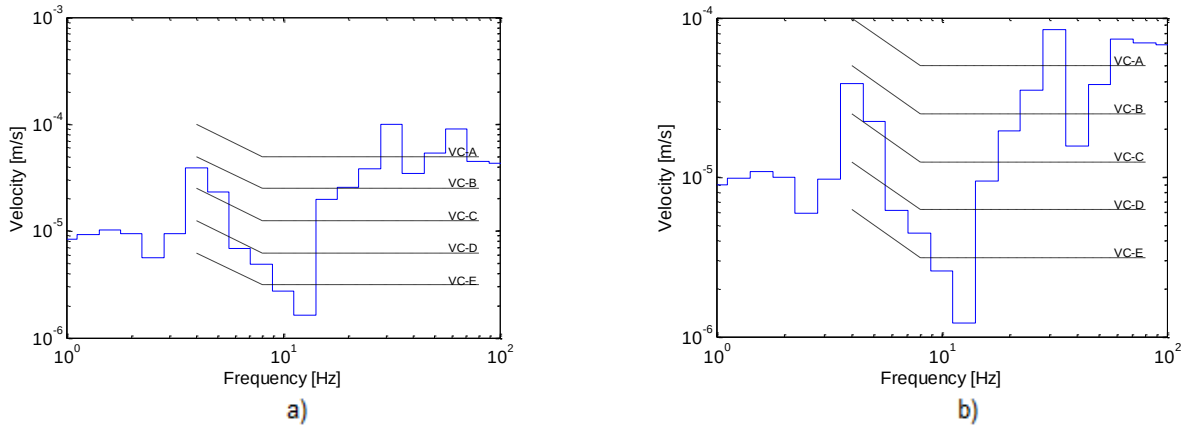


Fig. 5. 90 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

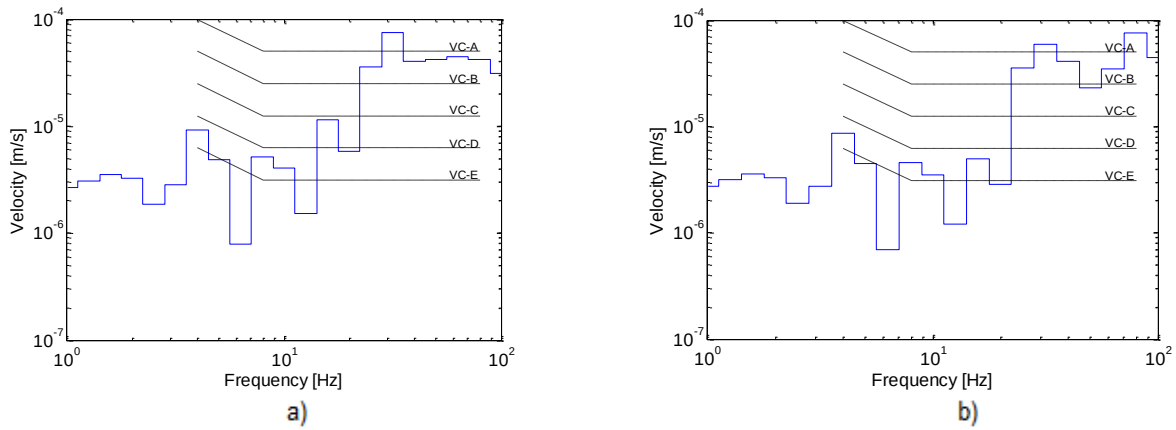


Fig. 5. 91 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

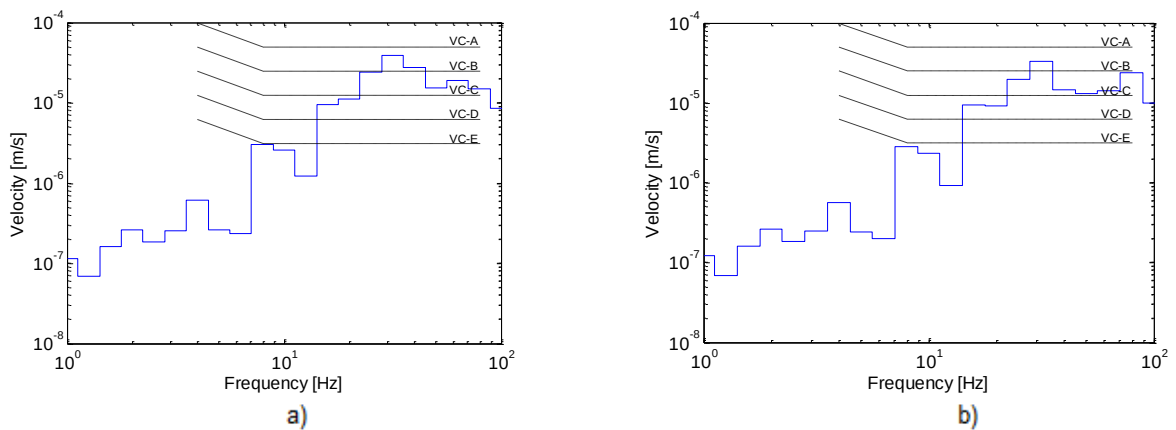


Fig. 5. 92 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para alteração do solo para $E=444,6$ MPa em 1,5 metros (a) e 3 metros (b) de profundidade.

Soluções deste género são equivalentes às medidas de mitigação que foram apresentadas anteriormente, da construção de blocos abaixo do aterro das vias férreas. Para esta análise utilizaram-se materiais menos rígidos do que os utilizados na construção dos blocos, tentando de outra forma tirar partido da maior espessura com que foram consideradas estas soluções.

Foram realizadas, como já foi acima referido, análises com diferentes módulos de deformabilidade e alturas diferentes para se tentar perceber se, com uma menor altura de solo da fundação alterado com maior módulo de deformabilidade, seria possível atingir a eficiência conseguida quando se procedia ao tratamento de uma maior altura com um valor menor para o módulo de deformabilidade.

Em primeiro plano realizou-se uma comparação entre as várias soluções em que se procedeu à alteração das características do solo até uma profundidade de 1,5 metros. Como seria previsível, e uma vez que, unicamente como forma de comparação, se realizou uma solução em que o valor de E é inferior ao que foi utilizado no modelo base, com consequente redução do valor da velocidade crítica, os resultados obtidos foram na generalidade superiores. Quando se melhorou o solo mais superficial da fundação, percebeu-se, por comparação dos diferentes gráficos, que se consegue uma melhoria em termos da diminuição da energia que é transportada pelas diferentes bandas de frequências no geral. É interessante verificar que, tal como no caso dos blocos de mitigação, também as frequências mais baixas não são muito influenciadas pela aplicação destas medidas.

Ao alterar os solos numa profundidade de 3 metros verifica-se que no caso em que as propriedades do solo considerado se apresentam piores que o modelo base, acontece como previsível que os resultados que se obtêm pioram os que se tinham obtido no modelo base e no caso em que apenas metade da altura, ou seja 1,5 metros, é alterado. Quando se procede a uma alteração, que simula um solo com melhores condições nos 3 metros, e como tal uma possível solução real de aplicação, assiste-se a uma redução ao nível da energia das frequências ajustada com os resultados teóricos. Com soluções deste tipo percebe-se que se consegue, com o material de melhores características, E igual a 444,6 MPa, obter algum contributo destas na redução de frequências mais baixas, que nos casos com 1,5 metros de solo tratado e com os blocos não se tinha conseguido atingir de forma evidente.

5.2.3.6. Aterro com 1,5 metros utilizando trincheiras

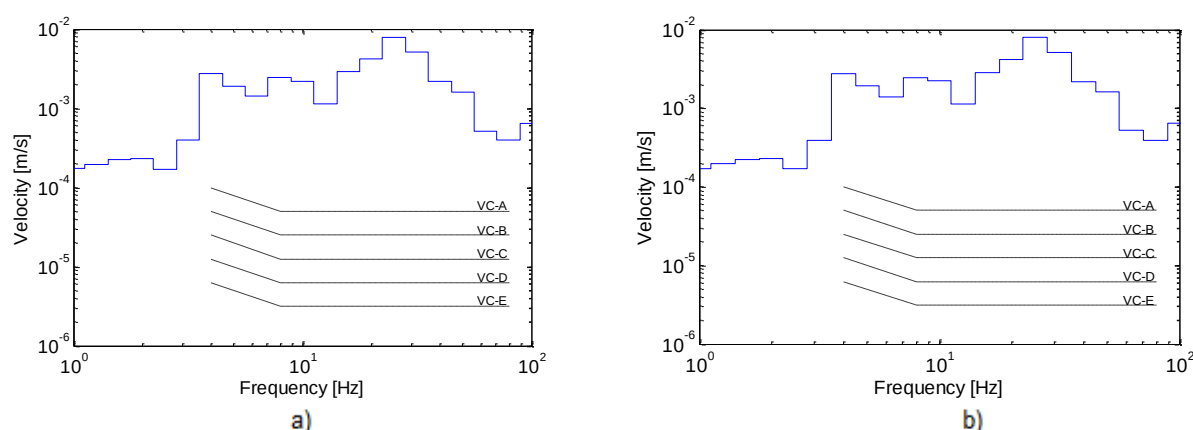


Fig. 5. 93 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para trincheira preenchida $E=790,4$ MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

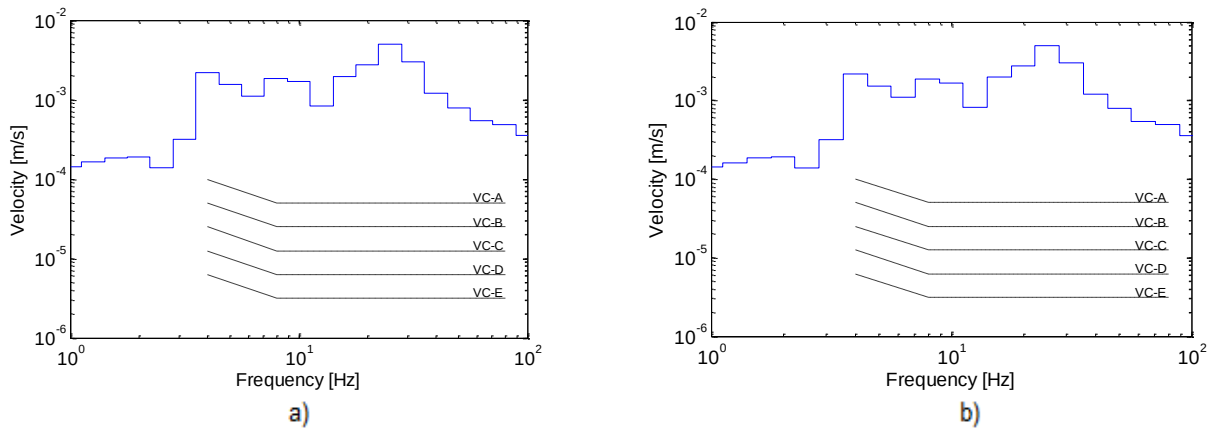


Fig. 5. 94 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para trincheira preenchida $E=790,4$ MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

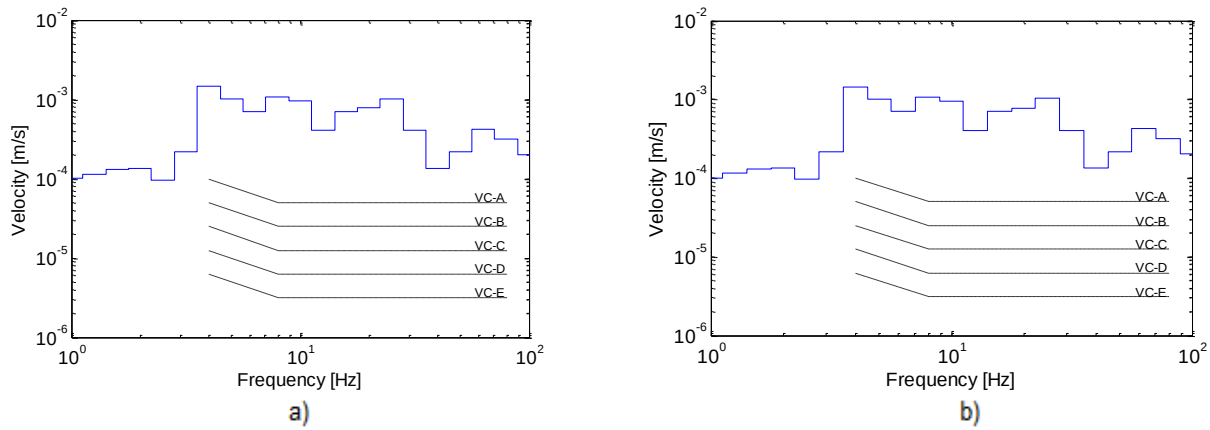


Fig. 5. 95 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para trincheira preenchida $E=790,4$ MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

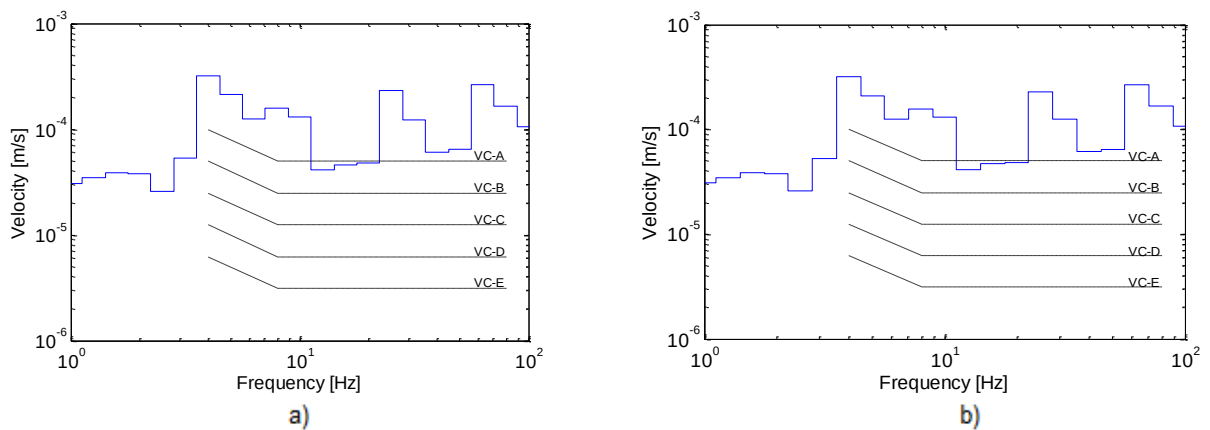


Fig. 5. 96 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para trincheira preenchida $E=790,4$ MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

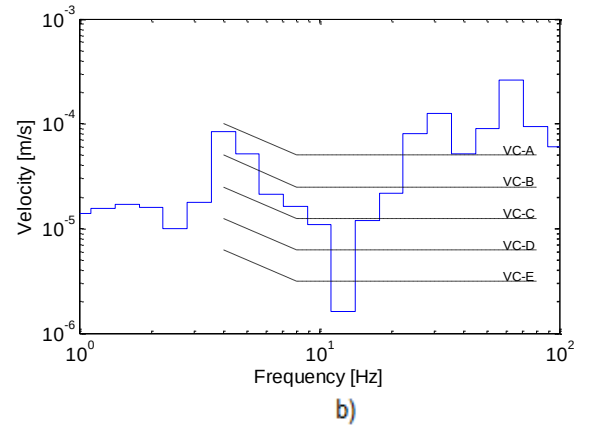
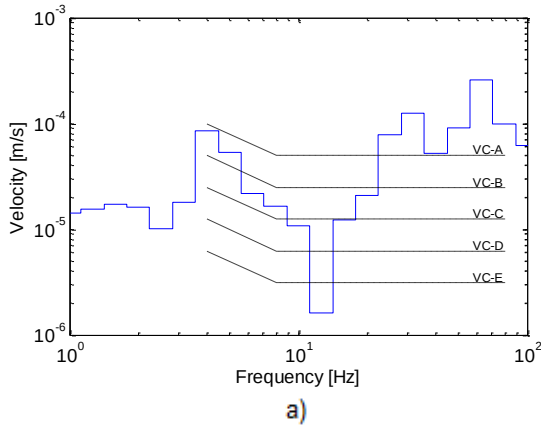


Fig. 5. 97 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

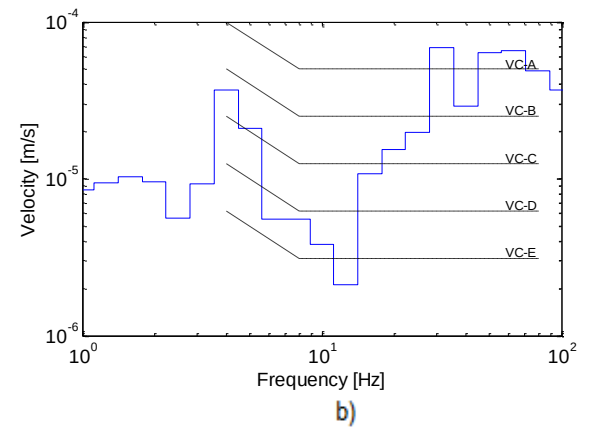
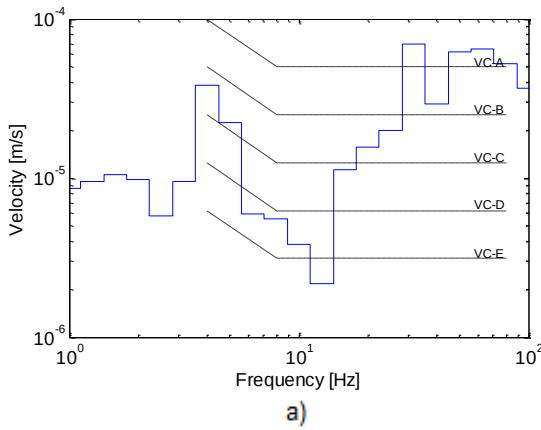


Fig. 5. 98 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

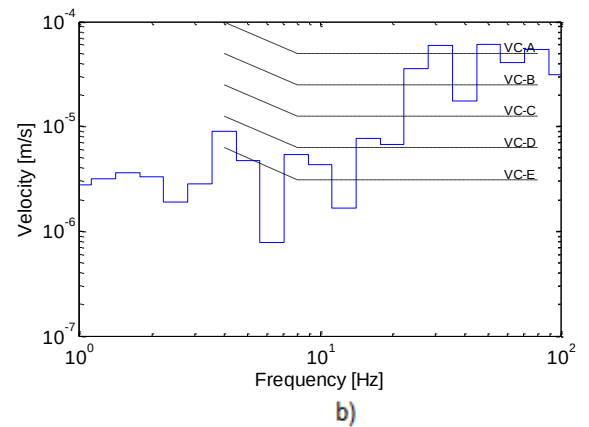
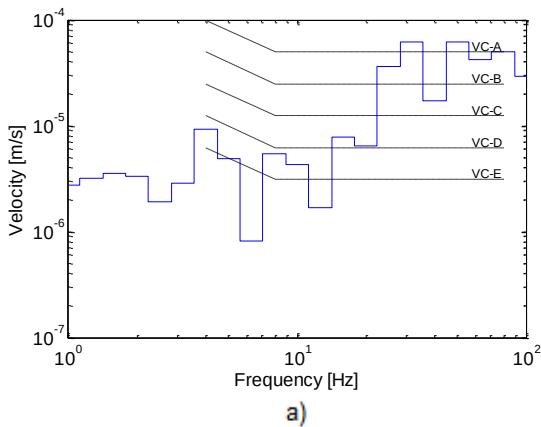


Fig. 5. 99 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para trincheira preenchida E=790,4 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

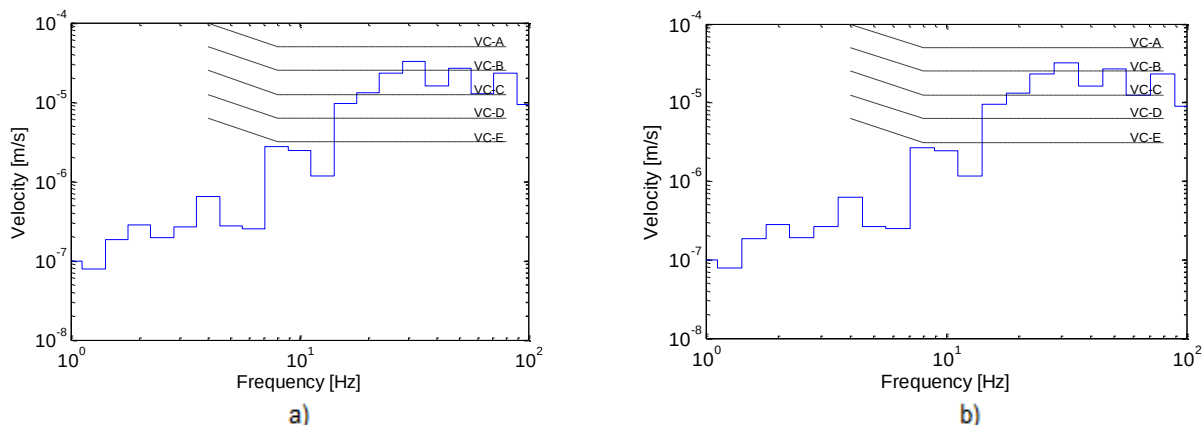


Fig. 5. 100 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para trincheira preenchida $E=790,4$ MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

Fazendo-se uma análise dos gráficos obtidos percebeu-se que uma solução deste tipo se mostrou muito pouco eficiente, tanto para uma trincheira de 7 metros como de 5 metros de profundidade, para se conseguir reduzir os níveis de vibrações comparativamente à solução base estudada. As variações que se observam processam-se de forma muito ténue nas frequências que se situam próximo de frequências de 100 Hz. Isto pode ser explicado por dois motivos, que se tentou averiguar ao proceder a novas soluções de trincheiras, e que podem estar relacionados com o facto de estas não serem demasiado profundas para criar barreira à passagem, ou não serem suficientemente rígidas.

Por este motivo foram testadas trincheiras com as mesmas profundidades das anteriores mas em que se utilizou um material de preenchimento que conferia uma maior rigidez ao elemento.

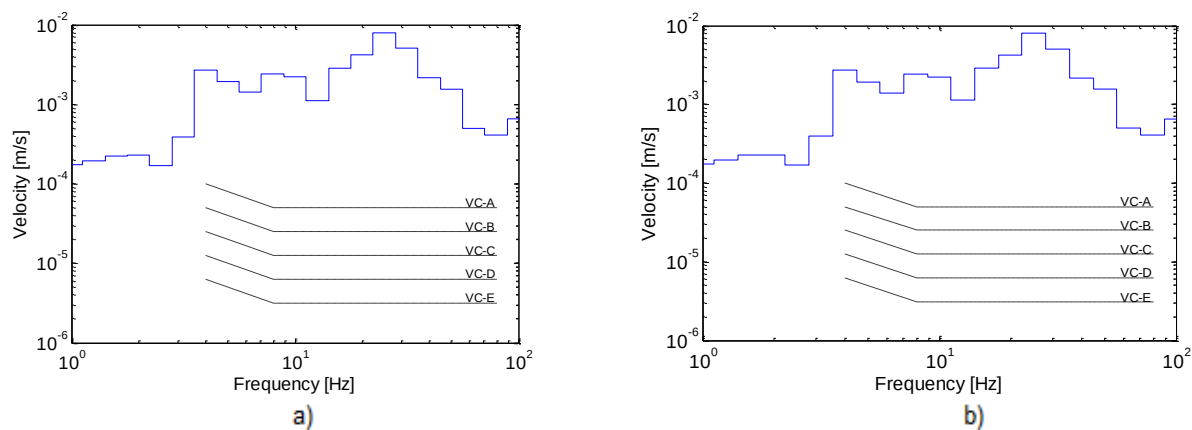


Fig. 5. 101 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

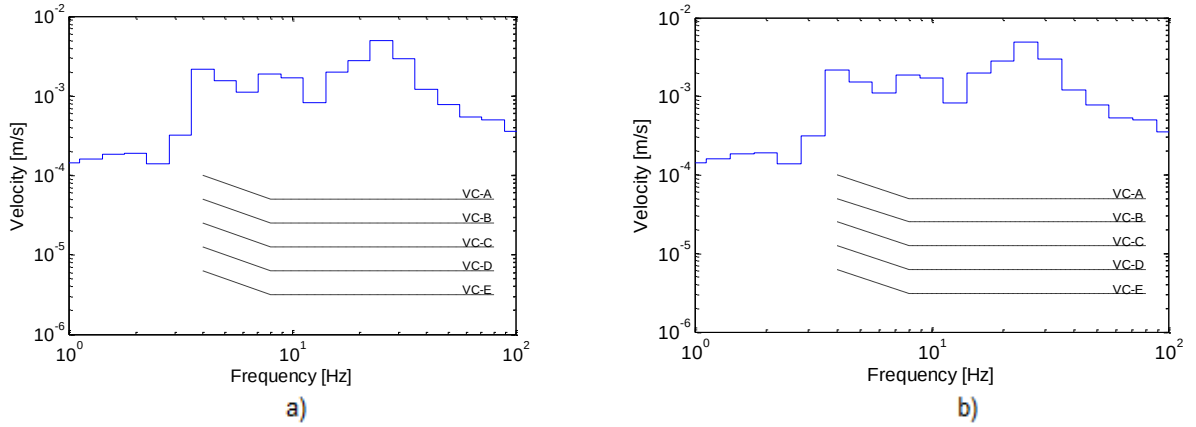


Fig. 5. 102 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

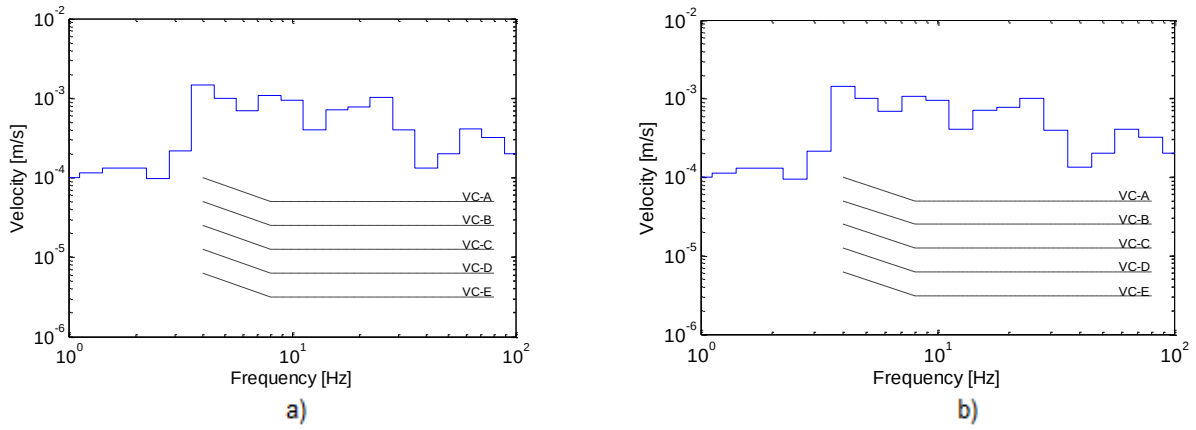


Fig. 5. 103 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

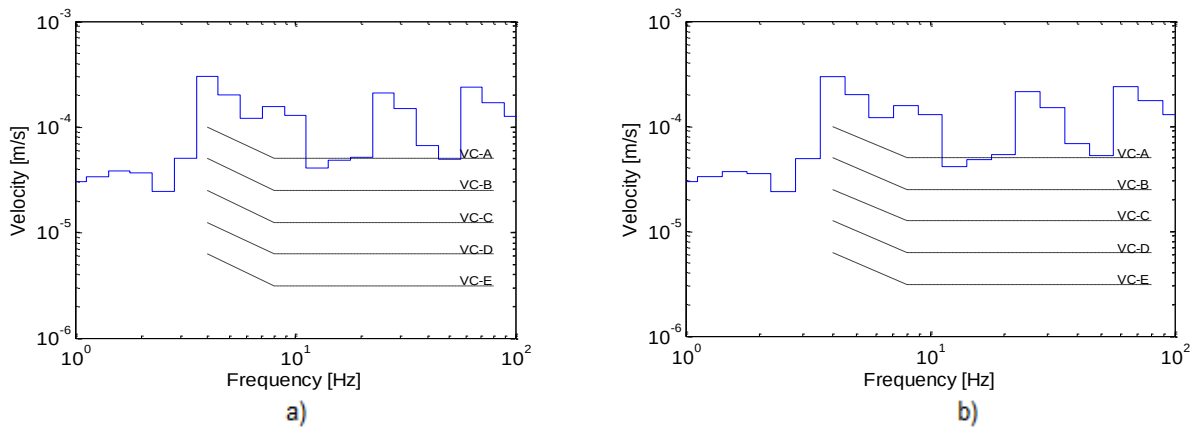


Fig. 5. 104 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

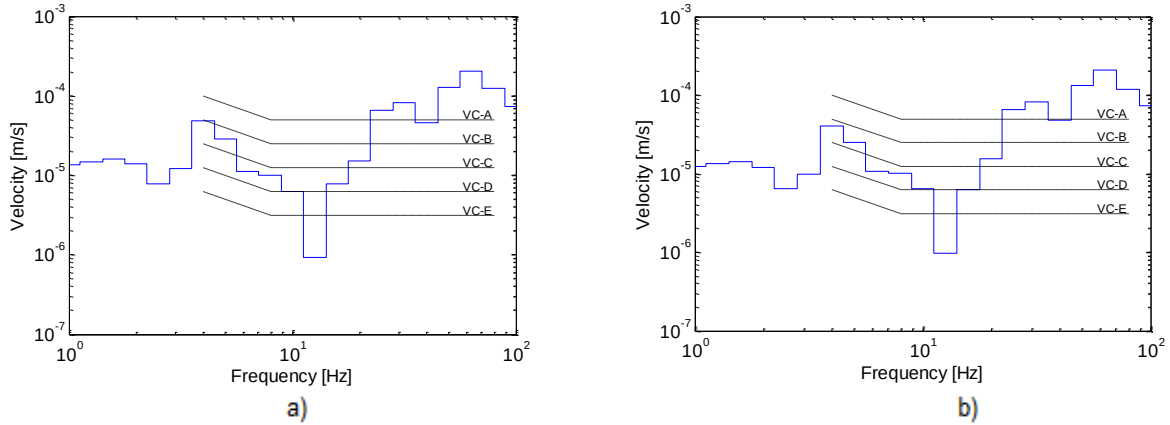


Fig. 5. 105 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

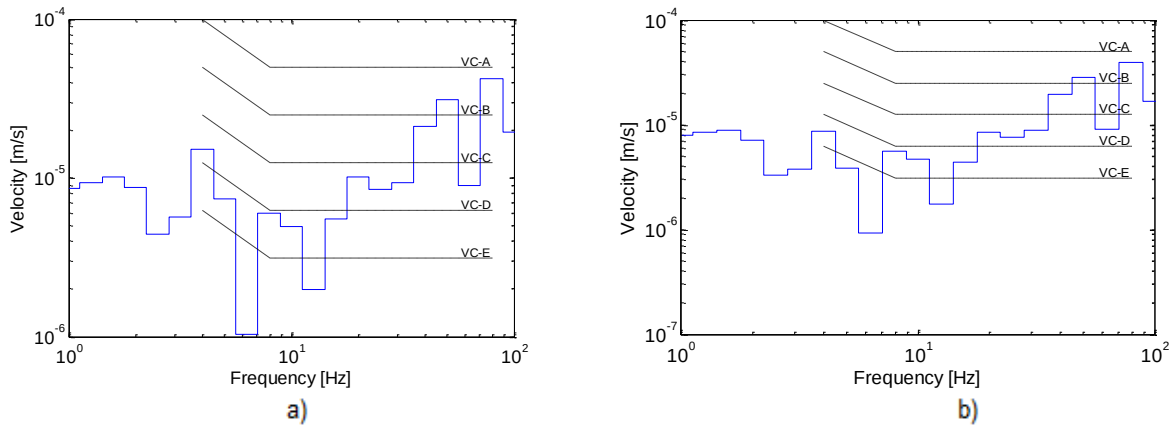


Fig. 5. 106 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

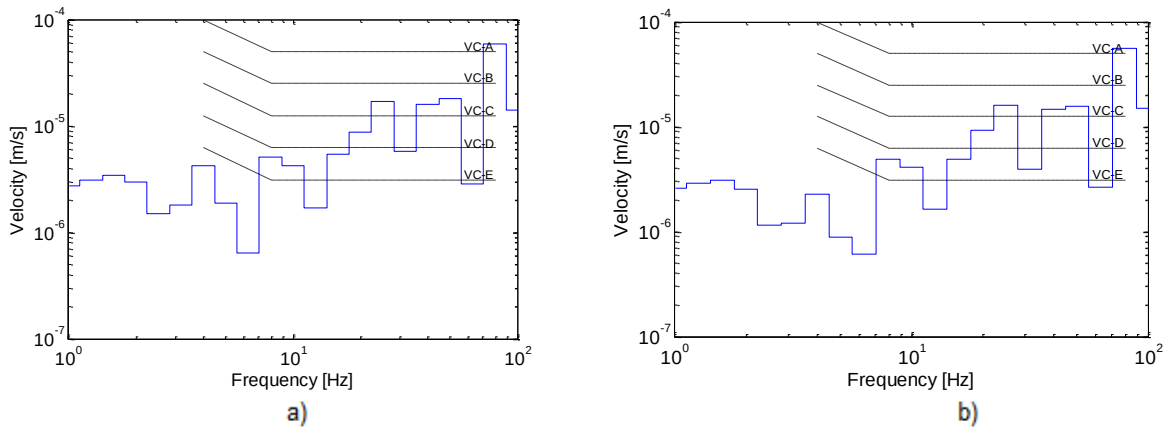


Fig. 5. 107 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

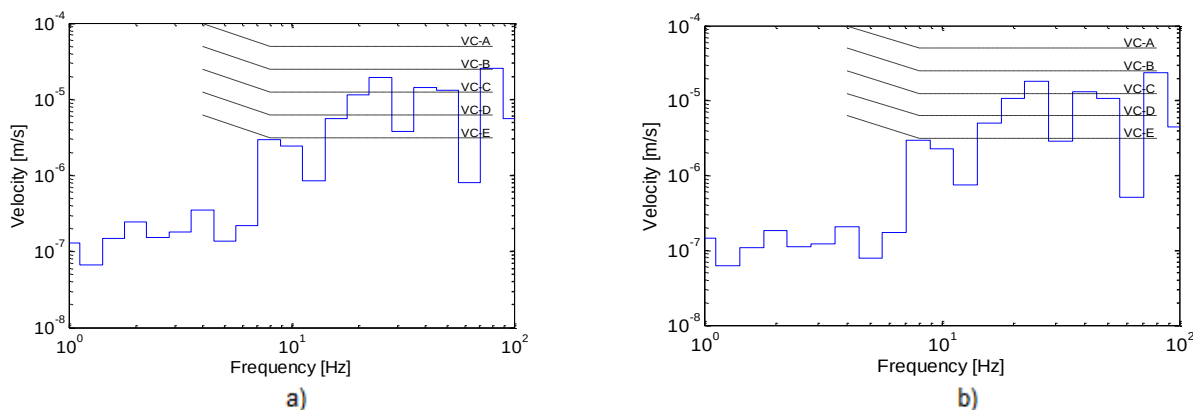


Fig. 5. 108 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para trincheira preenchida E=17200 MPa com 5 metros (a) e 7 metros (b) de profundidade.

Com estas novas soluções estudadas percebe-se que a não eficiência das trincheiras que foram inicialmente estudadas prende-se não com a profundidade até onde estas foram construídas mas antes com o material de preenchimento das mesmas.

Ao ser utilizado um material que confere uma maior rigidez à “parede”, criada de forma artificial, consegue-se uma redução em alguns casos significativa ao nível da energia que é transportada principalmente ao nível das menores frequências até aos 10 Hz aproximadamente. Ao ser conseguida essa diminuição nessa gama de frequências, consegue-se atenuar aquelas que são as principais motivadoras de incomodidade por parte das populações residentes na vizinhança destas estruturas. Também as maiores frequências, através da aplicação de soluções iguais às aqui apresentadas, sofrem uma redução no seu valor. Contudo a redução que se faz sentir não afecta de igual forma as frequências mais reduzidas dentro desta gama, o mesmo será dizer cerca de 5 Hz, pois para se conseguir uma eficiência com este tipo de soluções para frequências tão reduzidas podemos estar a falar de trincheiras que podem ir até cerca de 17 metros¹¹ (Mateus da Silva, 2005).

As reduções que se verificam são mais acentuadas na solução em que se utilizada uma trincheira de maior profundidade, como seria esperado pelo que foi acima referido.

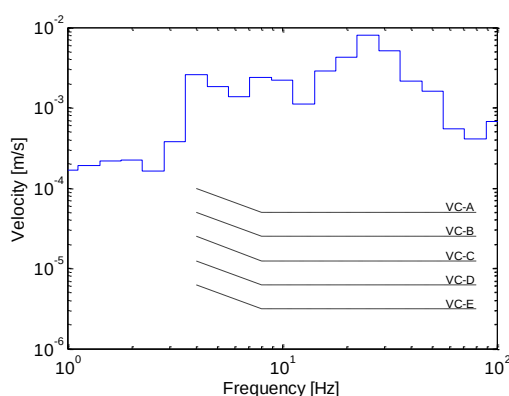


Fig. 5. 109 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó A (carril) para trincheira preenchida E=17200 MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

¹¹ A profundidade das trincheiras deve ser da ordem do comprimento de onda das ondas de superfície para ser eficiente, o que para uma velocidade de 300km/h=83,33m/s e frequências de 5Hz levaria aos 17 metros indicados. As frequências elevadas possuem comprimentos de onda mais reduzidos, por isso profundidades menores.

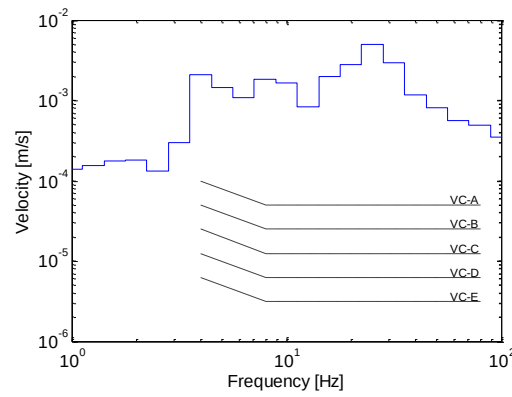


Fig. 5. 110 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó B para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

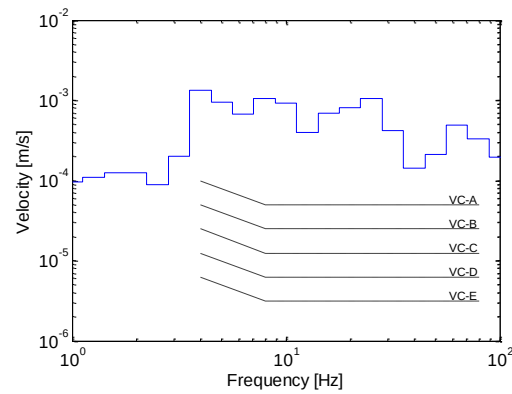


Fig. 5. 111 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó C para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

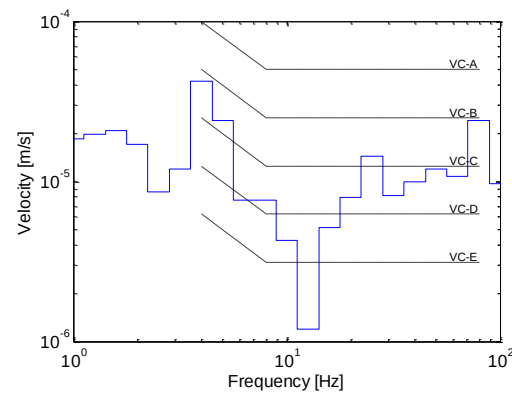


Fig. 5. 112 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó D para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

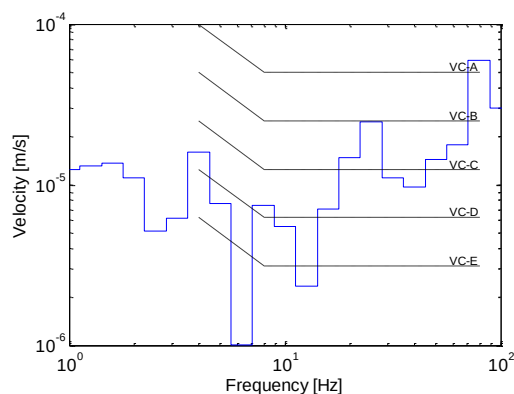


Fig. 5. 113 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó E para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

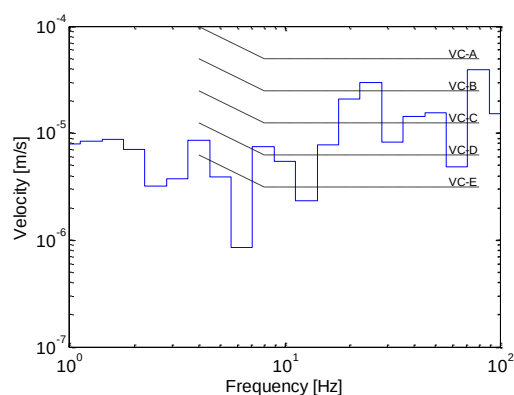


Fig. 5. 114 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó F para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

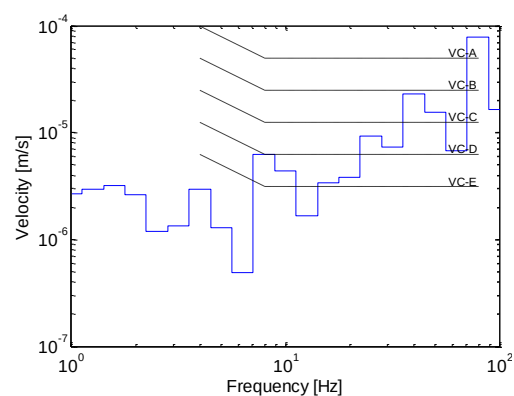


Fig. 5. 115 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó G para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

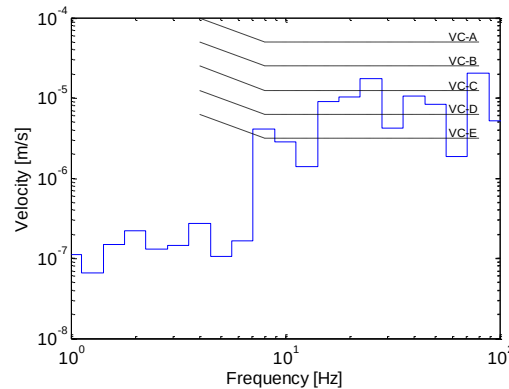


Fig. 5. 116 – Gráfico da velocidade r.m.s. em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência para o nó H para trincheira preenchida $E=17200$ MPa com 7 metros de profundidade na base do aterro.

Ao ser utilizada uma trincheira do género da que foi acima estudada, mas construída imediatamente abaixo da base do aterro, como é esquematizado na Fig. 5. 8, percebe-se que se consegue uma maior redução nos níveis de vibrações para as diversas frequências nos pontos mais próximos da fonte de vibração, o que corresponde ao que era esperado aquando da realização deste tipo de solução. Este aspecto explica-se pelo facto de se estar perante uma solução em que é criada uma barreira artificial à passagem das ondas vibratórias mais cedo do que nas soluções que foram acima explanadas, sendo bastante visível pela comparação das Fig. 5. 96, Fig. 5. 104 e Fig. 5. 112.

Apesar deste benefício que se consegue, à custa da construção de uma trincheira mais próxima da fonte de geração de vibrações verifica-se, como já tinha sido anteriormente antecipado aquando da explicação das trincheiras como medida de mitigação na página 36, que a eficiência destas nos pontos mais afastados em análise (Fig. 5. 100, Fig. 5. 108 e Fig. 5. 116) não é influenciada pela maior ou menor proximidade da barreira à fonte de geração de vibrações, como aliás já se tinha verificado aquando da análise das velocidades máximas na Fig. 5. 22, em que trincheiras com idêntico preenchimento, levam a velocidades máximas semelhantes para os pontos mais distantes.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O principal objectivo deste trabalho envolveu o estudo das vibrações induzidas devidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade. Para atingir esse objectivo procedeu-se à implementação de metodologias de análise, tendo em vista a análise das vibrações nas zonas situadas na vizinhança deste tipo de estruturas, para posterior confrontação desses efeitos com os limites normativos impostos, e após os quais se procedeu à análise dos benefícios que diversos tipos de medidas mitigadoras conseguem trazer para a resolução dos problemas.

Resumindo os aspectos que parecem essenciais das análises dos deslocamentos verticais medidos, depreende-se que:

- Quando se realiza um aterro com uma altura superior consegue-se um maior ganho na redução dos deslocamentos verticais que a estrutura poderá sofrer;
- A realização de trincheiras em nada afecta os deslocamentos que se medem no plano vertical do carril, o que se mostra coerente com o inicialmente esperado;
- Proceder à realização de blocos de mitigação sob a via férrea mostra-se benéfico para o propósito da redução dos assentamentos que podem afectar o normal funcionamento da via férrea;
- Pelos valores que se obtiveram, a espessura que um bloco possui mostrou-se mais importante que propriamente a profundidade a que este é realizado, já que se percebe um melhor comportamento do bloco com 1 metro de espessura a 1 metro de profundidade do que para o bloco de 0,5 metros construído à superfície;
- Com a alteração das características dos solos de fundação, como se previa que ocorresse, consegue-se menores deslocamentos para os casos em que se tem melhores solos, com módulo de deformabilidade superior numa maior profundidade;
- Ao utilizar palmilhas com módulo de rigidez diferentes, conseguiu-se compreender que estas apenas têm influência para reduzir os deslocamentos que se sentem ao nível do carril, quando se utilizam palmilhas com uma rigidez mais elevada.

Relativamente às velocidades de pico obtidas retiram-se as seguintes conclusões:

- Tal como acontecia relativamente aos deslocamentos, também para o aterro com menor altura se verificam as maiores velocidades nos vários pontos medidos;
- Relativamente à construção de trincheiras, percebe-se que claramente se consegue uma redução das velocidades máximas que se conseguem medir, para pontos que se situam para lá do local de execução da trincheira. Esta redução mostra-se mais eficiente quando

se está perante trincheiras em que o preenchimento é realizado com um material com o módulo de deformabilidade superior;

- Comprovou-se ainda que a distância a que a trincheira se encontra do local de geração de vibrações em nada afecta a eficiência que a mesma mostra para pontos mais afastados, interferindo apenas na maior extensão de terreno que fica afectada pelas maiores velocidades;
- Com realização de blocos mais superficiais, tal como acontecia para os deslocamentos, também para as velocidades se consegue um comportamento mais eficaz na generalidade dos pontos que foram estudados;
- Alterando os solos de fundação percebe-se que nos pontos mais próximos do carril se conseguem menores velocidades quando se está perante um solo de melhor qualidade contudo, ocorre uma inversão desta tendência com o aumento da distância dos pontos ao carril, que pode ser explicada pelo facto de o solo não se apresentar homogéneo no plano transversal da via;
- Se com as palmilhas se conseguia benefícios relativamente aos deslocamentos nos pontos subjacentes ao carril, relativamente às velocidades de pico percebe-se que a sua influência é quase nula.

Para se fazer uma comparação dos valores das análises com os limites normativos utilizaram-se os gráficos das velocidades quadráticas médias em função de bandas de 1/3 de oitava da frequência, conseguindo-se concluir que:

- A energia correspondente a cada banda de frequência vai reduzindo com o aumento da distância do ponto à fonte de vibração. Esta redução sente-se de forma mais acentuada nas bandas de menores frequências;
- Com a utilização de palmilhas é perceptível que com o aumento do módulo de rigidez se consegue uma maior redução da energia das diferentes bandas em questão quando comparado com os resultados obtidos com palmilhas menos rígidas. Esta redução é menos sentida para as gamas de frequências menores;
- Realizando blocos, conclui-se que estes em pouco influenciam a situação que se verifica no carril;
- Com a utilização de blocos superficiais consegue-se obter uma redução que se mostra mais significativa, para os pontos analisados que se situam à superfície, principalmente para as frequências superiores, acima dos 5 Hz;
- Tal como nas conclusões já tiradas para os aspectos anteriormente analisados, o aumento de espessura do bloco mostrou-se mais eficiente que a profundidade a que este se encontra;
- Com a realização de trincheiras mais rígidas conseguiu-se atingir maiores reduções, relativamente ao caso base e mesmo relativamente ao caso das trincheiras em que se utilizou um módulo de deformabilidade menor;
- Com a aproximação da construção da trincheira em relação à base do aterro, consegue-se não melhorar os resultados nos pontos mais afastados, mas sim melhorar os níveis de vibrações numa extensão de terreno superior, relativamente aos casos em que as trincheiras se constroem mais distantes da zona de geração de vibrações;
- Das soluções estudadas percebe-se que a utilização de blocos muito rígidos levam a melhorias para os pontos mais distantes comparativamente aos casos em que se tem solo tratado, mesmo que a espessura dos blocos seja bastante menor que a altura de solo tratado que se admite. Contudo para pontos intermédios em que se realizou a medição

percebe-se que são as frequências mais elevadas aquelas que são mais beneficiadas pela realização de blocos.

Para se conseguir obter soluções, que melhorem vários aspectos em simultâneo dos resultados finais, poderá pensar-se em adoptar mais do que uma medida de mitigação em conjunto, permitindo que se assista assim a reduções mais significativas nas vibrações e velocidade que se fazem sentir nos diversos pontos.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No contexto dos estudos realizados apresentam-se algumas sugestões com vista ao desenvolvimento de trabalhos futuros que permitam comprovar e melhorar os resultados obtidos:

- Perceber se com um modelo 3D se atingem resultados muito distintos dos obtidos neste trabalho podendo ser desta forma justificado, se tal ocorrer, o maior tempo de cálculo e de modelação que sejam necessários;
- Tentar obter um refinamento das soluções aqui estudadas e desenvolver outras que possam parecer importantes para alcançar o objectivo de redução dos níveis de vibração na vizinhança de linhas de alta velocidade;
- Verificar se a realização da via férrea em situação de escavação permite obter resultados mais favoráveis para pontos situados na vizinhança destas estruturas;
- Obter uma validação experimental que possa servir como forma de comparação destes com os resultados numéricos obtidos e permita assim perceber quais os possíveis erros que o método que se utiliza, as simplificações introduzidas, propriedades dos materiais entre outros podem ter no cálculo. Desta forma seria possível fazer correcções na modelação utilizada para se conseguir então uma convergência dos resultados.

BIBLIOGRAFIA

- Alves Costa, P., Calçada, R., Silva Cardoso, A., & Bodare, A. (2010). *Influence of soil non-linearity on the dynamic response of high-speed railway tracks* . Soil Dynamics and Earthquake Engineering 30, pp. 221–235.
- Assis Chaves, G. V., Pimentel, R. L., & Melo, R. A. (2008). *Contribuição à análise de impactos de linhas de transporte de passageiros sobre trilhos em edificações lindeiras* . 4º Concurso de Monografia CBTU – A Cidade nos Trilhos: Brasil.
- Azevedo, Á. F. (2003). *Método dos Elementos Finitos* . 1ª Edição, Porto.
- Bahrekazemi, M. (2004). *Train-Induced Ground Vibrations and Its Prediction* . Dissertação de Doutorado, Div. of soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Estocolmo.
- Biot, M. (1937). *Bending of an infinite beam on an elastic foundation* . Journal of Applied Mechanics: ASCE, pp. A1-A7.
- Carreto, J. R. (2000). *Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento* . 10-13 Abril 2000, Porto, pp. 1043 - 1054.
- Christoffer With, M. B. (2009). *Wave barrier of lime–cement columns against train-induced ground-borne vibrations* . Soil Dynamics and Earthquake Engineering 29 (2009), pp. 1027–1033.
- Costa Lopes, P., Alves Costa, P., Calçada, R., & Silva Cardoso, A. (2010). *Análise numérica de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis baseada em modelos 2.5D* . 26-29 Abril 2010, Guimarães, pp. 1787 - 1796.
- DiPilato, M., Steinberg, E., & Simon, R. (1983). *Ballast and subgrade requirements study. Railway track substructure. Design and performance. Evaluation Practices* . Federal Railroad Administration. Office of Research and Development, Washington, D.C., U.S.A.
- Esveld, C. (2001). *Modern railway track* . Delft University of Technology. MRT Productions, Zaltbommel.
- F. Montanelli, A. B. (2003). *Preliminary results from as instrumented railways embankment reinforced with a geogrid-geotextile geocomposite* .
- Ferreira, J. V. (2009). *Efeitos dinâmicos em zonas de variação de rigidez da plataforma de vias férreas de alta velocidade* . Dissertação de Mestrado: FEUP - Faculdade Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutorado: FEUP - Faculdade Engenharia da Universidade do Porto.
- G. Degrande, L. S. (2001). *Free field vibrations during the passage of a thalys high-speed train at variable speed* . Journal of Sound and Vibration 247(1), 11/Outubro/2001, 131-144.
- G. Lombaert, G. D. (2006). *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations* . Journal of Sound and Vibration 297, 19/Junho/2006, 512-535.
- Gomes, R. M., & Gomes, G. (2006). *Os caminhos-de-ferro portugueses: 1856-2006*. CP - Comboios de Portugal.
- Gonçalves, S. D. (2008). *Vibrações induzidas em edifícios devidas ao tráfego ferroviário de alta velocidade* . Dissertação de Mestrado: FEUP - Faculdade Engenharia da Universidade do Porto.

- H.H. Hung, Y. Y. (2001). *A Review of Researches on Ground-Borne Vibrations with Emphasis on Those Induced by Trains* . National Science Council of the Republic of China, Vol. 25, pp. 1-16.
- H.H. Hung et al. (2004). *Wave barriers for reduction of train-Induced vibrations in soils* . Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. pp. 1283-1291.
- Harris Miller Miller & Hanson, I. (2005). *High-Speed Ground Transportation Noise and Vibration Impact Assessment* . Federal Railroad Administration, Washington, D.C.
- Hildebrand. (2004). *Effect of soil stabilization on audible band railway ground vibration* . Soil Dynamics and Earthquake Engineering Volume 24, pp. 411-424.
- ISO 10811-1. (2000). *Mechanical vibration and shock – Vibration and shock in buildings with sensitive equipment – Part 1: Measurement and evaluation* . International Organization for Standardization.
- ISO 10811-2. (2000). *Mechanical vibration and shock – Vibration and shock in buildings with sensitive equipment – Part 2: Classification*. International Organization for Standardization.
- ISO 14837-1. (2005). *Mechanical vibration – Ground borne noise and vibration arising from rail systems – Part 1: General Guidance* . International Organization for Standardization.
- ISO 2631-1. (1997). *Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements* . International Organization for Standardization.
- ISO 2631-2. (2003). *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole body vibration – Part 2: Vibration in buildings (1Hz to 80Hz)* . International Organization for Standardization.
- ISO 4866. (2010). *Mechanical vibration and shock – Vibration of fixed structures – Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures* . International Organization for Standardization.
- Krylov, V. V. (1995). *Generation of ground vibration by superfast trains* . Applied Acoustics, Volume 44, Number 2 pp. 149-164(16).
- Li, D., & Selig, E. T. (1995). *Evaluation and remediation of potential railway subgrade problems under repeat heavy axle loads*. Association of American Railroads, Chicago, U.S.A.
- Louro, A. F. (2009). *Novas formulações para leis de propagação de vibrações, em maciços rochosos, baseadas nas propriedades termodinâmicas dos explosivos*. Dissertação de Mestrado: IST - Instituto Superior Técnico.
- Mateus da Silva, J. M. (2005). *Propagação e Mitigação de vibrações de baixa frequência geradas por comboios de alta velocidade*. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil: Lisboa.
- Pereira, M. F. (2008). *Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade. Especificações para o projecto de estruturas* . Dissertação de Mestrado: IST - Instituto Superior Técnico.
- Rigueiro, M. C. (2007). *Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão* . Tese Doutorado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Schiappa de Azevedo, F., & Patrício, J. (2001). *Vibrações ambientes. Critérios de danos e de incomodidade. Actualidade e prespectivas futuras*. TecniAcustica: La Rioja.

Semprebone, P. S. (2006). *Desgastes em trilhos ferroviários - Um estudo teórico*. Dissertação de Mestrado - Curso de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia: Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

Silva, J. R. (2004). *Os comboios em Portugal - Do vapor à electricidade - Volume I*. Mensagem: Lisboa.

Soares, S. M. (2009). *Vibrações induzidas em edifícios sensíveis ao tráfego rodoviário*. Dissertação de Mestrado, FEUP - Faculdade Engenharia da Universidade do Porto.

Takatsu, T. (Agosto de 2007). The History and Future of High-Speed Railways. *Japan Railway & Transport Review*, pp. 6 - 21.

Thomas, D. (2009). *Lateral Stability of High-Speed Trains at Unsteady Crosswind*. Dissertação de Licenciatura: KTH Engineering Sciences, Suécia.

<http://www.rave.pt/tabid/189/Default.aspx>. Abril de 2010

<http://www.power-technology.com/contractors/noise/gallery.html>. Junho de 2010.

<http://www.tiflex.co.uk/>. Maio de 2010.

<http://www.fomento.es/>. Junho de 2010.

<http://www.joaoleitao.com/viagens/2008/05/15/mapa-linhas-de-comboio-na-franca-comboios-lentos-e-rapidos-tgv-franca-mapas/>. Abril de 2010.

<http://citytransport.info/Medium.htm>. Maio de 2010.

<http://geek42.org/2007/04/03/franca-quebra-recorde-de-velocidade-em-trens/> Abril de 2010

ANEXO 1

Modelos de viga em fundação visco-elástica – “viga de Winkler”

Este modelo tal como quase todos os analíticos apresenta limitações, sendo apenas aplicado a casos geometricamente simples e com comportamento simples ao nível dos materiais. Os modelos que se baseiam neste são apenas bidimensionais, e apenas dão informação relativa à linha central ou eixo de simetria do modelo, não dando resultados relativos ao deslocamento no sentido transversal.

Relativamente ao modelo em causa, apresenta algumas limitações que serão enumeradas de seguida:

- No comportamento da fundação a resposta de cada conjunto de mola-amortecedor é considerada independente dos outros, situação que não é de todo representativa do comportamento real;
- Não considera o comportamento não linear dos materiais de fundação, dificultando a obtenção de parâmetros necessários para o modelo;
- Nos mecanismos de geração de vibrações não se consideram por exemplo as cargas dinâmicas pelas oscilações das massas do comboio.

Os elementos da superestrutura ferroviária (não sendo consensual a divisão utilizada pelos diversos autores) são apreendidos neste modelo como uma viga com características geométricas, dadas por um momento de inércia I , e elásticas, dadas por um módulo de elasticidade E . A parte da fundação é modelada como um conjunto de molas com determinada rigidez k e amortecedores com viscosidade c . De acordo com as diversas divisões possíveis de serem utilizadas, deve-se ter em atenção apenas que os valores de EI , k e c serão distintos.

O modelo reológico¹² deste tipo de “viga” é apresentado no esquema seguinte:

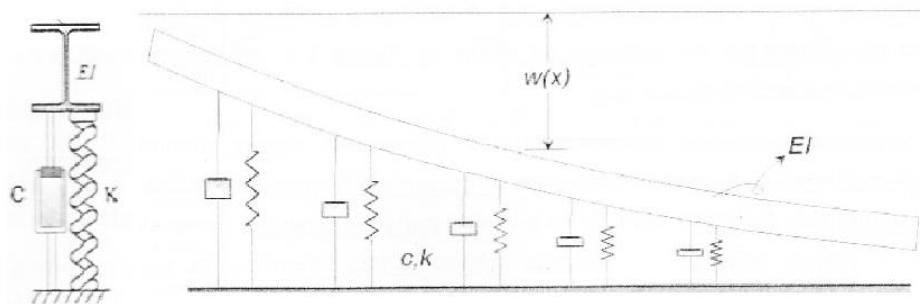


Fig. A1. 1 – Modelo da viga de Winkler assente em fundação visco elástica (Mateus da Silva, 2005).

Seguindo a explicação dada numa publicação da autoria de (Mateus da Silva, 2005), a equação diferencial da deformação da viga para uma carga em movimento incluindo as forças de inércia vem dada pela expressão seguidamente apresentada em que m representa a massa da viga por metro e $q(t, x)$ representa a carga aplicada na viga função da coordenada x e do tempo t :

¹² Reologia - Ramo da física que estuda a viscosidade, a plasticidade, a elasticidade e o escoamento da matéria em geral.

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} + kw = q(t, x) \quad (A.1)$$

O valor de k representa a carga gerada na fundação quando a viga é sujeita a um deslocamento vertical unitário. Esta determinação varia conforme a divisão adoptada para a superestrutura e fundação. Apresentam-se de seguida duas fórmulas (A.2) e (A.3) que permitem o cálculo do valor do módulo de reacção k , com E_s e ν a representar as características elásticas do solo, EI a rigidez à flexão da viga e b metade da largura da viga da qual se apresenta um esquema na Fig. A1. 2:

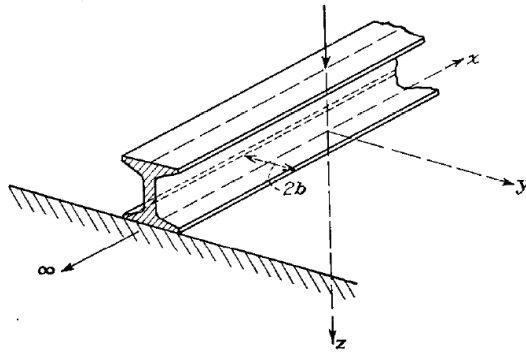


Fig. A1. 2 – Modelo de uma viga infinitamente rígida com uma carga concentrada P e largura $2b$ (Biot, 1937).

Proposta de Biot (1937):

$$k = \frac{0.65E_s}{1-\nu_s^2} \sqrt[12]{\frac{E_s b^4}{EI}} \quad (A.2)$$

Proposta de Vesic (1963) resultado do desenvolvimento da proposta de Biot anteriormente referida:

$$k = \frac{0.95E_s}{1-\nu_s^2} \left(\frac{E_s b^4}{(1-\nu_s^2)EI} \right)^{0.108} \quad (A.3)$$

Em alternativa a estes métodos existe a possibilidade de analisar com recurso a elementos finitos específicos para este assunto, que se apresenta como um processo mais adequado e que não resolve os problemas em relação à questão da divisão das diversas camadas já anteriormente focada.

Considerando uma carga constante de valor Q em movimento com uma velocidade V_0 , a equação diferencial da deformação da viga para uma carga em movimento pode vir escrita conforme a que se apresenta de seguida.

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} + kw = Q\delta(x - V_0 t) \quad (A.4)$$

Ao considerar um referencial em movimento com uma velocidade igualmente igual a V_0 , ou seja:

$$s = \lambda(x - V_0 t) \quad (A.5)$$

representando λ o inverso do comprimento característico da viga L , e como tal vem:

$$\lambda = \frac{1}{L} = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (A.6)$$

Considerando a mudança de referencial então descrita, resultará uma expressão para a equação diferencial da deformação da viga para uma carga em movimento igual a:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial s^4} + 4\alpha^2 \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} - 8\alpha\beta \frac{\partial w}{\partial t} + 4w = Q\delta(s) \quad (A.7)$$

em que α corresponde à relação entre a velocidade de circulação da carga e a velocidade crítica e β à relação entre o amortecimento e o amortecimento crítico.

$$\alpha = \frac{V_0}{C_{cr}} = \frac{V_0}{2\lambda} \sqrt{\frac{m}{EI}} \quad (A.8)$$

$$\beta = \frac{c}{2m} \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (A.9)$$

Kenney (1954) apresentou uma solução para o caso em que o amortecimento é nulo, portanto $c = 0$, e por consequência $\beta = 0$, em que se percebeu existir uma velocidade crítica C_{cr} para a qual as deformações sofridas pela viga eram infinitas e que corresponde à expressão (3.1) já anteriormente referida. A este fenómeno que se verifica para C_{cr} chama-se ressonância.

De forma sintética resulta que:

- $V_0 < C_{cr}$, deformações mais elevadas na proximidade do ponto de aplicação da carga;
- $V_0 > C_{cr}$, deformações mais elevadas antes do ponto de aplicação da carga. As deformações à frente da carga têm menores comprimentos de onda e amplitudes que as que se situam para trás da carga, também conhecido como o efeito de Doppler¹³. A alteração de frequência depende da velocidade de circulação da carga V_0 , da velocidade da propagação das ondas no solo C_{cr} e da frequência e é dada por:

$$f = \frac{f_0}{1 \pm \frac{V_0}{C_{cr}}} \quad (\text{A.10})$$

Pela análise da expressão (A.10) percebe-se que se a velocidade de circulação da carga V_0 for superior à crítica da propagação das ondas C_{cr} , o resultado da divisão vai ser superior à unidade e como tal vai levar a uma situação teórica de não propagação de ondas à frente da carga. Também na expressão (A.7) com o aumento do valor de α na frente da carga as vibrações vão tendo amplitudes cada vez mais reduzidas. Como mostrado por (Mateus da Silva, 2005) para valores de $\alpha \approx 1$ no caso em que o movimento é não amortecido $\beta = 0$ é bastante evidente o fenómeno de amplificação.

Ultrapassar as limitações que um modelo deste tipo apresenta relativamente ao facto do comportamento elástico e da constância de diversos parâmetros intervenientes na equação, é possível desde que se disponha de leis da variação dos parâmetros com a deformação por exemplo.

Surgiram mais tarde variantes ao modelo de viga simples e fundação homogénea, tendo mostrado até então estes modelos mais complexos uma velocidade crítica mais baixa que a obtida do modelo mais simples. Não serão contudo no presente trabalho aprofundados os restantes modelos existentes.

¹³ Efeito que se traduz pela alteração da frequência das ondas geradas à frente e atrás da aplicação da carga.

ANEXO 2

Modelo de carga do *Thalys 2*



Fig. A2. 1 – Comboio *Thalys 2*.

Tabela A2. 1 – Dados para a montagem do modelo de cargas.

x(m)	P (kN)	x(m)	P (kN)
193,15	170	95,075	170
190,15	170	79,375	170
179,15	170	76,375	170
176,15	170	60,675	170
172,875	170	57,675	170
169,875	170	41,975	170
154,175	170	38,975	170
151,175	170	23,275	170
135,475	170	20,275	170
132,475	170	17	170
116,775	170	14	170
113,775	170	3	170
98,075	170	0	170

ANEXO 3

Tabela A3. 1 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a execução de trincheiras.

Solução em estudo		Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	ΔD_v
Trincheira a 3 metros da base do aterro com 5 metros de profundidade	E=17200 MPa	9,0387E-04	6,8711E-04	3,9181E-04	5,12
	E=790,4 MPa	9,0752E-04	6,8971E-04	3,9377E-04	5,14
Trincheira a 3 metros da base do aterro com 7 metros de profundidade	E=17200 MPa	9,0295E-04	6,8567E-04	3,9057E-04	5,12
	E=790,4 MPa	9,0709E-04	6,8928E-04	3,9334E-04	5,25
Trincheira na base do aterro com 7 metros de profundidade	E=17200 MPa	8,9578E-04	6,7023E-04	3,7064E-04	5,14

Tabela A3. 2 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a execução de blocos.

Solução em estudo		Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	ΔD_v
À superfície	0,5 metros de espessura	8,1692E-04	6,0454E-04	2,9829E-04	5,19
	1 metro de espessura	7,4445E-04	5,2958E-04	2,1329E-04	5,31
A 1 metro de profundidade	0,5 metros de espessura	8,5075E-04	6,3496E-04	3,3444E-04	5,16
	1 metro de espessura	8,0444E-04	5,8674E-04	2,8063E-04	5,24

Tabela A3. 3 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a alteração do solo de fundação.

Solução em estudo		Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	ΔD_v
Alteração até 1.5 metros de profundidade	E=197,6 MPa	8,4602E-04	6,3317E-04	3,3079E-04	5,14
	E=49,4 MPa	0,0011	8,7248E-04	5,8206E-04	5,18
	E=444,6 MPa	7,9645E-04	5,8371E-04	2,7311E-04	5,23
Alteração até 3 metros de profundidade	E=197,6 MPa	8,0542E-04	5,9276E-04	2,8634E-04	5,19
	E=49,4 MPa	0,0012	0,001	7,1700E-04	4,83
	E=444,6 MPa	7,2413E-04	5,1153E-04	1,9506E-04	5,29

Tabela A3. 4 – Deslocamentos verticais nos pontos para os casos de aterro com a alteração da palmilha.

Solução em estudo	Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	ΔD_v
$k=100 \times 10^6$ N/m	1,2000E-03	6,4220E-04	3,8167E-04	8,18
$k=500 \times 10^6$ N/m	8,3967E-04	7,0733E-04	3,9842E-04	4,41

Tabela A3. 5 - Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro sem aplicação de medidas de mitigação.

Solução em estudo	Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	Ponto D	Ponto E	Ponto F	Ponto G	Ponto H	ΔV
Aterro com 1,5 m	0,0614	0,0374	0,0149	0,0034	0,0018	0,0013	0,0012	4,5189E-04	609
Aterro com 3 m	0,0504	0,0232	0,0062	0,0035	0,0017	0,0011	9,9695E-04	5,0715E-04	499

Tabela A3. 6 – Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a execução de trincheiras.

Solução em estudo	Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	Ponto D	Ponto E	Ponto F	Ponto G	Ponto H	ΔV
Trincheira a 3 metros da base do aterro com 5 metros de profundidade	E=17200 MPa 0,0611	0,0369	0,0149	0,0035	0,0020	3,5509E-04	4,0025E-04	2,5174E-04	608
	E=790,4 MPa 0,0615	0,0374	0,0148	0,0036	0,0021	9,5961E-04	8,2779E-04	4,2416E-04	611
Trincheira a 3 metros da base do aterro com 7 metros de profundidade	E=17200 MPa 0,0611	0,0368	0,0149	0,0036	0,0020	3,3189E-04	4,2050E-04	2,2977E-04	609
	E=790,4 MPa 0,0615	0,0374	0,0148	0,0036	0,0020	9,8137E-04	8,1399E-04	4,1956E-04	611
Trincheira na base do aterro com 7 metros de profundidade	E=17200 MPa 0,0618	0,0377	0,0149	4,7037E-04	5,6523E-04	3,7635E-04	4,9236E-04	1,8999E-04	616

Tabela A3. 7 - Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a execução de blocos.

Solução em estudo	Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	Ponto D	Ponto E	Ponto F	Ponto G	Ponto H	ΔV
À superfície	0,5 metros de espessura 0,0571	0,0325	0,0068	0,0023	0,0011	7,9297E-04	6,4702E-04	4,0702E-04	567
	1 metro de espessura 0,0574	0,0316	0,0037	0,0020	0,0013	9,9303E-04	6,2706E-04	2,4661E-04	572
A 1 metro de profundidade	0,5 metros de espessura 0,0595	0,0348	0,0128	0,0036	0,0023	1,7000E-03	1,3000E-03	5,2158E-04	590
	1 metro de espessura 0,0592	0,0342	0,0120	0,0035	0,0028	1,6000E-03	6,5281E-04	4,3008E-04	588

Tabela A3. 8 - Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a alteração do solo de fundação.

Solução em estudo	Ponto A (Carril)									
	Ponto B	Ponto C	Ponto D	Ponto E	Ponto F	Ponto G	Ponto H	ΔV		
Alteração até 1,5 metros de profundidade	E=197,6 MPa	0,0582	0,0346	0,0113	0,0026	0,0021	0,0015	1,1000E-03	4,3428E-04	578
	E=49,4 MPa	0,0662	0,0418	0,0233	0,0042	0,0013	0,0010	7,1641E-04	3,7663E-04	658
	E=444,6 MPa	0,0579	0,0329	0,0087	0,0023	0,0018	0,0012	9,8881E-04	3,8950E-04	575
Alteração até 3 metros de profundidade	E=197,6 MPa	0,0581	0,0335	0,0107	0,0028	0,0017	0,0016	0,0012	5,0236E-04	576
	E=49,4 MPa	0,0691	0,0452	0,0268	0,0057	0,0016	9,9460E-04	5,8491E-04	2,9606E-04	688
	E=444,6 MPa	0,0584	0,0321	0,0073	0,0018	0,0017	0,0015	9,2288E-04	4,2363E-04	580

Tabela A3. 9 - Velocidades de pico nos pontos para os casos de aterro com a alteração da palmilha.

Solução em estudo	Ponto A (Carril)	Ponto B	Ponto C	Ponto D	Ponto E	Ponto F	Ponto G	Ponto H	ΔV
k=100×10 ⁶ N/m	0,0714	0,0306	0,0139	0,0033	0,0014	1,4000E-03	1,1000E-03	4,7219E-04	709
k=500×10 ⁶ N/m	0,0521	0,0401	0,0160	0,0034	0,0020	1,4000E-03	1,1000E-03	4,0544E-04	517