

FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM TÚNEIS

Carla Patrícia Filipe da Costa e Lopes

Dissertação apresentada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil .

Orientadores: Rui Calçada (Professor Catedrático); António Silva Cardoso (Professor Catedrático); Pedro Alves Costa (Professor Auxiliar).







PROGRAMA OPERACIONAL POTENCIAL HUMANO
QUADRO DE REFERÊNCIA ESTRATÉGICO NACIONAL PORTUGAL 2007.2013
UNIÃO EUROPEIA Fundo Social Europeu

Ao Pedro,

à nossa filha Rita e

aos meus Pais

RESUMO

O estudo de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis constitui o objecto da dissertação. A dissertação contempla o desenvolvimento, a implementação e a validação experimental de modelos de previsão englobando a simulação dos fenómenos de geração de vibrações, resultantes da interacção veículo-via, a sua propagação pelo sistema túnel-maciço geotécnico e, por fim, a interacção das mesmas com as estruturas existentes nas imediações.

Após o enquadramento do tema e a exposição sucinta dos aspectos basilares da problemática em estudo, apresenta-se um modelo, baseado no método dos elementos finitos conjugado com o método das camadas de absorção perfeita, ambos formulados à luz do conceito 2.5D, especialmente concebido para a simulação da propagação de vibrações em meios semi-indefinidos. A versatilidade propiciada pelo método dos elementos finitos torna o modelo especialmente apto para a simulação tridimensional da propagação de ondas elásticas no sistema túnel-maciço. A formulação matemática é feita, de um modo eficiente, através do desenvolvimento das equações de equilíbrio no domínio do número de onda-frequência, inerentes à formulação 2.5D.

Prosseguindo uma estratégia que visou, por um lado, alcançar elevada eficiência computacional dos meios de cálculo desenvolvidos e, por outro, a cuidada interpretação fenomenológica de todos os aspectos estudados, o modelo global resulta da aplicação de técnicas de subestruturação, acoplando-se diferentes módulos especialmente adaptados aos diversos aspectos particulares contemplados. Assim, a interacção veículo-via é atendida através de um módulo computacional autónomo, o qual permite a modelação estrutural do comboio e a contabilização das forças dinâmicas de interacção induzidas pela existência de irregularidades geométricas verticais ao nível da via. Por outro lado, a interacção dinâmica solo-estrutura resultante da excitação dinâmica advinda do tráfego ferroviário no túnel é considerada num outro módulo, onde diferentes técnicas para o acoplamento estrutura-maciço de fundação são apresentadas e analisadas.

São apresentados alguns estudos paramétricos visando a identificação dos factores condicionantes da resposta do sistema via-túnel-maciço. Procurando uma abordagem mais holística do problema, é desenvolvido um estudo integrado, no qual se analisa a influência da rigidez do maciço geotécnico nos diferentes aspectos envolvidos, isto é, desde a geração das vibrações até à sua recepção no interior de edifícios. Este estudo é ainda estendido à avaliação da eficiência e eficácia de soluções do tipo laje flutuante na mitigação de vibrações, quer ao nível do sistema via-túnel-maciço, quer ao nível das edificações existentes na proximidade.

Procede-se também à validação experimental do modelo proposto, sendo para o efeito seleccionado um caso de estudo correspondente a um troço de via férrea subterrânea enquadrado numa linha suburbana da rede ferroviária de Madrid. As opções seguidas na análise são devidamente apresentadas e discutidas, seguindo-se a confrontação entre os resultados numéricos e os experimentais. Essa comparação permite atestar a adequabilidade e fiabilidade do modelo proposto para a previsão de vibrações no interior de edifícios devido ao tráfego ferroviário em túneis.

Por fim, sintetizam-se as principais conclusões dos estudos efectuados e perspectiva-se a investigação futura a realizar no âmbito da temática da dissertação.

ABSTRACT

The topic of the thesis is vibrations induced by railway traffic in tunnels. The thesis comprises the development, the implementation and the experimental validation of prediction models encompassing the simulation of vibration generation due to train-track dynamic interaction, its propagation along the tunnel-ground system and also the interaction of vibrations with buildings nearby the railway infrastructure.

After the contextualization of the topic and a brief explanation on of the fundamental aspects involved, a numerical model, specially developed for dealing with vibration propagation in unbounded domains, is presented. This model results from the coupling of a finite element method with a perfectly matched layer technique, both formulated on the 2.5D domain. The versatility inherent to the finite element approach makes the model especially able to simulate tri-dimensional wave propagation in the tunnel-ground system. In order to achieve high computational performance, the mathematical formulation is achieved by developing of dynamic equilibrium equations on the wavenumber-frequency domain, intrinsic to the 2.5D approach.

The comprehensive model follows a sub-structuring approach adopting a strategy that aims, on the one hand, to achieve high computationally efficient computational efficiency simulations, and on the other, at a deep understanding of the physics of all studied aspects. Different models are developed, using the most suitable techniques for each domain, and are then coupled. The dynamic train-track interaction is simulated by an autonomous model, which attends to the train's structural behavior as well as to the solution of the train-track interaction problem due to the of track unevenness. The soil-structure interaction, caused by the dynamic excitation resulting from the railway traffic in the tunnel, is considered on other autonomous model. Different techniques of for handling soil-structure interaction, with distinct degrees of accuracy and complexity, are presented and analyzed.

Parametric studies, developed for reaching a better and deeper knowledge of the most influent factors on the track-tunnel-ground dynamic response, are presented. Looking for a holistic approach to the problem, an integrated and comprehensive study is developed. The influence of ground stiffness is analyzed from different points of view, ranging from the vibration generation mechanisms to its the influence on the vibration levels induced inside buildings. The study also extended to the analysis of the efficiency of floating slab track system on the mitigation of vibrations. A comprehensive approach is followed analyzing the influence on the generation, propagation and reception mechanisms.

The experimental validation of the proposed model is also performed. The selected case study corresponds to a stretch of an underground railway line located in Madrid. The options followed on the numerical modelling of the case study are presented and discussed and a comparison between measured and computed results it's performed. The good match between the experimental and computed results obtained allows attesting the suitability and reliability of the proposed model on the prediction of vibrations inside buildings due to underground railway traffic.

Finally, the main conclusions of the dissertation are presented and further research needs on the topic are suggested.

AGRADECIMENTOS

Concluído este trabalho, a autora gostaria de expressar um sincero e profundo agradecimento a todas as pessoas e entidades que das mais diversas formas contribuíram para a sua concretização. Pela relevância do seu contributo, endereçam-se os seguintes agradecimentos:

- Aos orientadores científicos, Professores Doutores Rui Calçada, António Silva Cardoso e Pedro Alves Costa, pelo apoio, interesse e dedicação demonstrados ao longo do presente trabalho e principalmente, pela amizade e disponibilidade evidenciada a cada momento;
- Ao Professor Doutor Miguel Ferraz pelo apoio e disponibilidade demonstrada na realização dos modelos estruturais dos edifícios;
- Ao Professor Doutor Raimundo Delgado pelo apoio e pragmatismo mostrado na resolução de diversas questões burocráticas no âmbito do PRODEC;
- Ao Instituto Politécnico do Porto (IPP) pelo apoio concedido através da dispensa de serviço docente durante o último ano de condução dos trabalhos;
- Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) pelo apoio institucional e criação de condições para a realização da presente dissertação. Agradece-se ainda ao seu Presidente, Professor Doutor João Rocha, pela compreensão, disponibilidade e atenção dedicada à criação de condições para que o presente trabalho pudesse ser realizado com serenidade;
- Ao Director do Departamento de Engenharia Civil do ISEP, Professor Rui Gomes dos Santos, por todo o apoio e pragmatismo mostrado na condução de diligências para a criação de condições que permitissem a realização dos trabalhos;
- Ao Professor Doutor Jesús Fernández Ruiz da Universidade da Corunha, pela disponibilização dos dados experimentais que permitiram a validação experimental dos modelos concebidos;
- À Metro do Porto, pela colaboração prestada na condução de trabalhos experimentais, que embora não estejam reflectidos na presente dissertação, muito contribuíram para o alcançar de um conhecimento mais profundo sobre a temática;
- À Fundação para a Ciência e Tecnologia, pela Bolsa de Doutoramento atribuída (SFRH/BD/69290/2010);
- Ao colega Aires Colaço, por todo o apoio e boa vontade demonstrada na realização de trabalhos experimentais no campo experimental do Pólo Universitário;

- A todos os colegas e amigos que com gestos de amizade e apoio contribuíram para tornar o trabalho menos árduo, em particular ao Professor António Pestana, ao Tiago Domingues, ao Cândido Freitas, à Elza Mendes e à Ana Magalhães.

Por fim, não pode a autora deixar de expressar uma profunda gratidão, estima e admiração a seus Pais, Irmãos, e de um modo especial ao Pedro e à nossa filha Rita, pelo apoio, incentivo e compreensão que neles sempre encontrou no decurso deste trabalho.

ÍNDICE

1 Introdução 1

1.1 Enquadramento do tema 1

1.2 Motivação 3

1.3 Objectivos e principais contributos 5

1.4 Organização da dissertação 6

2 Vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis: fenomenologia básica 9

2.1 Contextualização e impacto ambiental das vibrações 9

2.2 Modelos de previsão 13

2.2.1 Generalidades 13

2.2.2 Mecanismos de excitação e interacção veículo-via 16

2.2.3 Propagação de ondas elásticas e interacção dinâmica do sistema via-túnel-maciço 19

2.2.3.1 Propagação de ondas elásticas 19

2.2.3.2 Técnicas de modelação do sistema túnel-maciço geotécnico 25

2.2.4 Interacção dinâmica maciço-edificação 28

2.2.5 Ruído re-radiado em edifícios 29

2.3 Efeitos das vibrações. Breve referência a normas 30

2.3.1 Generalidades 30

2.3.2 Efeito das vibrações sobre os ocupantes dos edifícios 30

2.3.3 Efeito das vibrações em equipamentos sensíveis 33

2.3.4 Dano em edificações devido a vibrações induzidas por tráfego 37

2.4 Medidas de mitigação 38

2.4.1 Generalidades 38

2.4.2 Medidas de mitigação na fonte 39

2.4.3 Medidas de mitigação no trajecto de propagação 43

2.4.4 Medidas de mitigação nos edifícios 46

2.5 Considerações finais 49

3 Modelação da resposta dinâmica do sistema via-túnel-maciço 51

3.1 Contextualização 51

3.2 Modelo numérico 2.5D MEF-PML: conceitos e formulação 56

3.2.1 Generalidades. O conceito PML 56

3.2.2 Formulação geral do MEF 2.5D 59

3.2.3 Tratamento de fronteiras através da técnica PML – 2.5D 65

3.2.3.1 Conceito base 65

3.2.3.2 Formulação matemática 2.5D PML 66

3.2.3.3 Funções de mudança para o referencial complexo 68

3.3 Simulação de elementos particulares no contexto ferroviário 69

3.3.1 Generalidades 69
3.3.2 Breve apresentação de tipologias de via férrea usadas em túneis. 70
3.3.3 Modelação do sistema de via férrea 72
3.4 Generalização do modelo para carregamentos móveis 74
3.5 Validação teórica 76
3.5.1 Considerações iniciais 76
3.5.2 Propagação unidirecional de ondas – problema 1 D 76
3.5.3 Resposta de um meio indefinido – modelação 2.5D e 2D 79
3.5.4 Simulação quasi-tridimensional do sistema túnel-maciço geotécnico 84
3.5.4.1 Generalidades 84
3.5.4.2 Túnel embebido num meio indefinido 85
3.5.4.3 Túnel embebido num meio semi-indefinido 89
3.5.4.4 Túnel embebido num meio semi-indefinido e submetido a carregamento móvel 94
3.6 Considerações finais 97
4 Propagação de vibrações no sistema túnel-maciço: estudo paramétrico 99
4.1 Considerações iniciais 99
4.2 Descrição do cenário de referência 100
4.3 Influência da cavidade e do túnel na resposta dinâmica do maciço 102
4.4 Influência da profundidade do túnel 109
4.5 Influência da espessura do revestimento do túnel 114
4.6 Influência da geometria do túnel 119
4.7 Influência do *invert* 125
4.8 Influência da rigidez do solo 131
4.9 Influência do amortecimento material do solo 135
4.10 Influência das propriedades da via férrea 140
4.10.1 Considerações iniciais 140
4.10.2 A influência da rigidez da manta resiliente 141
4.10.2.1 Descrição geral 141
4.10.2.2 Resposta dinâmica do sistema via-maciço 144
4.10.2.3 Resposta dinâmica à superfície do maciço 148
4.10.3 A influência do amortecimento da manta resiliente 149
4.10.4 Breve nota sobre a influência da massa da laje 152
4.10.5 Breve nota sobre a influência das propriedades das palmilhas 153
4.11 Conclusões 154
5 Modelação da interacção veículo-via e maciço-edificação 157
5.1 Considerações gerais 157
5.2 Estratégia de modelação: modelo global subestruturado 160

5.3 Interacção comboio-via 161
5.3.1 Mecanismos de excitação 161
5.3.2 Modelação da interacção dinâmica veículo-via 165
5.3.2.1 Aspectos conceptuais 165
5.3.2.2 Formulação matemática generalizada 169
5.3.2.3 Geração artificial de perfis de irregularidades aleatórias da via férrea 173
5.3.3 Resposta dinâmica num ponto genérico do domínio 175

5.4 Interacção solo-estrutura adjacente 176
5.4.1 Considerações gerais 176
5.4.2 Formulação do modelo 178
5.4.3 Validação do modelo 180
5.4.4 Generalização do modelo 184
5.4.5 Metodologias para avaliação da impedância da fundação 186
5.4.5.1 Considerações gerais 186
5.4.5.2 Cálculo da impedância através do MEC 3D 187
5.4.5.3 Cálculo da impedância através de modelos discretos condensados 193

5.5 Exemplo de aplicação 201
5.5.1 Descrição geral 201
5.5.2 Resposta dinâmica da via férrea 204
5.5.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio 205
5.5.4 Resposta dinâmica do edifício 206
5.5.5 Breves conclusões 210

5.6 Considerações finais 210

6 Estudo numérico integrado: desde a fonte até ao receptor 213

6.1 Considerações iniciais 213

6.2 Caso de estudo base 215
6.2.1 Descrição do cenário de referência 215
6.2.2 Resposta dinâmica da via férrea 220
6.2.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio 222
6.2.4 Resposta dinâmica do edifício 224
6.2.4.1 Generalidades 224
6.2.4.2 Comportamento dinâmico do edifício 225
6.2.4.3 Resposta dinâmica do edifício devido às vibrações induzidas pelo tráfego 233

6.3 Influência da rigidez da manta resiliente 237
6.3.1 Descrição geral 237
6.3.2 Resposta dinâmica da via férrea 239
6.3.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio 243
6.3.4 Resposta dinâmica do edifício devido ao tráfego ferroviário no túnel 245

6.4 Influência da rigidez do solo 253
6.4.1 Descrição geral 253
6.4.2 Resposta dinâmica da via férrea 254
6.4.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio 256
6.4.4 Resposta dinâmica do edifício ao tráfego subterrâneo 258
6.4.5 Relevância da análise da interacção solo-estrutura e abordagens alternativas 261

6.5 Considerações finais e conclusões 263

7 Validação experimental: túnel ferroviário em Madrid 269

7.1 Preâmbulo 269

7.2 Descrição geral do caso de estudo 271

7.2.1 Localização e aspectos gerais 271
7.2.2 Descrição do túnel e infra-estrutura ferroviária 272
7.2.3 Descrição do cenário geotécnico 274
7.2.4 Breve descrição do edifício sobrejacente ao túnel 275
7.2.5 Material circulante utilizado nos testes desenvolvidos pelo CEDEX 277
7.2.6 Breve nota sobre a campanha de monitorização elaborada pelo CEDEX 278

7.3 Modelação numérica 279

7.3.1 Descrição geral do modelo 279
7.3.2 Reflexão sobre as hipóteses consideradas 282
7.3.2.1 Modelação do sistema túnel-maciço 282
7.3.2.2 Modelação do edifício e sua interacção com o maciço de fundação 284
7.3.2.3 Consideração do mecanismo de excitação dinâmica – avaliação do perfil de irregularidades da via férrea. 286

7.4 Validação experimental 288

7.4.1 Resposta da via férrea 288
7.4.2 Resposta do edifício 291
7.4.3 Reflexão sobre os resultados alcançados 295

7.5 Proposta de medidas de mitigação 296

7.5.1 Considerações gerais 296
7.5.2 Melhoria da qualidade geométrica da via férrea 296
7.5.3 Introdução de um sistema de laje flutuante 299

7.6 Considerações finais 302

8 Conclusões e propostas de desenvolvimentos futuros 305

8.1 Conclusões 305

8.2 Propostas para investigação futura 310

9 BIBLIOGRAFIA 315

Introdução

1.1 Enquadramento do tema

O sistema de transportes é um dos vectores estratégicos para o desenvolvimento das cidades modernas, devendo por isso dar cumprimento a diferentes e complexos requisitos entre os quais se inclui a sua sustentabilidade ambiental. Este aspecto é fulcral, tanto mais que, segundo a ONU, estima-se que em 2050 cerca de 66% da população mundial viva em cidades e centros metropolitanos [1].

O transporte ferroviário e o metropolitano pertencem à categoria dos sistemas de transporte de massas uma vez que permitem a deslocação de um elevado número de pessoas numa única viagem. Quando subterrâneos constituem um dos modos mais eficientes de transporte em áreas densamente povoadas, dada a sua capacidade para transportar muitos passageiros de forma fácil e rápida, reduzindo em muitas vezes o tempo de deslocação quando comparado com outros meios de transporte alternativos, como o rodoviário. Contudo, embora os benefícios (de natureza económica e social) inerentes ao transporte ferroviário sejam evidentes, a sua implementação e o seu funcionamento suscitam preocupações de carácter ambiental, motivadas pela geração e propagação de vibrações e seus reflexos no conforto e qualidade de vida dos habitantes nas imediações da infraestrutura.

A relevância dos problemas ambientais relacionados com as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário e metropolitano aumentou significativamente nos últimos anos, constituindo na actualidade uma grande preocupação em meios urbanos. Na realidade, o efeito das vibrações nos ocupantes de edifícios situados nas imediações das infraestruturas ferroviárias é, nos dias de hoje, segundo alguns organismos, considerado como um dos sete principais problemas ambientais das sociedades modernas [2]. A perturbação e o incómodo originados por essas vibrações em zonas habitacionais, de serviços/escritórios ou industriais têm sido motivo para muitas queixas em áreas densamente povoadas. De facto, trata-se não apenas de incómodo para os habitantes, mas também da ocorrência de problemas graves de saúde, como distúrbios cardíacos e de sono [3-5]. Um levantamento estatístico realizado no Japão aponta que cerca de 14% das queixas de interesse público relativas a vibrações e ruído re-radiado são devido a sistemas de transportes urbanos [2].

As vibrações geradas pelo tráfego propagam-se pelo maciço envolvente, atingem as edificações existentes nas proximidades e provocam: i) desconforto nos ocupantes, podendo afectar a sua capacidade de concentração ou, no limite, provocar distúrbios de saúde; ii) mau funcionamento de equipamentos sensíveis como, por exemplo, equipamentos electrónicos; iii) ou mesmo danos com diferentes graus de gravidade nos edifícios. Ainda que às vibrações em causa não estejam, regra geral, associados danos estruturais nas construções vizinhas da infraestrutura, o seu impacto ambiental tem originado sérias preocupações em zonas urbanas com maior densidade populacional.

Para a importância crescente desta temática muito tem contribuído a expansão das infraestruturas de transporte por ferrovia em áreas urbanas, que teve lugar nos últimos anos para satisfazer as necessidades acrescidas das populações, assim como o aumento significativo das exigências sociais e ambientais, quer ao nível dos requisitos de conforto dos habitantes, quer ao nível do funcionamento de equipamentos sensíveis.

O elevado preço dos combustíveis, o congestionamento de tráfego urbano, o aumento da poluição ambiental e o crescimento exponencial da população urbana são alguns dos factores que estão na origem de uma crescente procura dos transportes públicos e da consequente necessidade de construir novas redes ferroviária e de metropolitano no interior das cidades, de modo a disponibilizar um sistema de transportes integrado e eficaz.

A densificação da rede de infraestruturas de transporte ferroviário, superficial e sobretudo subterrâneo, dadas as limitações de espaço, especialmente em zonas mais densamente urbanizadas, torna inevitável a sua proximidade às edificações existentes, levando a que os problemas ambientais que daí advêm sejam cada vez mais comuns.

Neste contexto refira-se que os problemas ambientais causados pelas vibrações induzidas por tráfego ferroviário assumem especial pertinência no caso de tráfego em túneis inseridos em malha urbana, dado que a proximidade da infraestrutura às fundações dos edifícios, sobretudo no caso de túneis mais superficiais, conduz a um agravamento do problema de vibração estrutural, e portanto das suas consequências, em edifícios com as mais diversas funcionalidades: habitacional, de serviços, de lazer ou de indústria tecnológica, onde à perturbação e incómodo provocados nos ocupantes se aliam as elevadas exigências funcionais no que concerne à ocorrência de vibrações. A modelação numérica deste tipo de vibrações de modo eficiente e abrangente, desde a fonte (comboio) até ao receptor (edifício), é o foco do presente trabalho de investigação.

O problema da geração e propagação de vibrações devido ao tráfego ferroviário em túneis compreende, de forma genérica e muito sucinta, as seguintes etapas: o movimento do comboio ao longo da via constitui uma fonte de vibração; as vibrações geradas propagam-se pelo túnel e maciço envolvente; o campo de vibrações atinge os edifícios situados nas imediações da infraestrutura, induzindo vibrações e ruído re-radiado com as consequências perniciosas já referidas. A Figura 1.1 resume, de forma ilustrativa, o problema.

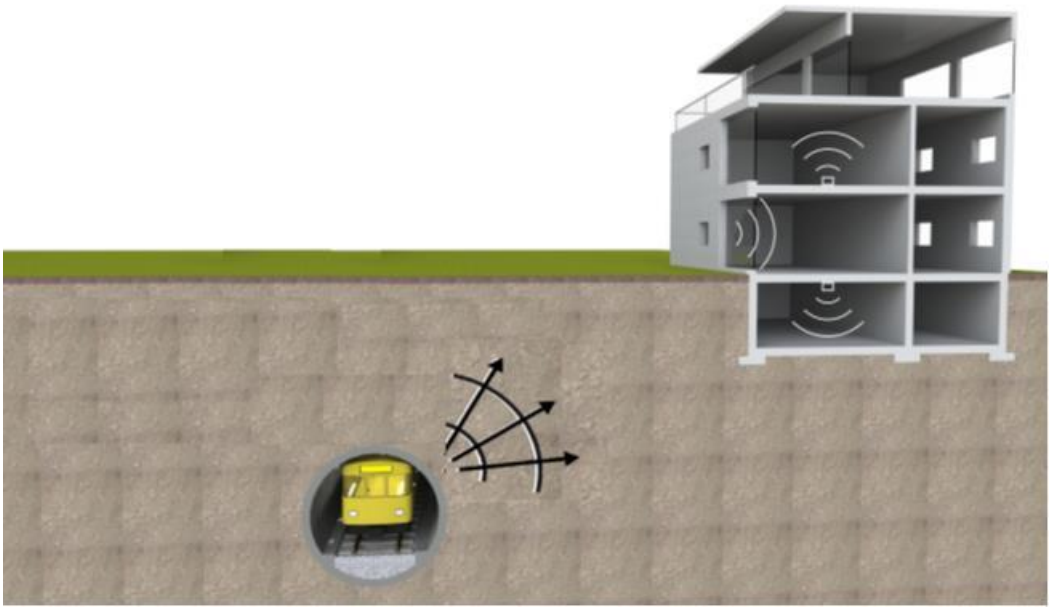


Figura 1.1 – Problemática da geração e propagação de vibrações devido ao tráfego em túneis.

O aumento das preocupações acima apontadas tem levado a uma maior atenção por parte da comunidade científica, ao longo da última década, para a necessidade de realização de estudos sobre a geração e propagação deste tipo de vibrações com o intuito de contribuir para uma melhor compreensão e posterior mitigação dos problemas enunciados. Nesse âmbito, saliente-se a necessidade de desenvolver modelos abrangentes que possibilitem a análise e previsão das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário no interior de edifícios existentes na vizinhança, facultando a avaliação do seu impacto, viabilizando a identificação atempada de problemas ambientais graves ou de outras situações problemáticas e permitindo, assim, o estudo de soluções de mitigação adequadas.

1.2 Motivação

Diversos factores motivaram a autora para o estudo do tema da presente dissertação, sejam eles de carácter científico, institucional ou mesmo circunstancial.

Foram evidenciadas na secção anterior algumas das razões que justificam o crescente interesse científico e societal pela avaliação e redução do impacto das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário subterrâneo, o que requer a realização de estudos complexos. Ainda que se tenham vindo a realizar esforços e a notar avanços científicos no sentido do desenvolvimento de ferramentas de previsão, nomeadamente com carácter mecanicista, adequadas à problemática que se aborda na presente dissertação, subsistem lacunas consideráveis para cuja ultrapassagem se pretende contribuir com os modelos e estudos desenvolvidos no decurso da investigação que agora se apresenta.

O desenvolvimento das metodologias de previsão agora apresentadas teve em mente duas necessidades, encaradas como fundamentais: i) a construção de um modelo global, onde a geração, a propagação e a recepção de vibrações fossem consideradas de forma integrada; ii) o facto de o modelo global dever ser tão simples quanto possível para que pudesse ser transposto da academia para a engenharia prática, sem contudo descurar os aspectos cruciais do problema em estudo.

Para o aumento da motivação científica foram também relevantes os aspectos institucionais, onde se destaca o facto de existir uma linha estratégica de investigação dedicada às infraestruturas ferroviárias no seio da unidade de investigação onde a presente dissertação foi desenvolvida (CONSTRUCT-FEUP). Com efeito, a existência de massa crítica, de investigadores com experiência, de um centro de competências específico – Centro de Saber da Ferrovia e de parcerias com outras instituições académicas de relevo internacional com objectivos científicos similares, constituiu um forte factor de motivação.

Não menos relevantes foram também os factores circunstanciais. De facto, a necessidade de incrementar a sustentabilidade ambiental dos meios urbanos é um desafio com contornos complexos, evidenciado por diversos organismos internacionais tais como a União Europeia, a Organização das Nações Unidas ou a Organização Mundial de Saúde. Perseguindo esse objectivo, é expectável, pelo menos ao nível da União Europeia, a alocação de recursos significativos para o desenvolvimento e melhoria dos sistemas de transporte ferroviários, constituindo-se assim uma oportunidade para forte colaboração entre o meio académico e industrial, sendo disso exemplo a iniciativa Shift2Rail promovida no âmbito do programa Horizon 2020. Como tal, atendendo ao cenário circunstancial europeu, bem como aos interesses particulares da unidade de investigação em que a autora se insere, o desenvolvimento do presente estudo assume uma especial relevância, o que foi muito importante para a motivação da autora. Em suma, é lícito afirmar que a presente dissertação

se enquadra numa estratégia consertada para o desenvolvimento de competências nacionais no âmbito das infraestruturas de transporte ferroviário.

1.3 Objectivos e principais contributos

É no enquadramento anteriormente descrito que se desenvolve o presente trabalho de investigação, o qual pretende contribuir para um melhor entendimento da problemática da geração, propagação e recepção em edifícios de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis, numa perspectiva integrada e abrangente.

O trabalho que se apresenta nesta dissertação centra-se no desenvolvimento, implementação e validação experimental de uma ferramenta numérica que permite uma simulação eficiente das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis, desde a fonte (comboio) até ao receptor (edifício), possibilitando deste modo uma previsão precisa das vibrações no interior das edificações e a avaliação da eficiência de medidas de mitigação passíveis de serem aplicadas para minimizar o impacto ambiental dessas vibrações.

Assim, o procedimento numérico proposto compreende três partes distintas: i) a simulação do material circulante e da sua interacção com a via-férrea; ii) a simulação do sistema via-túnel-maciço; iii) a simulação da resposta do edifício, atendendo à interacção solo-estrutura. A solução global é obtida através de uma formulação de compatibilidade entre os três sub-sistemas. Deste modo, não só é contemplada a problemática da geração e propagação de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário no túnel, mas também a resposta dinâmica de edificações próximas à infraestrutura ferroviária. Note-se que a integração do acoplamento edifício-maciço de fundação constitui um dos aspectos chave para uma simulação assertiva do problema global.

A exploração da ferramenta desenvolvida através da realização de um conjunto de estudos de sensibilidade e de avaliação da eficiência de algumas medidas de mitigação constitui um objectivo de elevado interesse já que permite retirar ilações facilmente transponíveis para a engenharia prática.

Não menos relevante é a validação experimental dos modelos desenvolvidos. Pese embora não sejam apresentados estudos experimentais conduzidos pela autora, tal objectivo não foi descartado, tendo sido perseguido através da utilização de dados experimentais coligidos por outros autores.

Atendendo aos objectivos referenciados, do trabalho que agora se apresenta resultam as seguintes contribuições principais:

- Desenvolvimento e implementação de um modelo 2.5D baseado no método dos elementos finitos, dotado de técnicas de tratamento de fronteiras artificiais que permitem a simulação de meios semi-indefinidos com elevado rigor e eficiência computacional;

- Desenvolvimento e implementação de metodologias para a análise dos efeitos de interacção solo-estrutura com diferentes graus de complexidade, indo desde o acoplamento 3D entre os métodos dos elementos finitos e dos elementos de contorno à utilização de modelos de parâmetros condensados;

- Desenvolvimento de um modelo integrado para o estudo de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis, incluindo a problemática da geração devido à interacção dinâmica veículo-via, da propagação pelo sistema túnel-maciço e da sua interacção com edificações existentes na proximidade da infraestrutura ferroviária;

- Validação experimental do modelo de previsão global;

- Realização e análise de um amplo conjunto de estudos paramétricos com vista ao escrutínio da influência de diversos parâmetros intervenientes na resposta dinâmica do sistema comboio-via-túnel-maciço de fundação-edifício.

1.4 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se organizada em oito capítulos. Apresenta-se em seguida uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No presente capítulo, o primeiro, procede-se a um enquadramento geral do tema e identificam-se os objectivos e principais contributos do trabalho desenvolvido.

No Capítulo 2, um capítulo com carácter generalista, apresentam-se os aspectos basilares associados à problemática das vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis. Inicia-se com uma breve referência ao impacto ambiental deste tipo de vibrações, a que se segue uma descrição global dos principais mecanismos envolvidos, desde a geração de vibrações até à sua percepção no interior de edifícios. Neste contexto, é apresentada uma resenha das principais

técnicas de modelação existentes para a previsão de vibrações devido a tráfego ferroviário, evidenciando-se os principais contributos de diversos autores até à data. O capítulo prossegue com uma discussão sobre os efeitos das vibrações nos habitantes dos edifícios e em equipamentos sensíveis e sobre os danos causados nas edificações. São ainda abordadas algumas medidas de mitigação passíveis de serem aplicadas com o intuito de minimizar as vibrações em edifícios devido ao tráfego ferroviário em túneis. Identificadas as principais carências e lacunas decorrentes de estudos anteriores, perspectivam-se e justificam-se os desenvolvimentos apresentados nos capítulos sequentes.

No Capítulo 3 é apresentado o desenvolvimento, implementação e validação teórica de um modelo numérico concebido para a simulação de problemas de interacção túnel-maciço de fundação e de propagação de ondas pelo meio envolvente. O modelo baseia-se numa formulação 2.5D aplicada ao método dos elementos finitos e ao método das camadas de absorção perfeita (2.5D MEF-PML). São apresentados neste capítulo os pressupostos inerentes à formulação do modelo, bem como a sua validação teórica. Após uma sucinta exposição do método dos elementos finitos 2.5D, onde se salientam os aspectos particulares a que é necessário atender para simulação do sistema via-túnel-maciço, é apresentada a técnica 2.5D PML para o tratamento do problema associado às fronteiras artificiais provenientes da limitação geométrica do meio. Segue-se uma referência à simulação de elementos particulares no contexto ferroviário. O capítulo termina com um conjunto de estudos de validação teórica, em que os resultados vaticinados pelo modelo são comparados com soluções analíticas e/ou com resultados advindos de técnicas de modelação alternativas.

Tirando partido do modelo apresentado no Capítulo 3, segue-se o Capítulo 4 o qual é dedicado à apresentação de um estudo paramétrico alargado cujo objectivo é contribuir para um melhor entendimento fenomenológico e permitir a identificação dos factores condicionantes da resposta do sistema via-túnel-maciço. No estudo paramétrico é avaliada a influência de diversos parâmetros relacionados com as características do túnel (geometria do túnel, espessura do revestimento, *invert* do túnel), do maciço (rigidez e amortecimento), do sistema túnel-maciço (profundidade do túnel) e da via-férrea (propriedades mecânicas dos elementos resilientes) nas vibrações induzidas à superfície e no interior do maciço e em pontos localizados no túnel.

O Capítulo 5 regressa à formulação de modelos matemáticos, sendo apresentados os modelos adoptados para a simulação do material circulante e sua interacção com a via, bem como as metodologias propostas para a incorporação de edifícios tridimensionais com fundações

superficiais no procedimento de análise. Especial atenção é dedicada ao último aspecto, dado que são desenvolvidos modelos de raiz para a interacção solo-estrutura. Os principais pressupostos inerentes às metodologias numéricas adoptadas são evidenciados, sendo a exposição dos mesmos acompanhada de alguns exemplos de aplicação visando, por um lado, a validação teórica dos modelos e, por outro, a análise fenomenológica dos mecanismos de interacção entre os diferentes meios.

Dado que a disposição de um modelo global para a previsão de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis constitui uma ferramenta poderosa para uma visão holística dos problemas visados na presente dissertação, o Capítulo 6 tira partido dessa potencialidade, sendo apresentado um conjunto de estudos numéricos integrados onde o problema em estudo é abordado desde a fonte até ao receptor. Tendo em conta algumas das conclusões alcançadas nos estudos numéricos preliminares avançados no Capítulo 4, os estudos integrados desenvolvidos no Capítulo 6 visam alcançar um melhor entendimento da influência da rigidez do maciço no problema e também proceder a uma avaliação da eficiência de sistemas de laje flutuante como técnicas mitigadoras de vibrações em edifícios induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis.

O Capítulo 7 debruça-se sobre a validação experimental dos modelos propostos. O caso de estudo seleccionado refere-se a um troço de uma linha ferroviária subterrânea da cidade de Madrid, onde foram realizadas medições de vibrações induzidas por tráfego ferroviário ao nível da via e de um edifício adjacente ao túnel. O caso de estudo é simulado, sendo discutidas as opções tomadas com vista a obviar algumas dificuldades decorrentes de lacunas de caracterização do sistema.

Por último, no Capítulo 8 são sintetizadas as principais conclusões da dissertação e apontadas perspectivas de investigação futura, tidas como pertinentes no âmbito da temática abordada ao longo do presente estudo.

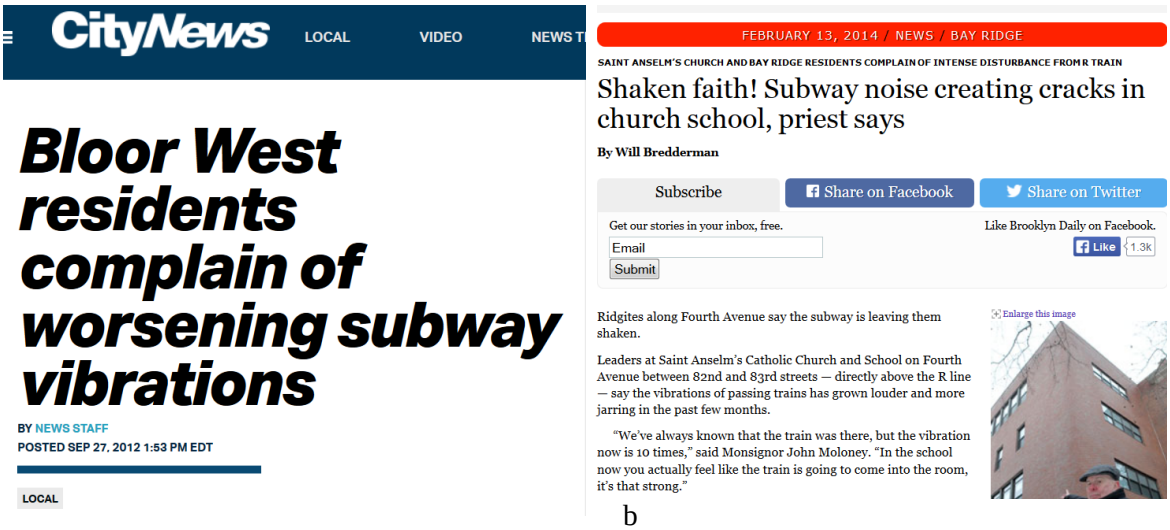
Vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis: fenomenologia básica

2.1 Contextualização e impacto ambiental das vibrações

Os diversos benefícios inerentes ao transporte ferroviário, de natureza económica e social, que o tornam num meio de transporte apelativo e muito eficiente em zonas urbanas densamente povoadas foram evidenciados no capítulo anterior. Todavia, a operabilidade das infraestruturas ferroviárias está associada ao problema das vibrações geradas pela circulação do tráfego, que se propagam pelo meio envolvente até aos edifícios existentes nas imediações, reflectindo-se como ruído e vibrações que podem causar incómodo aos seus ocupantes, originar o mau funcionamento de máquinas ou equipamentos sensíveis às vibrações e, no limite, provocar danos arquitectónicos ou estruturais nos edifícios, com possíveis repercussões na sua funcionalidade, conduzindo assim a prejuízos económicos.

Os problemas ambientais relacionados com as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário e metropolitano têm vindo a ganhar cada vez maior relevância nos últimos anos. O efeito destas vibrações em ambientes de trabalho e habitacionais constitui actualmente uma grande preocupação ambiental em áreas urbanas e tem dado origem a muitas queixas em zonas com elevada densidade populacional, como aliás se ilustra, a titulo exemplificativo, na Figura 2.1.

Na origem da crescente importância do impacto ambiental das vibrações estão factores como: a demanda para expandir as redes ferroviária e de metropolitano em zonas urbanas; o aumento da sensibilidade do público ao ruído e às vibrações; a construção de novos edifícios com elevadas exigências funcionais na proximidade de infraestruturas ferroviárias, dada muitas vezes a carência de espaço; o aumento das exigências sociais e ambientais, incidindo sobre os requisitos de conforto dos habitantes e de funcionamento de equipamentos sensíveis, como resultado de uma legislação mais rigorosa para alcançar um desenvolvimento sustentável.



a b

Figura 2.1 – Recortes de jornal referentes a reclamações relacionadas com vibrações excessivas originadas por tráfego ferroviário subterrâneo em diferentes localizações: a) Metro de Toronto; b) Metro de Brooklyn.

As vibrações originadas pela circulação de transportes ferroviários, na generalidade dos casos, não representam um problema para a integridade estrutural dos edifícios situados nas proximidades, podendo causar, isso sim, desarranjos em elementos não estruturais e perturbações ambientais. O desconforto para as pessoas que os habitam e o mau funcionamento de equipamentos sensíveis são apontadas como as principais consequências [6, 7], pese embora, em situações extremas, se possa assistir a casos em que as vibrações ocorrentes originam dano como o caso reportado na Figura 2.1b.

No que concerne à resposta do ser humano face a vibrações, verifica-se que estas são percepcionadas de forma distinta consoante as gamas de frequência envolvidas. O limite inferior para a percepção humana de vibrações é de cerca de 0,1 mm/s [8], valor que pode ser facilmente ultrapassado em áreas urbanas com uma rede ferroviária densa. As vibrações transmitidas aos edifícios são percepcionadas pelos seus ocupantes quer directamente, sob a forma de vibrações mecânicas, na gama de frequências entre 1 Hz e 80 Hz, ou indirectamente, como ruído re-radiado/estrutural (ruído induzido pela interacção entre a vibração mecânica de alguns elementos da edificação e o fluído interior aos compartimentos (ar)), numa gama de frequências mais lata, regra geral entre os 16 Hz e os 250 Hz [6, 7].

A exposição humana a vibrações pode afectar a saúde, influenciar as actividades e causar desconforto [6, 7], dependendo da duração da exposição, da magnitude e conteúdo em frequência da vibração, mas também de factores subjectivos de natureza pessoal, social e económica. Alguns dos efeitos na saúde referidos na bibliografia como mais frequentes são perturbações do sono e, em casos mais severos, alterações do foro cardíaco e psiquiátrico [5].

A título ilustrativo, refira-se que na cidade de Toronto (Canadá) foi necessária uma intervenção profunda num troço de uma linha de metro inaugurada em 2011, visto que o nível de vibração induzida nas habitações sobrejacentes era tão gravoso que levou ao agravamento de problemas de saúde mental de alguns habitantes. Outros efeitos também comuns, e que afectam em larga medida o desempenho de actividades, são a interrupção de concentração e, em particular, a interferência com a fala (discurso verbal) e comunicação [9]. Estudos levados a cabo por Apud e Brammer [10] constataram que a exposição a vibrações de alta frequência com baixa amplitude, por longos períodos de tempo, afecta a capacidade de concentração, enquanto a exposição a vibrações de baixa frequência com amplitude elevada, por curtos períodos, pode causar danos musculares ou em órgãos internos. Com efeito, o carácter continuado, dia após dia, da exposição humana a vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário constitui um problema de saúde pública.

No que concerne ao funcionamento de equipamentos sensíveis no interior de edifícios, a gama de frequências com interesse pode chegar até aos 200 Hz, embora as frequências dominantes sejam normalmente inferiores a 100 Hz. Refira-se que os edifícios apresentam frequências naturais inferiores a 100 Hz (associadas aos modos de vibração dominantes), resultando deste modo numa atenuação das vibrações para frequências superiores a este valor. Os níveis de vibração com interesse estão habitualmente compreendidos entre os 0,001 mm/s e os 10 mm/s, dependendo das características do equipamento [11, 12].

Gordon [13, 14] desenvolveu um critério para a avaliação do efeito das vibrações no funcionamento de equipamentos sensíveis, baseado num conjunto de curvas genéricas, normalmente designadas por curvas VC (*vibration criterion*). As referidas curvas são definidas para diferentes classes de equipamentos e estabelecem limites para a velocidade de vibração em função da frequência. Esses limites para o adequado funcionamento de equipamentos sensíveis, estão compreendidos entre 0,003 mm/s e 0,2 mm/s, dependendo do tipo de equipamento e portanto da classe em que se enquadra. Dado o seu uso frequente, este critério será apresentado com algum detalhe mais adiante neste capítulo.

Relativamente aos possíveis danos em edifícios provocados por vibrações resultantes de tráfego ferroviário, é de realçar que, caso ocorram, terão essencialmente um carácter não estrutural. Constata-se que estes danos apenas ocorrem na sequência de níveis de vibração muito elevados ou de um número significativo de ciclos com magnitude elevada. Para além disso, os níveis de vibração necessários para danificar um edifício são 10 a 100 vezes

superiores aos associados à percepção humana, pelo que seriam intoleráveis para os seus ocupantes [6, 7].

Ainda no que se refere ao potencial de dano em edificações devido a vibrações originadas por tráfego ferroviário, Remington et al. [15] abordaram a questão visando o estabelecimento de um limiar para o valor da velocidade de vibração a partir do qual podem ocorrer danos. Segundo estes autores, os valores de pico das velocidades críticas variam entre 3 mm/s e 20 mm/s ao nível das fundações. Os níveis de vibração propostos como capazes de causar danos estruturais são significativamente mais elevados do que as vibrações geradas pelo tráfego ferroviário. No entanto, é de notar que níveis de vibração muito mais baixos podem ser motivo de preocupação no caso de edifícios antigos e históricos, não só porque, por vezes, a precariedade das próprias edificações é acentuada, mas também por causa do valor patrimonial que importa preservar, como aliás foi bem reportado já em 1987 por Ellis [16] e posteriormente por Clemente e Rinaldis [17]. Ainda a este respeito, e de modo a reiterar a relevância da questão, refira-se o avultado conjunto de estudos realizados recentemente com o objectivo de garantir que o Monumento aos Mártires do Outono do ano Xin-hai (Chengdu, China) não fosse danificado por efeito do tráfego ferroviário ocorrente nas suas imediações. Esses estudos, de carácter numérico e experimental, reportados por Ma et al. [18], identificaram uma velocidade crítica de circulação, de cerca de 60 km/h, a partir da qual os níveis de vibração induzidos na edificação poderiam conduzir a algum tipo de dano.

Perante o exposto, pode afirmar-se que as vibrações induzidas no interior de edifícios pelo tráfego em áreas urbanas constituem um problema de engenharia relevante. Por conseguinte, este aspecto é seriamente levado em conta no planeamento e concepção de sistemas de transporte em áreas metropolitanas densamente povoadas. Embora a questão seja transversal a vários tipos de infraestruturas de transporte, como já referido, toma especial pertinência no caso de tráfego ferroviário em túneis, uma vez que há um agravamento dos problemas dada a sua proximidade às edificações. Aliado a este facto, o incrível aumento da população em áreas metropolitanas exige o desenvolvimento de sistemas de transporte subterrâneos novos e mais sustentáveis, colocando novos desafios à comunidade técnica e científica.

A análise do impacto ambiental das vibrações geradas pelo tráfego ferroviário em túneis surge assim como uma questão particularmente importante para o desenvolvimento sustentável das cidades modernas. O primeiro passo para a minimização do impacto negativo causado por estas vibrações reside numa melhor compreensão do problema, que se reveste de alguma complexidade. Com esse propósito, a comunidade técnica e científica alocou esforços

consideráveis a este assunto nos últimos anos, levando ao desenvolvimento de inúmeros estudos e modelos para a previsão das vibrações induzidas por infraestruturas de transporte ferroviário, alguns dos quais, pela sua relevância e com o intuito de mostrar a evolução dos trabalhos científicos levados a cabo neste domínio, serão abordados no decorrer deste capítulo.

Assim, seguidamente apresenta-se uma revisão dos aspectos basilares associados à problemática da geração e propagação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis.

Relativamente à organização do capítulo, inicia-se com uma descrição global dos principais mecanismos envolvidos no problema, desde a geração de vibrações até à sua percepção no interior de edifícios. Neste contexto, salienta-se a importância de considerar a presença dos edifícios existentes na envolvente da infraestrutura na estratégia de modelação. Segue-se uma discussão acerca dos efeitos das vibrações sobre os habitantes dos edifícios, em equipamentos sensíveis e do seu impacto nos próprios edifícios, com uma breve referência a alguns critérios e aspectos normativos aplicáveis neste âmbito. O capítulo termina com a identificação de um conjunto de medidas passíveis de serem aplicadas com vista à mitigação do problema.

2.2 Modelos de previsão

2.2.1 Generalidades

Nesta secção apresenta-se uma resenha dos trabalhos considerados relevantes no âmbito da previsão de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis, procurando-se evidenciar a evolução das metodologias e, simultaneamente, salientar as respectivas vantagens e limitações.

O desenvolvimento de modelos e metodologias que permitam avaliar o impacto das vibrações geradas pela circulação do transporte ferroviário tem, nas últimas décadas, merecido um notável empenho por parte da comunidade técnico-científica. Uma resenha bibliográfica das diferentes metodologias de previsão de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis foi desenvolvida por Yang e Hsu [19]. Segundo estes autores, diferentes metodologias têm vindo a ser propostas, alcançando diferentes níveis de acuidade e complexidade. De um modo geral, as diferentes metodologias podem ser agrupadas, ainda que de um modo generalista,

em: i) metodologias empíricas; ii) metodologias semi-analíticas; iii) metodologias numéricas; iv) metodologias híbridas.

Organização alternativa é proposta na ISO 14837-1 [6], a qual procede a uma distinção das metodologias em três níveis, consoante o grau de precisão e acuidade associado. Os primeiros dois níveis são adequados a análises de carácter macro, visando a identificação de zonas problemáticas no âmbito da avaliação de impacto ambiental e de análise. Por sua vez, abordagens mais detalhadas são alcançadas pelas metodologias de nível 3, as quais permitem já quantificar o problema, sendo por isso adequadas às fases de projecto e de análise detalhada.

Pese embora não seja possível estabelecer uma correspondência perfeita entre a organização proposta pela ISO 14837-1 [6] e a tipologia das metodologias de previsão, a imprecisão associada aos modelos empíricos implica que estes se enquadrem nos primeiros dois níveis preconizados na referida norma, encontrando-se a modelação numérica avançada no nível 3.

Tal como em outros domínios da engenharia, a formulação de metodologias empíricas tem como base a observação e colectânea dos efeitos induzidos pelo problema em consideração e posterior derivação de tendências que possam constituir orientações à previsão do referido efeito em situações futuras similares. Vários têm sido os autores que têm reflectido sobre este assunto, tendo sido propostas diferentes correlações empíricas para a previsão de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, sendo aqui de relevar as referências [7, 20-23]. Um aspecto intrínseco às formulações empíricas é o seu campo de aplicação, o qual é limitado pela semelhança do caso em estudo face aos cenários base que serviram à formulação das regras empíricas. Além disso, dado que as metodologias enquadradas nesta classe se orientam pela observação dos efeitos e não pela interpretação dos fenómenos, torna-se muito difícil a percepção da influência de aspectos específicos, os quais por vezes podem ser alvo de intervenção por parte do engenheiro, na globalidade do problema. Contudo, pese embora as limitações inerentes aos modelos empíricos, formulações mais desenvolvidas, como a metodologia proposta pela FRA (*Federal Railroad Administration*) [7] para a previsão de vibrações induzidas por tráfego de alta velocidade, constituem ferramentas poderosas e com elevado potencial prático. Porém, no caso de tráfego subterrâneo, a aplicação da metodologia em causa torna-se complexa já que exige a medição de uma função de transferência entre a soleira do túnel e o receptor. Ora, como em fase de projecto, ainda não existe túnel, o referido documento sugere que a mesma possa ser estabelecida através da aplicação de uma excitação num furo à cota onde se prevê que se venha a encontrar a soleira do futuro túnel.

Como forma de contornar algumas das limitações inerentes às metodologias empíricas, alguns autores vêm sugerindo o desenvolvimento de técnicas híbridas, ou seja, técnicas que combinam funções de transferência avaliadas de forma experimental com formulações analíticas e/ou numéricas para a reprodução dos efeitos que não são passíveis de avaliação experimental ou por correlação empírica. Exemplos destas formulações estão reflectidos nos estudos conduzidos por Lai et al. [24], Verbraken et al. [25] e Lombaert et al. [26].

No campo das metodologias semi-analíticas, a grande vantagem reside essencialmente no facto de se tratarem de metodologias mecanicistas, ou seja, metodologias nas quais há uma teorização dos fenómenos envolvidos, sem que haja necessidade de elevados recursos computacionais. O facto de os modelos recorrerem a soluções analíticas ou semi-analíticas permite a realização de cálculos de forma bastante rápida, o que se torna muito vantajoso na realização de estudos de sensibilidade. O modelo PiP, proposto inicialmente por Forrest e Hunt [27] e posteriormente melhorado por Hussein e Hunt [28], Kuo et al. [29] e, mais recentemente por Razquin [30], é exemplo disso. Contudo, o baixo recurso computacional requerido por este tipo de formulações é alcançado com prejuízo da versatilidade, implicando simplificações que, regra geral, tornam a aplicação prática dos modelos extremamente limitada. Refira-se que o modelo semi-analítico PiP foi concebido na assunção de o túnel se encontrar embebido num meio indefinido, o que, por definição, se afasta consideravelmente de qualquer cenário com interesse prático. Atendendo a este facto, Hussein et al. [31], propuseram muito recentemente uma melhoria do mesmo para poder contemplar, ainda que de forma simplificada e com perda de acuidade, a presença de uma fronteira livre.

Algumas das limitações dos modelos empíricos e semi-analíticos elencados nos parágrafos anteriores podem ser superadas por recurso a formulações numéricas, as quais permitem a elaboração de modelos com elevado grau de detalhe. De entre as diferentes formulações, especial destaque é dado aos métodos dos elementos finitos, dos elementos de contorno e das soluções fundamentais, o último ainda em fase incipiente de aplicação no presente contexto. Refira-se que vários têm sido os autores que têm proposto formulações numéricas como metodologias eficientes para lidar com a questão em estudo. Estes modelos revelam-se extremamente úteis para avaliar a influência de diferentes alternativas ou soluções de projecto numa fase preliminar, para verificar o comportamento das infraestruturas existentes perante novas solicitações ou para estudar a eficiência de medidas de mitigação das vibrações. Dado que esta questão merece um maior detalhe, sendo esta a metodologia adoptada na presente dissertação, nas secções seguintes é então apresentada uma resenha dos mais relevantes contributos científicos na área.

Como anteriormente referido, a norma ISO 14837-1 [6] aborda a previsão de vibrações e ruídos provenientes de sistemas ferroviários, sugerindo, no caso de formulação mecanicista, a seguinte subdivisão do problema: 1) mecanismos de excitação; 2) interacção dinâmica veículo-via; 3) interacção dinâmica do sistema via-túnel-maciço; 4) propagação de ondas no maciço; 5) interacção dinâmica solo-estrutura (edifício); e 6) vibrações e ruído re-radiado na estrutura. O trabalho desenvolvido no âmbito da presente dissertação abrange a quase totalidade dos problemas em causa, com excepção da questão do ruído re-radiado (desenvolvimento em fase inicial de abordagem no seio do grupo de investigação onde a autora se enquadra), possibilitando assim uma previsão precisa das vibrações no interior das edificações devido às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis. Os diferentes problemas envolvidos são brevemente descritos em seguida, sendo em capítulos posteriores alvo de uma abordagem detalhada.

2.2.2 Mecanismos de excitação e interacção veículo-via

As vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário devem-se a vários mecanismos de excitação, os quais são sintetizados na norma ISO 14837-1 [6]. A geração de vibrações ocorre ao nível do contacto roda-carril, onde a acção exercida pela passagem do material circulante resulta da sobreposição de dois mecanismos de excitação principais: i) a excitação quasi-estática; ii) a excitação dinâmica.

A excitação quasi-estática é originada pelo movimento das cargas correspondentes à distribuição do peso estático do comboio pelos diferentes eixos, podendo ser conceptualizada como um conjunto de forças móveis de magnitude constante. Este tipo de excitação não compreende a geração de forças de inércia no veículo e está associada a frequências relativamente baixas, dependentes da velocidade de circulação do comboio e da sua geometria. Esta solicitação é relevante para a resposta na via e na sua proximidade, decrescendo, rapidamente, a sua importância com o aumento da distância [32-35].

Por outro lado, a excitação dinâmica decorre da interacção dinâmica veículo-via, podendo dever-se a diversos factores, sendo os seguintes apontados como mais relevantes para a geração de forças de interacção: os que envolvem as irregularidades geométricas da via e das rodas do veículo; os associados às descontinuidades da via e das próprias rodas do comboio, muitas vezes designados por excitação de impacto; e os ocasionados pela excitação paramétrica resultante das variações de rigidez experimentadas pelas rodas ao longo da via,

devido ao carácter discreto do apoio dos carris (em soluções com apoio contínuo, como é o caso das vias com carril embebido, não se verifica). As irregularidades aleatórias da superfície de contacto roda-carril provocam uma excitação forçada do sistema veículo-via e são talvez a mais importante fonte de vibração em redes de metropolitano [36]. As descontinuidades da via e das rodas, devido, por exemplo, aos aparelhos de mudança de via, aos cruzamentos e às mudanças de direcção e, também, a defeitos adicionais como juntas dos carris, lisos ou ovalização das rodas, podem ainda originar forças de impacto significativas no veículo e na via.

Ao contrário da excitação quasi-estática, a excitação dinâmica implica o desenvolvimento de um mecanismo de interacção dinâmica veículo-via, originando forças de inércia ao nível das massas do veículo, as quais, por sua vez, se traduzem numa variação temporal das forças de interacção. A magnitude e o conteúdo em frequência destas forças depende da velocidade de circulação, das características do mecanismo causador e das propriedades da via e do comboio [35, 37]. A excitação dinâmica contribui de forma muito relevante para a geração de vibrações que se propagam pelo maciço de fundação, sendo a resposta do maciço a distâncias consideráveis da via, fundamentalmente condicionada por esta componente da solicitação.

As abordagens mecanicistas do problema de interacção veículo-via podem ser agrupadas, ainda que de modo generalista, em dois grandes grupos consoante a técnica de resolução do problema: i) formulações no domínio do tempo; ii) formulações no domínio da frequência. As formulações no domínio do tempo são mais versáteis, permitindo a inclusão de comportamentos não lineares [38], ao passo que as formulações no domínio da frequência se revelam mais eficientes do ponto de vista computacional. Independentemente do tipo de formulação utilizada, o princípio base consiste no cumprimento dos requisitos de equilíbrio de forças e de compatibilidade de deslocamento ao nível dos pontos de contacto entre a roda e o carril. Na previsão de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário e sua propagação pelo meio envolvente é amplamente utilizado o modelo de contacto linear, em que se assume um contacto perfeito entre o veículo e a via, não havendo lugar à consideração de perdas de contacto entre a roda e o carril, razão pela qual, regra geral, o problema tem vindo a ser abordado, por diversos autores, entre os quais a autora da presente dissertação, no domínio da frequência [39-44].

Uma revisão alargada dos diversos métodos propostos para a análise do problema da interacção veículo-via férrea, essencialmente para tráfego à superfície, pode ser consultada, por exemplo, nas seguintes referências bibliográficas [33, 38, 45-49].

Focalizando a questão da interacção via-veículo para o cenário de tráfego ferroviário em túneis, é comummente referido na bibliografia que a soleira do túnel e o terreno envolvente são relativamente rígidos em comparação com a via férrea, o que permite uma abordagem desacoplada do problema, negligenciando-se a possível contribuição do meio subjacente à via para a sua flexibilidade dinâmica. Nessas circunstâncias, calculam-se as forças de interacção dinâmica veículo-via com base num modelo de via desacoplado, sendo estas posteriormente usadas num modelo do sistema via-túnel-maciço para gerar os campos de vibração que se propagam pelo meio envolvente. Refira-se aqui que esta não é a formulação seguida no presente estudo, tendo-se considerado o acoplamento via-soleira do túnel.

Como se verá em capítulo posterior, a modelação da via férrea pode ser efectuada através de idealizações relativamente simples, baseadas, em muitos casos, no conceito de viga em apoio elástico contínuo e homogéneo [50-53], tal como se ilustra na Figura 2.2a. Modelações desse tipo, embora muito eficientes do ponto de vista computacional, não permitem atender a mecanismos de excitação oriundos de heterogeneidades ao nível do suporte da via férrea, como por exemplo, o apoio discreto do carril (ver Figura 2.2b). Para atender a este efeito, denominado por excitação paramétrica, cuja descrição detalhada é exposta em capítulo posterior, vários autores têm proposto modelos periódicos para a simulação do comportamento dinâmico da via férrea [49, 54-57].

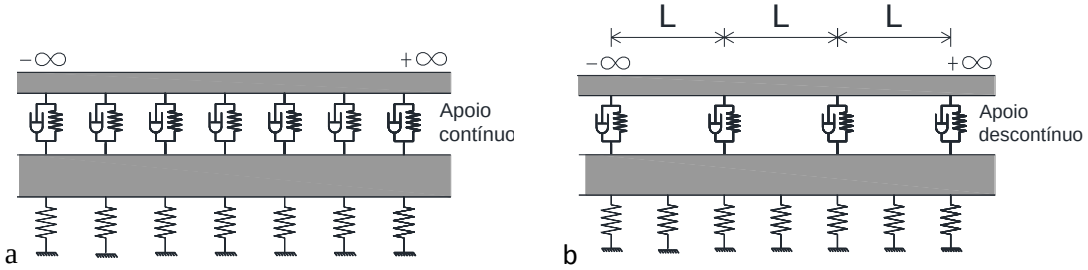


Figura 2.2 – Modelos simplificados de via: a) modelo de apoio contínuo; b) modelo de apoio discreto.

No que se refere à modelação do comboio, vários modelos de veículos têm sido desenvolvidos nos últimos anos. Desde modelos 3D muito complexos [58-60] com vários graus de liberdade, que permitem uma análise em profundidade da resposta dinâmica do veículo, sobretudo utilizados quando se pretende estudar assuntos como a segurança da circulação, a resposta em curva ou o conforto dos passageiros, até modelos mais simples em que o veículo é descrito por um conjunto de corpos rígidos (a caixa do veículo, os bogies e as massas não suspensas, rodas e eixos), interligados através de conjuntos mola-amortecedor, com os quais se pretende simular o comportamento mecânico das suspensões, de que é exemplo o modelo proposto por

Zhai e Cai [61]. Estes modelos têm revelado um desempenho adequado às finalidades do presente trabalho, como previamente estudado por outros autores [34, 41, 48].

2.2.3 Propagação de ondas elásticas e interacção dinâmica do sistema via-túnel-maciço

2.2.3.1 Propagação de ondas elásticas

As vibrações geradas na interface roda-carril propagam-se através do túnel e do maciço envolvente. A energia é radiada para o solo, transmitindo-se também ao longo da via e do túnel. A compreensão do problema da propagação de vibrações através do solo é fundamental para a modelação de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário subterrâneo. A presente subsecção tem como objectivo apresentar os conceitos básicos referentes à propagação de ondas em meios elásticos.

As ondas que se propagam num maciço podem ser agrupadas da seguinte forma: ondas volúmicas (ondas P ou de compressão e ondas S ou de corte), que se propagam no interior do maciço, e ondas superficiais, que se propagam junto à superfície do terreno. No interior de um meio indefinido, elástico, homogéneo e isotrópico é apenas passível a propagação de dois tipos de ondas: ondas P e ondas S, designadas por ondas volúmicas, que se propagam de forma totalmente desacoplada. No caso de meios semi-indefinidos, devido às condições de fronteira (superfície livre), ocorre acoplamento entre os dois tipos de ondas volúmicas, isto é, pode ocorrer transformação de ondas P em ondas S e vice-versa. Nestas circunstâncias, da interacção das ondas volúmicas e da condição de tensões nulas ao longo da superfície livre, resultam ondas que apenas se propagam junto à superfície do terreno e que decaem exponencialmente com a profundidade. Estas ondas superficiais designam-se por ondas de Rayleigh [62], e são de primordial importância para o estudo de vibrações induzidas por fonte superficial.

Num maciço semi-indefinido, homogéneo e isotrópico, propagam-se então três tipos de ondas: i) ondas P ou de compressão, ii) ondas S ou distorcionais; iii) ondas de Rayleigh. Estes três tipos de ondas têm configurações de vibração distintas e apresentam velocidades de propagação também diferentes. A aplicação de um impulso à superfície de um maciço e a observação da resposta num ponto afastado do ponto de aplicação da carga, também à superfície, permite verificar que a recepção de cada uma das ondas ocorre em instantes temporais diferentes. As ondas P são as mais rápidas e portanto as primeiras a chegar ao

ponto de observação, em seguida chegam as ondas S e por último as ondas de Rayleigh (ondas R), com uma velocidade de propagação ligeiramente inferior à das ondas S, e a que estão associadas maiores amplitudes.

As ondas P ou ondas de compressão, também designadas por ondas primárias, pertencem ao grupo das ondas volúmicas, propagando-se por isso em qualquer direcção do meio com uma velocidade de propagação aqui designada por C_P. O processo de propagação destas ondas implica o movimento contractivo e dilatativo do material, sendo as deformações induzidas puramente volumétricas, como se ilustra na Figura 2.3. São ondas longitudinais, em que o movimento das partículas induzido pela onda ocorre somente na direcção de propagação.

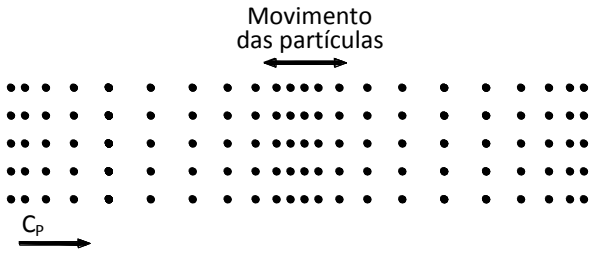


Figura 2.3 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas P [63].

As ondas S ou ondas distorcionais são também ondas volúmicas, propagam-se em qualquer direcção do meio mas, ao contrário do que se verifica nas ondas P, o processo de propagação das ondas S implica deformação a volume constante, tal como se mostra na Figura 2.4. São ainda designadas por ondas de corte e, neste caso, as partículas experimentam um movimento perpendicular à direcção de propagação. A velocidade de propagação destas ondas é aqui designada por C_S.

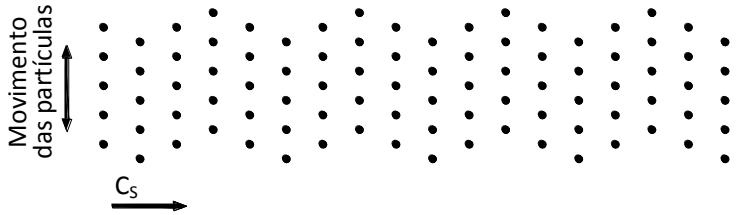


Figura 2.4 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas S [63].

Atendendo a que o movimento das partículas durante a propagação de uma onda S pode apresentar componentes normal e paralela ao plano vertical onde se inscreve a direcção de propagação da onda, é comum decompor as ondas S em ondas SV (propagação com movimento inscrito no plano) e ondas SH (propagação com movimento normal ao plano), tal como se representa na Figura 2.5.

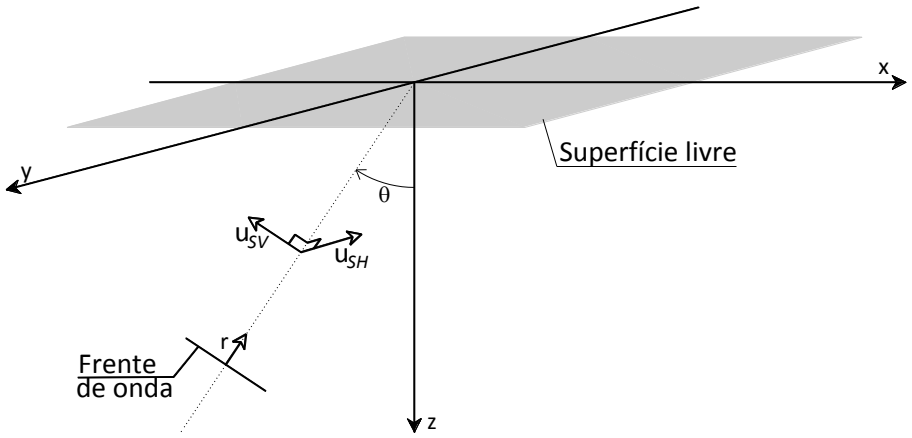


Figura 2.5 – Componentes no plano e fora do plano do deslocamento induzido pela propagação de ondas S [63].

As velocidades de propagação das ondas P e ondas S, C_P e C_S, são dadas pelas equações [2.1] e [2.2], respectivamente.

$$C_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \qquad [2.1]$$

$$C_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \qquad [2.2]$$

Em que ρ é a massa volúmica do meio e λ e μ são as constantes de elasticidade de Lamé, dependentes do módulo de elasticidade (E) e do coeficiente de Poisson (ν), definidas através das seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad [2.3]$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} = G \qquad [2.4]$$

As velocidades de propagação de ondas longitudinais e de corte são então relacionáveis, sendo a relação apenas função do coeficiente de Poisson, e dada por:

$$\frac{C_S}{C_P} = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}} \qquad [2.5]$$

No que se refere à dependência da velocidade de propagação de uma onda da frequência de excitação, a onda diz-se dispersiva, quando tal dependência se verifica, sendo designada como não dispersiva em caso contrário. Uma vez que a velocidade de propagação das ondas volúmicas (ver [2.1] e [2.2]) é apenas dependente das propriedades elásticas do meio e da sua massa volúmica, não se identificando qualquer relação, implícita ou explícita, entre a

velocidade de propagação e a frequência de excitação, pode afirmar-se que a propagação de ondas volúmicas em meios elásticos contínuos é não dispersiva.

As ondas de Rayleigh (ondas R), ao contrário das anteriormente apresentadas, apenas se propagam junto à superfície do meio. São ondas superficiais com carácter evanescente em profundidade, a amplitude dos deslocamentos decresce muito abruptamente em profundidade, sendo que, para profundidades correspondentes a aproximadamente 1,5 vezes o comprimento de onda, a amplitude dos deslocamentos se torna negligenciável [63]. O campo de deformação induzido pelas ondas de Rayleigh caracteriza-se por componentes volumétrica e distorcional. O movimento das partículas aquando da propagação de ondas de Rayleigh encontra-se esquematizado na Figura 2.6.

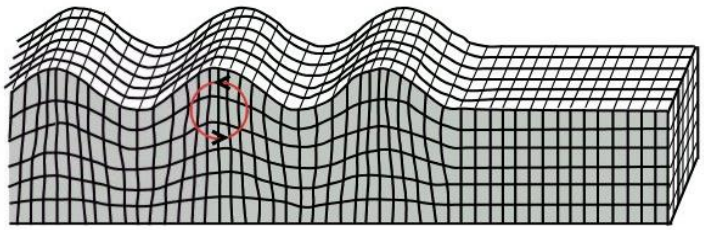


Figura 2.6 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas R [63].

Neste caso, o movimento das partículas é descrito por trajectórias elípticas em planos normais à superfície e paralelos à direcção de propagação da onda, sendo a componente vertical do deslocamento sempre superior à componente horizontal; ambas as componentes decaem exponencialmente em profundidade. De referir é ainda que o nível de penetração da onda é inversamente proporcional à frequência angular da mesma, isto é, para ondas de alta frequência apenas as zonas superficiais do maciço são interessadas, ao passo que para frequências baixas são envolvidas zonas mais profundas do maciço.

As ondas R propagam-se com uma velocidade ligeiramente inferior à das ondas S, sendo possível relacionar estas duas velocidades através do coeficiente de Poisson. A solução aproximada é dada pela seguinte expressão [64, 65]:

$$C_R \approx \frac{0.862 + 1.14\nu}{1+\nu} C_S \qquad [2.6]$$

Pode assim afirmar-se que as relações entre as velocidades de propagação dos diferentes tipos de ondas admissíveis num maciço semi-indefinido, homogéneo e isotrópico, dependem apenas do coeficiente de Poisson.

As ondas de Rayleigh apresentam carácter não dispersivo em maciços homogéneos semi-indefinidos (ou seja, a velocidade de propagação da onda é independente da frequência de excitação), sendo, no entanto, dispersivas no caso de maciços estratificados [64-66].

Estudos teóricos desenvolvidos por Miller e Pursey [66, 67], acerca da repartição da energia radiada pelo movimento oscilatório vertical de um disco à superfície de um maciço semi-indefinido pelos diferentes tipos de ondas anteriormente mencionados, demonstram que cerca de 67% do total da energia radiada é transportado através de ondas de Rayleigh, enquanto apenas 26% e 7% da energia estão associados a ondas S e P, respectivamente. Esta constatação teórica evidencia a clara preponderância das ondas de Rayleigh na resposta observada em pontos localizados à superfície do maciço, quando a fonte de vibração está à superfície. Caso a fonte de vibração esteja localizada no interior do maciço geram-se ondas P e ondas S, resultando as ondas de Rayleigh do acoplamento entre as ondas P e SV quando estas atingem a superfície livre do maciço. Nestas condições, a contribuição relativa da energia das ondas de Rayleigh é muito reduzida, a menos que a fonte de vibração se encontre próxima da superfície. Note-se que nos casos em que a distância entre a fonte e a superfície livre é significativa, as ondas volúmicas já se encontram muito atenuadas quando atingem a superfície, principalmente em problemas tridimensionais dada a forte participação dos mecanismos de amortecimento geométrico.

Quando uma onda se propaga num meio elástico tridimensional assiste-se a uma diminuição progressiva da sua amplitude com o acréscimo da distância à fonte energética, mesmo nos casos em que a dissipação energética seja diminuta ou, em termos teóricos, nula. Este efeito é usualmente designado por amortecimento geométrico e resulta do espalhamento da energia transportada pela onda por um maior volume à medida que a distância à fonte aumenta. O amortecimento geométrico não está associado a qualquer transferência de energia para fora do sistema, mas sim ao seu espalhamento devido à propagação da onda. O grau de amortecimento geométrico depende da geometria da frente de onda, ou seja, da forma como a onda se espalha em uma, duas ou três dimensões. No caso das ondas volúmicas, atendendo à configuração da frente de onda e dado que a quantidade de energia presente na frente de onda é constante, independentemente da distância r à fonte, a amplitude dos deslocamentos induzidos no interior do maciço diminui na razão 1/r, ao passo que à superfície do maciço a atenuação é inversamente proporcional ao quadrado da distância, ou seja, os deslocamentos atenuam-se na razão de $1/r^2$. No que toca às ondas R, dada a configuração da frente de onda, os deslocamentos induzidos sofrem uma atenuação descrita pela razão $1/r^{0.5}$, ou seja, substancialmente inferior ao amortecimento geométrico inerente à propagação de ondas

volúmicas. Deste modo, os efeitos das ondas R em pontos localizados à superfície do maciço são perceptíveis até distâncias superiores, o que as torna de fundamental importância para os problemas de isolamento das fundações dos edifícios. É no entanto de referir que quando uma onda se propaga ocorre sempre alguma dissipação de energia, ou seja, parte da energia transportada pela onda sai do sistema; este fenómeno de dissipação energética é designado por amortecimento material, e será abordado mais à frente nesta secção.

Num caso geral, como o de um maciço estratificado, para além das ondas P, S e R outro tipo de ondas podem surgir, resultantes da interacção das ondas volúmicas com interfaces de estratos com propriedades distintas. Caso o estrato superficial apresente uma velocidade de propagação das ondas S inferior à verificada nos estratos subjacentes, é admissível a geração de um outro tipo de ondas superficiais, designadas por ondas Love (ondas L). Estas ondas resultam da interferência entre ondas SH, a superfície livre do maciço e a interface inferior do estrato superficial, ocorrendo assim concentração de energia ao longo da zona superficial do maciço. O movimento das partículas gerado por este tipo de onda ocorre na direcção normal ao plano de propagação da onda, tal como se ilustra na Figura 2.7. A propagação de ondas L apenas provoca deformações de carácter distorcional, apresentando, à semelhança das ondas R, características evanescentes em profundidade (apenas se propagam na direcção paralela à superfície do maciço). A velocidade de propagação destas ondas é dependente da frequência de excitação, uma vez que é necessário que o maciço seja estratificado para que se possam gerar.

Em meios estratificados com características mecânicas constantes no interior de cada estrato individual pode ainda ocorrer acoplamento dos dois tipos de ondas volúmicas nas interfaces entre os meios com propriedades distintas. Outro tipo de ondas que se podem gerar em maciços estratificados são as designadas por ondas Stoneley, que se propagam na interface entre duas camadas.

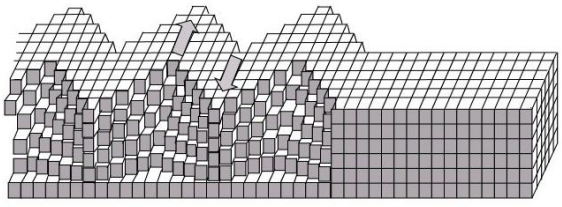


Figura 2.7 – Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas L [63].

No cenário de tráfego ferroviário subterrâneo, as vibrações geradas na interface roda-carril transmitem-se ao túnel e ao maciço circundante, que, por sua vez, permite que a energia se

propague em seu redor. As ondas geradas propagam-se em todas as direcções, sendo a amplitude de vibração gradualmente atenuada à medida que aumenta a distância à fonte de geração de vibrações através dos designados mecanismos de amortecimento: amortecimento geométrico e amortecimento material. O amortecimento material está associado à dissipação de energia que ocorre quando uma onda se propaga através do meio. Os fenómenos que levam à dissipação energética estão relacionados com mecanismos de comportamento não linear de índole microscópica e a fenómenos friccionais inter-partículas, que levam à transformação de parte da energia mecânica em energia térmica sendo esta dissipada sob a forma de calor [68]. No caso dos solos, os fenómenos de amortecimento material devem-se essencialmente à fricção no contacto inter-partículas ou movimento relativo entre o esqueleto sólido e o fluido intersticial.

2.2.3.2 Técnicas de modelação do sistema túnel-maciço geotécnico

Da subsecção anterior depreende-se que a base teórica para a modelação matemática da propagação de vibrações induzidas por tráfego encontra-se estabelecida e consolidada. Apesar da problemática da propagação de vibrações num sistema constituído pelo túnel e maciço circundante ser mais complexa do que a propagação num meio semi-indefinido (devido às condições de fronteira mais complexas), a grande dificuldade na abordagem ao problema não resulta propriamente da complexidade matemática inerente, mas sim das limitações computacionais vigentes.

Com efeito, a interacção dinâmica entre o túnel e o maciço envolvente é um problema tridimensional, em que, por um lado a dimensão do meio é muito vasta e, por outro, o conteúdo em frequência interessante ao problema é muito alargado. A combinação destes dois aspectos resulta em complexidade adicional ao nível da modelação numérica, tornando os modelos tridimensionais puramente discretizados, como o Método dos Elementos Finitos (MEF) ou o Método das Diferenças Finitas (MDF), muitas vezes impraticáveis dada a necessidade de muitos milhões de graus de liberdade para a obtenção de soluções com grau de acuidade aceitável. Sem embargo, deve ser assinalado que o avanço dos recursos computacionais tem incentivado a realização de alguns estudos tridimensionais baseados no MEF 3D, embora ainda com carácter preliminar [69, 70] ou, nos casos em que tal não se verifique, com tempos de cálculo incomportáveis para uma aplicação corrente [71]. Na Figura 2.8 ilustram-se as malhas de elementos finitos adoptadas por Yaseri et al. [69] e por Xu et al.

[70] para o desenvolvimento de análises tridimensionais baseadas no método dos elementos finitos. Deve ser notado que, dada a dimensão adoptada para os elementos representados na Figura 2.8, a acuidade da solução ficará sempre limitada à gama de frequências mais baixa.

Ainda no campo dos métodos puramente tridimensionais, o recurso ao Método dos Elementos de Contorno 3D permite uma redução substancial do número de graus de liberdade necessários à descrição do sistema túnel-maciço. Contudo, apesar da drástica redução do número de graus de liberdade face ao MEF 3D, o facto das matrizes do MEC serem cheias leva a que a resolução do problema continue a ser extremamente exigente do ponto de vista computacional, o que aliás ficou bem patente pelos estudos desenvolvidos por Adam et al. [72].

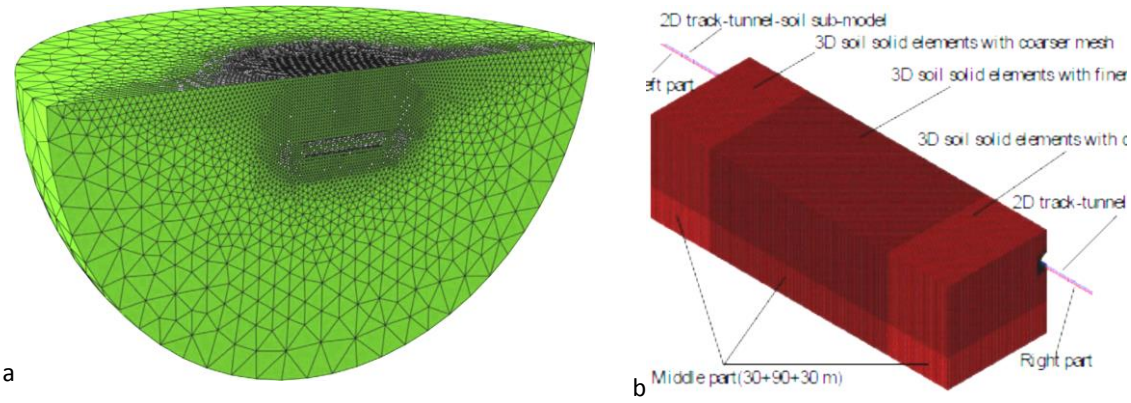


Figura 2.8 – Modelação tridimensional de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis por recurso ao MEF 3D: a) modelo proposto por Yaseri et al. [69] (2014); b) modelo proposto por Xu et al. [70] (2015).

Face à natureza tridimensional do problema, por um lado, e às limitações computacionais, por outro, as mais recentes e eficientes abordagens têm passado pela combinação de diferentes métodos numéricos e pela redução de ordem do problema através da aplicação de técnicas transformadas. A opção por tais alternativas tem como custo, regra geral, a limitação da análise ao domínio elástico e a imposição de restrições quanto à variação material ou geométrica na direcção longitudinal do problema.

Atendendo ao facto do sistema túnel-maciço poder ser encarado, regra geral, como invariante na direcção longitudinal ou, no limite, como um sistema periódico, em que as condições geométricas se repetem periodicamente de modo indefinido, Clouteau el al. [73] e posteriormente Gupta et al [74] propõem que a simulação do sistema túnel-maciço possa ser realizada através de um modelo periódico baseado no acoplamento MEF-MEC, o qual apenas requer a solução tridimensional para uma célula de referência, sendo posteriormente a resposta expandida para qualquer parte do domínio em análise através de uma solução

baseada em transformadas de Floquet. O método em causa tem como vantagem a utilização do MEC para simulação do maciço, evitando assim a necessidade de recurso a tratamento de fronteiras artificiais dado que o método é adequado à análise de meios não definidos, tirando também partido do MEF na simulação da geometria mais complexa, como é o caso do túnel.

Pese embora a adopção de modelos periódicos para a descrição do sistema tridimensional represente uma redução drástica do esforço computacional requerido quando comparado com os modelos 3D puros, o método em causa ainda representa um esforço muito significativo [75], razão pela qual tem pouca implantação prática.

Alternativamente aos modelos periódicos, o recurso a técnicas de modelação 2.5D corresponde ao método de eleição quando o meio em análise se apresenta invariante e infinito na direcção longitudinal (o último requisito pode já ser ultrapassado através da consideração de técnicas de tratamento de sinal, tal como recentemente proposto por Coulier et al. [76]). Esta técnica, na qual é aplicada uma transformada de Fourier relativa à direcção espacial de desenvolvimento do túnel, permite uma redução drástica do esforço computacional requerido dado que apenas a secção transversal do problema requer discretização espacial, podendo a mesma ser realizada no contexto do MEF, do MEC, do MSF, entre outros.

As primeiras aplicações da técnica 2.5D no contexto da propagação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis devem-se a Yang et al. [77] através de uma abordagem baseada no MEF, em que as fronteiras artificiais eram tratadas por recurso ao método dos elementos infinitos ou através de fronteiras viscosas. Outros autores se seguiram com abordagens semelhantes, tais com Bian et al. [78, 79], tendo a autora também desenvolvido alguns estudos preliminares recorrendo à mesma técnica [42]. Contudo, uma das desvantagens apontada ao método consiste na necessidade de implementação de metodologias locais para o tratamento das fronteiras artificias de modo a evitar a reflexão espúria das ondas que atinjam o limite da discretização de malha. Como ilustrado por Alves Costa et al. [80], a adopção do método dos elementos infinitos ou de fronteiras viscosas no tratamento da fronteira artificial não é uma garantia de sucesso absoluto. Por esse motivo, alguns autores têm proposto a adopção de modelos acoplados 2.5D, onde a geometria complexa é simulada por recurso ao MEF 2.5D, enquanto o maciço circundante ao túnel é abordado através do MEC 2.5D [81]. Formulação em tudo idêntica foi adoptada por Alves Costa et al.[35] no estudo de problemas de vibrações induzidas por tráfego ferroviário superficial. Ainda a este respeito, refira-se os recentes estudos desenvolvidos no seio do grupo de investigação onde a autora se

insere (em colaboração com a U. Coimbra) referentes ao acoplamento 2.5D MEF-MSF [82, 83]. Nessa abordagem, o maciço geotécnico é simulado através do MSF, o qual constitui um método sem malha de elevado potencial ao evitar algumas das instabilidades numéricas típicas do MEC.

Deve ainda tecer-se um breve comentário ao modelo 2.5D proposto por Rieckh et al [84], sendo este baseado numa abordagem 2.5D MEC pura, e ao modelo proposto por Muller [85], o qual recorre ao MEF 2.5D para simulação da geometria complexa e ao método do integral transformado (MIT) para a simulação do meio circundante ao túnel.

Sem prejuízo das inegáveis virtudes conceptuais inerentes aos métodos numéricos acoplados, os quais permitem tirar o melhor partido das potencialidades de cada método consoante a problemática em estudo, a sua implementação numérica nem sempre é fácil, exigindo por vezes técnicas complexas de acoplamento e compatibilização dos métodos. Uma alternativa viável, aliás a seguida pela autora, passa pelo recurso ao MEF 2.5D, sendo as fronteiras artificiais tratadas pelo método dos *"perfect matched layers"*, também este formulado na versão 2.5D o qual permite alcançar níveis muito elevados de acuidade como se verá em capítulos posteriores da presente dissertação [75, 86].

2.2.4 Interacção dinâmica maciço-edificação

As vibrações geradas pelo tráfego ferroviário propagam-se através do meio envolvente, atingindo as fundações dos edifícios existentes nas imediações e causando vibração estrutural. Regra geral, a presença das edificações não interfere na geração de vibrações, a qual resulta da interacção dinâmica veículo-via [87, 88]. Partindo da veracidade de tal pressuposto, é possível o acoplamento das formulações quasi-tridimensionais elencadas na secção anterior, com modelos estruturais de edifícios tridimensionais.

De um ponto de vista genérico, o campo de vibração incidente, que se propaga pelo solo, ao excitar a estrutura ao nível das suas fundações dá origem a um problema de interacção dinâmica entre o solo e a estrutura (edifício). Deste modo, a avaliação da resposta do edifício devido a um campo de onda incidente na fundação, exige a resolução de um problema de interacção dinâmica solo-estrutura com carácter tridimensional.

Face ao exposto em secções anteriores, facilmente se percebe que a previsão das vibrações induzidas no interior de edifícios devido ao tráfego ferroviário é um problema que se reveste

da maior importância. Apesar do reconhecimento da pertinência de considerar os edifícios situados nas imediações das infraestruturas ferroviárias nos modelos de previsão, o número de estudos em que a sua presença é atendida é bastante limitado. Pyl et al. [89, 90] apresentaram um dos primeiros estudos sobre o assunto, tendo adoptado uma formulação da interacção solo-estrutura baseada numa abordagem 3D MEF-MEC, para simular as vibrações induzidas em edifícios devido ao tráfego rodoviário. Mais recentemente, Romero et al. [91] apresentaram uma abordagem 3D MEF-MEC, formulada no domínio do tempo, para avaliar as vibrações em edifícios devido a tráfego ferroviário de superfície. Para o caso específico de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis, os estudos realizados são ainda mais escassos, sendo de referir um estudo recente apresentado por Hussein et al. [92], acerca das vibrações induzidas por tráfego subterrâneo num edifício fundado por estacas, com carácter bidimensional e duas publicações recentes da autora da presente dissertação [88, 93].

Este é um dos aspectos explorados na dissertação, com proposta de metodologias de interacção, sua exploração e, por fim, validação experimental.

2.2.5 Ruído re-radiado em edifícios

Foi já referido em secção precedente que as vibrações originadas por tráfego ferroviário em túneis podem ser percepcionadas no interior dos edifícios sob a forma de ruído re-radiado, também por vezes designado por ruído estrutural. Note-se que o ruído re-radiado resulta, uma vez mais, de um problema de interacção dinâmica, agora entre os elementos estruturais (ou não) do edifício e o ar. Embora o problema não seja tratado na presente dissertação, cabe aqui referir que a sua resolução não se reveste de especial dificuldade, pelo menos do ponto de vista conceptual. Na verdade, a propagação de uma pressão sonora num campo acústico é descrita através da equação de Helmoltz, cuja resolução pode ser alcançada através de diferentes métodos numéricos, tais como o MEF, o MEC ou o MSF. No que concerne ao acoplamento fluido-estrutura, este pode ser desenvolvido de forma integral, impondo compatibilidade de velocidades entre a direcção normal aos elementos estruturais e o fluido (ar) e equilíbrio de tensões (pressões, já que se trata apenas de tensões normais) ao longo da interface.

Este problema ainda não se encontra devidamente abordado no contexto do tráfego ferroviário, sendo do conhecimento da autora apenas os trabalhos preliminares conduzidos

por Fiala et al. [94, 95], aos quais acresce um trabalho muito recente (2015) apresentado por Godinho et al. [96], resultado de colaboração entre a U. Coimbra e a U. Porto.

2.3 Efeitos das vibrações. Breve referência a normas

2.3.1 Generalidades

As vibrações geradas pela circulação do tráfego ferroviário propagam-se através do maciço envolvente, podendo atingir os edifícios situados nas proximidades e provocar vibração estrutural. Após a recepção das vibrações ao nível das fundações, estas propagam-se através da estrutura dando origem à vibração de outros elementos estruturais. Os efeitos das vibrações nos edifícios, nos seus ocupantes e em equipamentos sensíveis localizados no seu interior são discutidos nesta secção com referência a alguns critérios e aspectos normativos aplicáveis.

2.3.2 Efeito das vibrações sobre os ocupantes dos edifícios

Os efeitos das vibrações sobre os ocupantes de edifícios localizados nas proximidades de infraestruturas ferroviárias dependem de factores como: a fonte de vibração, a sua distância à edificação, as propriedades mecânicas do maciço de fundação e as características do próprio edifício.

Como já mencionado, a percepção humana das vibrações varia consoante as frequências de vibração a que o indivíduo se encontra sujeito. Os ocupantes dos edifícios percepcionam as vibrações directamente, como vibrações mecânicas (para frequências entre 1-80 Hz), ou indirectamente, como ruído re-radiado (na gama de frequências 16-250 Hz). A vibração estrutural causada pelo tráfego ferroviário que ocorre, regra geral, na gama de frequências 1-80 Hz, pode ter efeitos perniciosos nos habitantes do edifício, provocando incómodo, desconforto e perturbação nas suas actividades; resultando muitas vezes numa significativa redução da sua qualidade de vida, bem como da eficiência no desempenho das suas actividades, podendo ainda, em casos mais extremos e raros, afectar a saúde dando origem a problemas graves [6, 7].

Numerosos estudos têm sido realizados com o intuito de avaliar correctamente a resposta dos seres humanos às vibrações e ruído re-radiado, nos quais se baseou o desenvolvimento de

algumas normas, de que são exemplo: a norma ISO 2631-2 [97], a norma norueguesa NS 8176 [98], a norma alemã DIN 4150-2 [99], etc.

A resposta humana às vibrações depende de diversos factores. Alguns desses factores são característicos da própria vibração e passíveis de uma caracterização objectiva, tais como a amplitude, duração e conteúdo em frequência. Por outro lado, existem factores subjectivos (essencialmente de natureza pessoal, social ou económica), os quais levam a uma percepção das vibrações variável de indivíduo para indivíduo [97].

As muitas variáveis envolvidas na avaliação da resposta humana às vibrações sugerem que o processo tem carácter algo subjectivo e será diferente de pessoa para pessoa ou de um grupo de indivíduos para outro. Como tal, uma abordagem estatística do problema baseada nas curvas exposição-efeito surge como uma opção adequada [98, 100]. O estudo das relações exposição-efeito envolve a consideração e análise dos diferentes graus de incómodo revelados pelos ocupantes dos edifícios quando sujeitos a determinados níveis de vibração, de uma forma estatística, quantificando a percentagem de pessoas a enquadrar em cada um dos graus identificados, ou, dito de outro modo, expressando a percentagem de pessoas que percepcionou as vibrações de uma determinada maneira.

Exemplos dessas curvas exposição-efeito são as apresentadas na norma norueguesa NS 8176 [98] (ver Figura 2.9), onde a percentagem de pessoas que se enquadram em cada um dos graus de incómodo é representada em função do nível de vibração. A quantificação da vibração nos edifícios é realizada com base numa variável estatística definida como $v_{w,95}$ ou $a_{w,95}$ conforme seja relativa a velocidades ou acelerações, respectivamente. A forma como estas grandezas são determinadas não é aqui descrita podendo no entanto ser consultada nas referências [100] e [98]. De modo muito sucinto refira-se que a grandeza $v_{w,95}$ é o valor estatístico da velocidade máxima e é determinada com base em registos de velocidades, devendo ser consideradas pelo menos 15 passagens individuais de comboios. A partir dos registos temporais obtidos durante a passagem de um dado comboio, determinam-se os espectros de frequência em bandas de terço de oitava, sendo os valores multiplicados por factores de ponderação/pesagem proporcionais à resposta humana em cada banda. Assumindo uma distribuição log-normal, o valor estatístico corresponde ao quantilho de 95%, $v_{w,95}$.

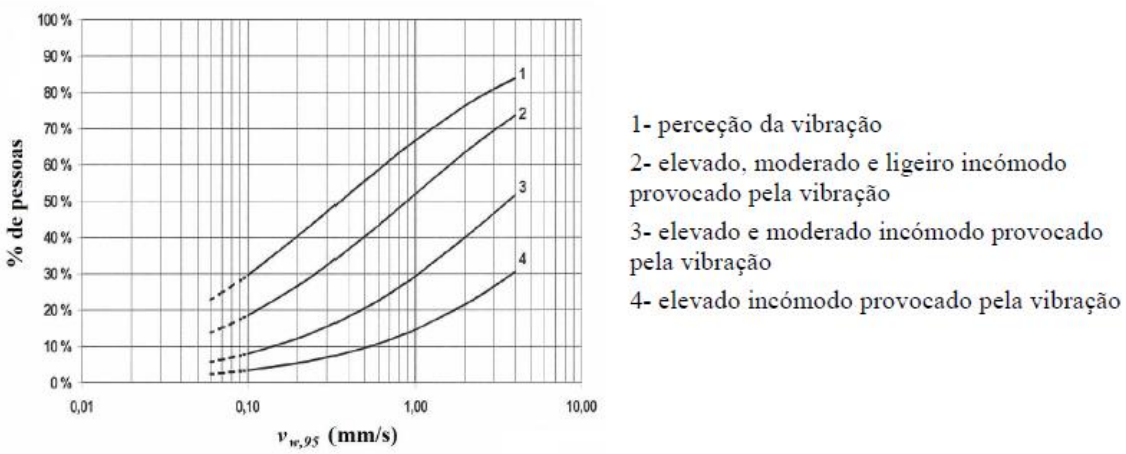


Figura 2.9 – Curvas exposição-efeito relativas ao grau de incómodo associado a vibrações em edifícios [adaptado de NS 8176 (2005) por Santos [101]].

Na referida norma, com base na análise das curvas exposição-efeito são definidos limites para os valores de $v_{w,95}$ e $a_{w,95}$, conforme se apresenta no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Limites para $v_{w,95}$ e $a_{w,95}$ em função da classe de vibração [adaptado de NS 8176 (2005)].

Classe	$v_{w,95}$ (mm/s)	$a_{w,95}$ (mm/s^2)
A	0,10	3,6
B	0,15	5,4
C	0,30	11
D	0,60	21

Estes limites encontram-se definidos assumindo uma classificação dos edifícios em quatro classes (A,B,C e D) em função das suas exigências no que se refere às vibrações:

i) Classe A - corresponde a muito boas condições, em que as pessoas só excepcionalmente têm percepção das vibrações;

ii) Classe B – corresponde a condições relativamente boas, embora as pessoas possam ser incomodadas pelas vibrações;

iii) Classe C – corresponde aos limites recomendados para vibrações em novos edifícios habitacionais próximos de infraestruturas planeadas ou já existentes;

iv) Classe D – corresponde a condições mínimas que devem ser garantidas em edifícios habitacionais já existentes.

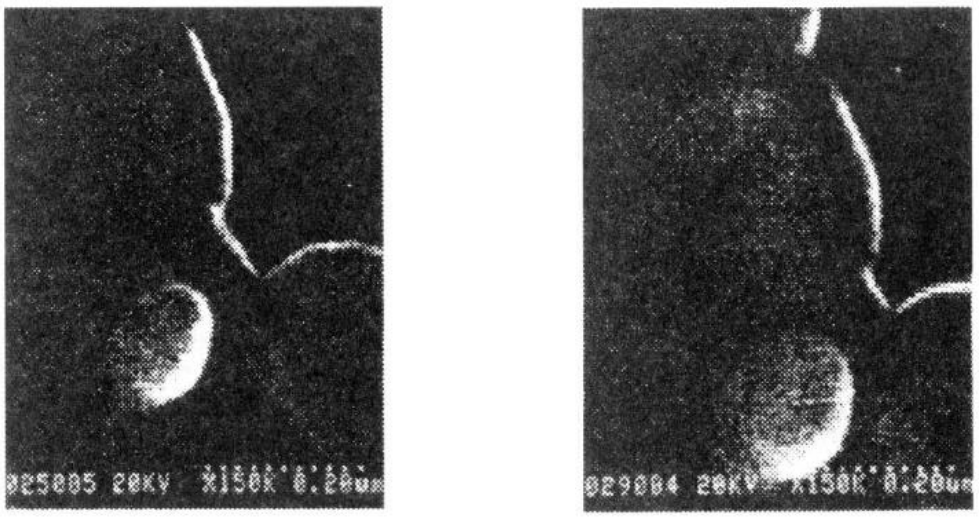
A verificação da admissibilidade ou não dos níveis de vibrações é realizada comparando o valor $v_{w,95}$ ou $a_{w,95}$ com o limite correspondente.

Refira-se no entanto que a aplicação dos limites apresentados deve sempre ser realizada com a devida prudência perante os diferentes contextos, uma vez que a resposta humana às vibrações é condicionada por diversos factores subjectivos, de natureza social, cultural e económica.

Por último, uma referência muito sumária aos aspectos principais de algumas normas aplicáveis no mesmo contexto. A norma ISO 2631 define procedimentos genéricos para a medição e avaliação de vibrações do corpo humano (ISO 2631-1 [102]) e, de uma forma mais específica, para a avaliação das vibrações que afectam o conforto de pessoas no interior de edifícios (ISO 2631-2 [97]). Contudo, não são apresentados limites que permitam aferir quais os níveis de vibração admissíveis. A nível nacional encontra-se em vigor a NP-ISO 2631-1 [103], que corresponde à tradução do documento internacional. Uma referência ainda às normas norueguesa NS 8176 [98] e alemã DIN 4150-2 [99], cujos princípios são em parte semelhantes aos das normas ISO, apresentando no entanto critérios e limites para avaliar a admissibilidade dos níveis de vibração.

2.3.3 Efeito das vibrações em equipamentos sensíveis

Para uma gama de frequências que pode ir até aos 200 Hz, as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário podem interferir com o normal funcionamento de equipamentos sensíveis no interior de edifícios situados nas imediações da infraestrutura, podendo inclusive danificá-los ou condicionar o seu normal funcionamento. Possíveis efeitos são a redução da precisão e da velocidade de leitura de escala ou mesmo incapacidade de efectuar a leitura, impossibilitando deste modo o seu funcionamento [104]. Assim, quando se trata de alguns equipamentos mais sensíveis, as vibrações podem tornar o seu uso impraticável. No caso de instrumentos de precisão, como equipamentos muito sensíveis utilizados em laboratórios de investigação e na indústria microelectrónica, nanotecnológica, médica e bio-farmacêutica, de que são um exemplo os microscópios electrónicos, até mesmo níveis de vibração muito reduzidos, bastante inferiores ao limiar de percepção humana de vibrações constituem motivo de grande preocupação. Na Figura 2.10 apresentam-se as imagens registadas por um microscópio electrónico, com amplificação de 150 000, em condições normais e quando ocorre perturbação no seu funcionamento [104].



a b

Figura 2.10 – Efeito das vibrações em instrumentos sensíveis: a) imagem normal; b) imagem com perturbação [104].

A norma ISO 10811 [11, 12] abrange as questões de medição, avaliação e classificação de vibrações em edifícios onde funcionem ou possam vir a funcionar equipamentos sensíveis. Habitualmente, os manuais com as recomendações do fabricante fornecem as informações necessárias acerca do nível máximo de vibração admissível no caso de equipamentos sensíveis. Atendendo ao seu frequente uso neste contexto, apresenta-se em seguida um critério desenvolvido e apresentado por Gordon [13, 14]. Este critério, desenvolvido para avaliar o efeito das vibrações no funcionamento de equipamentos sensíveis, baseia-se num conjunto de curvas genéricas, denominadas curvas VC (*vibration criterion*), definidas para diferentes classes de equipamentos. Estas curvas são representadas de forma semelhante à recomendada na norma ISO 2631-2 [97], para os efeitos das vibrações sobre as pessoas que habitam os edifícios. A vibração é quantificada com base no valor RMS da velocidade, sendo as curvas definidas em função da frequência de vibração, sob a forma de um espectro de frequências em bandas de um terço de oitava. A Figura 2.11 mostra as referidas curvas, assim como as relativas ao conforto de pessoas em edifícios definidas na norma ISO.

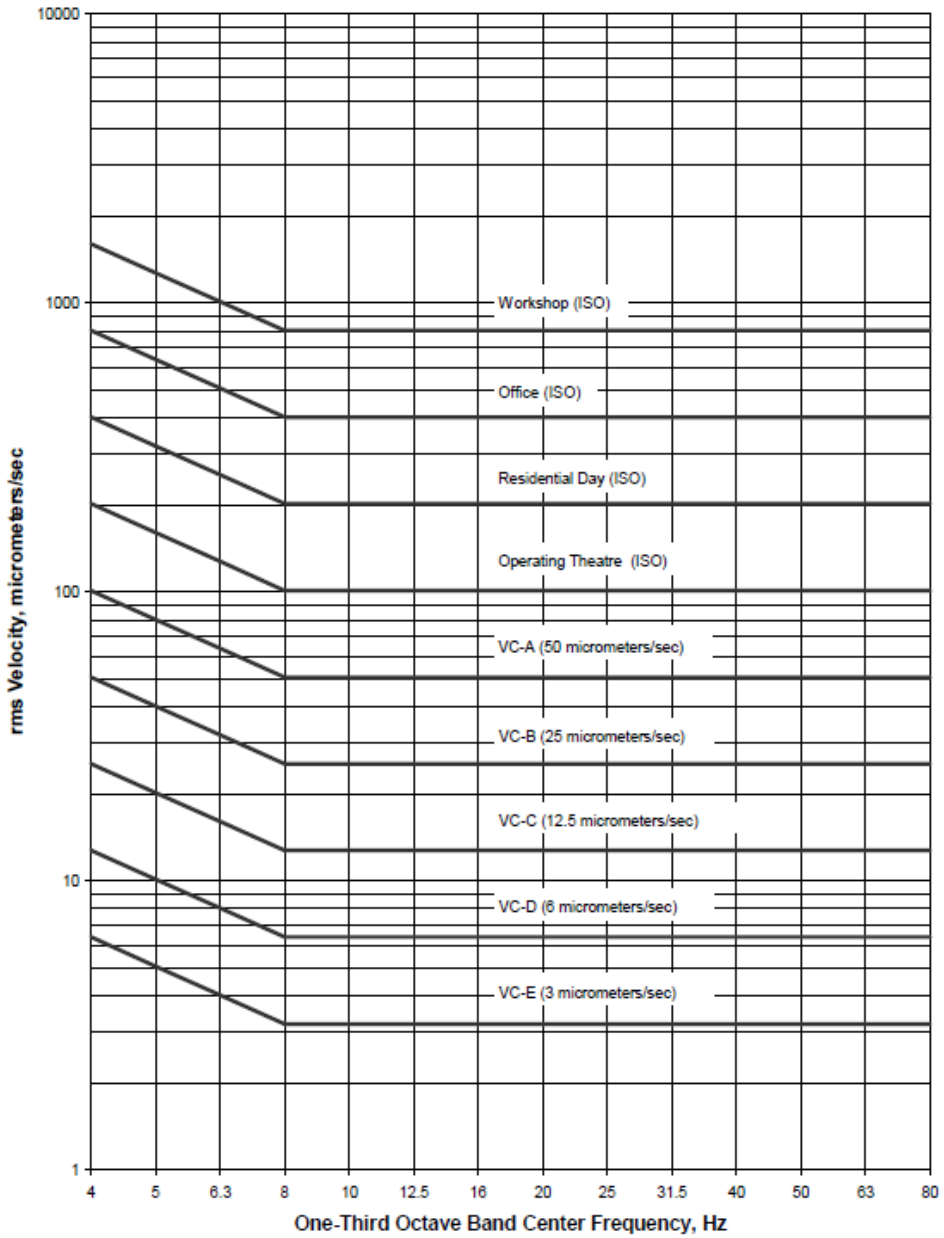


Figura 2.11 – Curvas genéricas VC para equipamentos sensíveis e curvas relativas a conforto de pessoas em edifícios definidas na norma ISO (retirado de [14]).

As curvas VC são genéricas, uma vez que se aplicam a um conjunto de cinco classes (desde a VC-A até à VC-E) abrangendo cada uma delas uma vasta gama de equipamentos. Para que um local cumpra os requisitos de uma determinada classe de equipamentos, o espectro de velocidade em bandas de um terço de oitava medido (ou previsto) deve situar-se abaixo da curva definida como adequada para essa classe (ver Figura 2.11). As curvas foram estabelecidas de modo a serem válidas para o equipamento mais sensível de cada categoria.

O Quadro 2.2 apresenta uma descrição das características associadas às diferentes categorias de equipamentos e portanto do campo de aplicação de cada curva.

O critério que se acaba de descrever, como já mencionado, tem sido frequentemente utilizado e tem-se revelado muito útil, sobretudo nas situações em que há pouca informação acerca dos equipamentos.

Quadro 2.2 - Classes de equipamentos associadas às curvas VC e descrição dos critérios das curvas relativas a conforto de pessoas em edifícios da norma ISO (adaptado de [14]).

Curvas	Amplitude RMS [μm/s] (1)	Dimensão de detalhe [μm] (2)	Descrição de uso
Espaços de trabalho sem exigências específicas	800	N/A	Vibrações claramente perceptíveis. Adequado para espaços de trabalho e zonas pouco sensíveis.
Escritórios (ISO)	400	N/A	Vibrações perceptíveis. Apropriado para escritórios e zonas pouco sensíveis.
Residências (ISO)	200	75	Vibrações muito pouco perceptíveis. Apropriado para zonas residenciais durante período nocturno na maioria das situações. Provavelmente adequado para equipamentos informáticos e microscópios de baixa potencia (20X).
Teatros / Salas de espectáculos/ Hospitais (ISO)	100	25	Vibrações não perceptíveis. Apropriado para áreas sensíveis no que respeita ao sono. Ajustado na maioria dos casos para microscópios até 100X e para outros equipamentos de baixa sensibilidade.
VC-A	50	8	Adequado para microscópios ópticos até 400X, microbalanças, balanças ópticas, alinhadores de projecção, etc.
VC-B	25	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	1	Ajustado para a maioria dos equipamentos de inspecção e litografia (incluindo microscópios electrónicos) até 1 μm de dimensão de detalhe.
VC-D	6	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	0,1	Critério 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 terço de oitava, no intervalo entre 8 Hz e 100 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, etc. Os valores indicados têm em conta a observação de que as exigências de vibração de muitos itens dependem da dimensão de detalhe do processo.

2.3.4 Dano em edificações devido a vibrações induzidas por tráfego

O risco de danos em edifícios resulta necessariamente de níveis de vibração extremamente elevados ou de um número bastante considerável de ciclos com magnitude elevada, o que, a bem da verdade, apenas ocorre em condições pouco usuais de exploração das infraestruturas ferroviárias [8]. Embora seja frequente a preocupação, por parte dos habitantes que experimentam as vibrações originadas pelo tráfego ferroviário, com a possibilidade destas causarem danos ao edifício, geralmente tal receio não é justificado. De facto, uma a duas ordens de grandeza separam os níveis de vibração capazes de danificar os edifícios e os níveis associados à percepção humana, o que se manifesta por um nível de vibração intolerável para os habitantes das referidas edificações [6, 7]. Desta forma, e como já referido anteriormente, não são de prever danos estruturais em edifícios provocados por vibrações resultantes de tráfego ferroviário.

Os valores limite para a velocidade de vibração indicados na norma DIN 4150-3 [105] (citado por [101]), definidos em função do tipo de estrutura e das frequências dominantes da vibração, corroboram a afirmação anterior, uma vez que se constata serem significativamente superiores aos associados às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. Os limites propostos no referido documento foram estabelecidos empiricamente, sendo que a experiência mostrou que, caso sejam respeitados, não ocorrerão danos que afectem a funcionalidade do edifício.

A norma ISO 4866 [106] prescreve orientações para a medição de vibrações e avaliação dos seus efeitos em edifícios. De acordo com esta norma, a resposta dos edifícios às vibrações que lhe são transmitidas pelos maciços depende tanto das características do edifício e da sua fundação (sendo neste caso os aspectos fundamentais a considerar: o tipo de edifício e de fundações, as frequências naturais e o amortecimento do edifício, as dimensões em planta do edifício e o tipo de solo de fundação) como das características da excitação, nomeadamente, tipo de excitação (determinística ou aleatória), duração de actuação da excitação (permanente ou transitória), gamas de frequências e amplitudes das vibrações. No que concerne a orientações gerais relativas às propriedades dinâmicas de edifícios correntes, Jones [107] refere que os modos de ressonância típicos dos edifícios como um todo, ou seja, como uma massa única assente na fundação, se situam em torno dos 4Hz, ocorrendo a ressonância das lajes para frequências na gama dos 15-30 Hz e no caso de paredes e janelas para frequências acima de 40 Hz.

Esta diversidade de factores envolvidos, a que se terá de incluir o estado de conservação dos próprios edifícios, justifica, em boa parte, o modo distinto e aparentemente errático como, muitas vezes, as vibrações que se propagam através do maciço se repercutem nos edifícios afectados.

Como se depreende, a avaliação dos danos provocados pelas vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário nos edifícios não é tarefa fácil, podendo contudo afirmar-se que, caso ocorram, terão essencialmente um carácter não estrutural.

Refira-se no entanto que os limites para a velocidade de vibração apresentados em documentos normativos são, de um modo geral, obtidos empiricamente, não resultando de uma tentativa de compreensão do comportamento dinâmico das estruturas e da sua interacção com o solo. Consequentemente, os limites apresentados correspondem a valores da velocidade de vibração para os quais não ocorrem danos, sendo recomendados estudos mais detalhados no caso dos limites propostos serem ultrapassados, pois tal não significa obrigatoriamente a ocorrência de qualquer dano. Edifícios antigos e históricos devem todavia ser alvo de estudos específicos, mais detalhados e cuidadosos, uma vez que podem apresentar maior sensibilidade a níveis de vibração mais baixos.

Reitera-se a ideia de que as vibrações originadas pela circulação de transportes ferroviários não resultam, na generalidade das situações, num problema para a integridade estrutural dos edifícios, mas sobretudo num problema de perturbação ambiental, em que o desconforto dos habitantes e o mau funcionamento de equipamentos sensíveis são os principais motivos de preocupação e, portanto, os aspectos condicionantes.

2.4 Medidas de mitigação

2.4.1 Generalidades

O impacto das vibrações nas estruturas pode traduzir-se, como abordado na secção anterior, em desconforto dos ocupantes, mau funcionamento de equipamentos sensíveis ou, em casos extremos, danos (estruturais ou não estruturais) nos edifícios. Desta forma, a identificação atempada destes problemas ambientais reveste-se da maior importância, levando ou não à necessidade de definir medidas com vista à redução ou eliminação dos seus efeitos perniciosos. Aliás, esse é um dos principais objectivos visados na concepção e

desenvolvimento de modelos numéricos para a previsão de vibrações: permitir a tomada de decisões fundamentadas sobre a implementação de medidas de mitigação.

Vários métodos têm sido desenvolvidos para controlar o problema das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário subterrâneo, podendo ser encontrada uma resenha alargada de diferentes medidas em Thompson [108]. Regra geral, as medidas de mitigação podem ser agrupadas nas três categorias seguintes: i) medidas de mitigação na fonte; ii) medidas de mitigação no trajecto de propagação entre a fonte e o receptor; iii) medidas de mitigação no receptor (edifício). De seguida, apresentam-se algumas das medidas mais comummente usadas em cada uma das categorias.

2.4.2 Medidas de mitigação na fonte

A implementação de medidas de mitigação na fonte introduz alterações ao nível das vibrações geradas, originando a redução da energia emanada para o terreno, o que se reflecte por uma minimização do campo de vibração incidente em qualquer edifício situado nas proximidades, permitindo assim que um número alargado de edifícios beneficie da medida. Existem vários métodos para efectuar a mitigação de vibrações na fonte, uns que se baseiam na introdução de elementos resilientes na via (isolamento da via), outros associados, por exemplo, a procedimentos de manutenção da via e do comboio, a alterações ao nível das suspensões dos veículos e ao reforço do terreno de fundação. É frequente recorrer à combinação de duas ou mais das diferentes medidas referidas, as quais são alvo de breve exposição em seguida.

O isolamento da via pode ser realizado através da introdução de elementos resilientes em diversos níveis da via, correspondendo a soluções distintas em termos de custo e de desempenho. A inserção de elementos elásticos tem como objectivo a introdução de uma nova frequência ressonante na via, conduzindo assim à minimização da energia transferida ao terreno na gama de frequências superior à frequência ressonante introduzida, tal como se ilustra esquematicamente na Figura 2.12. Contudo, a obtenção de sistemas eficazes em gamas de frequências muito baixas pode revelar-se, em muitos casos, extremamente difícil, dado que a introdução de elementos muito flexíveis conduz a deslocamentos da via nem sempre compatíveis com os requisitos de estabilidade e de redução do consumo energético. A solução mais adequada resulta de um compromisso entre a desejada redução dos níveis de vibração transmitidos e a garantia do comportamento pretendido para a própria via [93, 109-111].

Passando da questão conceptual à sua materialização, detalham-se de seguida algumas das soluções mais usuais.

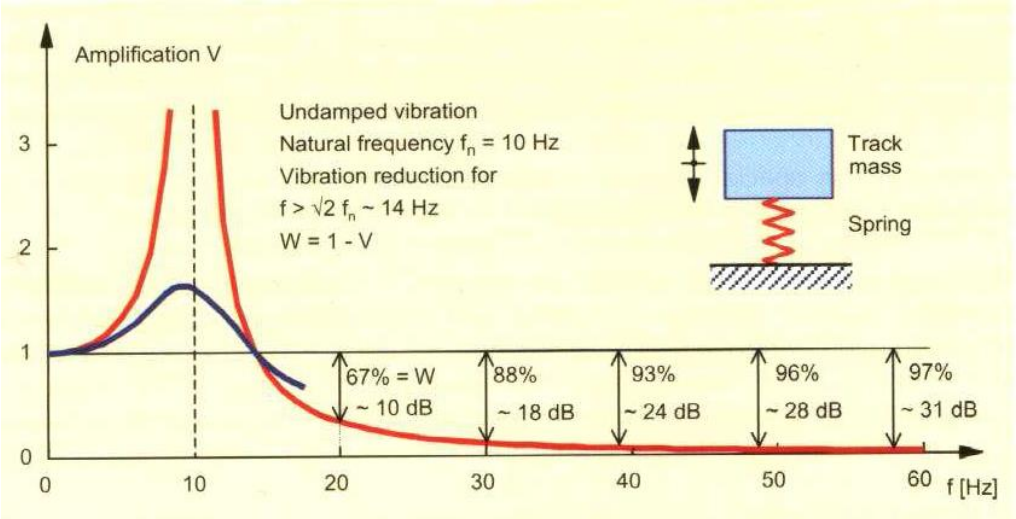


Figura 2.12 – Redução de vibrações através da introdução de elementos elásticos na via (retirado de [112]).

A intervenção pode consistir na introdução de elementos resilientes directamente sob o carril. No caso de uma via em laje com fixação directa, soluções de apoio contínuo do carril em elemento resiliente podem ser equacionadas. A espessura da palmilha é usualmente limitada para prevenir deformação excessiva, o que leva a que o resultado em termos de isolamento conferido seja também limitado. Desse modo, e dada a massa não muito elevada do carril, as soluções do tipo palmilha são eficientes na gama de frequências mais elevada, acima dos 60-80 Hz [108, 111], sendo expectável o alcance de uma redução máxima na ordem dos 4 dB na gama de frequências até aos 250 Hz [108]. Uma das desvantagens da utilização de palmilhas muito flexíveis deve-se ao facto de permitirem uma maior vibração do carril, levando ao aumento do ruído radiado pelo mesmo.

O sistema de via com carril embebido, que corresponde a uma solução com apoio contínuo dos carris, é também uma tecnologia que tem sido considerada quando se trata da construção de linhas novas de metropolitano. Neste sistema, os carris já não se encontram apoiados nas travessas de modo discreto, mas sim embebidos em toda a sua extensão em material elástico, tal como ilustrado na Figura 2.13. Este método proporciona um excelente isolamento contra o ruído e as vibrações. Numa outra perspectiva, sistemas de fixação de carril resilientes também podem apresentar alguma eficiência do ponto de vista da mitigação de vibrações. Os recentes avanços nos sistemas de fixação, de que é exemplo o sistema Vanguard, têm mostrado resultados promissores. O sistema Vanguard, ilustrado na Figura 2.14, corresponde a um sistema de fixação em que é garantido não apenas o apoio vertical do carril à travessa, mas

também uma restrição rotacional. As potencialidades de tal sistema na mitigação de vibrações induzidas por tráfego ainda se encontram em fase exploratória.

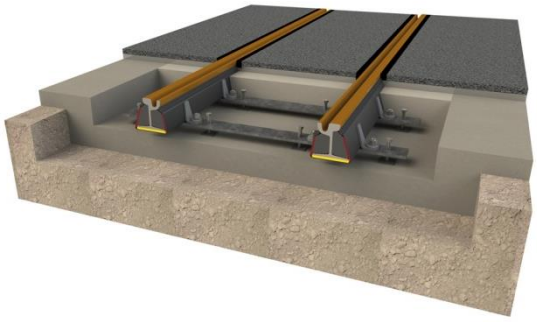


Figura 2.13 – Sistema de carril embebido.

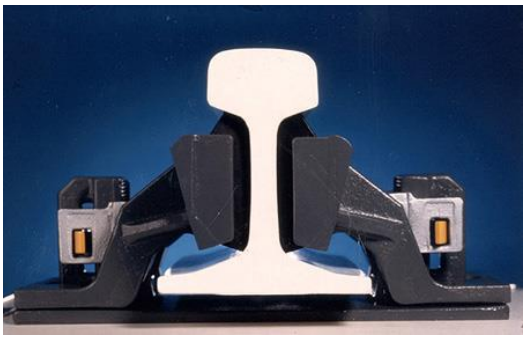


Figura 2.14 – Sistema de fixação Vanguard.

A um outro nível, pode proceder-se à colocação de palmilhas sob as travessas, traduzindo-se esta medida num melhor desempenho em termos de isolamento. Na verdade, o aumento da massa sobrejacente ao elemento resiliente é sempre vantajoso pois permite reduzir a frequência de ressonância do sistema. A colocação de elementos resilientes debaixo das travessas permite assegurar a mitigação das vibrações numa importante gama de frequências, entre 31.5 Hz e 125 Hz [110, 111].

O sistema de via em laje flutuante, no caso de vias em laje, ou a introdução de mantas de balastro, em vias balastradas, são as soluções de isolamento que apresentam um melhor desempenho. O sistema de via em laje flutuante tornou-se uma técnica comum pela sua elevada eficácia no isolamento de vibrações devido a tráfego subterrâneo. As soluções de via em laje flutuante consistem em apoiar a laje de betão em elementos com propriedades resilientes ou em molas metálicas (colocados entre a laje e a soleira do túnel). Os elementos resilientes são normalmente aplicados sob a forma de uma manta contínua ou sob a forma de apoios elásticos discretos. A laje de betão pode ser contínua, quando executada *in situ*, ou descontínua, no caso de ser construída com recurso a secções pré-fabricadas. A Figura 2.15 ilustra a instalação de uma laje flutuante.

Este é geralmente considerado o método mais eficiente para a mitigação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis. O sistema de via em laje flutuante tem sido adoptado em várias das linhas recentemente construídas que atravessam zonas mais problemáticas das cidades. Por exemplo, uma via em laje flutuante foi implementada na linha 4 do metro de Beijing (Pequim), dada a sua proximidade ao Laboratório de Física da Universidade de Beijing. A eficiência desta medida de isolamento é convenientemente discutida num capítulo posterior da presente dissertação, onde é apresentado um estudo paramétrico em que se consideram diferentes soluções de via em laje flutuante.

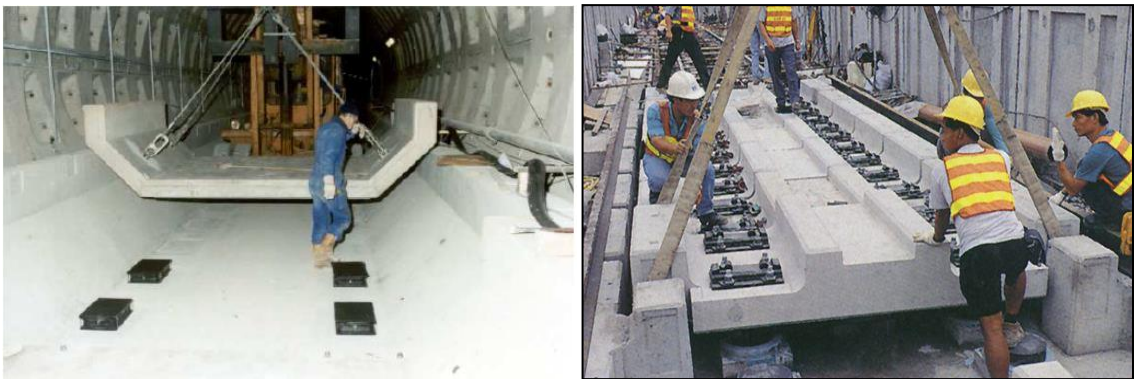


Figura 2.15 – Instalação de um sistema de via em laje flutuante [49].

Em soluções de via balastrada, o paralelismo da via em laje flutuante é dado pela introdução de mantas resilientes sob a camada de balastro. Esta solução é muito usada como medida de isolamento em tráfego à superfície e em alguns túneis ferroviários com via balastrada, em que as referidas mantas são empregues em zonas mais sensíveis, como por exemplo quando o túnel está mais próximo da superfície do terreno. Vias balastradas em túneis, encontram-se em túneis ferroviários mais antigos, como é o caso, por exemplo, do metro de Paris. Este sistema de isolamento dá origem a frequências de ressonância baixas a moderadas (na gama entre os 20 Hz e os 50 Hz), permitindo uma elevada eficiência na mitigação de vibrações [110]. Segundo Alves Costa et al. [110], a eficiência da medida pode ser incrementada introduzindo a manta sob a camada de sub-balastro, visto que se consegue um aumento considerável da massa sobre o elemento resiliente e, consequentemente, uma diminuição da frequência ressonante introduzida.

A mitigação de vibrações na fonte pode também ser conseguida através de procedimentos normalmente associados à manutenção da via e do comboio. Com efeito, a degradação das superfícies dos carris e das rodas dos comboios conduz a um aumento dos níveis de vibração gerados. Deste modo, a adopção de medidas que permitam evitar que esse aumento seja progressivo ao longo do período de funcionamento da infraestrutura é, sem dúvida, importante para a minimização de vibrações. Nessas medidas enquadra-se proceder à esmerilagem do carril, de forma a eliminar ou atenuar as irregularidades que vão surgindo no decurso do seu funcionamento, e também à rectificação das rodas do comboio, procurando regularizar o seu contorno circular, suavizar a superfície e eliminar zonas com lisos. Os procedimentos referidos, segundo Bahrekazemi [113], são eficazes para as gamas de frequências mais elevadas, superiores a 100 Hz. Esta conclusão merece o reparo de que o autor focou a sua análise em questões de desgaste ondulatório, ou seja, irregularidades de pequeno comprimento de onda. Caso a manutenção de via incida também nas irregularidades

de maior comprimento de onda, então a eficiência da medida pode ser alargada para uma gama de frequências muito inferior aos 100 Hz anteriormente referidos.

Modificações na concepção dos veículos, por exemplo, ao nível das suspensões e das massas não suspensas podem também ser executadas para reduzir as vibrações. A diminuição da rigidez da suspensão dos veículos e, principalmente a redução das massas não suspensas (rodas e eixos) permite uma redução muito significativa das vibrações induzidas por tráfego ferroviário [37].

2.4.3 Medidas de mitigação no trajecto de propagação

A mitigação de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário pode também ser conseguida através da interrupção do trajecto de propagação entre a fonte (via férrea) e o receptor (edifícios), ou seja, impedindo as vibrações de alcançarem o receptor a proteger. Essa interrupção pode ser realizada recorrendo à instalação de elementos que funcionam como obstáculos à propagação das ondas pelo meio envolvente, genericamente designados por barreiras, os quais podem permitir uma redução considerável dos níveis de vibração que atingem as edificações. Neste contexto, algumas das medidas mais comuns consistem na abertura de trincheiras, que podem ser preenchidas ou não, e na execução de cortinas de estacas [114-117].

A implementação deste tipo de soluções tem como objectivo controlar as vibrações intervindo ao nível da propagação das ondas pelo maciço, pretendendo-se com a introdução das referidas barreiras reflectir, amortecer e dispersar as ondas incidentes, reduzindo deste modo a magnitude das vibrações e a dimensão da área afectada.

Importa desde já referir que estes métodos são sobretudo aplicados à mitigação de vibrações induzidas por tráfego superficial, tendo aí o seu grande campo de aplicação; estando a sua aplicabilidade e eficiência muito limitada no caso de tráfego em túneis. Com efeito, sendo as barreiras, trincheiras ou estacas, executadas a partir da superfície do terreno em profundidade, pode presumir-se que irão funcionar bem como obstáculo à propagação das ondas junto à superfície do maciço, onde há uma clara predominância das ondas de Rayleigh. Estas ondas, como já referido em secção anterior, são de primordial importância no caso das vibrações geradas por tráfego superficial, dado que transportam a maior parte da energia radiada. Atendendo ao facto das ondas superficiais terem menor amortecimento geométrico, quando comparado com o das ondas volúmicas, elas tornam-se perceptíveis até distâncias

muito grandes, sendo portanto da maior relevância para os problemas de isolamento das fundações dos edifícios. Note-se, a propósito, que no caso de tráfego superficial as barreiras podem ser utilizadas como medida de isolamento activo, quando localizadas junto à fonte, actuando na redução da energia das ondas propagantes, ou de isolamento passivo, quando localizadas junto à estrutura receptora, minimizando as vibrações que se transmitem ao edifício.

Um cenário de tráfego ferroviário subterrâneo corresponde a uma situação distinta da indicada no parágrafo anterior, assumindo o problema contornos diferentes. Desde logo, todo o problema é condicionado pelo facto da fonte de vibração estar localizada no interior do maciço, o que se traduz em diferenças significativas não só ao nível da geração de ondas, mas também no modo de propagação e recepção das ondas pelas fundações dos edifícios. Conforme anteriormente abordado, no interior do maciço geram-se ondas volúmicas (ondas P e S), resultando as ondas de Rayleigh do acoplamento entre as ondas P e SV quando estas alcançam a superfície livre do maciço. Por conseguinte, a contribuição relativa da energia das ondas de Rayleigh é, nestas circunstâncias, claramente inferior, embora dependa da profundidade do túnel, ou seja, será tanto maior quanto menos profundo for o túnel.

Por outro lado, as ondas volúmicas (ondas P e S) ganham relevância no presente contexto, dado que podem no seu trajecto atingir directamente as fundações dos edifícios (ver Figura 2.16), sendo a importância deste aspecto função da distância a que se encontra o edifício e também da profundidade do túnel. Percebe-se assim que, nestas condições, a aplicabilidade das soluções anteriormente mencionadas fica condicionada e a sua eficácia comprometida. Deste modo, embora se possa afirmar que no caso de tráfego em túneis os métodos em causa podem ainda ser aplicados, é no entanto de notar que, para além de apenas ser admissível a colocação das referidas barreiras próximo do receptor (edifícios), estes elementos somente apresentam um desempenho eficiente caso o edifício se encontre a uma distância significativa da fonte, onde aliás, conforme já mencionado, os efeitos das ondas de Rayleigh, que são menos atenuadas com o aumento da distância, predominam.

Posto isto, e como se compreende, a concepção deste tipo de solução depara-se com um cenário de maior incerteza no que diz respeito à sua eficiência, dada a quantidade de factores intervenientes no problema, como a profundidade do túnel e também a sua distância ao receptor, que influenciam o modo como as ondas se vão propagar e a forma como vão atingir o receptor (ver Figura 2.16), o que dificulta a previsão do desempenho de uma medida deste tipo.

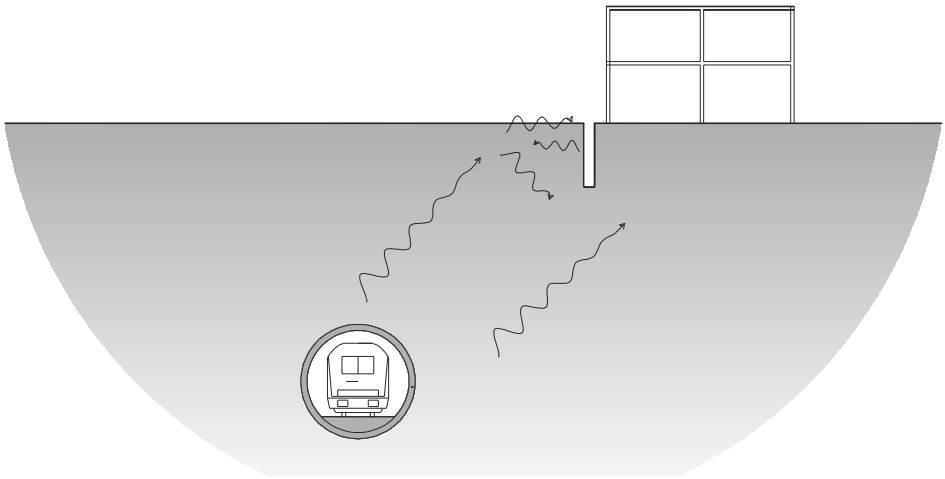


Figura 2.16 – Representação esquemática de solução de isolamento através de trincheira ou barreira vertical.

Atentando na Figura 2.16 é possível ter a percepção, como já foi aliás mencionado, de que a introdução das referidas barreiras só será eficiente caso haja um afastamento significativo do edifício relativamente ao túnel, tanto maior quanto mais profundo for o túnel. Mesmo no caso de túneis mais superficiais, em que a energia transportada pelas ondas de Rayleigh é à partida superior, é também necessário, para que a barreira possa actuar, que o edifício se encontre distante do túnel, sob pena da barreira não cumprir a sua função.

Surge assim com interesse, no entendimento da autora, o estudo de uma solução que corresponda a uma barreira horizontal posicionada na zona subjacente à edificação, como ilustrado na Figura 2.17, cuja rigidez face ao terreno natural induza uma reflexão forçada das ondas volúmicas que a atinjam. A estratégia de implementação pode passar por uma solução conjugada, em que os métodos de mitigação na fonte possam ser complementados com uma barreira com posicionamento horizontal, dependendo, como é evidente, das condições específicas do problema em análise.

O princípio de funcionamento de uma solução de mitigação como a ilustrada na Figura 2.17 é em tudo semelhante ao das barreiras verticais rígidas: por um lado a diferença de rigidez entre o material da barreira e do terreno proporciona uma reflexão forçada da onda, por outro, a rigidez de flexão da barreira permite que esta se comporte como um meio de guiamento de energia, evitando assim a sua propagação para o meio que se pretende proteger [114, 118]. A materialização da solução, embora complexa, pode ser alcançada por recurso a injecções ou, nos casos em que tal seja possível, por recurso a jet-grounting.

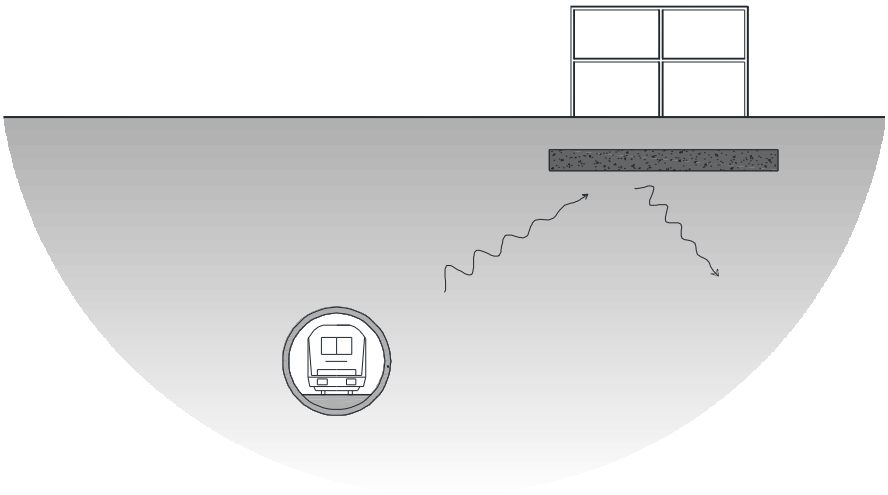


Figura 2.17 – Representação esquemática da mitigação proporcionada por uma barreira horizontal.

Por último, uma breve referência a outros tipos de soluções que têm vindo a ser estudadas e apresentadas. Takemiya [119] propôs um método que consiste numa construção anti-vibrações, baseado na utilização de blocos de controlo de vibrações, normalmente designados por WIB (*Wave Impeding Blocks*), e cujo objectivo é reduzir as vibrações em redor da estrutura. O bloco de controlo de vibrações é uma estrutura alveolar, em que os espaços estão preenchidos com um material resiliente. A ideia base é que as ondas fiquem encurraladas na estrutura alveolar e sejam amortecidas devido ao elevado amortecimento material dos elementos resilientes introduzidos. Soluções alternativas, tais como a colocação de blocos à superfície do terreno também têm vindo a ser investigadas como possibilidades na mitigação de vibrações associadas à propagação de ondas de Rayleigh [120, 121].

2.4.4 Medidas de mitigação nos edifícios

A mitigação de vibrações pode também ser efectuada ao nível do receptor (edifício). A actuação a este nível pode ser interessante essencialmente nos casos em que apenas seja afectado um edifício ou um pequeno conjunto de edifícios.

As soluções mais comuns para minimizar a vibração estrutural devido ao campo de vibração incidente baseiam-se no isolamento das fundações do edifício ou, alternativamente, de um compartimento, através de um sistema de apoios elásticos. A Figura 2.18 ilustra uma dessas aplicações, onde sistemas de isolamento são instalados nos pilares de um edifício.

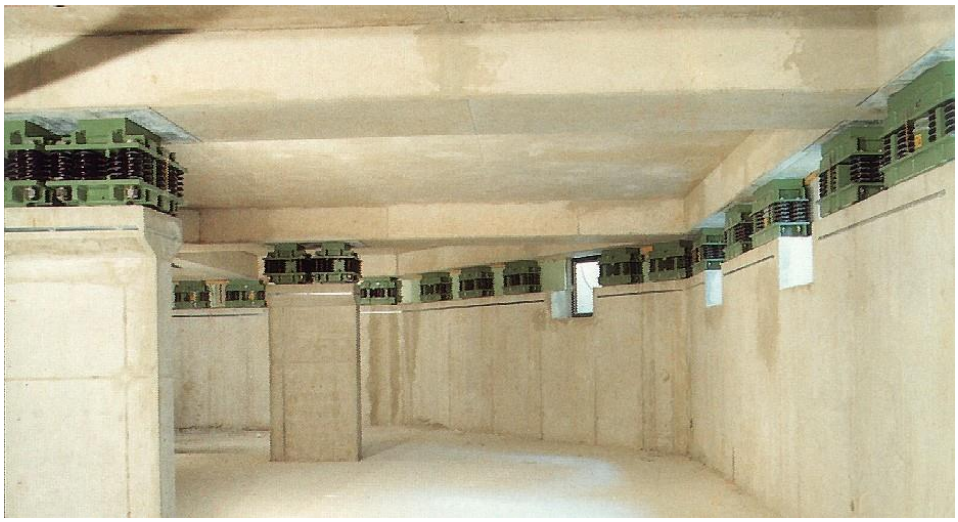


Figura 2.18 – Sistema de isolamento no receptor através de instalação de apoios resilientes.

O isolamento do edifício é geralmente conseguido através da introdução de molas de aço ou suportes resilientes entre as fundações e a restante estrutura do edifício [122]. Este sistema de isolamento é muitas vezes utilizado para isolar e proteger edifícios de vibrações transmitidas pelo maciço em áreas propensas a sismos (zonas sísmicas), podendo contudo também ser utilizado para mitigação de vibrações devidas a actividades humanas. Com este tipo de solução pretende-se projectar um sistema cuja frequência natural seja significativamente inferior à menor frequência de vibração a mitigar [113].

A título de curiosidade, refira-se que o Hospital da Luz, recentemente construído em Lisboa, apresenta uma solução de mitigação deste tipo. A solução de isolamento implementada foi inicialmente concebida para o isolamento sísmico do edifício, mas também constitui uma medida de mitigação de vibrações induzidas por tráfego.

Talbot e Hunt [123] apresentam uma revisão dos estudos sobre isolamento das fundações do edifício, onde discutem que os modelos simples, como sistemas de massa-mola com um grau de liberdade, não fornecem uma indicação correcta do desempenho do sistema de isolamento, dado que não levam em conta a flexibilidade do edifício e as características de propagação de ondas. Nesse trabalho abordam ainda as alterações no campo de vibrações do maciço devido ao isolamento das fundações do edifício, afirmando que a construção de um edifício sem esse isolamento diminui as vibrações no maciço devido ao seu efeito de inércia acrescido.

Os mesmos autores, Talbot e Hunt [124], estudaram a aplicação de soluções de isolamento das fundações do edifício, concluindo que os níveis de vibração nos edifícios são fortemente influenciados pela frequência natural do sistema de isolamento da fundação, ainda que o

amortecimento do material usado no isolamento tenha um efeito reduzido no desempenho da medida. Alternativamente ao isolamento de base, também é possível a aplicação de uma medida de mitigação local, ou seja isolando apenas uma parte do edifício, como por exemplo um compartimento específico (sala de concertos, estúdio de gravação, etc). Esta medida consiste na implementação de medidas de isolamento no compartimento em consideração, de modo a que este apresente um comportamento dinâmico distinto do restante edifício. Na Figura 2.19 esquematizam-se soluções estruturais que podem ser implementadas no presente contexto. Uma chamada de atenção para o sistema ilustrado na Figura 2.19b, designado por "box-in-box", onde uma nova estrutura integral é construída no interior da existente e intercalada por elementos resilientes. Este tipo de solução é particularmente eficiente na mitigação de ruído re-radiado.

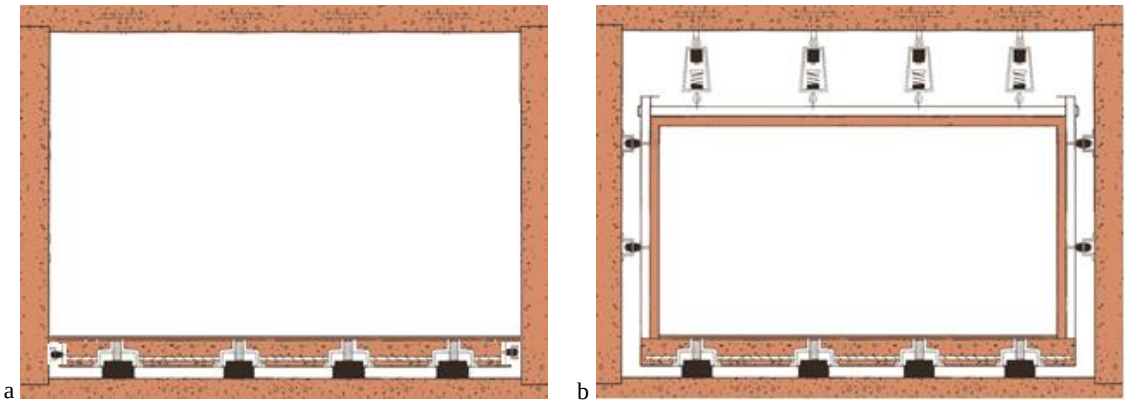


Figura 2.19 – Isolamento local: a) laje do compartimento; b) sistema "box-in-box".

Esta técnica é portanto adequada a situações em que os elevados níveis de vibração são problemáticos em zonas específicas do edifício, colocando em causa, por exemplo, o funcionamento de equipamentos com localização específica ou a funcionalidade de compartimentos com exigências especiais. Dois exemplos de aplicação desta técnica são o "*Milton Court - Guildhall School of Music and Drama*", em Londres, e o Fórum Internacional de Tóquio, ambas grandes salas de concertos [125].

Importa salientar que a adopção de soluções de isolamento ao nível do receptor exige prudência e deve sempre ser bem ponderada, uma vez que a alteração das condições de apoio do edifício conduz a uma modificação no seu comportamento modal. De fundamental importância é também garantir que a medida a implementar não coloca em causa a estabilidade do próprio edifício, nem origina outros problemas, como por exemplo deslocamentos diferenciais elevados entre os diferentes elementos estruturais.

2.5 Considerações finais

No presente capítulo apresentou-se um esboço sobre a problemática tratada ao longo da presente dissertação. Após o enquadramento da problemática, onde se enfatizou e justificou a necessidade de investigação sobre o tema com vista à concepção de modelos integrados que permitam estimar vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis no interior de edifícios, fez-se uma resenha das diferentes tipologias de modelos de previsão que têm vindo a ser propostos ao longo das últimas duas décadas.

Do levantamento da bibliografia realizado constata-se a actualidade do tema de investigação, existindo uma clara carência de modelos mecanicistas que permitam representar de uma forma fidedigna os principais aspectos do problema, sem que no entanto se revistam de elevada complexidade que torne proibitiva a sua aplicação prática. Esse é um dos objectivos perseguidos na presente dissertação.

Por último foi feita uma resenha crítica das principais medidas de mitigação passíveis de serem aplicadas para a minimização dos níveis de vibração percepcionados no interior de edifícios.

Modelação da resposta dinâmica do sistema via-túnel-maciço

3.1 Contextualização

Como já referido em capítulos precedentes, a problemática da geração e propagação de vibrações devido ao tráfego em túneis é complexa por causa da elevada quantidade de factores que influenciam a resposta do sistema, nomeadamente: i) os mecanismos de geração da excitação dinâmica do comboio; ii) a interacção dinâmica entre o túnel e o maciço circundante; iii) a geometria e localização do túnel; iv) a heterogeneidade geométrica e material inerente às formações geotécnicas, etc.

Dada a complexidade da problemática envolvida, grande parte dos estudos desenvolvidos até meados da década passada foram conduzidos por via experimental, procedendo-se à medição de vibrações induzidas por tráfego e procurando-se estabelecer correlações empíricas que constituíssem ferramentas de previsão [19]. Contudo, a diversidade de situações plausíveis de ocorrer, dada a quantidade de parâmetros envolvidos no problema, torna extremamente difícil o desenvolvimento de modelos empíricos de previsão.

Mais recentemente, a tendência internacional aponta no sentido do desenvolvimento de metodologias semi-analíticas e numéricas de previsão da resposta dinâmica induzida pelo tráfego em túneis. No campo dos modelos semi-analíticos e analíticos, embora se reconheçam progressos bastante significativos [19, 28], a formulação de base deste tipo de modelos implica sempre restrições consideráveis ao nível das geometrias admissíveis, afastando-se assim consideravelmente da realidade física. Consequentemente, dada a sua versatilidade e facilidade de aplicação a geometrias arbitrárias, os métodos numéricos ocupam grande destaque. Porém, o carácter tridimensional dos problemas levanta consideráveis dificuldades computacionais, inerentes à grande dimensão dos domínios em consideração, tal como pode ser verificado nos recentes estudos levados a cabo por Yaseri et al. [69] e por Xu et al. [70]. Como tal, torna-se necessário e justificável o desenvolvimento de ferramentas numéricas, especialmente concebidas e/ou adaptadas, para a análise de estruturas com desenvolvimento

infinito, como pode geralmente ser admitido para as infraestruturas ferroviárias [28, 42, 52, 74, 126].

Tendo em conta os constrangimentos referidos, a comunidade técnico-científica dedicou, ao longo da última década, um esforço considerável ao desenvolvimento de métodos numéricos e semi-analíticos para a modelação de estruturas com desenvolvimento infinito quando sujeitas a solicitações dinâmicas. A importância crescente deste problema está relacionada, como já foi referido, com a actual expansão de infraestruturas de transporte modernas como, por exemplo, de transporte ferroviário de alta velocidade e linhas de metro. Modelar estas estruturas é difícil, pela razão já apontada (carácter infinito da sua geometria) e igualmente por causa das cargas móveis a que são submetidas. No entanto, estas dificuldades têm sido satisfatoriamente ultrapassadas recorrendo a pressupostos utilizados com alguma frequência, nomeadamente, admitindo que o meio é periódico ou invariante ao longo da direcção de desenvolvimento da estrutura, o que permite reduzir drasticamente o esforço de cálculo associado à solução numérica do problema tridimensional.

Os modelos periódicos para a simulação dinâmica de túneis têm sido amplamente aplicados por Gupta et al. [74, 127, 128], utilizando um modelo numérico tridimensional híbrido, do tipo MEF-MEC, anteriormente desenvolvido por Clouteau et al. [73]. Esta abordagem tira partido do método dos elementos finitos (MEF) para a simulação de geometrias complexas, como é o caso de um túnel, recorrendo ao método dos elementos de contorno (MEC) para a simulação do meio indefinido, correspondente ao maciço geotécnico. Apesar da elevada precisão deste tipo de modelos, o esforço numérico inerente é ainda assim muito significativo, desencorajando a sua utilização em aplicações práticas.

Alternativamente, para estruturas longitudinalmente invariantes, uma abordagem 2.5D pode ser aplicada, sendo a solução tridimensional obtida através da discretização numérica da secção transversal combinada com a transformação de Fourier do domínio ao longo da direcção longitudinal. Este método tem sido utilizado no estudo de vários casos de infraestruturas de transporte ferroviário, tanto à superfície como em túnel [34, 42, 80, 81, 129, 130]. Esta metodologia pode ser aplicada tanto a modelos baseados no método dos elementos finitos [80, 130, 131] como no método dos elementos de contorno [34], como ainda a modelos híbridos que tiram vantagem dos dois métodos [35, 81, 129], ou mesmo à combinação de métodos sem malha (tais como o Método das Soluções Fundamentais – MSF) com o MEF, tal como ilustram promissoramente os estudos preliminares levados a cabo por Amado Mendes et al. [83] . Dado o carácter indefinido do maciço de fundação, a formulação 2.5D MEC é

particularmente adequada para a análise deste tipo de problemas, dando cumprimento exacto à condição de Sommerfeld [132, 133]. Sem embargo, o recurso ao MEC na simulação de geometrias complexas revela-se complexo, podendo mesmo esvanecer-se alguma da vantagem computacional inerente ao método. Por outro lado, a versatilidade do MEF torna-o atraente para modelar geometrias complexas, embora a simulação de domínios indefinidos requeira procedimentos especiais, que nem sempre são precisos ou simples de implementar. Para superar as limitações de ambos os métodos, o recurso ao acoplamento MEF-MEC na abordagem 2.5D tem sido adoptado por vários autores [35, 81, 110, 134].

Apesar das virtudes potenciais da abordagem 2.5D MEF-MEC, a sua aplicação requer procedimentos numéricos complexos [134] e, geralmente, a eficiência computacional tende a diminuir no caso de estruturas enterradas, dada a possível ocorrência de modos de vibração espúrios que exigem um tratamento especial [8]. Nesses casos, a opção por uma abordagem 2.5D MEF para todo o domínio de interesse é bem mais simples. Em relação a este aspecto, é de mencionar que a abordagem pelo MEF, por excelência adequada à simulação de geometrias complexas, pode incorporar facilmente a análise de fenómenos não lineares. Acresce que, a consideração de restrições complexas para o problema, como por exemplo, o comportamento anisotrópico do solo, pode ser atendido com mais facilidade através de uma abordagem pelo MEF quando comparado com uma formulação pelo MEC [84], dado não ser necessário o conhecimento de funções de Green específicas para tal problema. Outras questões podem também ser referidas: por exemplo, geometrias complexas associadas a túneis duplos, tal como analisado por Kuo et al. [29], podem ser simuladas por uma abordagem pelo MEF sem qualquer alteração particular das equações originais. Da mesma forma, as heterogeneidades dos materiais, que podem desempenhar um papel importante na previsão de vibrações induzidas pelo tráfego em túneis [135, 136], podem também ser facilmente introduzidas numa abordagem pelo método dos elementos finitos.

Não obstante as vantagens da abordagem pelo MEF referidas, este método apresenta uma importante desvantagem que não pode ser negligenciada: a abordagem pelo MEF, especialmente vocacionado para a análise de meios confinados, requer a definição completa do domínio, o que cria dificuldades relevantes quando se trata da simulação de domínios ilimitados. Com efeito, um tópico de particular interesse é a formulação de procedimentos especiais para tratar os efeitos de fronteira, que são inerentes à truncatura do domínio proveniente da discretização do meio através de elementos finitos. Nos problemas estáticos, a contribuição do terreno reflecte-se em termos de rigidez, de modo que é possível truncar o domínio a uma distância suficientemente afastada da zona de interesse, onde a deformação é

tão pequena que pode ser desprezada. Porém, no caso de análises dinâmicas, o modelo adoptado para o maciço de fundação deve cumprir os requisitos de representar não apenas a rigidez dinâmica do solo mas também a condição de radiação de Sommerfeld [132, 137], a qual postula a impossibilidade de a energia radiada regressar ao domínio de interesse no caso de um meio homogéneo isotrópico e (semi-)indefinido. Este requisito exige um tratamento especial das condições de fronteira, uma vez que a reflexão espúria das ondas quando atingem o limite da malha de elementos finitos não deve ocorrer. Para alcançar este objectivo várias estratégias têm sido propostas e aplicadas no contexto dos problemas de interacção túnel-maciço de fundação.

Os diferentes métodos para tratamento das fronteiras artificiais, oriundas da limitação geométrica do domínio de análise quando se utiliza o MEF, podem ser agrupados de uma forma abrangente em procedimentos locais e procedimentos globais. Os procedimentos globais são, do ponto de vista conceptual, mais consistentes, sendo no entanto consideravelmente mais complexos e menos versáteis. Englobam-se nesta classe os métodos que atendem às equações de propagação de ondas e à condição de radiação de Sommerfeld de uma forma exacta no contexto do MEF, sendo exemplos: o método dos elementos de contorno, o método das soluções fundamentais [83, 138], bem como o método dos elementos finitos de contorno escalados [69, 139, 140]. Abordando agora mais em detalhe os procedimentos locais, estes consistem em soluções aproximadas, baseadas na teoria da propagação de ondas e que procuram evitar a reflexão da onda através do tratamento da fronteira artificial propriamente dita. Apesar da limitação associada ao facto da eficiência destas metodologias ser dependente da dimensão do domínio discretizado face ao comprimento de onda gerado, a sua facilidade de aplicação, associada à boa compatibilidade com o formalismo do MEF, tornam estas abordagens atractivas para aplicações práticas. De entre os vários procedimentos locais, referem-se aqui, pela sua importância, as fronteiras absorventes, o método dos elementos infinitos e os métodos das camadas absorventes. As fronteiras absorventes [141] são um dos procedimentos mais simples, que foi adoptado por Bian et al. [79] para o estudo dos movimentos do solo induzidos pelo tráfego ferroviário. O mesmo objectivo pode também ser alcançado pelo acoplamento de elementos infinitos 2.5D ao longo da fronteira artificial, como proposto por Yang et al. [130, 131] e aplicado por Lopes et al. [42]. Comparando as duas metodologias, Alves Costa et al. [80] verificaram que a precisão obtida por esta última é bastante mais elevada que a da anterior, apesar da impossibilidade de garantir uma condição de absorção perfeita em ambas as abordagens. Como alternativa aos procedimentos mencionados, Bian et al. [78] propuseram uma

formulação 2.5D das fronteiras artificiais gradualmente amortecidas anteriormente apresentadas por Liu & Jerry [142].

Ainda no contexto dos procedimentos locais, uma abordagem alternativa que tem tomado relevo no âmbito de problemas que lidam com propagação de ondas corresponde ao método das camadas de absorção perfeita (*Perfect Matched Layers* – PML's), designada por formulação PML. Nesta abordagem, a fronteira artificial é tratada através da substituição do domínio "infinito" por uma camada de dimensão finita, que corresponde à designada camada PML. Este meio dá cumprimento a dois objectivos principais: garante que não há reflexão das ondas quando atingem a sua fronteira (com o domínio de interesse) e tem a capacidade de absorver as ondas que nela incidem [143]. A primeira menção à formulação PML deve-se a Bérenger [144], no âmbito do electromagnetismo, sugerindo que a consideração das coordenadas do meio PML num domínio complexo permitiria alcançar a condição de absorção perfeita. Posteriormente, surgiram aplicações a problemas elastodinâmicos, sobretudo devido ao trabalho desenvolvido por Chew e Liu [145] e, mais recentemente, por Basu & Chopra [146, 147]. No entanto, apesar das virtudes potenciais do método, que pode suplantar os métodos anteriormente apresentados, a sua divulgação e aplicação à simulação de infraestruturas de transporte não está ainda muito difundida. Até ao momento, são poucos os estudos em que tal técnica é usada, sendo de referir os estudos recentes levados a cabo no seio do grupo de investigação onde se insere a autora, nomeadamente os de Barbosa e Kausel [148] e de Lopes et al. [75, 86], bem como um trabalho desenvolvido na KU Leuven [149].

O objectivo do presente capítulo é mostrar o desenvolvimento e potencialidades de um modelo baseado na formulação 2.5D MEF-PML concebido pela autora para a simulação de problemas de interacção túnel-maciço de fundação e de propagação de ondas pelo meio envolvente. O modelo em causa foi implementado na plataforma MatLab, tendo por base um modelo 2.5D MEF desenvolvido e implementado por Alves Costa [80, 150]. Sendo contudo o MEF, na sua génese, um método indicado para a análise de meios circunscritos, o referido modelo foi adaptado pela autora, que implementou uma metodologia baseada na formulação 2.5D PML no modelo de cálculo anteriormente desenvolvido, procedendo deste modo ao tratamento do problema associado às fronteiras artificiais provenientes da limitação geométrica do meio.

Relativamente à organização do capítulo, inicia-se com uma sucinta exposição do método dos elementos finitos 2.5D, salientando os aspectos particulares a que é necessário atender para a simulação do sistema via-túnel-maciço. Seguindo um formalismo idêntico ao do MEF 2.5D, a

formulação 2.5D PML é apresentada realçando as semelhanças e diferenças em relação à abordagem formal do método dos elementos finitos.

Apresentada a metodologia, segue-se a validação do modelo por comparação com a solução analítica para um meio indefinido [151]. Posteriormente, a solução obtida para um túnel inserido num meio indefinido é comparada com a solução fornecida através de um código semi-analítico, denominado PiP (*Pipe in Pipe*), que foi desenvolvido por Hussein e Hunt [28]. Por fim, são abordados cenários mais realistas, onde a superfície livre do maciço é considerada, sendo os resultados vaticinados pelo modelo confrontados com os ditados por técnicas de modelação alternativas.

3.2 Modelo numérico 2.5D MEF-PML: conceitos e formulação

3.2.1 Generalidades. O conceito PML

Considere-se uma estrutura com uma secção transversal invariante na direcção longitudinal, como se mostra na Figura 3.1. Neste caso, adoptando uma formulação 2.5D, todas as variáveis são transformadas para o domínio do número de onda (k_1) por aplicação de uma transformada de Fourier relativa à coordenada longitudinal (direcção x), sendo por isso apenas necessária a discretização da secção transversal para se alcançar a solução 3D do problema. Assim sendo, o domínio de interesse é então discretizado através de elementos finitos 2.5D, sendo secundado por uma camada de elementos PML 2.5D. A truncatura do domínio ocorre depois dos elementos PML. Assim, este artifício numérico tem a função de absorver, sem que ocorra reflexão espúria, as ondas que, com ângulo de incidência arbitrário, atinjam a fronteira entre os domínios descritos pelo MEF 2.5D e pelo método 2.5D PML.

A condição de absorção é satisfeita através da alteração das coordenadas dos nós respeitantes aos elementos PML (no presente caso, y e z, uma vez que a coordenada x irá ser transformada para o domínio do número de onda) para o domínio complexo, o que induz um aumento artificial da atenuação da onda que se propaga ao longo dos elementos PML, como é evidenciado na Figura 3.2.

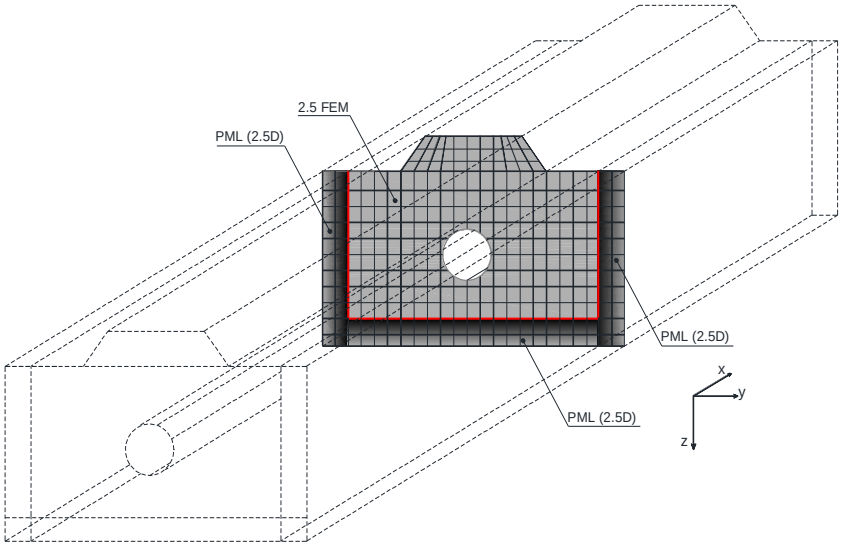


Figura 3.1 – Estrutura com desenvolvimento infinito e invariante numa direcção.

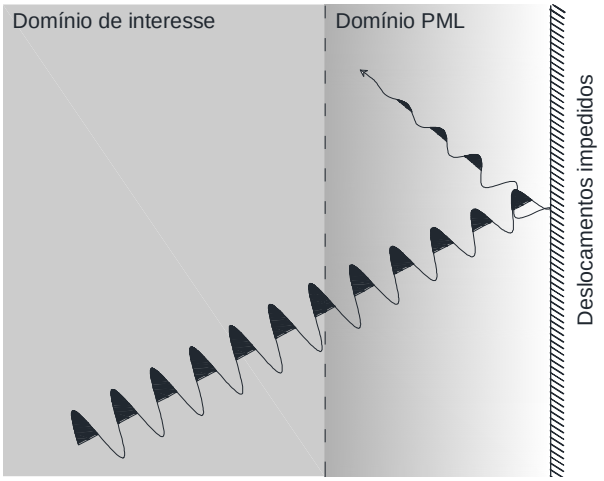


Figura 3.2 – Representação esquemática da atenuação das ondas no interior de uma camada PML.

De modo a elucidar melhor o efeito em causa considere-se a propagação unidireccional de uma onda no sentido positivo do eixo x, tal como indicado na Figura 3.3. No domínio da frequência, o deslocamento segundo a direcção z em qualquer ponto do domínio, e admitindo nulo o amortecimento, é então dado por:

$$u_z(x,\omega) = A(\omega)e^{-ikx} \qquad [3.1]$$

em que A corresponde à amplitude do deslocamento e k ao número de onda.

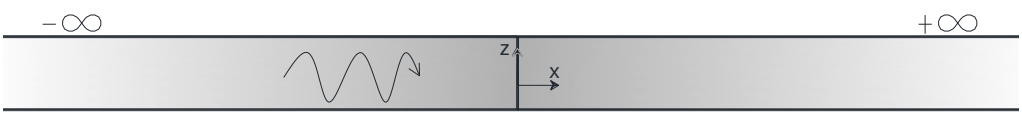


Figura 3.3 – Representação esquemática da propagação de uma onda de corte numa barra de desenvolvimento infinito.

Nas referidas condições, tomando valor unitário para a amplitude A, o campo de deslocamentos toma a configuração ilustrada na Figura 3.4.

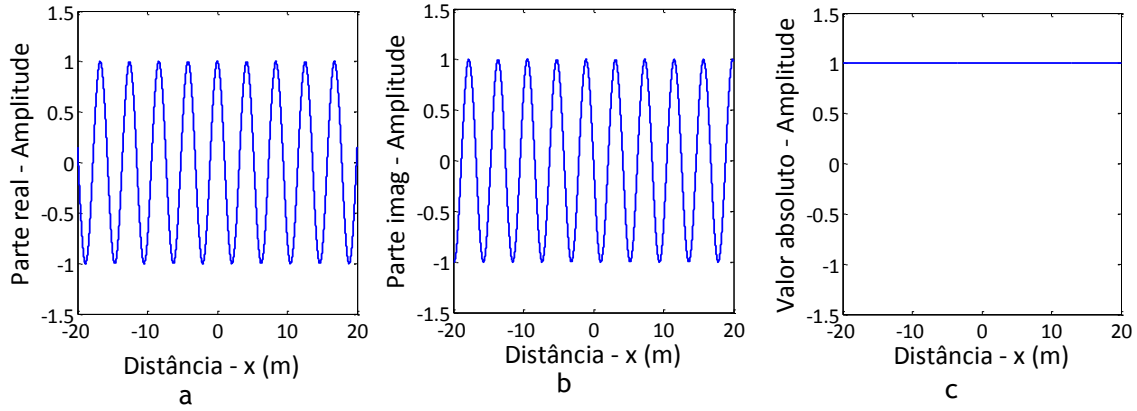


Figura 3.4 – Deslocamentos $u_z(x,\omega)$ numa barra indefinida com amortecimento nulo: a) parte real; b) parte imaginária; c) valor absoluto.

Suponha-se agora que o domínio de interesse corresponderia apenas a valores negativos da coordenada espacial, procedendo-se à transposição das coordenadas positivas para um domínio complexo de tal modo que:

$$\begin{aligned} x &= x \text{ para } x \le 0 \\ x &= x\left(1 - a_0 i\right) \text{ para } x > 0 \end{aligned} \qquad [3.2]$$

em que a_0 corresponde a uma constante de transformação de coordenadas. Note-se que a parte real da coordenada se mantém fiel ao valor inicial, sendo apenas introduzida uma componente imaginária proporcional ao seu valor inicial.

Introduzindo as coordenadas definidas em [3.2] na função [3.1], facilmente se conclui que o campo de deslocamentos no domínio positivo do eixo dos x é artificialmente atenuado, como aliás se percepciona por observação da Figura 3.5. Como se pode verificar para valores negativos da coordenada geométrica (domínio de interesse) a função mantém-se inalterada, ao passo que se assiste a uma atenuação da amplitude no espaço positivo da coordenada.

Apesar da simplicidade do exemplo agora apresentado é este o efeito que se pretende alcançar com a introdução do PML, ou seja uma atenuação da amplitude da onda no interior desse mesmo domínio, sem ocorrência de alteração da solução original no domínio de interesse. O truque deste método reside nas funções de mudança de referencial adoptadas, uma vez que a camada PML deve actuar não apenas como um material absorvente, mas também como um material que garante a não reflexão das ondas na fronteira domínio de interesse/PML. Só cumprindo estes dois requisitos, é que é possível obter uma solução exacta dentro do domínio de interesse.

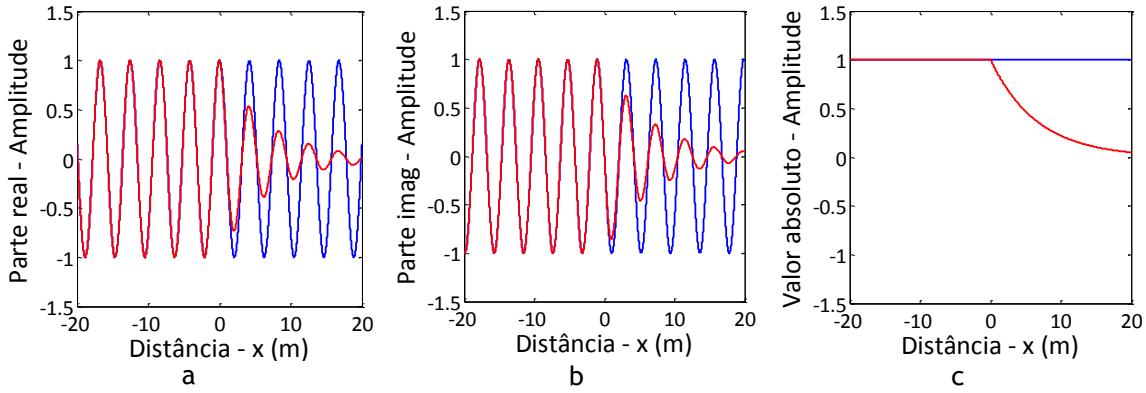


Figura 3.5 – Deslocamentos $u_z(x,\omega)$ numa barra indefinida com amortecimento nulo: a) parte real; b) parte imaginária; c) valor absoluto.

Nas secções seguintes é apresentada uma descrição do formalismo matemático inerente ao MEF 2.5D, numa primeira fase, e posteriormente o desenvolvimento 2.5D do PML numa concepção semelhante à adoptada para o método dos elementos finitos.

3.2.2 Formulação geral do MEF 2.5D

Com o intuito de evitar custos extremamente elevados de computação, intrínsecos a uma simulação tridimensional integral, várias metodologias têm sido desenvolvidas no sentido de respeitar o carácter tridimensional do domínio, mas impondo algumas restrições. As estruturas tridimensionais com desenvolvimento infinito e propriedades invariáveis (geométricas e mecânicas) podem ser abordadas através de uma formulação 2.5D. Nestes casos, as principais propriedades da estrutura são representadas pela sua secção transversal, sendo, desta forma, a estrutura encarada como bidimensional. No entanto, o carregamento não é bidimensional, mas sim tridimensional, o que naturalmente exige a solução de um problema tridimensional. A principal ideia por detrás da solução 2.5D é resolver o problema através de um método intermédio entre o bidimensional e o tridimensional. Tratando-se de um método baseado nos elementos finitos, apresenta como grande vantagem o recurso a técnicas transformadas que permitem uma drástica redução do número de graus de liberdade, já que apenas a secção transversal do problema necessita de ser discretizada por elementos finitos. Este método foi inicialmente proposto por Hwang & Lysmer [152], no contexto do MEF, para o estudo de estruturas subterrâneas sob o efeito de ondas sísmicas. Subsequentemente, o método tem sido aplicado por alguns investigadores ao estudo de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, tanto em cenários superficiais como em cenários subterrâneos. Neste âmbito, especial atenção deve ser dedicada às seguintes obras: [35, 85, 129, 131, 150, 153].

Assumindo-se que a resposta da estrutura é linear, a análise pode ser desenvolvida no domínio da frequência/número de onda, sendo aplicadas transformadas de Fourier em relação ao tempo e ao espaço na direcção de desenvolvimento infinito da estrutura. As grandezas transformadas (acção e resposta) passam a ser função das imagens de Fourier da direcção espacial, x, e do tempo, t, que são designadas, respectivamente, por número de onda e frequência angular e representadas por k_1 e ω. Este procedimento implica que apenas duas das direcções que caracterizam o meio tridimensional se mantenham no domínio não transformado, sendo por isso o plano definido por essas direcções discretizado através de elementos finitos, tal como já ilustrado na Figura 3.1.

Seguindo as etapas habituais de um procedimento baseado no método dos elementos finitos, nomeadamente nas formulações forte e fraca, a seguinte equação de equilíbrio pode ser estabelecida para qualquer infinitésimo de volume de um domínio tridimensional:

$$\int_V \delta\varepsilon\,\sigma dV + \int_V \delta u \rho \ddot{u} dV = \int_S \delta u p dS \qquad [3.3]$$

em que $\delta\varepsilon$ representa o campo de extensões virtuais, σ representa o campo de tensões, δu é o campo de deslocamentos virtuais, u é o campo de deslocamentos, ρ é a massa volúmica do meio e p representa o campo de pressões externas aplicadas na superfície S.

Tendo como intuito a formulação do método de modo que as variáveis base correspondam ao campo de deslocamentos é então necessária a introdução da relação constitutiva bem como das relações deslocamento-deformação. A primeira é estabelecida, em notação tensorial, através do tensor constitutivo D_{ijkl}, de tal modo que:

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl}\varepsilon_{kl} \qquad [3.4]$$

sendo que o tensor D_{ijkl} é, para o caso de um meio linear homogéneo e isotrópico, função das constante de Lamé.

No que concerne à relação deslocamento-deformação, a mesma é dada, em notação tensorial, por:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(u_{i,j} + u_{j,i}\right) \qquad [3.5]$$

Ou, em notação matricial por:

$$\{\varepsilon\} = [L]\{u\} \qquad [3.6]$$

Em que $\{\varepsilon\}$é o vector que colige as deformações, $\{u\}$é o vector que colige as componentes do campo de deslocamentos e [L] é a matriz operador diferencial, cuja explicitação para o caso 2.5D será apresentada numa fase mais avançada da presente exposição.

Como se pode verificar, a relação de equilíbrio definida em [3.3] é estabelecida para um meio tridimensional num espaço cartesiano. Tal como anteriormente referido, a génese do método 2.5D consiste na transformação de todas as quantidades envolvidas para o domínio do número de onda k_1 (e também frequência), sendo por isso necessária a aplicação de uma transformada de Fourier relativamente à variável de desenvolvimento longitudinal do problema (direcção x no presente caso). Nessas condições é então de todo conveniente o desenvolvimento dos integrais de volume implícitos à equação [3.3] e introduzir a seguinte relação prescrita pelo teorema do integral de Parserval [154]:

$$\int \delta f(x)\, p(x)\, dx = \int \delta f(-k_1)\, p(k_1)\, dk_1 \qquad [3.7]$$

Dado que a secção transversal do problema permanece no domínio não transformado (espaço y-z), esta é então discretizada em elementos finitos, sendo o campo de deslocamentos aproximado através de funções de forma e variáveis nodais, de tal modo que:

$$\{u\} = [N]\{u_n\} \qquad [3.8]$$

em que a matriz [N] é a matriz que colige as funções de forma e $\{u_n\}$ é o vector que colige as diferentes componentes dos deslocamentos nodais. No presente modelo são utilizados elementos finitos isoparamétricos de 8 nós, cuja formulação é aqui omitida, podendo ser consultada em Alves Costa [63] entre outros.

Introduzindo as relações [3.7] e [3.8] nos termos da equação [3.3], facilmente se conclui que, no domínio da frequência, o trabalho virtual realizado pelas forças internas e pelas forças de inércia no domínio transformado é dado, respectivamente, por:

$$\int_V \delta\varepsilon\, \sigma\, dV = \int_{k_1} \delta u_n^T(-k_1,\omega) \iint_{z\ y} B^T(-k_1) D B(k_1)\, dy\, dz\, u_n(k_1,\omega)\, dk_1 \qquad [3.9]$$

$$\int_V \delta u \rho \ddot{u}\, dV = -\omega^2 \int_{k_1} \delta u_n^T(-k_1,\omega) \iint_{z\ y} N^T \rho N\, dy\, dz\, u_n(k_1,\omega)\, dk_1 \qquad [3.10]$$

em que B representa a matriz das derivadas das funções de forma, sendo então dada por:

$$[B(k_1)] = [L(k_1)][N] \qquad [3.11]$$

A avaliação do operador diferencial [L] é efectuada por via semi-numérica, ou seja, as derivadas no domínio não transformado são avaliadas por via numérica, ao passo que as derivadas correspondentes ao número de onda são determinadas analiticamente, tirando assim partido das propriedades de derivação da transformada de Fourier [155]. É exactamente por este motivo que alguns autores têm recentemente designado o método dos elementos finitos 2.5D como o método dos elementos finitos semi-analítico [156]. Deste modo o operador [L] é então dado por:

$$[L]=\begin{bmatrix} ik_1 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & ik_1 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & ik_1 \end{bmatrix}^T \qquad [3.12]$$

O trabalho virtual realizado pelas acções externas é calculado tirando partido do facto de a geometria apenas ser discretizada no plano ZY. Assim, considerando uma coordenada s, paralela ao lado do elemento onde é aplicada a acção, o trabalho virtual desenvolvido pelas acções externas é obtido através de:

$$\int_S \delta u p \, dS = \int_{k_1} \delta u_n^T(-k_1,\omega) p_n(k_1,\omega) dk_1 \qquad [3.13]$$

em que o vector p_n colige as forças nodais equivalentes resultantes da pressão p aplicada ao longo do contorno do elemento finito.

Dado que as equações [3.9], [3.10] e [3.13] são válidas para um qualquer deslocamento virtual, $\delta u_n(-k_1)$, então todos os integrais relativos a k_1 podem ser removidos o que permite alcançar a seguinte relação de equilíbrio para cada elemento finito :

$$\left(\int_z \int_y [B(-k_1)]^T [D][B(k_1)] dy\, dz - \omega^2 \int_z \int_y [N]^T \rho [N] dy\, dz \right) \{u_n(k_1,\omega)\} = \{p_n(k_1,\omega)\} \qquad [3.14]$$

Adoptando a nomenclatura habitual do método dos elementos finitos, pode definir-se as matrizes de rigidez e massa, tal como indicado, respectivamente, nas equações [3.15] e [3.16]:

$$[K] = \int_z \int_y [B(-k_1)]^T [D][B(k_1)]\, dy\, dz \qquad [3.15]$$

$$[M] = \int_z \int_y [N]^T \rho [N]\, dy\, dz \qquad [3.16]$$

Um aspecto ainda não abordado na presente descrição remete para a forma de inclusão de efeitos de amortecimento material no modelo. Como é bem sabido os fenómenos de amortecimento material tomam especial importância em problemas dinâmicos, sendo por isso necessária uma breve referência à sua forma de inclusão. Dado que o modelo em causa é desenvolvido no domínio da frequência, a inclusão de efeitos de amortecimento pode ser realizada de forma simples atendendo à inclusão de quantidades complexas. No presente caso é adoptado para a generalidade dos cenários um modelo de amortecimento histerético, o qual é incluído na análise através da consideração de propriedades de elasticidade complexas na matriz constitutiva [D] (ver equação [3.4]). Desse modo, os termos da referida matriz são dados pela combinação das constantes de Lamé complexas, λ^* e μ^*, as quais podem ser escritas da seguinte forma, em que β representa o amortecimento histerético:

$$\lambda^* = \lambda(1+2i\beta) \qquad [3.17]$$

$$\mu^* = \mu(1+2i\beta) \qquad [3.18]$$

Remetendo novamente para a equação [3.14], a qual rege o equilíbrio do elemento finito 2.5D, é de salientar que a eficiência computacional pode ser muito melhorada dividindo a matriz de rigidez [K] (expressão [3.15]) em sub-matrizes, de modo a que todos os termos dessas mesmas matrizes sejam independentes do número de onda. Com esse intuito considera-se a matriz [B] como a soma de duas matrizes, separando deste modo as derivadas numéricas das analíticas, do seguinte modo:

$$[B] = [B_1] + ik_1[B_2] \qquad [3.19]$$

Substituindo a equação [3.19] na equação [3.15] e reagrupando-a, é então possível re-escrever a equação [3.14] da seguinte forma:

$$\left([K]_1 + ik_1[K]_2 + k_1^2[K]_3 - \omega^2[M]\right)\{u_n(k_1,\omega)\} = \{p_n(k_1,\omega)\} \qquad [3.20]$$

em que as três matrizes de rigidez são dadas por:

$$[K]_1 = \int_z \int_y [B_1]^T [D][B_1] dy\, dz \qquad [3.21]$$

$$[K]_2 = \int_z \int_y [B_1]^T [D][B_2] dy\, dz - \int_z \int_y [B_2]^T [D][B_1] dy\, dz \qquad [3.22]$$

$$[K]_3 = \int_z \int_y [B_2]^T [D][B_2] dy\, dz \qquad [3.23]$$

Os integrais das equações inerentes à avaliação das matrizes de rigidez ([3.21], [3.22] e [3.23]) e de massa ([3.16]), são calculados utilizando o procedimento clássico de integração bidimensional pelo método de Gauss no referencial local [157-159].

À semelhança de uma formulação clássica baseada no método dos elementos finitos, o sistema de equações global (equação [3.24]) é completamente definido após a assemblagem das matrizes de rigidez e massa de cada elemento e a introdução das condições de fronteira de Neumann e de Dirichlet.

$$\left([K]_1^{global} + ik_1[K]_2^{global} + k_1^2[K]_3^{global} - \omega^2[M]^{global}\right)\{u_n(k_1,\omega)\} = \{p_n(k_1,\omega)\} \quad [3.24]$$

Dado que o sistema de equações [3.24] está formulado no domínio transformado, os resultados obtidos após a resolução deste sistema de equações encontram-se também no domínio transformado. A obtenção dos deslocamentos no domínio tridimensional não transformado exige portanto a aplicação de uma dupla transformada de Fourier inversa para converter a solução para o domínio espaço/tempo.

Cabe aqui proceder a um pequeno esclarecimento de que a formulação apresentada ao longo da presente secção se refere a elementos de volume, podendo contudo os mesmos princípios ser aplicados a outros tipos de elementos, tais como cascas ou barras. Numa secção posterior do presente capítulo é realizada uma breve referência à inclusão de outros tipos de elementos especialmente adaptados para o estudo dinâmico de estruturas ferroviárias.

A grande vantagem do modelo aqui apresentado relativamente a modelos verdadeiramente tridimensionais reside na eficiência de cálculo. O recurso às transformadas de Fourier e respectivas propriedades permite uma redução significativa do número de graus de liberdade, o que implica uma minimização dos tempos de cálculo. Porém, se uma das grandes dificuldades inerentes à simulação de meios de grande desenvolvimento longitudinal, tais como túneis ferroviários, se encontra parcialmente ultrapassada através da redução do número de graus de liberdade inerente ao método 2.5D, não poderá ser esquecida a limitação intrínseca do MEF quando o objecto de análise se prende com problemas de geodinâmica e respectiva simulação das fronteiras oriundas da truncatura do domínio (na secção transversal). Com efeito, o MEF é na sua génese um método para o estudo de sistemas confinados, onde as condições de fronteira estejam totalmente definidas. Se, como já referido, em análises estáticas esta dificuldade é facilmente contornável através da consideração de fronteiras a distâncias suficientemente afastadas da zona de interesse do problema, o mesmo não ocorre

na análise dinâmica, sendo fundamental a utilização de procedimentos especiais para o tratamento das fronteiras artificiais.

A autora do presente estudo desenvolveu e implementou uma forma de tratamento das fronteiras artificiais através de uma formulação 2.5D do método das camadas absorventes (PML's), a qual se aborda e descreve na secção seguinte.

3.2.3 Tratamento de fronteiras através da técnica PML – 2.5D

3.2.3.1 Conceito base

A abordagem pelo método dos elementos finitos não é a mais adequada para simular meios indefinidos, como é o caso de maciços geotécnicos. Na verdade, o carácter finito do domínio de interesse e a necessidade de definir as fronteiras que delimitem o mesmo, implicam a violação da condição de radiação de Sommerfeld. Para ultrapassar essa limitação inerente ao próprio MEF, recorreu-se ao método das camadas absorventes, utilizando uma formulação 2.5D PML (*Perfect Matched Layers*).

O princípio básico de uma formulação PML foi já descrito, ainda que de uma forma mais física do que matemática, no decorrer do presente capítulo. Na verdade esse princípio é relativamente simples, consistindo na introdução de uma camada em redor da zona de interesse que permita a absorção da energia que é incidente, sem implicar qualquer reflexão tanto na fronteira que delimita o domínio discretizado como na interface entre o domínio de interesse e o domínio PML. Deste modo a construção da camada PML deverá obedecer a dois requisitos base: i) condição não reflectiva; ii) condição de absorção ou de decaimento da resposta. A primeira condição é satisfeita através da continuação da solução, ou seja, mantendo-se a equação governativa do problema e, por esse modo, evitando-se reflexões espúrias na fronteira entre os dois domínios em análise. Por outro lado, a condição de atenuação é garantida através da incorporação de uma função de decaimento na solução, sem que no entanto tenha implicação ao nível da lei constitutiva do material [143]. Como já anteriormente apresentado, a consideração de coordenadas complexas no domínio PML dá cumprimento a ambos os aspectos [143, 146, 160]. Sem embargo, dado o carácter numérico de uma formulação discretizada, a introdução da componente imaginária das coordenadas deverá ser efectuada de forma suave, a fim de minimizar potenciais reflexões espúrias entre os próprios PML's.

Em jeito de síntese, a formulação PML aqui apresentada segue o formalismo inerente ao MEF 2.5D, com a particularidade das coordenadas dos nós serem transferidas para um espaço complexo.

3.2.3.2 Formulação matemática 2.5D PML

Atendendo ao expresso na secção anterior, é então necessário proceder a uma mudança de referencial geométrico do domínio descrito pelo PML para o domínio complexo. Tal relação é dada pelas seguintes funções de mudança de referencial, apenas aplicáveis às direcções y e z, uma vez que a direcção x é transformada para o domínio do número de onda (ver Figura 3.1):

$$\tilde{y} = \int_0^y \lambda_y(y)dy \qquad [3.25]$$

$$\tilde{z} = \int_0^z \lambda_z(z)dz \qquad [3.26]$$

sendo λ_y e λ_z as funções de transformação nas direcções y e z, respectivamente.

No desenvolvimento de uma formulação do tipo elementos finitos, é também necessário o estabelecimento de relações entre as derivadas das coordenadas nodais nos dois espaços, o físico e o complexo. Tais relações podem ser alcançadas da seguinte forma:

$$\frac{\partial}{\partial \tilde{y}} = \frac{1}{\lambda_y(y)}\frac{\partial}{\partial y} \qquad [3.27]$$

$$\frac{\partial}{\partial \tilde{z}} = \frac{1}{\lambda_z(z)}\frac{\partial}{\partial z} \qquad [3.28]$$

Atendendo a que a solução no interior do domínio PML satisfaz a mesma equação diferencial que no domínio interesse, pode então concluir-se que a equação [3.3], a qual reflecte a aplicação do princípio dos trabalhos virtuais às equações de Navier, permanece válida no interior do domínio PML. Se a este facto se acrescentar ainda a descrição das condições de equilíbrio através de variáveis nodais, em que a variável primária corresponde ao campo de deslocamentos, então a abordagem 2.5D PML pode ser definida fazendo uso do procedimento anterior para o MEF 2.5D, desde que as relações de mudança de coordenadas para o espaço complexo sejam atendidas. Deste modo, considerando as equações [3.24] a [3.28] e fazendo uso do procedimento de Garlekin, as seguintes matrizes de rigidez, [K*] e de massa, [M*], podem ser estabelecidas para a região dos PML:

$$\left[K^*\right]=\int_z\int_y\left[B^*(-k_1)\right]^T[D]\left[B^*(k_1)\right]\lambda_y(y)\lambda_z(z)dy\,dz \qquad [3.29]$$

e

$$\left[M^*\right]=\int_z\int_y[N]^T\rho[N]\lambda_y(y)\lambda_z(z)dy\,dz \qquad [3.30]$$

A matriz [B*] resulta do produto do operador diferencial [L*] pela matriz [N], a qual colige as funções de forma do elemento 2.5D PML. A fim de respeitar as relações anteriormente expressas entre coordenadas no espaço físico e no espaço complexo, o novo operador diferencial é agora dado por:

$$\left[L^*\right]=\begin{bmatrix} ik_1 & 0 & 0 & \frac{1}{\lambda_y(y)}\frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{1}{\lambda_z(z)}\frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{1}{\lambda_y(y)}\frac{\partial}{\partial y} & 0 & ik_1 & \frac{1}{\lambda_z(z)}\frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\lambda_z(z)}\frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{1}{\lambda_y(y)}\frac{\partial}{\partial y} & ik_1 \end{bmatrix}^T \qquad [3.31]$$

Saliente-se que a região dos PML tem a capacidade de absorver a energia incidente em ambas as direcções, numa direcção apenas, ou em nenhuma direcção. Esta última situação corresponde a $\lambda_y=\lambda_z=1$. Com efeito a introdução desta última relação nas matrizes de rigidez e massa indicadas pelas equações [3.29] e [3.30], leva a que as mesmas redundem nas equações [3.15] e [3.16], respectivamente.

Ainda relativamente à formulação dos elementos propriamente dita, cabe referir que Kausel e Barbosa [160] propuseram recentemente uma formulação alternativa para uma metodologia bidimensional de PML's, onde as matrizes são directamente avaliadas no espaço complexo, evitando assim a integração das funções de mudança de referencial. Este método poderá apresentar algumas vantagens computacionais, pese embora possa ser um pouco menos flexível quanto à aplicação a elementos finitos com diferentes números de nós. Contudo, cabe referir que, tal como indicado pelos autores proponentes o resultado final é exactamente igual ao agora apresentado.

Uma referência deve ainda ser prestada no que concerne à minimização do esforço computacional: a decomposição da matriz de rigidez em sub-matrizes independentes de k_1, tal como indicado de [3.20] a [3.23], é também possível numa formulação 2.5D PML. Porém, no presente caso essa formulação não é especialmente vantajosa, pois, como se verá na seguinte secção, as funções de mudança de referencial propostas são dependentes do número de onda k_1 e da frequência ω.

Por último, refira-se que o sistema global de equações é completamente definido após a assemblagem das matrizes de rigidez dinâmica, tanto dos elementos finitos como dos elementos PML, e da introdução das condições de fronteira de Neumann e de Dirichlet. Deste modo, o sistema de equações global poderá então ser escrito da seguinte forma:

$$\left(\left[K_{MEF}^{global}(k_1)\right]+\left[K_{PML}^{global}(k_1,\omega)\right]-\omega^2\left(\left[M_{MEF}^{global}\right]+\left[M_{PML}^{global}(k_1,\omega)\right]\right)\right)\ \{u_n(k_1,\omega)\}=\{p_n(k_1,\omega)\} \quad [3.32]$$

Como é evidente apenas as incógnitas nodais (u_n ou p_n) respeitantes a nós pertencentes ao domínio de interesse apresentam significado fisco, pois as soluções obtidas no interior do PML são, desejavelmente, atenuadas.

Os resultados obtidos após a resolução do sistema de equações encontram-se no domínio transformado, exigindo uma dupla transformada de Fourier inversa para converter a solução para o domínio do espaço/tempo.

3.2.3.3 Funções de mudança para o referencial complexo

Com base no exposto nas últimas duas secções, pode-se concluir que a incorporação de uma formulação 2.5D PML numa aplicação numérica baseada no MEF 2.5D é bastante simples. O aspecto basilar de tal incorporação consiste na definição das funções de mudança de coordenadas nodais para o referencial complexo.

As referidas funções são derivadas através da continuidade da solução para além do domínio de interesse, tendo presente o cuidado de corresponderem a uma solução suave de evolução da atenuação, de modo a evitar reflexões espúrias no interior do domínio correspondente ao PML [143]. Os requisitos que tais funções devem satisfazer são cumpridos adoptando funções com a seguinte configuração:

$$\lambda_y(y)=\frac{2\pi}{abs(k)}\frac{y}{H_y}-i\frac{k_0}{k}\left(\frac{y}{H_y}\right)^2 \quad [3.33]$$

$$\lambda_z(z)=\frac{2\pi}{abs(k)}\frac{z}{H_z}-i\frac{k_0}{k}\left(\frac{z}{H_z}\right)^2 \quad [3.34]$$

em que k_0 é uma constante de valor adequado (no presente estudo concluiu-se que um valor de k_0=20 dá origem a bons resultados, tal como sugerido por Basu e Chopra [146] na definição de soluções PML para meios bidimensionais e tridimensionais); Hy e Hz correspondem à espessura da camada absorvente nas direcções y e z, respectivamente; k é o número de onda

que corresponde ao comprimento de onda propagante ao longo da secção transversal do problema, o qual é dado por:

$$k = \sqrt{\left(\frac{\omega}{C_s}\right)^2 - k_1^2} \qquad [3.35]$$

em que C_s é a velocidade de propagação das ondas de corte no terreno.

Ao contrário de soluções propostas por outros autores, o modelo de funções de mudança de referencial apresenta parte real não unitária [143, 161], sendo a mesma função do número de onda propagante na secção transversal do problema. Desse modo, a parte real das funções de mudança de referencial é introduzida para permitir um ajustamento da malha, a fim de se obter uma espessura do domínio PML adequada ao comprimento de onda propagante [80]. Deste modo, no método proposto, a malha PML é sempre gerada com um metro de espessura e divide-se em cinco ou seis sub-camadas (segundo estudos desenvolvidos por Yang & Hung [162] e posteriormente aferidos por Alves Costa et al. [80], o número em causa corresponde ao valor mínimo de discretização compatível com a acuidade dos resultados), sendo o seu carácter adaptativo conferido pelas funções de mudança de referencial. Efectivamente, a malha do domínio PML é adaptativa (estica ou encolhe) mediante o número de onda, sendo este efeito conseguido através das funções de transformação. As funções de mudança de referencial propostas foram validadas comparando os resultados obtidos pelo modelo proposto com os fornecidos por soluções teóricas, como aliás se verá em secção posterior do presente capítulo.

Deve notar-se que, se o radicando da equação [3.35] for negativo, as funções de mudança de referencial não têm parte imaginária, isto é, a onda que se propaga ao longo da secção transversal do problema é evanescente e, consequentemente, as funções de mudança de referencial [3.33] e [3.34] são valores reais puros, ou, dito de outra forma, não há atenuação da onda, havendo contudo um ajustamento da malha a fim de melhor simular o carácter infinito do domínio.

3.3 Simulação de elementos particulares no contexto ferroviário

3.3.1 Generalidades

As técnicas de modelação numérica explanadas nas secções anteriores são especialmente adequadas à simulação de estruturas massivas, seja em condições de estado plano de tensão,

impondo o número de onda k_1 nulo, ou em condições tridimensionais desde que o meio apresente desenvolvimento infinito na direcção de desenvolvimento da estrutura. A este respeito compete fazer uma breve referência à técnica de janela espacial muito recentemente apresentada por Coulier et al. [76], a qual permite a inclusão, ainda que de forma aproximada, do carácter finito do meio numa análise 2.5D. Assim sendo, os elementos anteriormente apresentados são especialmente indicados para a simulação do maciço geotécnico ou mesmo do revestimento do túnel, pese embora este também possa ser concretizado através do recurso a elementos laminares, como os elementos de casca. Porém, dado que o propósito de concepção do modelo numérico em causa e respectivos melhoramentos teve sempre em linha de conta a simulação de efeitos dinâmicos ferroviários, foram incorporados no modelo um conjunto de elementos especialmente adaptados à simulação de estruturas ferroviárias.

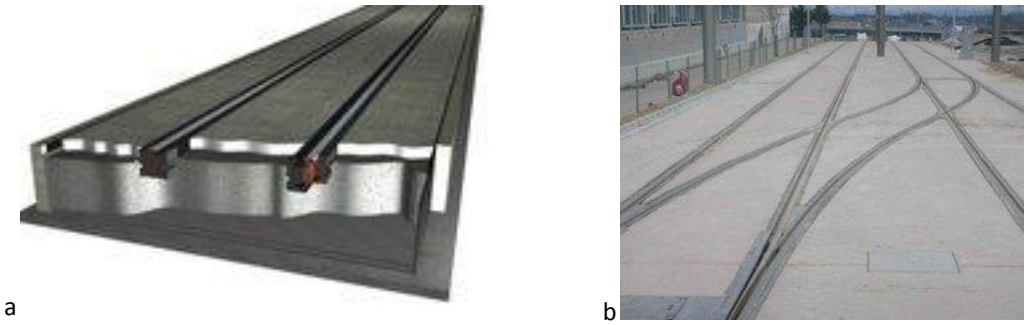
3.3.2 Breve apresentação de tipologias de via férrea usadas em túneis

Antes de passar aos aspectos de modelação propriamente ditos, convém aqui fazer uma muito breve apresentação de algumas soluções de via férrea aplicadas em túneis, discutindo-se posteriormente como podem as mesmas ser modeladas através da ferramenta numérica em causa.

Os sistemas de via férrea aplicáveis em túneis incluem-se em dois grandes grupos: i) via balastrada; ii) via não balastrada. Tal como o nome indica a grande diferença entre os dois sistemas reside na ocorrência ou supressão da camada de balastro. Dados os requisitos e necessidades de manutenção da solução balastrada, a aplicação da mesma tem vindo a ser preterida face à solução não balastrada no desenvolvimento de novos projectos ferroviários (tanto no caso de metropolitanos como no caso de vias férreas convencionais ou de alta velocidade). No que concerne à via não balastrada, por vezes também designada como via em laje (embora não sendo totalmente correcta a designação, visto existirem soluções de via férrea não balastrada em que o suporte das travessas é garantido por uma camada de mistura betuminosa), vários sistemas têm vindo a ser desenvolvidos.

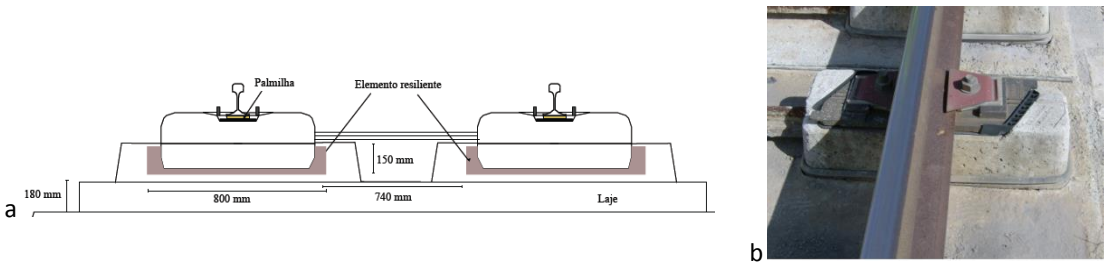
Seja qual for o sistema, a via é sempre constituída por carris, os quais garantem o guiamento do material circulante e a transmissão da carga aos elementos inferiores, estando a estes ligados através de palmilhas. As palminhas são elementos resilientes que têm como função atenuar as cargas dinâmicas impostas pelo material circulante aos elementos inferiores da via férrea.

A grande diferença entre as diversas soluções de via não balastrada reside exactamente na configuração e/ou disposição dos elementos inferiores à posição do sistema carril/palmilha. Cabe aqui distinguir as soluções de carril embebido, tal como ilustrado na Figura 3.6, a qual é corrente em metropolitanos ligeiros. Neste tipo de solução o apoio do carril é contínuo e não discreto na direcção longitudinal. Alternativamente, existem diversas soluções em que o apoio do carril é discreto, estando geralmente espaçado na direcção longitudinal entre 0,50 m e 0,70 m. Exemplo desta situação é apresentado na Figura 3.7, onde se ilustra um esquema da via "STEDEF". Como se pode verificar existe uma fixação do carril à travessa, elemento discreto, a qual se encontra parcialmente embebida na laje estrutural. Os vários elementos estruturais são intercalados por elementos resilientes com vista à minimização de vibrações e cargas de impacto transmitidos aos elementos inferiores. Nos casos em que a laje de betão armado que serve de suporte ao armamento da via (conjunto constituído pelos carris, palmilhas e travessas) está assente num apoio resiliente, seja este conferido por uma manta ou mesmo por molas metálicas, o sistema é designado por laje flutuante.



a b

Figura 3.6 – Via com carril embebido: a) representação esquemática, b) panorâmica de aplicação.

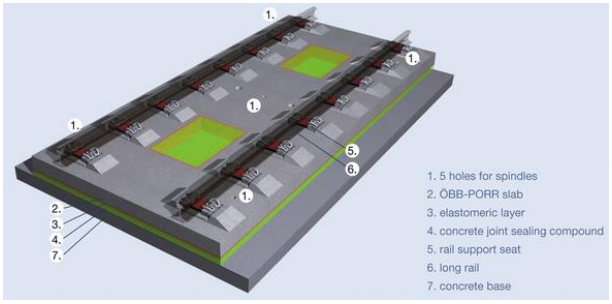


a b

Figura 3.7 – Via STEDEF: a) esquema estrutural; b) pormenor da fixação.

Relativamente à configuração geométrica da laje estrutural, esta pode ser contínua ou modular. A solução modular apresenta clara vantagem em termos de pré-fabricação e facilidade de manutenção. Um exemplo de solução modular pré-fabricada, o sistema OBB-PORR, é apresentado na Figura 3.8. Note-se que nesta solução pré-fabricada é dispensada a presença das travessas.

a



b



Figura 3.8 – Solução de via em laje pré-fabricada OBB-PORR: a) representação esquemática; b) exemplo de aplicação em túnel.

3.3.3 Modelação do sistema de via férrea

Feita esta breve introdução às várias soluções de via férrea, cabe agora tecer umas breves considerações relativamente à técnica de modelação adoptada para cada um dos elementos. Convém desde já apontar uma das grandes limitações da técnica 2.5D: a estrutura tem de ser invariante, o que, por definição, significa que não pode ocorrer alteração das propriedades geométricas ou mecânicas da secção transversal mediante o seu posicionamento longitudinal.

Atendendo às especificidades dos diferentes elementos e aos constrangimentos intrínsecos ao modelo em causa, recorreu-se às seguintes técnicas para os diferentes elementos:

i) laje da via férrea: o carácter 2.5D do modelo impossibilita a simulação exacta de soluções modulares, dado o carácter não contínuo das mesmas. No caso de soluções contínuas, a simulação pode ser realizada através de elementos volumétricos 2.5D, tal como para o revestimento do túnel. Cabe aqui referir que o modelo em causa pode ser complementado com uma solução periódica para a via férrea, sendo a compatibilidade das duas soluções garantida pela relação intrínseca entre transformadas de Floquet e transformadas de Fourier [56, 163].

ii) Sistema carril-palmilha: o carácter discreto do suporte do carril pode ser, simplificadamente, introduzido na modelação 2.5D através da consideração de propriedades de rigidez e amortecimento das palmilhas linearizadas na direcção longitudinal. Esta simplificação é razoável quando o domínio de interesse se confina a frequências inferiores a cerca de 500 Hz, tal como já constatado por diversos autores [164-166]. Admitindo como razoável a simplificação anterior, a modelação do sistema carril-palmilha é efectuada através da incorporação no

sistema de equações global de um elemento baseado numa viga de Bernoulli em apoio elástico, a qual é formulada por:

$$\left(\left[K^{carril}(k_1,\omega)\right] - \omega^2\left[M^{carril}\right]\right)\{u_n(k_1,\omega)\} = \{p_n(k_1,\omega)\} \quad [3.36]$$

em que $\{u_n(k_1,\omega)\}$ e $\{p_n(k_1,\omega)\}$ representam os vectores que coligem os deslocamentos e forças do sistema, respectivamente.

Relativamente às matrizes $[K^{carril}]$ e $[M^{carril}]$, os seus termos são definidos da seguinte forma:

$$\left[K^{carril}(k_1,\omega)\right] = \begin{bmatrix} k_1^4 EI_r + k_p^* & -k_p^* \\ -k_p^* & k_p^* \end{bmatrix} \quad [3.37]$$

$$\left[M^{carril}\right] = \begin{bmatrix} m_r & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \quad [3.38]$$

em que EI_r corresponde à rigidez de flexão do carril, m_r representa a massa por unidade de comprimento do carril e k_p*, a rigidez complexa da palmilha por unidade comprimento.

A introdução do parâmetro de rigidez complexa visa a incorporação não só da rigidez conferida pela palmilha, mas também do respectivo amortecimento:

$$k_p^* = k_p + i\omega c_p \quad [3.39]$$

em que k_p e c_p são respectivamente a rigidez e o amortecimento da palmilha por unidade de desenvolvimento longitudinal da via.

A inclusão do elemento de carril no modelo de cálculo é efectuada através da assemblagem das matrizes indicadas em [3.37] e [3.38] na equação [3.32], a qual reflecte o equilíbrio global do sistema.

iii) Travessas: a modelação 2.5D constitui uma limitação na incorporação de elementos discretos na direcção longitudinal. Com efeito, a simulação detalhada da incorporação de travessas e de outros elementos discretos exige o recurso a modelos numéricos de outra classe, tais como os modelos totalmente tridimensionais ou os modelos periódicos, acarretando as conhecidas desvantagens do ponto de vista computacional. Sem descurar as limitações inerentes, a incorporação do carácter não contínuo na direcção longitudinal pode ser realizada, ainda que de forma simplificada, por alteração da lei constitutiva nos elementos finitos 2.5D anteriormente apresentados. A consideração de elementos com comportamento ortotrópico, tal como sugerido por Karlstrom e Bostrom

[167] para elementos de casca, e posteriormente adaptado por Alves Costa et al.[150] para elementos de volume, mostra uma boa aderência ao comportamento dinâmico observado para frequências não superiores a 250 Hz [150], sendo esta a metodologia preferencialmente adoptada no presente estudo.

Uma outra alternativa também viável, passa pela consideração de elementos de massa distribuída, os quais podem ser concebidos através da degeneração dos elementos adoptados para a modelação do carril através da anulação do termo de rigidez de flexão.

3.4 Generalização do modelo para carregamentos móveis

A análise da resposta dinâmica induzida por acções de tráfego ferroviário requer o desenvolvimento de modelos que permitam atender a solicitações com posição espacial variável no tempo (cargas móveis), com magnitude constante ou também ela variável no tempo. Tendo em conta as características do problema em estudo, apresenta-se de seguida uma extensão do método apresentado para contemplar situações de carregamentos móveis com velocidade constante.

A generalização do modelo 2.5D para atender a acções com carácter móvel pode ser efectuada tirando partido das propriedades das transformadas de Fourier. Esta formulação, para além de simples, atende ao carácter móvel do carregamento de um modo totalmente exacto.

Considere-se então uma carga que se movimenta na direcção x, com velocidade c, e que apresenta amplitude variável ao longo do tempo:

$$p(x,y,z,t) = p_x(x-ct)\, p_y(y)\, p_z(z)\, p_t(t) \qquad [3.40]$$

Transformando a variável espacial x para o domínio do número de onda,

$$p(k_1,y,z,t) = p_x(k_1)\, e^{-ik_1 ct}\, p_y(y)\, p_z(z)\, p_t(t) \qquad [3.41]$$

e aplicando agora uma transformada de Fourier à variável temporal t, a expressão [3.41] reduz-se a:

$$p(k_1,y,z,\omega) = p_x(k_1)\, p_y(y)\, p_z(z)\, p_t(\omega = \Omega - k_1 c) \qquad [3.42]$$

Deste modo, para a consideração de cargas móveis, basta proceder à substituição, nas equações anteriormente apresentadas, da frequência angular, ω, por $\omega = \Omega - k_1 c$, em que Ω é a frequência de oscilação da carga.

Note-se que a análise de um carregamento móvel no domínio do número de onda-frequência implica uma interdependência entre o número de onda (k_1) e a frequência (ω), esta interdependência deixa de existir quando a velocidade de circulação é nula, ou seja, no caso em que a solicitação ocupa uma posição geométrica fixa.

Face ao exposto, conclui-se que uma das vantagens do recurso a formulações no domínio do número de onda-frequência reside na facilidade com que os modelos podem ser adaptados para a análise de carregamentos móveis, com amplitude constante ou variável no tempo, não exigindo a adopção de nenhum esquema computacional complexo, nem incrementando o esforço de cálculo necessário.

Uma chamada de atenção deverá contudo ser efectuada ao processo de inversão dos resultados da análise. Com efeito a propriedade de translação da transformada de Fourier, a qual permite estabelecer o carregamento móvel sem necessidade de qualquer alteração das equações de equilíbrio do sistema ou introdução de complexidade adicional, reflecte-se, em termos práticos, numa alteração do referencial fixo para o referencial móvel quando se procede à operação de transformação inversa. Do ponto de vista matemático, tal relação é estabelecida da seguinte forma:

$$f(x-ct,y,z,\Omega)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty} f(k_1,y,z,\Omega-k_1 c)e^{ik_1(x-ct)}dk_1 e^{i\Omega t} \qquad [3.43]$$

Um outro aspecto que merece menção no presente contexto refere-se ao esforço computacional exigido à consideração de carregamentos harmónicos com carácter móvel. Com efeito, quando a solicitação apresenta posição geométrica fixa, isto é solicitações harmónicas não móveis, a parte real da resposta é simétrica relativamente à origem do referencial k_1, enquanto a parte imaginária é anti-simétrica, ou, dito de outra forma o valor para um dado k_1 negativo corresponde ao conjugado do valor obtido para o simétrico de k_1. Este facto de enorme importância do ponto de vista computacional, não é mais verificado quando o carregamento apresenta carácter móvel, sendo facilmente justificado tal facto tendo em conta o efeito de Doppler inerente às características móveis da solicitação. Desse modo, a frequência de resposta deixa de ser igual à frequência de solicitação, sendo a mesma dependente do número de onda k_1, tanto mais que:

$$\omega=\Omega-k_1 c \qquad [3.44]$$

3.5 Validação teórica

3.5.1 Considerações iniciais

No processo de desenvolvimento e implementação de modelos numéricos, um estágio de elevada importância corresponde ao processo de validação dos mesmos.

A etapa de validação teórica de modelos desenvolvidos toma grande relevância, pois, para além de permitir avaliar a exactidão dos mesmos, constitui uma actividade muito útil para a identificação de potencialidades dos mesmos. Desse modo, e atendendo à especial relevância que o modelo proposto nas secções anteriores toma no âmbito da presente dissertação, é agora apresentado um conjunto de exemplos de validação alargado, com grau de complexidade crescente, indo desde exemplos simples de propagação unidireccional de ondas até exemplos mais complexos onde o processo de propagação de ondas desde o interior do túnel até à superfície do terreno é tido em consideração.

3.5.2 Propagação unidirecional de ondas – problema 1 D

Um dos problemas mais simples do ponto de vista de propagação de ondas consiste na consideração do problema de propagação de ondas longitudinais numa barra semi-indefinida devido à aplicação de um impulso na extremidade livre da mesma.

Tendo por base o referido cenário, considere-se então uma barra semi-indefinida, cujo domínio de interesse se encontra confinado entre a superfície livre e a secção C, a qual dista de 8 m da extremidade livre, tal como indicado na Figura 3.9a.

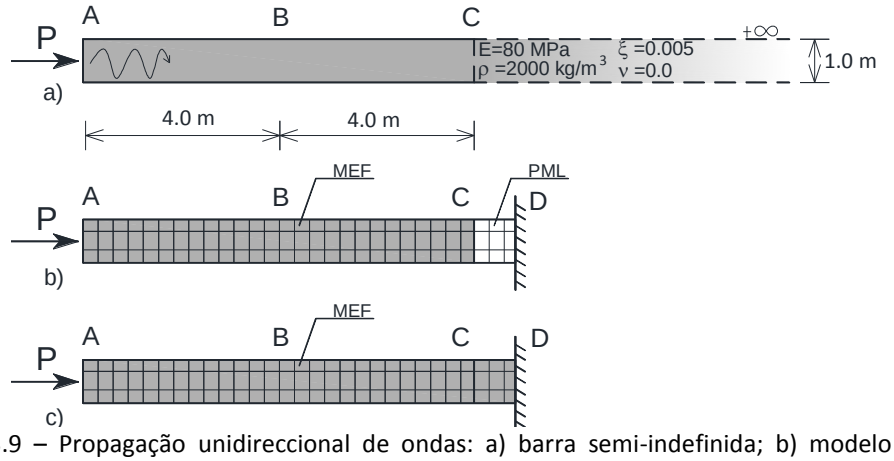


Figura 3.9 – Propagação unidireccional de ondas: a) barra semi-indefinida; b) modelo MEF-PML; c) modelo sem tratamento de fronteira.

Na Figura 3.9b é apresentado o modelo MEF-PML, ao passo que a Figura 3.9c, corresponde a um modelo MEF, no qual a fronteira do domínio de interesse não é devidamente tratada, sendo prescrita a inibição de deslocamento ao longo da mesma, pese embora esta tenha sido considerada a uma distância de 2 m do término do domínio de interesse (tramo A-C).

Na extremidade livre da barra é imposta uma acção axial transiente, com a configuração de um impulso de Ricker, cuja representação nos domínios do tempo e da frequência se encontra ilustrada nas Figura 3.10a e Figura 3.10b, respectivamente.

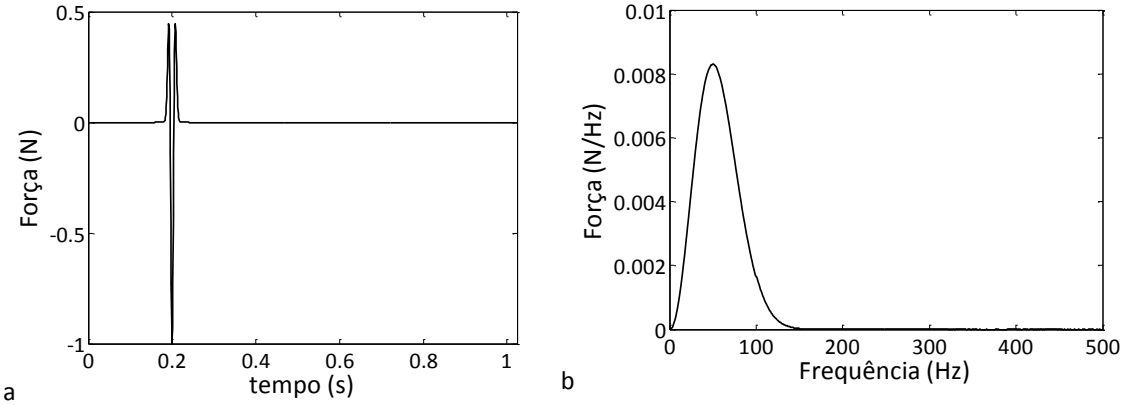


Figura 3.10 – Impulso de Ricker adoptado: a) representação no domínio do tempo; b) representação no domínio da frequência (conteúdo em frequência).

As propriedades mecânicas da barra estão devidamente indicadas na Figura 3.9. Com o intuito de tratar um problema unidireccional, admitiu-se k_1=0, o que permite que o modelo 2.5D degenere num modelo 2D. Uma vez que o coeficiente de Poisson é nulo, a deformação longitudinal da barra ocorre sem que acarrete qualquer variação da secção transversal, podendo assim tratar-se o problema como unidireccional. Deverá ser notado que a solicitação em causa, bem como a geometria do problema, implicam a geração de apenas ondas longitudinais. Sem embargo, compete aqui referir que as funções de transformação de referencial do PML (expressões [3.33] e [3.34]) estão definidas em função da velocidade de propagação de ondas de corte. Com efeito, existe aqui uma certa incongruência que convém esclarecer: num problema tridimensional propagam-se diversos tipos de ondas, razão pela qual seria necessário tomar uma opção quanto à descrição matemática das referidas funções, devendo as mesmas garantir um adequado desempenho do PML, independentemente do tipo de onda em consideração. Como se verá de seguida, as funções anteriormente definidas dão cumprimento ao referido requisito, mesmo quando a onda em consideração não implica deformação por corte.

A Figura 3.11a compara a história temporal do deslocamento axial da secção B obtida através do modelo MEF (sem tratamento de fronteira) com a solução teórica avaliada através de um

modelo baseado nas matrizes de Haskell-Thomson, o qual havia sido previamente validado por Alves Costa [63]. Como se constata, apenas se verifica aderência da solução numérica à solução teórica no decorrer dos primeiros instantes da história temporal. Com efeito, a onda que atinge o limite discretizado é reflectida, passando a ocorrer um consecutivo conjunto de reflexões entre as secções A e D, sendo a atenuação de amplitude verificada apenas ditada pelo amortecimento material admitido no modelo.

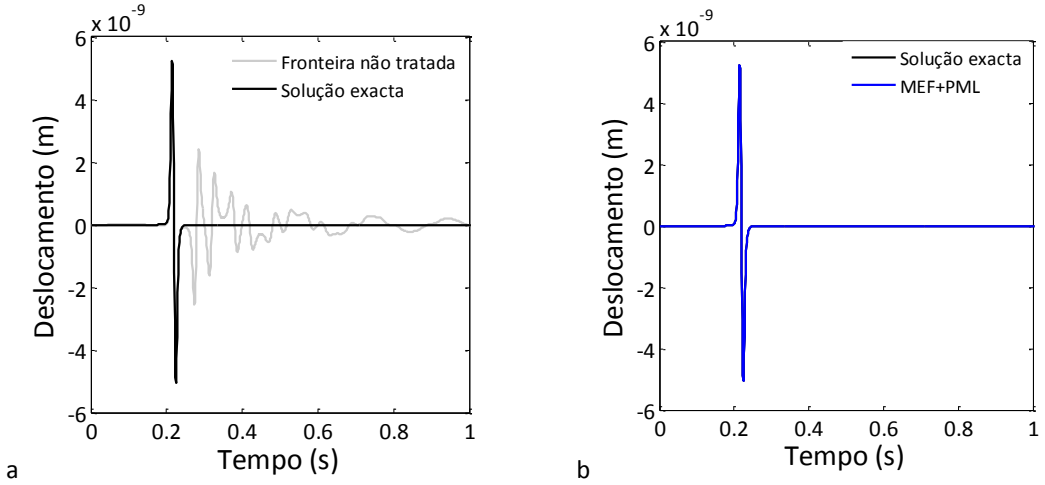


Figura 3.11 – Registo temporal do deslocamento longitudinal na secção B obtido através dos diferentes modelos: a) modelo com fronteira não tratada; b) modelo MEF-PML.

O contraste do descrito na secção anterior com o reflectido na Figura 3.11b, na qual se compara o resultado do modelo MEF-PML com a solução teórica é notório. Com efeito, existe uma concordância perfeita entre solução teórica e a solução ditada pelo modelo MEF-PML, não sendo identificável qualquer perturbação na deformação axial na secção B devido a reflexões espúrias de onda.

A relevância do aspecto enfatizado no parágrafo anterior é ainda mais notória se a secção de controlo passar a ser a secção C, isto é, a secção que delimita o domínio de interesse. Este aspecto está bem patente na Figura 3.12, onde as histórias temporais da deformação axial na referida secção são ilustradas.

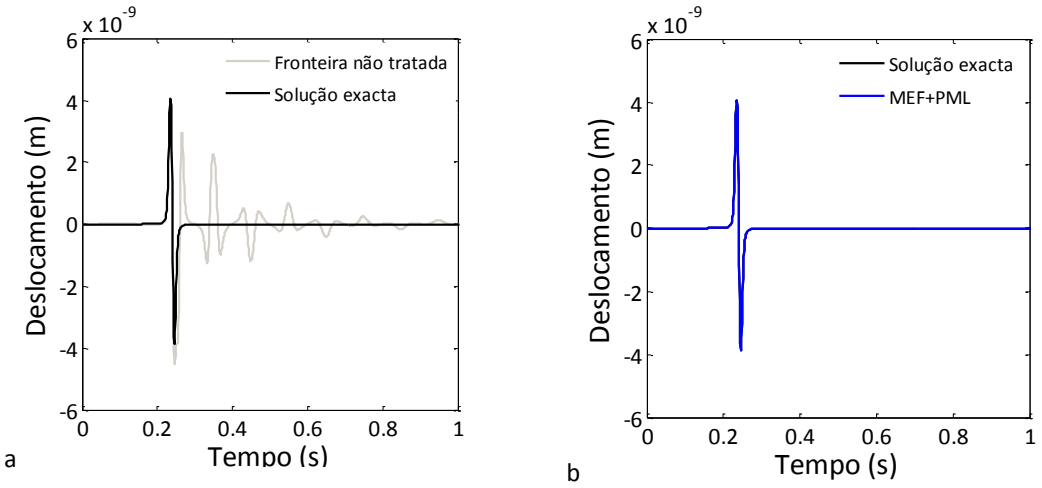


Figura 3.12 – Registo temporal do deslocamento longitudinal na secção C obtido através dos diferentes modelos: a) modelo com fronteira não tratada; b) modelo MEF-PML.

Como seria expectável, o modelo que prescindiu o tratamento das fronteiras artificiais não dá cumprimento ao requisito de simulação de uma barra semi-indefinida (ver Figura 3.12a). Porém, o grau de acuidade da solução alcançada pelo modelo MEF-PML é excelente, mesmo correspondendo a secção C a uma secção limite entre o domínio de interesse e o domínio PML. Este aspecto reveste-se de elevada importância pois sugere que não é necessária qualquer sobre-consideração do domínio de interesse, apresentando-se assim como uma vantagem do método MEF-PML face à conjugação dos métodos de elementos finitos e infinitos ou da consideração de fronteiras viscosas [42, 80].

Apesar do sucesso alcançado no presente exemplo de validação é de todo conveniente referir que o modelo prima pela simplicidade, sendo apenas permitida a propagação de ondas longitudinais com direcção totalmente definida (direcção axial da barra). Por esse motivo, exemplos de maior complexidade são desenvolvidos nas sub-secções seguintes.

3.5.3 Resposta de um meio indefinido – modelação 2.5D e 2D

Com o intuito de testar a fiabilidade e a precisão do modelo implementado, um exemplo um pouco mais complexo que o anterior é aqui simulado, sendo os resultados comparados com a solução analítica explícita proposta por Tadeu e Kausel [151]. A Figura 3.13 mostra as características principais do problema, bem como a geometria da malha de elementos finitos 2.5D adoptada. Para a análise numérica, tirou-se partido das condições de simetria e anti-simetria do problema, impondo-se assim as condições de fronteira da malha de elementos finitos 2.5D indicadas na Figura 3.13b.

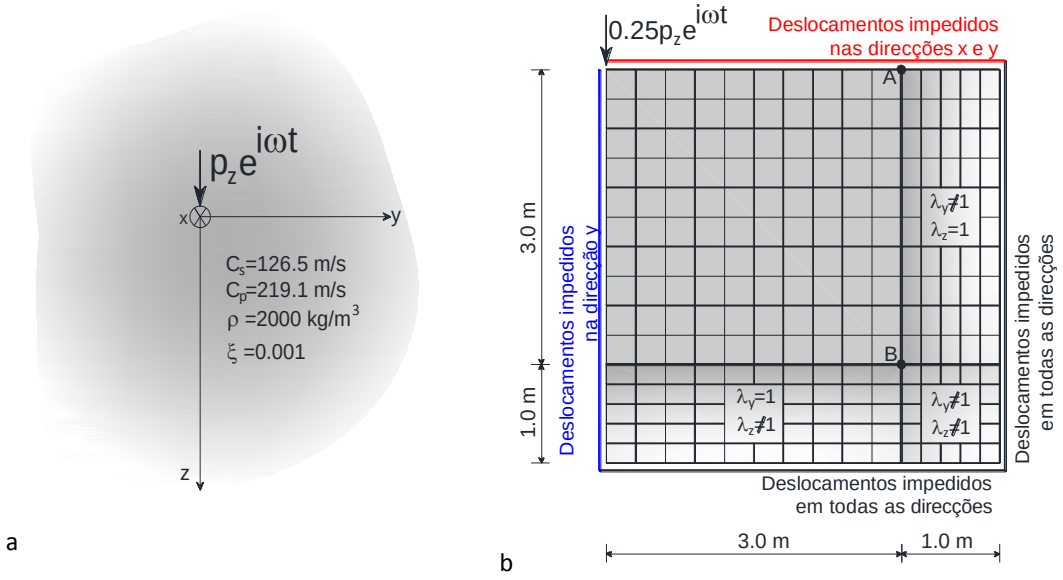


Figura 3.13 – Descrição do problema de validação: a) propriedades do meio indefinido; b) malha de elementos finitos 2.5D.

O domínio de interesse tem 3m×3m de secção transversal e é representado por elementos finitos 2.5D, sendo a largura de cada elemento le=0,3 m. Por sua vez, ao longo do contorno exterior do referido domínio, ou seja, nas fronteiras artificiais, é aplicada uma camada de elementos PML com 1m de espessura, sendo a sua dimensão ajustável em função do comprimento de onda que se propaga no plano YOZ. Deverá ser referido que a consideração de uma malha de elementos finitos de tão pequena dimensão para a simulação de um meio indefinido foi intencional, procurando assim avaliar-se a capacidade do modelo em responder a solicitações em que o comprimento de onda gerado seja substancialmente superior à dimensão do domínio de interesse.

O meio indefinido é excitado por uma carga vertical que é harmónica em relação ao eixo longitudinal de coordenadas x, com número de onda k_1. No domínio espaço-frequência, a carga é dada por:

$$p_j(x,y,z,\omega) = \delta_{ij}\delta(y)\delta(z)\cos(k_1 x) \qquad [3.45]$$

Uma vez que a carga é harmónica, os deslocamentos resultantes também são harmónicos:

$$u_j(x,y,z,\omega) = u_j(k_1,y,z,\omega)\cos(k_1 x) \qquad [3.46]$$

As Figura 3.14 e Figura 3.15 mostram os deslocamentos verticais ao longo do eixo y para números de onda k_1 adimensionais, definidos como $\mathbf{k_1}=k_1 Cs/\omega$, e para frequências de 10 Hz e 75 Hz, respectivamente.

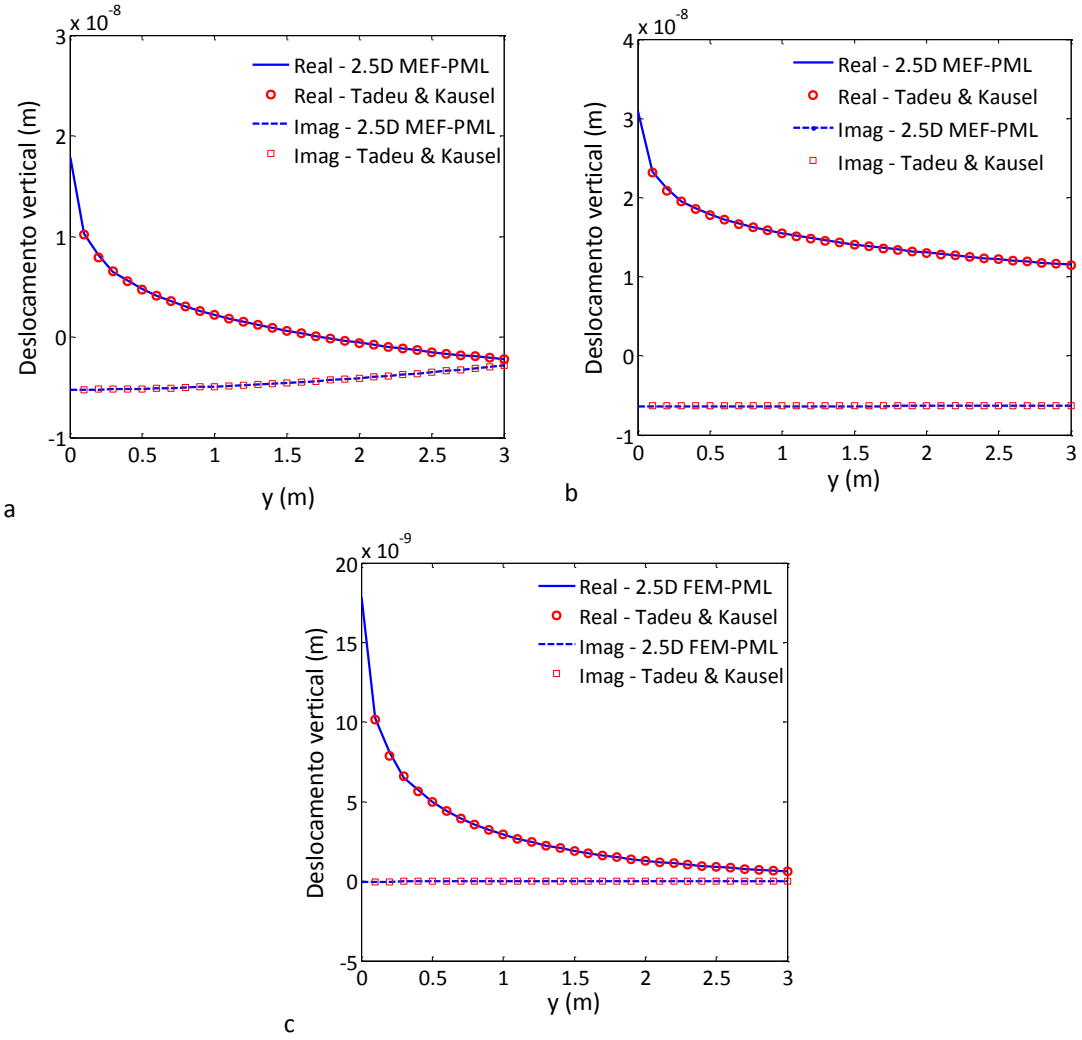


Figura 3.14 – Parte real e imaginária do deslocamento vertical u_z (x,y,z,ω) ao longo do eixo y do meio indefinido quando solicitado por uma carga vertical com uma frequência de excitação de 10 Hz e para os números de onda adimensionais: a) $\mathbf{k_1}$=0.5; b) $\mathbf{k_1}$=1.0; c) $\mathbf{k_1}$=1.5.

Analisando os resultados apresentados nas Figura 3.14 e Figura 3.15, pode-se concluir que a concordância entre as soluções numéricas e teóricas é esplêndida, independentemente do número de onda ou frequência. Deve ser salientado que, para $\mathbf{k_1}$ superior a 1 apenas são originadas ondas evanescentes ao longo da secção transversal, tal como sugerido pela equação [3.35]. Dado o facto do amortecimento material considerado ser muito reduzido, a componente imaginária da resposta é praticamente nula quando $\mathbf{k_1}$ é superior à unidade**,** evidenciando o carácter evanescente da resposta. Este efeito também é muito bem reproduzido pelo modelo numérico, verificando-se uma correspondência perfeita entre os resultados numéricos e teóricos.

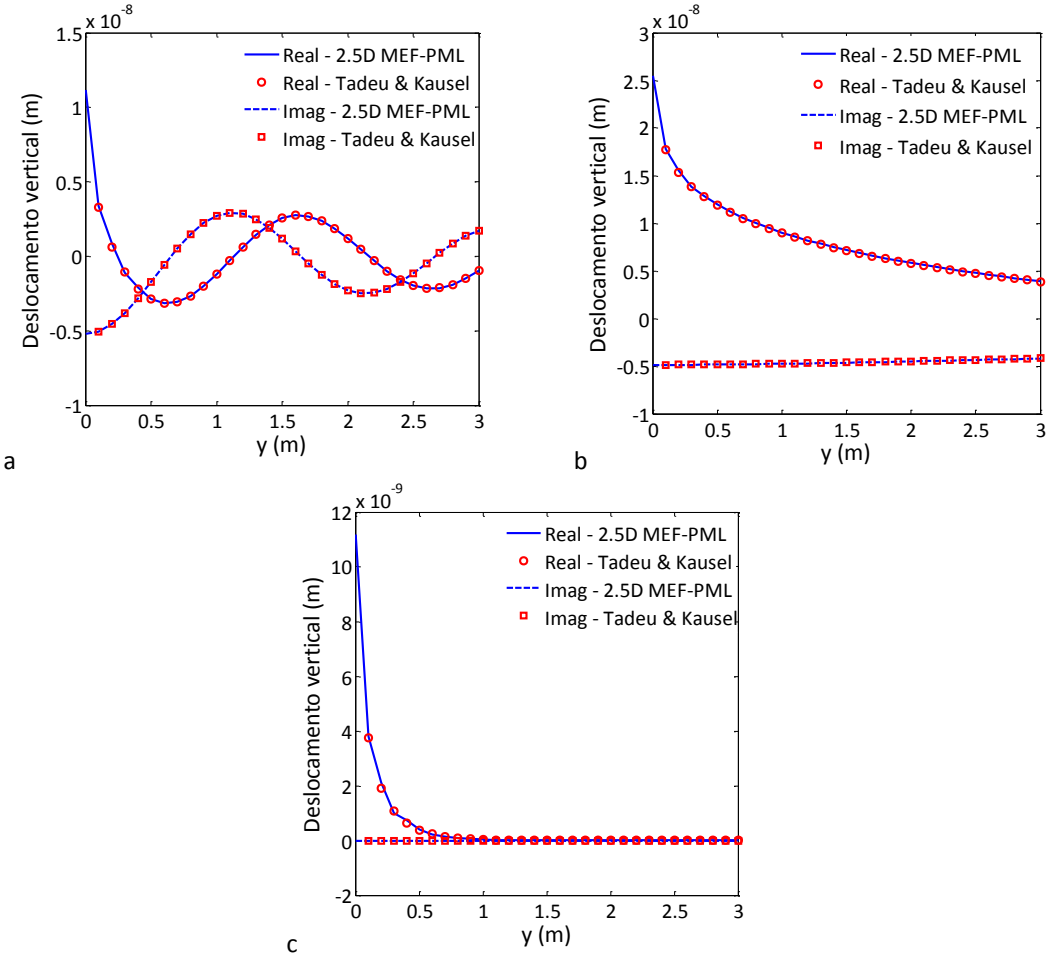


Figura 3.15 – Parte real e imaginária do deslocamento vertical u_z (x,y,z,ω) ao longo do eixo y do meio indefinido quando solicitado por uma carga vertical com uma frequência de excitação de 75 Hz e para os números de onda adimensionais: a) $\mathbf{k_1}$=0.5; b) $\mathbf{k_1}$=1.0; c) $\mathbf{k_1}$=1.5.

Um outro aspecto muito relevante que é evidenciado pelos resultados agora expostos, com especial destaque para a Figura 3.14a, prende-se com a capacidade do modelo em reproduzir com acuidade ondas propagantes, mesmo quando o seu comprimento de onda é substancialmente superior ao domínio de interesse. Com efeito, nas condições da Figura 3.14a, o comprimento da onda de corte propagante é de cerca de 14,5 m, correspondendo assim a cerca de 5 vezes a dimensão do domínio de interesse. A notória capacidade do modelo em reproduzir tal efeito deve-se à configuração adoptada para as funções de mudança de referencial adoptadas para o PML (expressões [3.33] e [3.34]). A introdução de uma componente real função do número de onda propagante na secção transversal permite que o modelo adapte automaticamente a dimensão dos elementos PML, acomodando assim a capacidade de simulação de grandes comprimentos de onda.

Pretendendo alargar o procedimento de validação, uma análise 2D também foi realizada. Na verdade, impondo k_1=0, o problema 2.5D redunda numa análise de deformação plana 2D. Para essa situação e assumindo o espaço indefinido com as propriedades indicadas na Figura 3.13a,

assim como o modelo descrito na Figura 3.13b, considerou-se agora uma carga vertical transiente em correspondência com o impulso de Ricker ilustrado na Figura 3.10. O ponto de aplicação da acção corresponde à origem do referencial (ver Figura 3.13a).

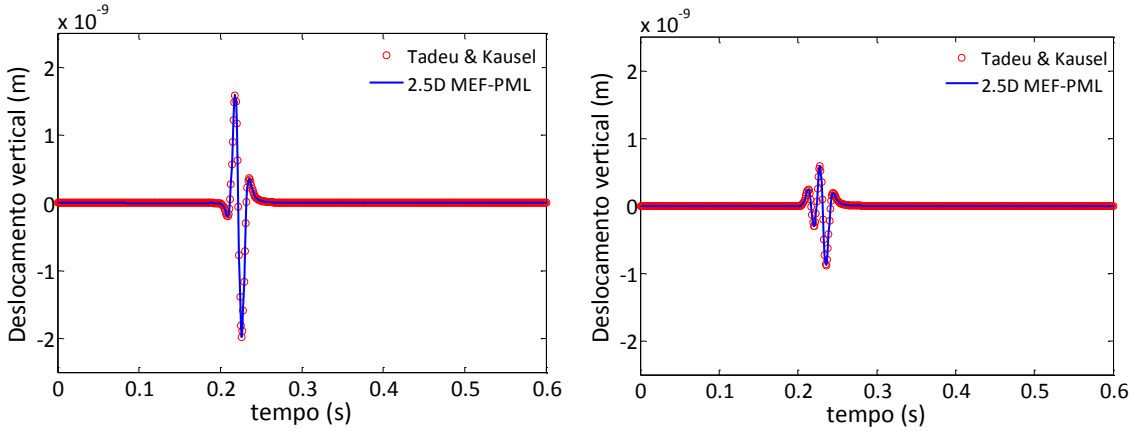


Figura 3.16 – Deslocamentos verticais no domínio do tempo, devido à excitação induzida pelo impulso de Ricker: a) Ponto A; b) Ponto B.

A Figura 3.16 mostra a resposta, no domínio espaço-tempo, dos pontos A e B indicados na Figura 3.13b, que estão posicionados no limite do domínio de interesse. Sobrepostos aos resultados numéricos, apresentam-se os resultados teóricos (calculados através das funções de Green 2.5D propostas por Tadeu e Kausel). Mais uma vez, a adesão entre a solução numérica e a teórica é perfeita, não havendo nenhuma distinção entre os resultados obtidos, mesmo para pontos localizados ao longo da fronteira do domínio de interesse. Este facto evidencia uma vez mais a capacidade do modelo proposto, mesmo quando o ponto em análise pertence à interface MEF-PML. Este aspecto reveste-se de muita importância, pois permite que não haja necessidade de qualquer subaproveitamento do domínio de interesse, prescindindo-se a simulação de uma zona de sacrifício para a qual poderiam existir reservas quanto à qualidade dos resultados obtidos.

Ainda em torno do mesmo exemplo de validação, uma comparação de resultados mais abrangente é dada pela Figura 3.17, onde o campo de deslocamentos verticais é descrito para alguns instantes temporais. Apenas o segundo quadrante da figura foi calculado pelo método numérico, sendo os resultados representados nos restantes quadrantes obtidos pela solução teórica proposta por Tadeu e Kausel [151]. Como se pode verificar, a concordância de resultados é perfeita para qualquer um dos instantes considerados, não se constatando qualquer reflexão espúria nas fronteiras artificias do problema.

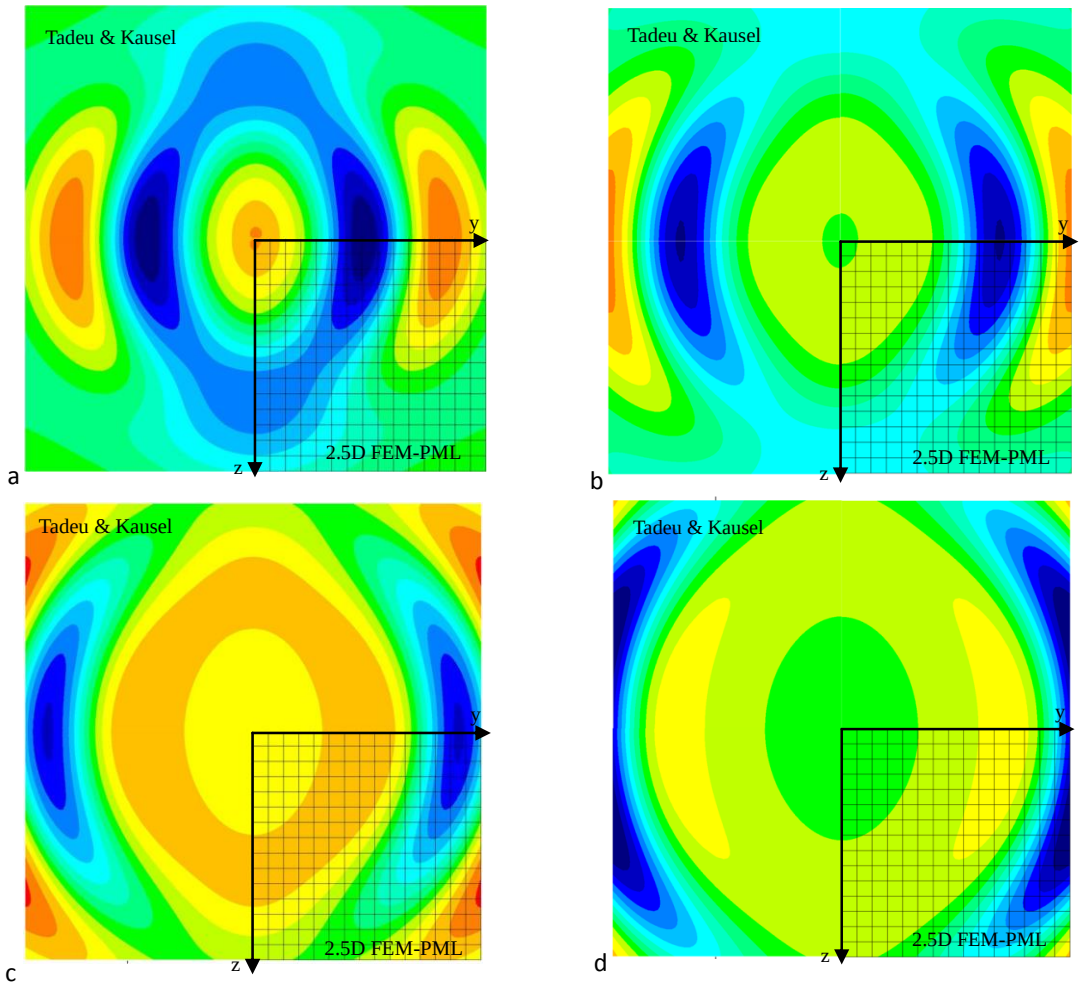


Figura 3.17 – Campo de deslocamentos verticais do meio indefinido devido à excitação induzida pelo impulso de Ricker para diferentes instantes temporais: a) t=0.214s, b) t=0.219s, c) t=0.224s, e d) t=0.229s.

3.5.4 Simulação quasi-tridimensional do sistema túnel-maciço geotécnico

3.5.4.1 Generalidades

Apesar do indubitável interesse dos resultados apresentados nas secções anteriores, os quais realçam a precisão e potencialidade do modelo desenvolvido, não deve ser esquecido que o objectivo é o desenvolvimento de uma ferramenta numérica para a análise da resposta dinâmica de túneis. Tendo presente tal objectivo, procedeu-se à identificação de alguns casos simples previamente identificados na bibliografia que pudessem servir de base de validação do modelo proposto. Dada a inexistência de soluções analíticas para cenários de elevada complexidade, como a resposta de um maciço geotécnico devido à aplicação de uma acção dinâmica no interior de um túnel, os exemplos de validação seguidamente apresentados recorreram ao confronto da solução vaticinada pelo modelo proposto com soluções homólogas avaliadas por metodologias totalmente distintas. Refira-se ainda que o próprio

modelo agora apresentado tem também servido de base para a validação de um outro modelo numérico, baseado no acoplamento 2.5D MSF-MEF [83] (método das soluções fundamentais – método dos elementos finitos) o qual se encontra em desenvolvimento por equipa conjunta da FCTUC e da FEUP, estando a autora do presente trabalho envolvida na referida equipa.

Atendendo ao objectivo agora proposto, são seguidamente apresentados exemplos de validação para os seguintes cenários: i) túnel embebido num meio indefinido; ii) túnel embebido num meio semi-indefinido; iii) túnel embebido num meio semi-indefinido e submetido a um carregamento móvel com configuração harmónica. Note-se que a simulação de meios semi-indefinidos acarreta um novo nível de desafio, pois para além da geração de ondas volúmicas, a presença da fronteira livre implica a propagação de ondas superficiais.

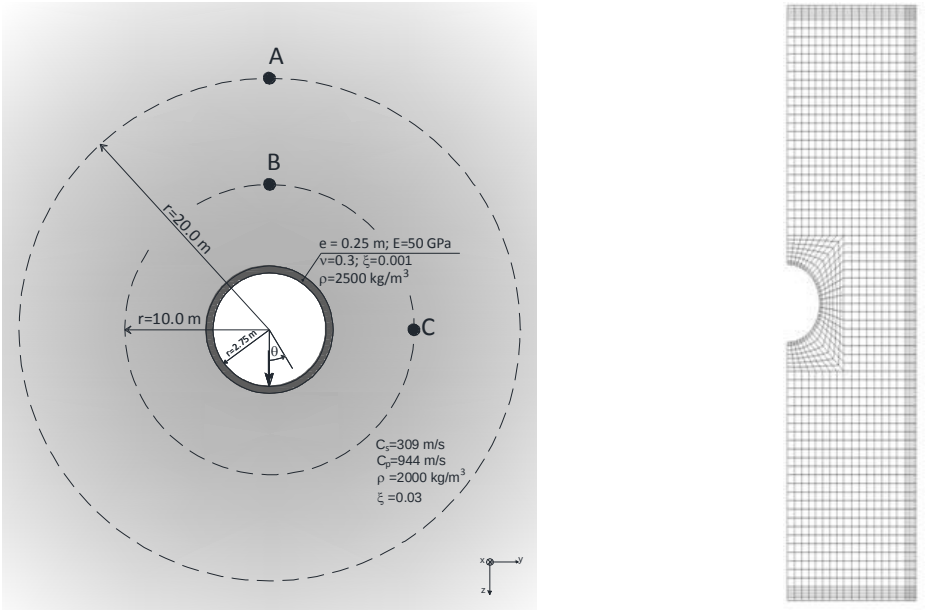
3.5.4.2 Túnel embebido num meio indefinido

Para o presente exemplo de validação foi seleccionado um conjunto de resultados previamente apresentados num estudo elaborado por Gupta et al. [74]. O caso de estudo em consideração foi utilizado para a validação de um modelo numérico desenvolvido por esses autores, comparando para o efeito a solução numérica com os resultados semi-analíticos fornecidos pelo modelo PiP (*Pipe in Pipe*) desenvolvido por Forrest e Hunt [126], o qual foi posteriormente aperfeiçoado por Hussein e Hunt [28]. Em concreto, o estudo apresentado de seguida compara três metodologias distintas para a análise da resposta dinâmica de um túnel embebido num meio indefinido: i) o modelo 2.5D MEF-PML agora proposto; ii) o modelo periódico MEF-MEC apresentado por Gupta et al. [74]; iii) o modelo semi-analítico PiP, que é aqui assumido como a solução de referência.

A Figura 3.18 resume as propriedades do túnel e do meio indefinido envolvente. O túnel, com um raio interno de 2,75 m e um revestimento de betão, com 0,25 m de espessura, é submetido a uma carga pontual vertical harmónica aplicada na sua base. Os pontos de observação são definidos por coordenadas polares na secção transversal do problema e por coordenadas rectangulares na direcção ortogonal, tal como se segue: x=0 m, r, θ. A carga é aplicada no ponto com coordenadas (0;2,75;0).

A malha de elementos finitos tem 10 m de largura e 40 m de altura, ou seja prolonga-se 20 m na direcção z relativamente ao centro do túnel (note-se que os pontos A e C pertencem à interface entre o domínio dos elementos finitos e dos PML's). O domínio foi discretizado em

elementos finitos 2.5D, sendo a largura de cada elemento inferior a 0,63 m, a fim de obter resultados precisos para frequências até 80 Hz. Para evitar reflexões espúrias de ondas que possam atingir as fronteiras artificiais do problema, uma camada de elementos PML com 1m espessura, compreendendo cinco camadas de elementos finitos 2.5D, foi acoplada ao longo das fronteiras artificiais.



a b

Figura 3.18 – Túnel inserido num meio indefinido: a) Descrição do problema; b) Malha de elementos finitos 2.5D.

A Figura 3.19 mostra a parte real da norma do campo de deslocamentos para o plano YOZ, ou seja, o plano que compreende a carga e os pontos de observação, para frequências distintas. Uma inspecção preliminar das figuras permite antecipar a boa qualidade dos resultados, não sendo percepcionada alguma perturbação dos campos de deslocamentos na proximidade das fronteiras do modelo.

Note-se que apesar da representação bidimensional apresentada na Figura 3.19, os resultados correspondem a uma análise tridimensional. Com efeito, o problema foi resolvido para sucessivos valores de k_1, sendo posteriormente invertido para o domínio do espaço.

Embora a análise da resposta esteja fora do âmbito do estudo proposto para a presente secção, a análise dos resultados da Figura 3.19 permite desde logo constatar que o aumento da frequência de excitação leva a uma concentração da deformação na zona inferior ao túnel, diminuindo assim a energia que é transmitida para o meio sobrejacente ao mesmo. Este e outros aspectos são devidamente analisados num capítulo posterior da presente dissertação.

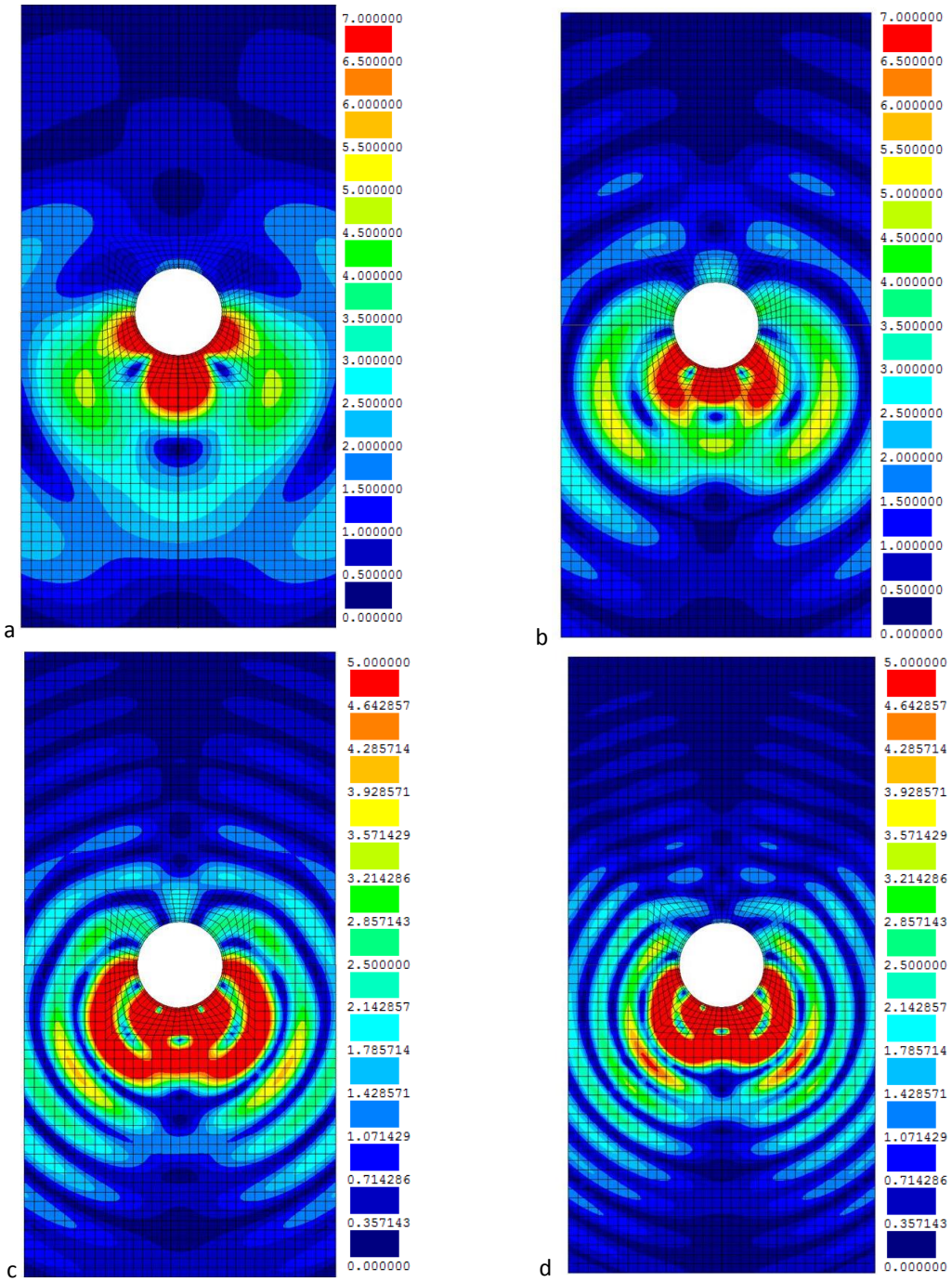


Figura 3.19 – Parte real do campo de deslocamentos ao longo do plano YOZ induzido por uma carga pontual harmónica, aplicada na base do túnel, com frequências distintas ($\times 10^{-11}$): a) 20 Hz; b) 40 Hz; c) 60Hz; d) 80 Hz.

Regressando ao objectivo de validação, a comparação entre os resultados proporcionados pelos diferentes modelos está patente na Figura 3.20, onde se ilustra o módulo da função de transferência do deslocamento vertical para cada um dos pontos de observação indicados na Figura 3.18a.

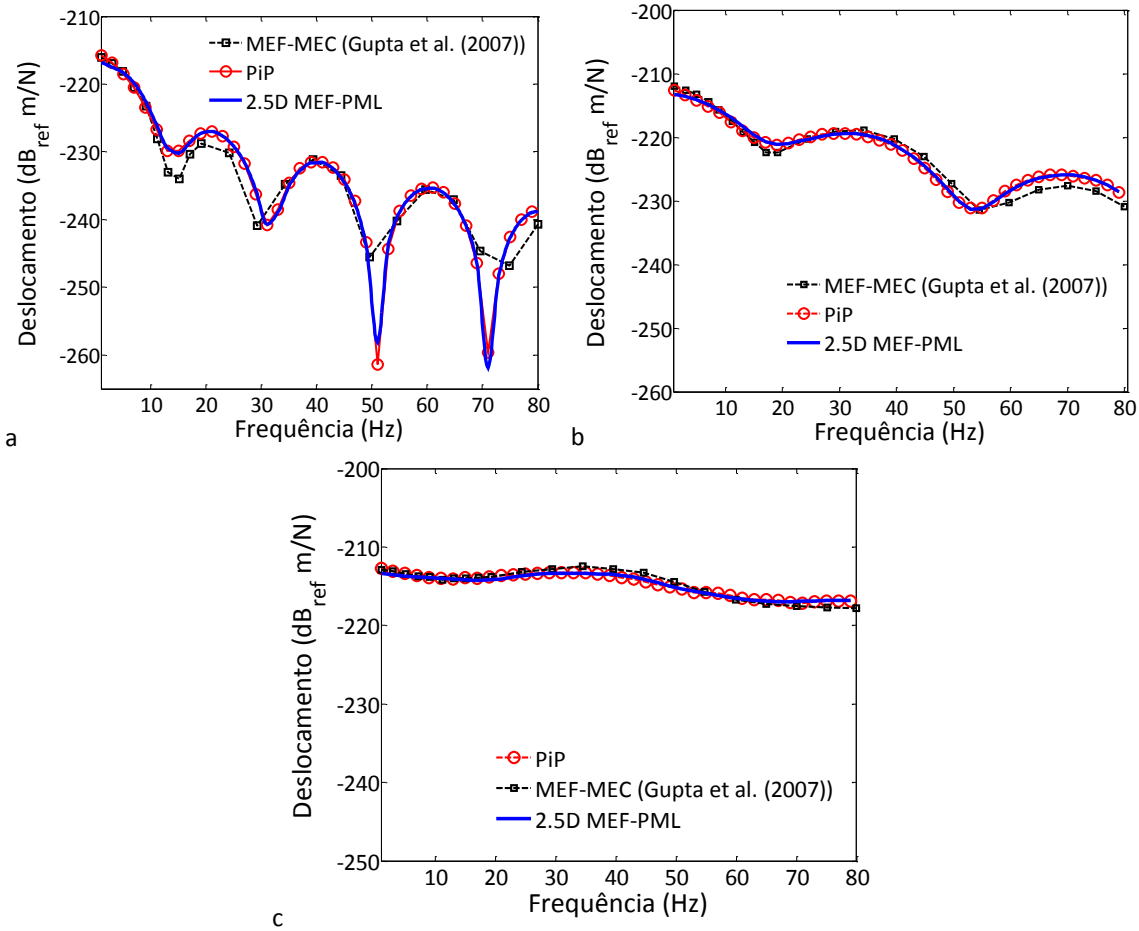


Figura 3.20 – Função de transferência dos deslocamentos verticais em diferentes locais: a) Ponto A; b) Ponto B; c) Ponto C.

Como se constata, uma muito boa precisão é alcançada com o modelo proposto. Na realidade, há uma concordância quase perfeita entre os resultados numéricos fornecidos pelo modelo proposto e os resultados obtidos usando o modelo PiP. Note-se que o modelo PiP é um modelo semi-analítico baseado na teoria de propagação de ondas em tubos de parede espessa, permitindo obter uma solução exacta nas presentes condições, ou seja, um túnel embebido num espaço indefinido [126]. Porém, pese embora as recentes alterações introduzidas no referido modelo, nomeadamente no que concerne à possibilidade de simulação de túneis em meios semi-indefinidos [168], não poderá deixar de ser referido que a solução não dá cumprimento a todos os requisitos de compatibilidade e equilíbrio, estando-lhe inerente um erro de génese, o qual é tanto mais significativo quanto mais superficial for o túnel [81]. Para além disso, o modelo numérico proposto é muito versátil, permitindo simular geometrias complexas, que não são possíveis de atender num modelo semi-analítico como o modelo PiP.

No que diz respeito à comparação com o modelo periódico MEF-MEC proposto por Gupta et al. [74], é claro, a partir dos resultados expressos acima, que o modelo 2.5D MEF-PML pode

suplantar a sua precisão. De facto, a ondulação entre os picos com um passo de 20 Hz, que está presente na Figura 3.20a, é muito bem reproduzida no modelo proposto, não sendo tão perceptível na solução alcançada por Gupta et al. [74]. Um pequeno aparte relativamente a esta modulação: a sua configuração deve-se à interferência entre ondas de corte e ondas longitudinais, a qual leva a uma minimização da resposta para frequências concretas em função da localização do ponto receptor face à fonte de excitação dinâmica. Este aspecto é tratado com devido detalhe no capítulo posterior da presente dissertação.

Uma última nota relativa ao tempo de cálculo: pese embora o modelo proposto não consiga alcançar a eficiência de desempenho do modelo PiP (tanto mais que na versão do presente estudo a solução é obtida por via analítica), os resultados expressos na Figura 3.20 foram obtidos com um esforço computacional inferior a uma hora, o que corresponde a um valor substancialmente inferior ao necessário à aplicação do modelo periódico MEC-MEF proposto por Gupta et. al. [74]. Um dos aspectos que mais concorre para o alto desempenho da formulação proposta prende-se com as capacidades de paralelização de cálculo oferecidas pela plataforma MatLab.

3.5.4.3 Túnel embebido num meio semi-indefinido

Pese embora o interesse teórico do caso analisado na secção precedente, a aderência do modelo de túnel embebido num meio indefinido à realidade é relativamente diminuta. Com excepção de casos muito específicos, como o de túneis construídos a grande profundidade para os quais, regra geral, o problema de vibrações induzidas por tráfego não se coloca, são poucas as situações em que tal modelo pode ter utilidade prática. Situação inversa ocorre no caso de o meio no qual se insere o túnel corresponder a um espaço semi-indefinido, o qual encontra paralelo nos maciços geotécnicos em que os efeitos de evolução em profundidade das propriedades geomecânicas não sejam muito notórios, pelo menos, ao longo do domínio interessado pelo problema. Assim sendo, e dado o facto de a presença de uma fronteira livre dar origem à propagação de ondas superficiais, o que por si só constitui um desafio adicional no que concerne à modelação numérica, pode pois afirmar-se que a introdução de um exemplo de validação nesse domínio se reveste de elevado interesse.

Tendo em conta os aspectos apresentados no parágrafo anterior, bem como a inexistência de solução analítica conhecida para tal cenário, seguiu-se a via de validação cruzada de dois modelos numéricos totalmente distintos: o modelo 2.5D MEF-PML desenvolvido no âmbito da

presente dissertação e um modelo 2.5D MEF-MSF, o qual resulta de um esforço de investigação conjunto entre o grupo de investigação em que a autora se insere e uma equipa da FCTUC [83].

Uma breve nota deverá aqui ser prestada à técnica de modelação MEF-MSF. Na verdade trata-se de um método acoplado onde as geometrias irregulares são abordadas pelo método dos elementos finitos, ao passo que o meio regular, neste caso o solo circundante ao túnel, é simulado recorrendo ao método sem malha das soluções fundamentais, MSF. Este método permite descrever a resposta do meio através de soluções fundamentais (funções de Green), que são compatibilizadas nas fronteiras atendendo às condições de equilíbrio e continuidade do campo de deslocamentos. Relativamente ao método dos elementos de contorno, a vantagem do MSF reside na ausência de necessidade de integração dos campos de variável ao longo do elemento, o que resulta numa diminuição do esforço computacional. Informação detalhada sobre a técnica MEF-MSF em simulações 2D pode ser encontrada em Godinho et al. [138], ao passo que a versão 2.5D pode ser brevemente consultada em Amado Mendes et al. [82], onde a autora da presente dissertação partilha co-autoria.

A secção transversal do exemplo adoptado para o presente estudo de validação é apresentada na Figura 3.21. As propriedades geométricas e mecânicas do túnel e do maciço envolvente encontram-se também indicadas na Figura 3.21. Dado importante a salientar é o facto de o túnel ser bastante superficial, sendo o seu recobrimento de apenas 6m, ou seja, idêntico ao diâmetro do mesmo. Para situações como esta, modelos mais eficientes do ponto de vista computacional, como o PiP, não permitem, regra geral, alcançar soluções com a acuidade pretendida.

Como pontos de observação foram seleccionados os pontos A, B, C, D, E e F, todos pertencentes à superfície livre do terreno e à secção transversal onde é aplicada a carga oscilante na soleira do túnel. No que concerne à malha 2.5D MEF-PML, esta encontra-se representada na Figura 3.22, tendo sido desenvolvida atendendo às condições de simetria do problema. Cabe aqui referir que a largura do domínio discretizado por elementos finitos, ou seja, o domínio de interesse apresenta exactamente 20 m, ou seja, o ponto F está inscrito na interface com os PML's. A dimensão dos elementos finitos foi definida tendo em conta uma excitação com frequência máxima de 80 Hz. No que concerne ao domínio PML, seguiu-se a regra habitual da definição de um domínio adaptativo com 1 m de espessura e discretizado em 5 camadas.

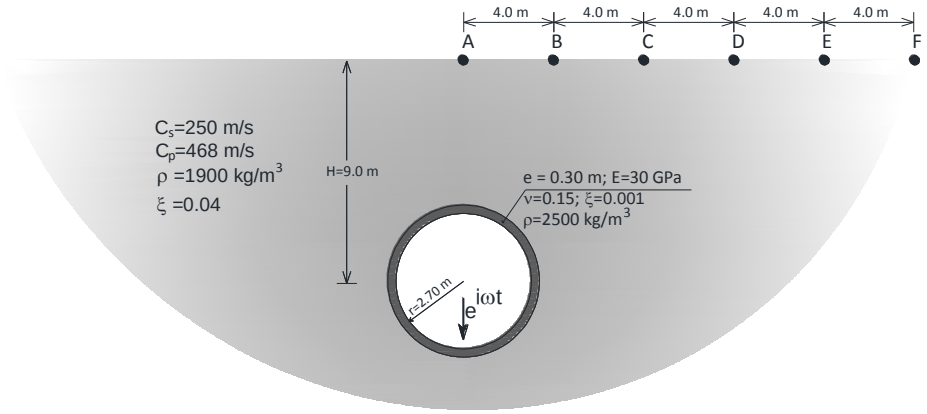


Figura 3.21 – Túnel inserido num meio semi-indefinido - descrição do problema.

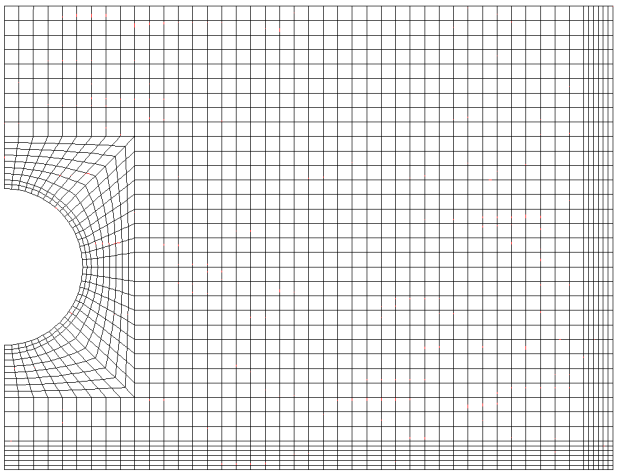


Figura 3.22 – Túnel inserido num meio semi-indefinido - malha de elementos finitos/PML's 2.5D.

Na Figura 3.23 são comparados os resultados referentes às funções de transferência de deslocamento vertical dos pontos de observação avaliados pelos dois métodos anteriormente referidos. Como se pode verificar a concordância é excelente, sendo apenas de notar um muito ligeiro desvio das duas soluções para frequências inferiores a 4 Hz. Além disso, e uma vez mais, o modelo 2.5D MEF-PML revela excelentes capacidades na simulação da resposta mesmo em pontos pertencentes ao limite do domínio de interesse, como é o caso do ponto F.

Como já anteriormente referido, os picos invertidos observados nas funções de transferência representadas na Figura 3.23 correspondem a interferências entre diferentes tipos de ondas. Se no caso anterior apenas ondas volúmicas eram admissíveis (ondas P e ondas S), dado o carácter indefinido do maciço, o mesmo não ocorre para o caso presente, onde a propagação de ondas superficiais junto da superfície do terreno não só ocorre como toma elevada relevância na resposta (as ondas superficiais são menos atenuadas por efeitos geométricos do que as ondas volúmicas). Portanto, agora os picos invertidos implicam a interferência entre ondas S, ondas P e ondas R. Dada a excelente concordância entre os resultados vaticinados pelos dois métodos, pode pois concluir-se que o método 2.5D MEF-PML apresenta elevada

capacidade na simulação de efeitos de ondas superficiais e respectiva interferência com outros tipos de onda.

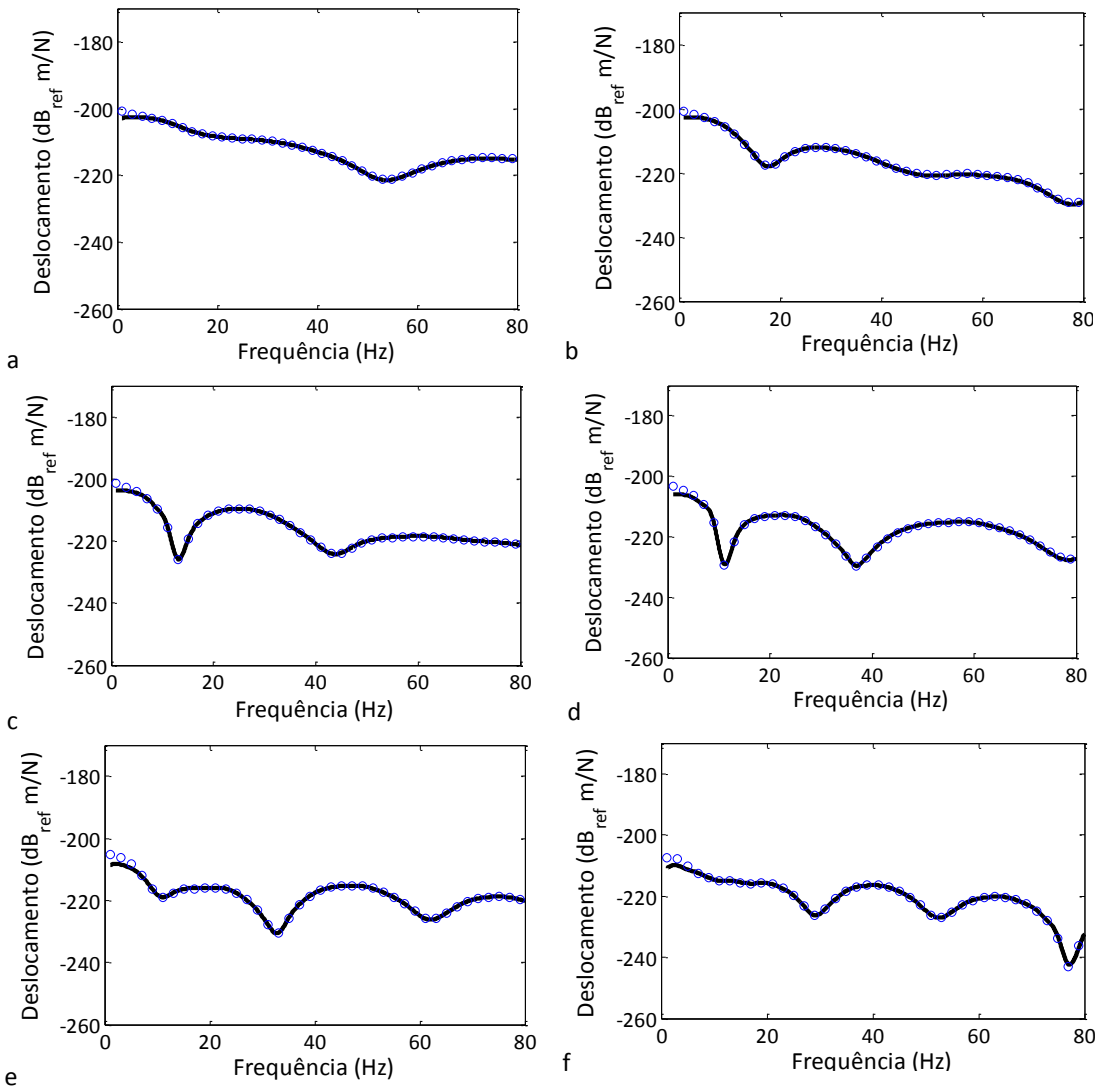
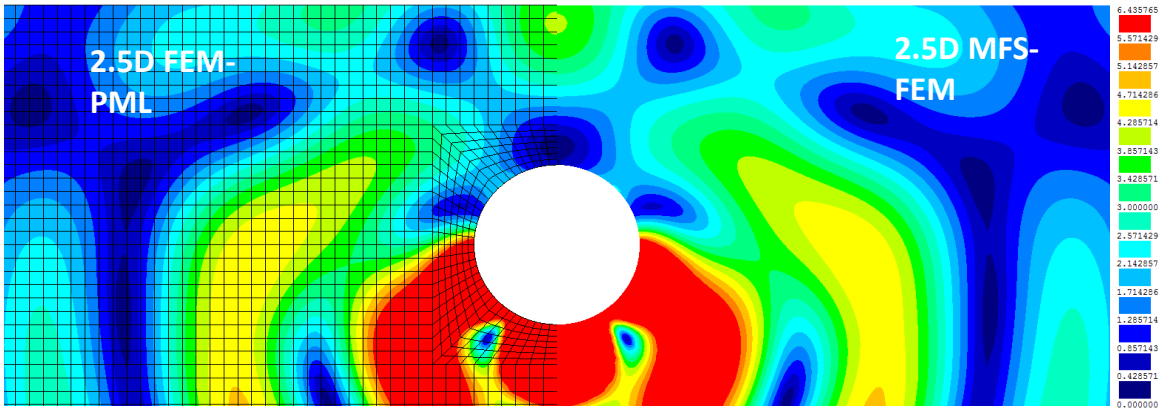


Figura 3.23 – Funções de transferência de deslocamento vertical em diferentes pontos da superfície do terreno: a) Ponto A; b) Ponto B; c) Ponto C; d) Ponto D; e) Ponto E; f) Ponto F (linha contínua preta – 2.5D MEF-PML; círculos azuis – 2.5D MEF-MSF).

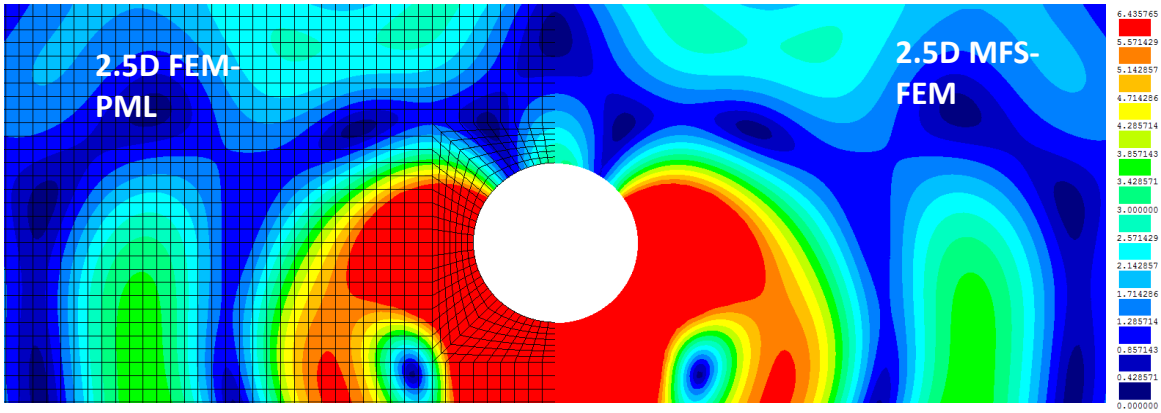
Um outro aspecto que não pode também deixar de ser comentado deve-se à constatação da redução do passo de frequência dos picos invertidos com o aumento da distância entre a fonte e o receptor.

Uma eventual melhor percepção global da acuidade fornecida pelo modelo proposto é permitida pelas Figura 3.24 e Figura 3.25, onde se ilustra a norma do campo de deslocamentos induzido na secção transversal onde se inscreve a acção para frequências de excitação de 20 Hz e 60 Hz, respectivamente. O lado esquerdo das figuras resulta da aplicação do modelo 2.5D MEF-PML, ao passo que o lado direito da aplicação do modelo 2.5D MEF-MSF. Deverá ser aqui realçado que para um exemplo como o actual, o esforço de cálculo implícito ao modelo

2.5D MEF-PML é substancialmente inferior ao verificado para o modelo 2.5D MEF-MSF. Esta vantagem computacional tende a esvanecer com o aumento da distância fonte-receptor, onde a supremacia de modelos não discretizados, como o MSF, é indiscutível.



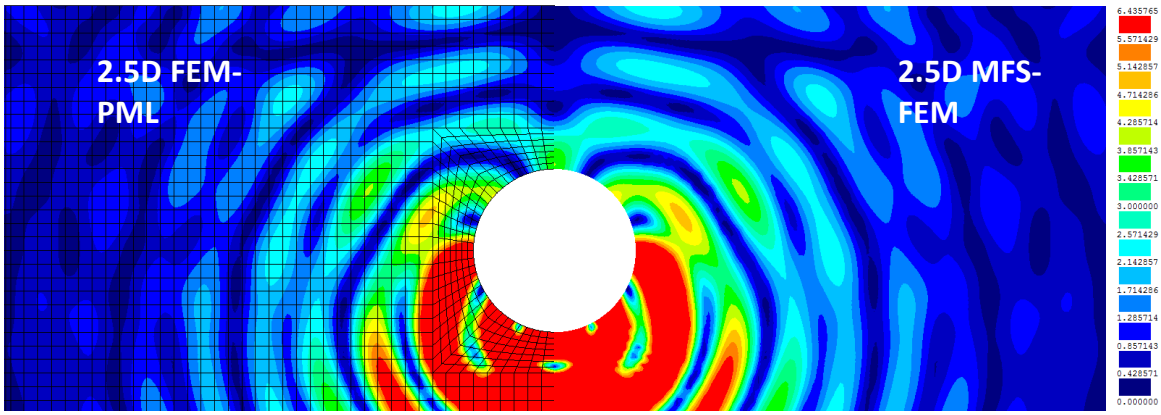
a



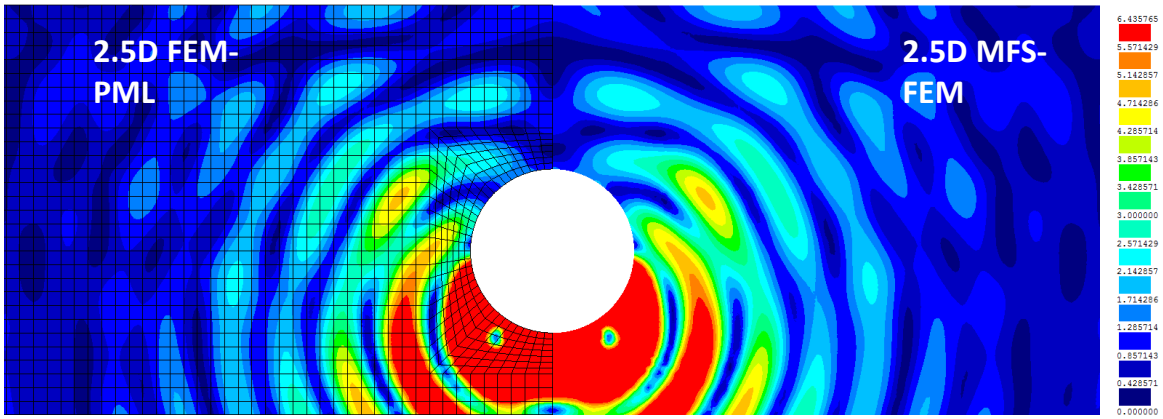
b

Figura 3.24 – Campo de deslocamentos na secção transversal x=0 m devido à acção de uma carga pontual vertical unitária com frequência de 20 Hz: a) Parte real; b) Parte imaginária (amplitude da resposta em metros multiplicada por 10^{-11}) [82].

Passando agora à análise dos resultados expostos nas Figura 3.24 e Figura 3.25, é notória a concordância entre os resultados vaticinados pelos dois modelos em causa, servindo o presente exemplo de validação cruzada.



a



b

Figura 3.25 – Campo de deslocamentos na secção transversal x=0 m devido à acção de uma carga pontual vertical unitária com frequência de 60 Hz: a) Parte real; b) Parte imaginária (amplitude da resposta em metros multiplicada por 10^{-11}) [82].

3.5.4.4 Túnel embebido num meio semi-indefinido e submetido a carregamento móvel

Dado o âmbito da presente dissertação não poderia considerar-se o estudo de validação como completo sem que fosse efectuada uma análise do problema dinâmico suscitado por carregamentos móveis com amplitude harmónica. Desse modo, considere-se agora o sistema mecânico representado na Figura 3.21, mas supondo que a carga unitária aplicada na soleira do túnel se move na direcção x com uma velocidade c=40 m/s. Para além disso considere-se ainda que simultaneamente ao movimento, a carga oscila com uma frequência f=20 Hz.

Visto que para as condições indicadas no parágrafo anterior não é conhecida solução analítica, recorreu-se uma vez mais a validação cruzada tendo por base a confrontação entre os resultados vaticinados pelo modelo proposto e pelo modelo 2.5D MEF-MSF. Na Figura 3.26 e na Figura 3.27 é apresentada uma confrontação de resultados no domínio do número de onda. A Figura 3.26 refere-se ao valor da resposta nas diferentes direcções para o alinhamento no qual se inscreve o ponto A (ver Figura 3.21), ou seja (k_1,y_A,z_A), sendo os resultados homólogos mas agora referentes ao alinhamento que inclui o ponto F (k_1,y_F,z_F) ilustrados na Figura 3.27. Como se constata, a concordância entre os resultados avaliados pelos dois métodos é perfeita, tanto para o alinhamento pertencente ao plano de simetria do problema como para o alinhamento pertencente ao limite do domínio de interesse.

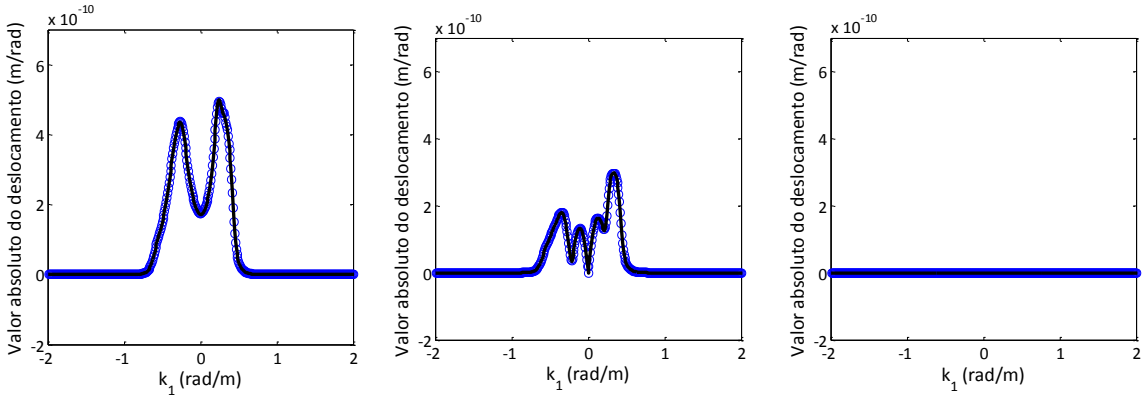


Figura 3.26 – Funções de transferência de deslocamento para o alinhamento longitudinal onde se inscreve o ponto A (linha contínua preta – 2.5D MEF-PML; círculos azuis – 2.5D MEF-MSF): a) uz(k_1,ya,za); b) ux(k_1,ya,za); b) uy(k_1,ya,za) .

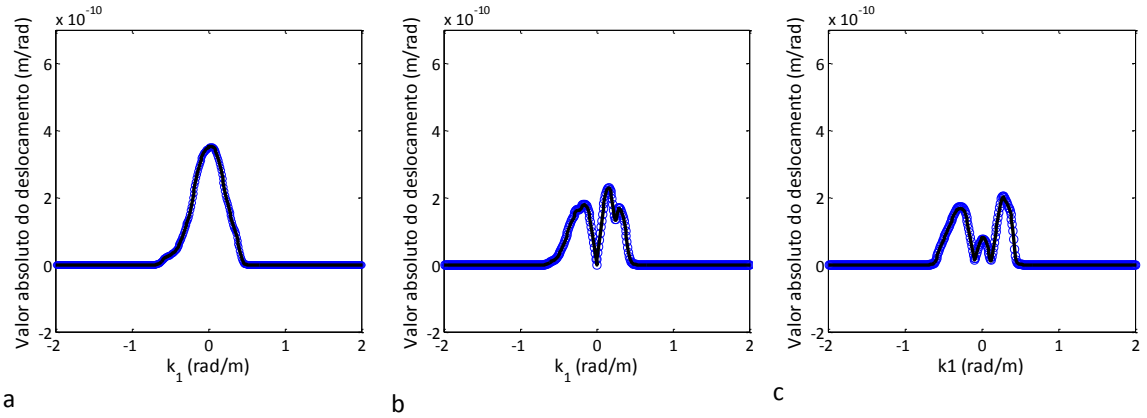


Figura 3.27 – Valor absoluto das funções de transferência de deslocamento para o alinhamento longitudinal onde se inscreve o ponto F (linha contínua preta – 2.5D MEF-PML; círculos azuis – 2.5D MEF-MSF): a) uz(k_1,yF,zF); b) ux(k_1,yF,zF); b) uy(k_1,yF,zF).

Dado que a concordância é perfeita no domínio transformado, consequentemente também o é no domínio não transformado. Na Figura 3.28 apresentam-se os resultados referentes à parte real e imaginária da amplitude da resposta ao longo do alinhamento longitudinal que inclui o ponto A, descrito através da coordenada móvel s=x-ct. Dadas as condições de simetria do problema, o deslocamento segundo a direcção y é nulo ao longo do referido alinhamento, razão pela qual é aqui dispensada a sua representação.

Relativamente à resposta no domínio não transformado ao longo do alinhamento onde se inscreve o ponto F, esta encontra-se representada na Figura 3.29. Como se pode verificar, mesmo ao longo do alinhamento em causa, o qual corresponde a um limite do domínio de interesse, continua a verificar-se uma concordância absoluta entre os resultados ditados pelos dois métodos sob escrutínio.

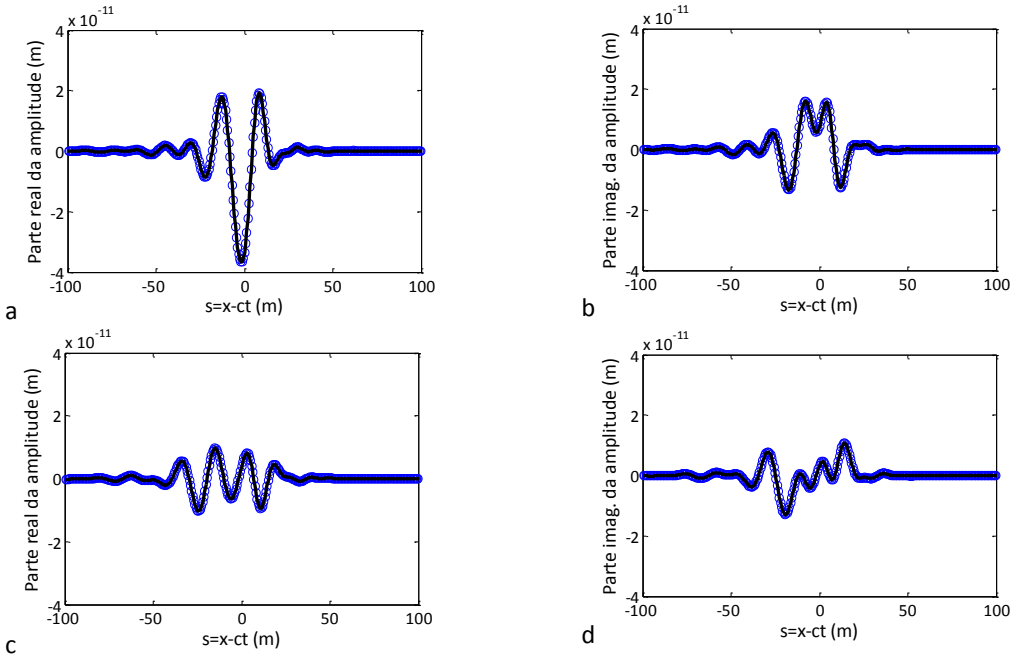


Figura 3.28 – Componentes do deslocamento ao longo do alinhamento que inclui o ponto A (referencial móvel): a) parte real de uz(s,yA,zA);b) parte imaginária de uz(s,yA,zA); c) parte real de ux(s,yA,zA); d) parte imaginária de ux(s,yA,zA).

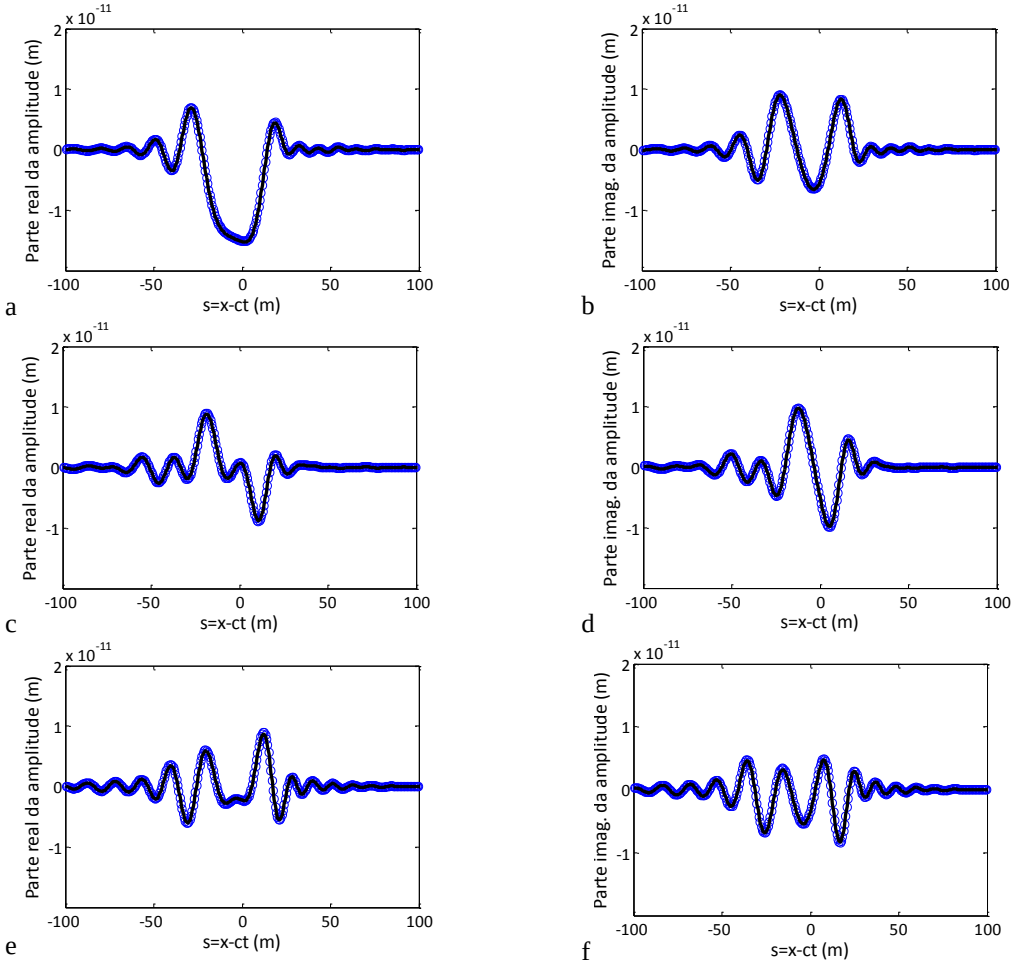


Figura 3.29 – Componentes do deslocamento ao longo do alinhamento que inclui o ponto F (referencial móvel): a) parte real de uz(s,yF,zF);b) parte imaginária de uz(s,yF,zF); c) parte real de ux(s,yF,zF); d) parte imaginária de ux(s,yF,zF); e) parte real de uy(s,yF,zF); f) parte imaginária de uy(s,yF,zF).

3.6 Considerações finais

O capítulo que agora culmina foi dedicado à apresentação e validação de uma ferramenta de cálculo especialmente adaptada para a análise da resposta dinâmica de estruturas com desenvolvimento infinito. Pese embora a ferramenta tenha sido desenvolvida tendo como plataforma de base um modelo numérico previamente existente e baseado no método dos elementos finitos 2.5D, as melhorias implementadas no decorrer da presente dissertação, nomeadamente a incorporação da técnica do método das camadas absorventes (PML) na versão 2.5D permitiu alcançar um mais elevado estágio de sofisticação na modelação numérica dos problemas em causa. Com efeito, as potenciais desvantagens inerentes à simulação de meios semi-indefinidos pelo método dos elementos finitos 2.5D e respectivo tratamento das fronteiras locais pelo método das fronteiras absorventes ou pelo método dos elementos infinitos, as quais se encontram bem identificadas por Alves Costa et al.[80], são suplantadas pela incorporação da técnica PML 2.5D, principalmente tendo em conta o carácter adaptativo da técnica, a qual permite um ajuste automático da malha em função da frequência de excitação.

Um outro aspecto relevante suscitado no presente capítulo prende-se com o conjunto de exemplos de validação desenvolvidos, com grau crescente de complexidade, que para além de constituírem uma mais valia na exposição das potencialidades do modelo, constituem também um conjunto de “benchmarks” que já têm vindo a ser utilizados para validação de modelos propostos por outros autores, nomeadamente o modelo 2.5D MEF-MSF [83]. Refira-se por último que, comparativamente com outros modelos, a ferramenta agora proposta apresenta um desempenho computacional notável.

Propagação de vibrações no sistema túnel-maciço: estudo paramétrico

4.1 Considerações iniciais

Após a validação do modelo numérico introduzido no Capítulo 3, cabe agora apresentar e desenvolver um estudo paramétrico cujo objectivo é contribuir para um melhor entendimento da influência das propriedades do solo e do túnel na propagação de vibrações induzidas por cargas dinâmicas aplicadas no interior do túnel. Reitera-se que o modelo anteriormente apresentado, e que agora vai ser amplamente explorado, constitui uma poderosa ferramenta para a tarefa que a autora se propôs levar a cabo. Com efeito o modelo, ainda que complexo, é muito versátil e se devidamente integrado com outros sub-módulos permite considerar todas as sub-estruturas envolvidas, apresentando uma elevada eficiência computacional.

Uma das vantagens do desenvolvimento de ferramentas numéricas eficientes consiste na capacidade de realização de experimentação numérica, vulgos estudos paramétricos. Tais estudos permitem não só obter um melhor conhecimento sobre a influência relativa dos diferentes parâmetros envolvidos no sistema, como também avaliar a sensibilidade do sistema face a variações dos mesmos. Em suma, os estudos paramétricos, se bem gizados, conduzidos e interpretados, podem contribuir eficazmente para um maior domínio (compreensão) do problema em estudo.

O problema que se aborda na presente dissertação apresenta elevado grau de complexidade, o que faz com que seja sempre difícil, senão impossível, estimar de forma exacta a resposta do sistema face à acção imposta pelo tráfego ferroviário. Entre vários aspectos condicionantes, a incerteza dos valores das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos constitui por si só uma causa de não aderência entre as previsões numéricas e a realidade medida, sendo sugerido por Hunt e Hussein que facilmente se alcança um desfasamento de mais de 10 dB [169] (note-se que um desfasamento de 10 dB corresponde a 3,2 vezes). A realização de

estudos paramétricos permite não só um melhor entendimento da física do problema como também a identificação dos parâmetros mais condicionantes, aos quais, obviamente, deverá ser prestada uma maior atenção.

O estudo paramétrico realizado pretende avaliar a influência de diversos parâmetros relacionados com as características do túnel e do maciço circundante no mecanismo de propagação de vibrações induzidas pela aplicação de uma acção dinâmica no "*invert*" do túnel. Dado que não constitui um cenário realista, ou pelo menos plausível, a circulação de comboios em túneis em que a velocidade de circulação ultrapasse a velocidade crítica, assunto que mereceria um estudo detalhado e que pode ser consultado em diferentes referências bibliográficas [52, 78, 150], considerou-se o efeito de propagação de vibrações induzidas por uma acção harmónica não móvel, de magnitude unitária, aplicada na soleira do túnel. Além disso, o estudo apresentado, como se verá de seguida, é baseado no conceito de função de transferência entre o ponto de solicitação e a resposta observada nos pontos de recepção. Assim sendo, a inclusão de carregamentos móveis teria como consequência a excitação de múltiplas frequências devido ao efeito de Doppler decorrente do facto do ponto de observação ter posição espacial fixa. Dado que para baixas velocidades de circulação face à velocidade de propagação de ondas elásticas no terreno o efeito da velocidade perde preponderância, entendeu-se ser mais adequada a realização do presente estudo considerando acções não móveis, sendo posteriormente o estudo alargado em capítulos posteriores para cenários de solicitação móvel.

Dado o carácter do estudo seguidamente apresentado pode afirmar-se que este é complementar dos estudos realizados por Gupta et al. [57, 128], Muller[85], Rieckh et al. [84] e Hung e Yang [52], mas agora procede-se a uma uniformização e generalização da análise que permitem retirar ilações mais abrangentes.

4.2 Descrição do cenário de referência

A Figura 4.1 ilustra a geometria e as propriedades mecânicas adoptadas para o cenário de referência.

O estudo proposto contempla um túnel pouco profundo envolvido por um maciço homogéneo e semi-indefinido. A excitação dinâmica resulta da aplicação de uma carga vertical, de amplitude unitária (1 N), harmónica, com frequência variável, na base do túnel. A Figura 4.1 mostra a localização dos diversos pontos de observação considerados no interior e à superfície

do maciço envolvente, bem como no próprio túnel (sendo neste caso de realçar o ponto situado sob a carga aplicada). Os pontos de observação e o ponto de aplicação da acção encontram-se inscritos na mesma secção transversal (condição de carga parada). Sem embargo, o problema mantém-se tridimensional uma vez que é considerada uma carga pontual. A este respeito, cabe salientar a necessidade imperiosa de realização de análises tridimensionais, tal como constatado por Andersen e Jones [170]. De facto, mesmo para estudos de sensibilidade, a análise bidimensional em estado plano de deformação revela-se inadequada, tanto mais que o carácter pontual da acção impõe condições de radiação de energia substancialmente distintas das verificadas em condição bidimensional.

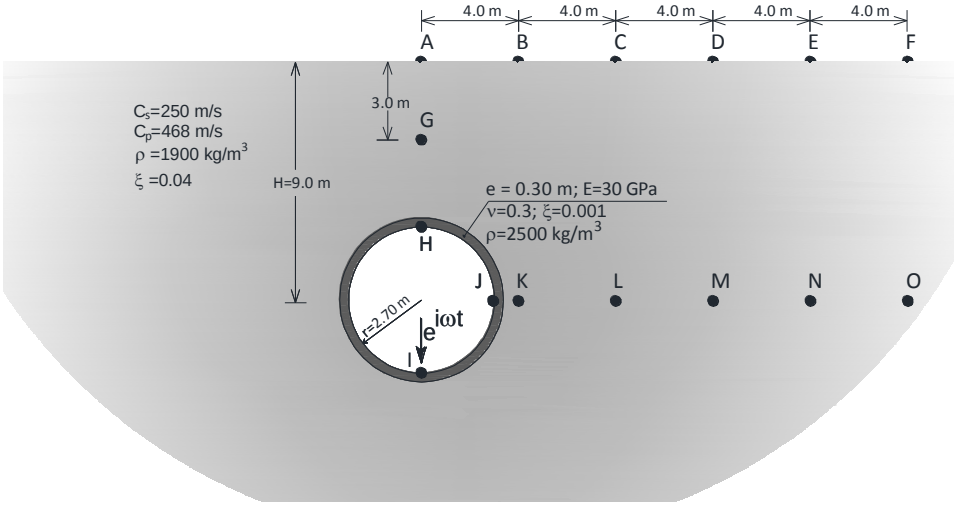


Figura 4.1 – Geometria e propriedades dos materiais adoptados para o cenário de referência.

A consideração de pontos de observação localizados tanto na superfície do terreno como no interior do maciço, visa estudar as diferenças no mecanismo de propagação devido à presença de fronteira livre (superfície do terreno). Além disso convém referir que, para efeitos práticos, o discernimento sobre a resposta em zonas interiores do maciço tem pertinência aquando da consideração de edificações fundadas em estacas e localizadas nas imediações de túneis ferroviários, assunto que aliás vem sendo objecto de investigação recente por Hussein et al. [92, 171, 172]

Relativamente à simulação numérica, desenvolveu-se um modelo 2.5D MEF-PML tirando partido das condições de simetria do problema em análise. O domínio de interesse foi considerado com uma largura de 20m, ou seja, o alinhamento vertical que inclui o ponto F indicado na Figura 4.1, correspondente à fronteira desse domínio. A dimensão dos elementos finitos foi definida de modo a permitir analisar uma gama de frequências até aos 80Hz. Acoplada ao domínio de interesse, foi considerada uma fiada de 2.5D PML's com 1 metro de

espessura, dividida em 6 sub-camadas. A Figura 4.2 mostra a malha de elementos finitos adoptada para o cenário de referência.

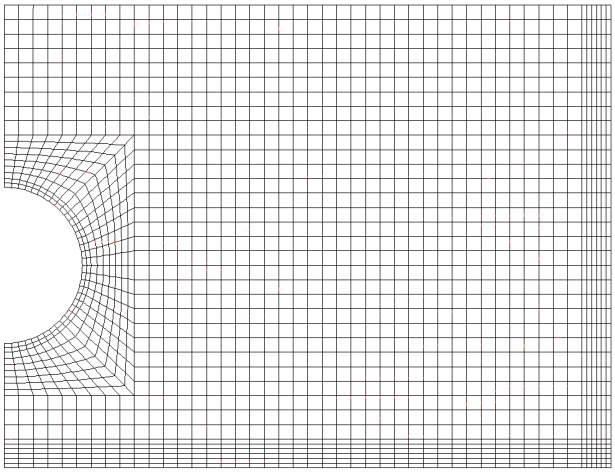


Figura 4.2 – Malha de elementos finitos adoptada para o cenário de referência.

Tendo como base o cenário de referência descrito, foi desenvolvido um estudo paramétrico cujas principais conclusões são apresentadas nas secções seguintes. Em todas as análises apresentadas, a influência dos diferentes parâmetros é discutida face à resposta obtida para o cenário de referência descrito na presente secção.

4.3 Influência da cavidade e do túnel na resposta dinâmica do maciço

De modo a permitir uma melhor compreensão do comportamento dinâmico do sistema túnel-maciço, determinante para o problema em análise, inicia-se o estudo considerando três cenários distintos: o cenário de referência (Figura 4.1), um cenário em que, em vez do túnel, existe apenas uma cavidade no maciço, sendo o diâmetro da cavidade igual ao diâmetro interior do túnel, e, por último, um outro cenário que corresponde somente ao maciço homogéneo e semi-indefinido. A acção é sempre aplicada no mesmo ponto e tem exactamente as mesmas características nos três cenários.

Pretende-se assim, comparando os três cenários descritos, avaliar a influência na resposta da existência de uma cavidade no maciço, bem como da existência de um túnel nesse mesmo maciço, situação que traduz o cenário de referência. Os três cenários encontram-se esquematicamente ilustrados na Figura 4.3. A análise efectuada para além de permitir discutir a influência da presença da cavidade e seu revestimento, tem também como objectivo avaliar em que medida a utilização de um simples modelo de um semi-espaço submetido a uma acção dinâmica no seu interior (modelo representado na Figura 4.3c) aproxima a solução de

propagação de vibrações oriundas de um túnel embebido num maciço semi-indefinido. Note-se que esta questão tem interesse prático, visto que poderia suportar a opção de, ainda que em fase de estudo preliminar, se prescindir da simulação 2.5D MEF-PML, bastando recorrer-se a uma formulação de funções de Green 2.5D para meios semi-indefinidos, tal como a proposta por Tadeu et al.[173], com evidente vantagem do ponto de vista computacional.

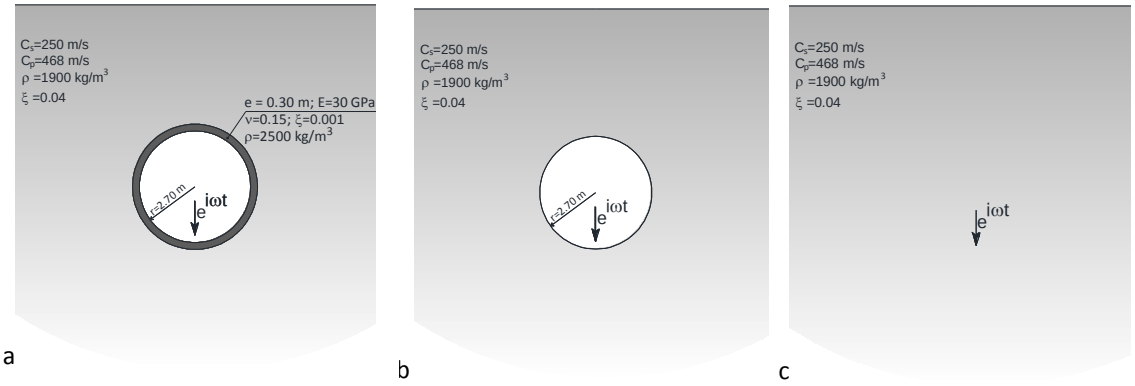


Figura 4.3 – Cenários em estudo: a) túnel embebido no maciço; b) cavidade no interior do maciço; c) maciço semi-indefinido.

A Figura 4.4 ilustra os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação e para os três cenários considerados. Note-se que, por uma questão de facilidade de visualização, os resultados são apresentados em decibel, de tal modo que:

$$u_{dB} = 20\log_{10}\left(\frac{u}{u_0}\right) \text{ em que } u_0=1 \text{ m} \qquad [4.1]$$

Considerando uma amplitude de carga de 1 N, os valores dos deslocamentos que adiante se discutem situam-se entre os -180 dB e os -260 dB, sendo que uma variação de 20 dB corresponde a uma diferença de uma ordem de grandeza.

Uma primeira observação da Figura 4.4 deixa claro que a resposta dinâmica à superfície é complexa, caracterizando-se por um comportamento ondulante, o qual resulta da interferência de ondas de compressão, de corte e de Rayleigh. O maciço envolvente permite a radiação de energia, sendo o passo da frequência (espaçamento dos picos invertidos exibidos) do padrão de interferência dependente da distância do ponto de observação à fonte, bem como da velocidade de propagação das ondas de compressão e de corte no maciço. Este efeito, previamente identificado por Gupta et al. [128], é fortemente influenciado pela presença do túnel ou cavidade, dado que este elemento introduz uma perturbação no campo de propagação de vibrações face ao que ocorre no caso de o meio ser contínuo.

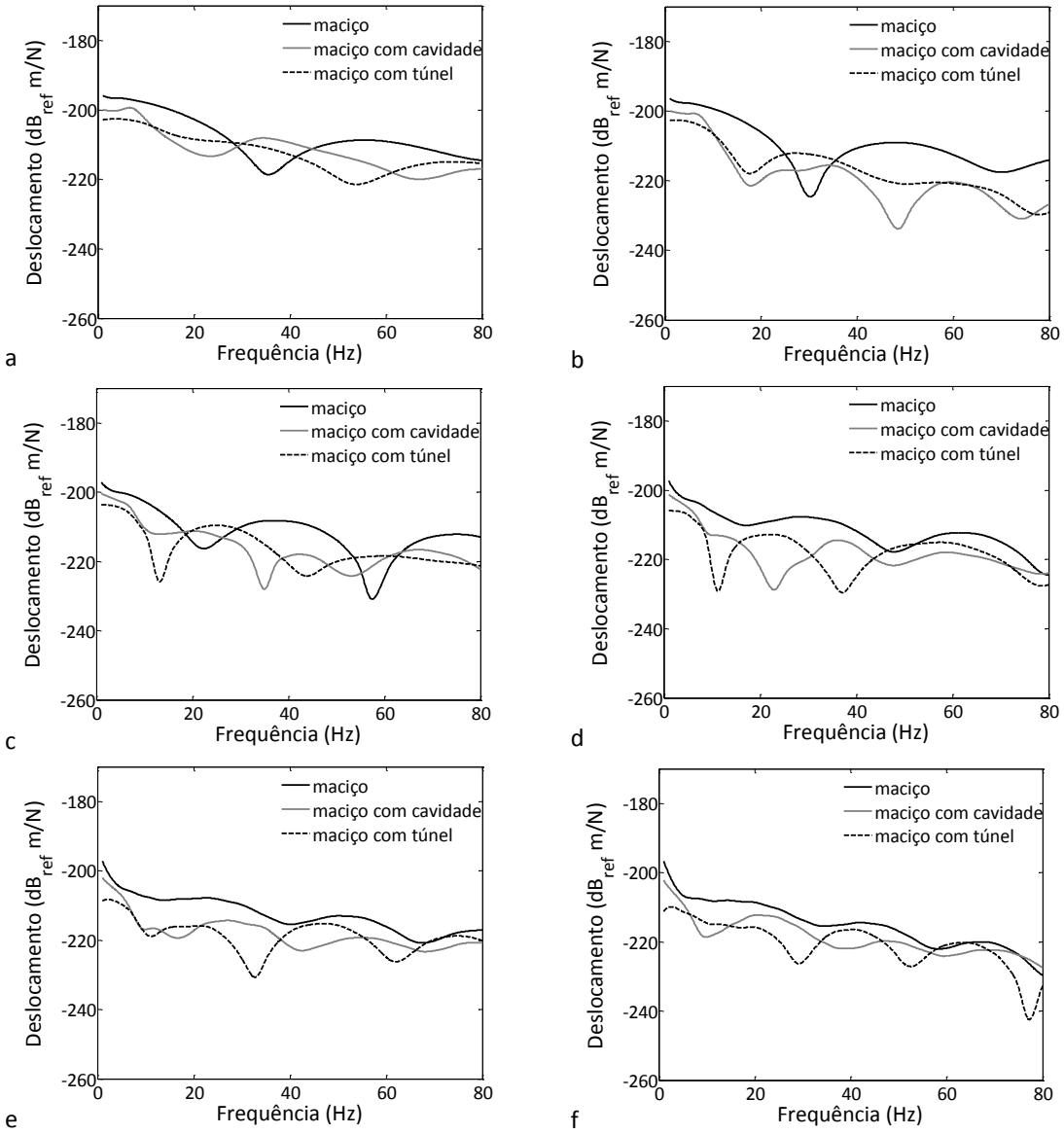


Figura 4.4 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para três cenários distintos: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Na Figura 4.4 verifica-se que, de um modo geral, os maiores deslocamentos ocorrem para o cenário de maciço contínuo, correspondendo, em contrapartida, os menores deslocamentos à situação do maciço com túnel.

No caso da abertura de uma cavidade no maciço, observa-se uma diminuição significativa no valor dos deslocamentos verticais quando comparados com os obtidos para o caso do maciço. De facto, a cavidade existente no interior do maciço provoca uma alteração no caminho de transmissão de vibrações entre a fonte e o receptor. Assim, a redução registada nos níveis de vibração pode, em parte, ser justificada pela interrupção que a abertura da cavidade representa no percurso de transmissão de vibrações entre a fonte e os pontos de observação. Como não poderia deixar de ser, o referido efeito é mais evidente nos pontos mais próximos

do alinhamento do túnel, tendendo a esbater-se com o aumento da distância fonte-receptor, o que aliás se encontra bem patente na Figura 4.5 onde se apresenta o mapa de deslocamentos da secção onde se encontram inscritos o receptor e a fonte para a frequência de excitação de 60 Hz.

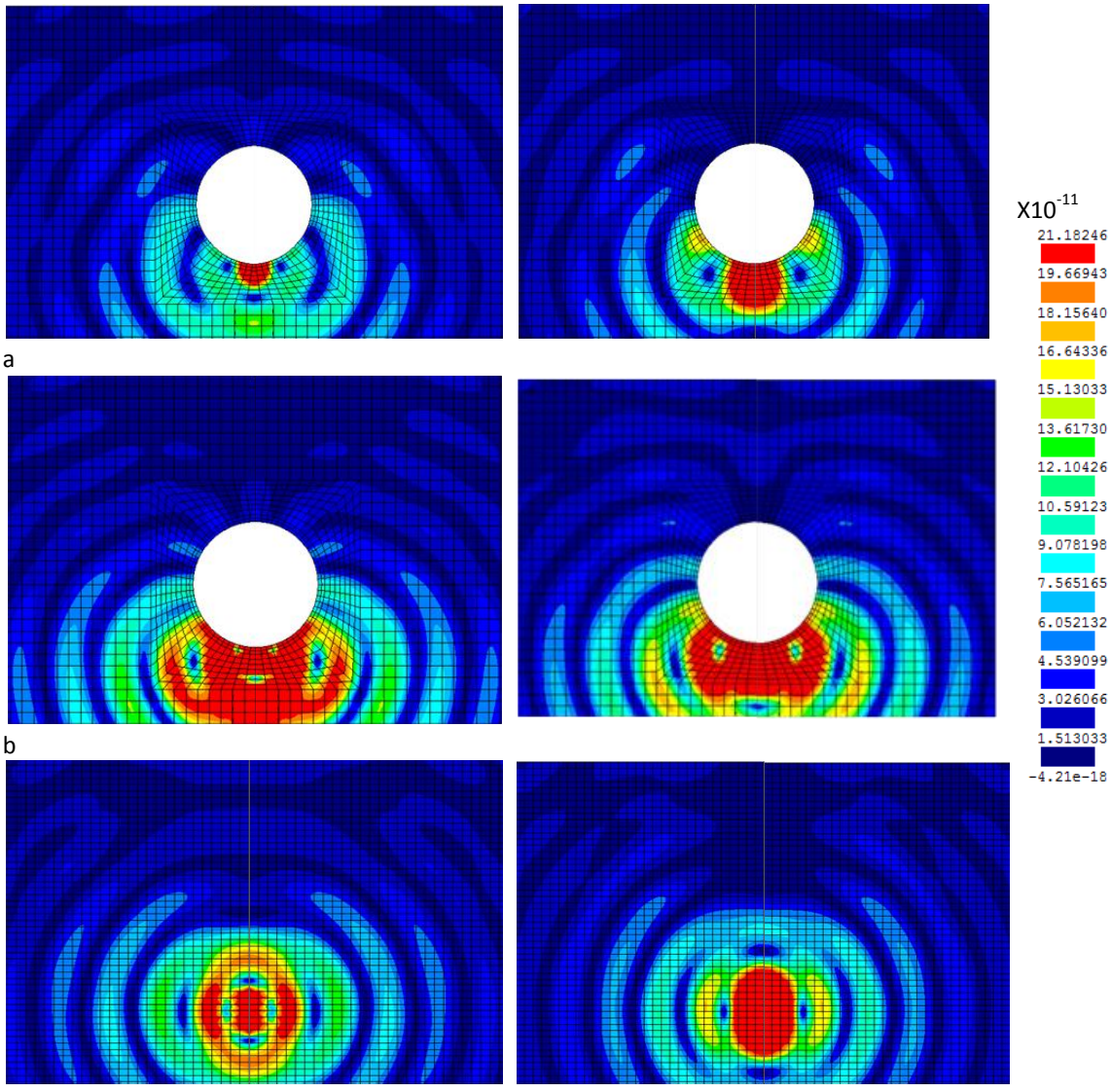


Figura 4.5 – Campo de deslocamentos da secção de aplicação da carga com frequência de 60 Hz (lado direito – parte real; lado esquerdo – parte imaginária): a) túnel; b) cavidade; c) maciço.

Deve ainda ter-se presente o facto da abertura da cavidade se traduzir não só por uma perturbação geométrica do maciço mas também por uma alteração das suas propriedades de rigidez dinâmica, quer em termos de massa, quer em termos de rigidez.

Ainda relativamente à Figura 4.4 constata-se que há uma tendência, comum aos três cenários, para uma diminuição da amplitude dos deslocamentos com o aumento da frequência de excitação, sendo essa redução mais significativa para os pontos mais afastados. Este

comportamento prende-se com o efeito do amortecimento que é mais evidente com o aumento da frequência (devido ao amortecimento material) e da distância entre a fonte e o receptor.

A presença do túnel, que é um elemento com rigidez elevada, introduz uma alteração drástica no processo de transferência das vibrações ao maciço, que de um carácter pontual passa a ter um carácter mais disperso. Essa alteração é bem visível na Figura 4.5. Em relação à situação sem revestimento, pelo menos para as condições consideradas, mais do que uma diminuição dos deslocamentos, o que ocorre é uma alteração do seu padrão em função da frequência de excitação.

A Figura 4.6 mostra os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados no alinhamento do eixo horizontal da secção transversal do túnel em função da frequência de excitação e para os três cenários considerados.

Da análise da Figura 4.6 conclui-se que a resposta, perante os três cenários, nos diversos pontos considerados no alinhamento do eixo horizontal do túnel, é análoga, registando-se os maiores deslocamentos para o caso do maciço semi-indefinido, os menores para o cenário do maciço com túnel, ocupando uma posição intermédia os valores dos deslocamentos correspondentes ao caso do maciço com cavidade no interior. A interpretação dos resultados obtidos segue de perto a justificação já apresentada anteriormente para os pontos localizados à superfície, pese embora o impacto da interferência das ondas de Rayleigh seja agora menor. Com efeito, dada a direcção de aplicação da carga, assim como a localização dos pontos em causa, a resposta em termos de deslocamento vertical é condicionada, em boa medida, pela propagação de ondas de corte no maciço. Note-se a aproximação dos resultados entre si à medida que a distância fonte-receptor aumenta, o que é justificado pela perda de relevância dos efeitos de fronteira locais, induzidos pela presença do túnel e/ou cavidade, na resposta global do sistema.

Em complemento do referido no parágrafo anterior, saliente-se que a resposta mais próxima do túnel (ponto K) não segue o mesmo padrão, observando-se aí que a abertura faz diminuir de forma muito relevante os deslocamentos verticais. Ou seja, a cavidade altera o percurso de propagação, ficando a zona onde se situa o ponto K como que protegida das vibrações.

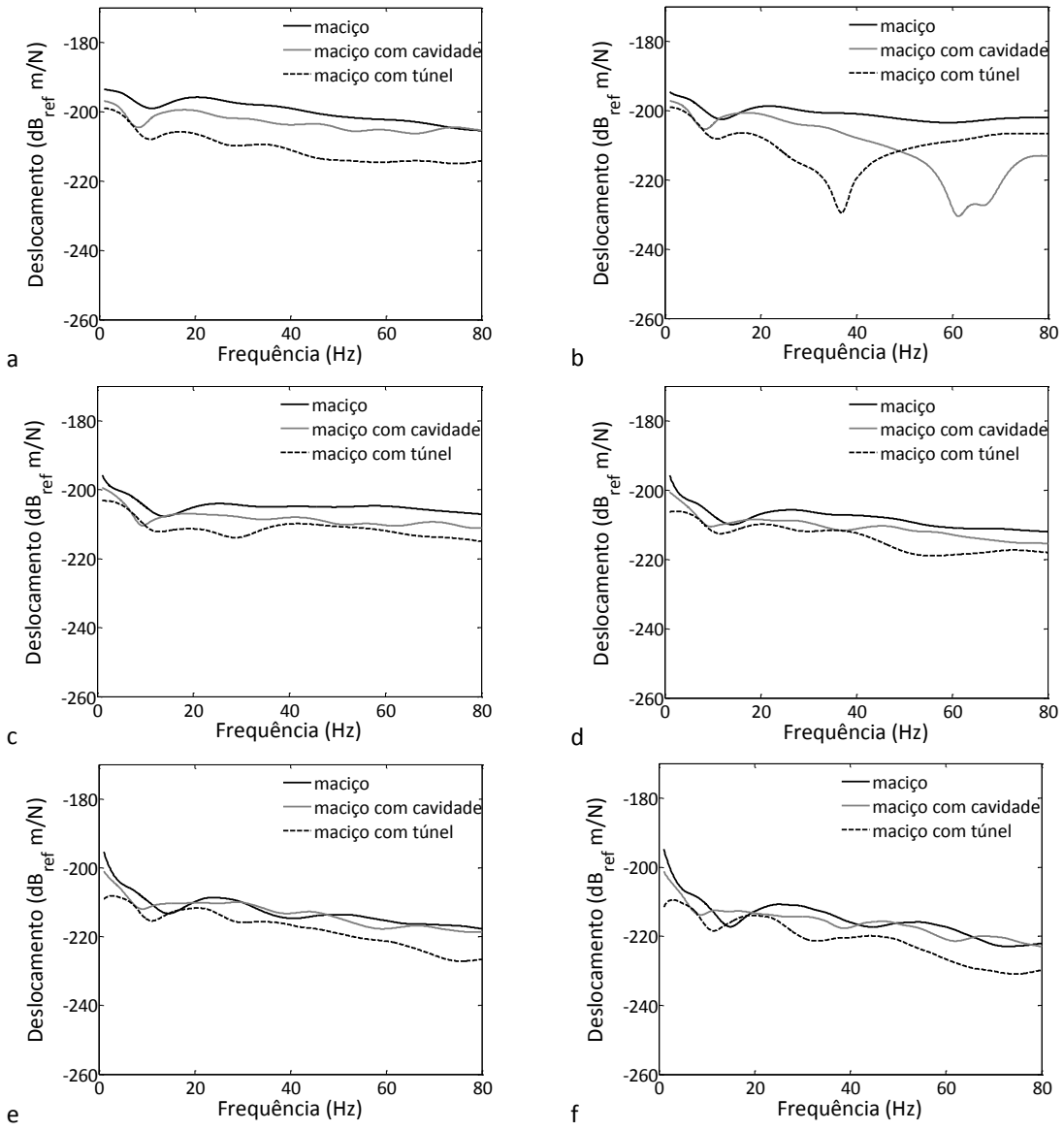


Figura 4.6 – Amplitude do deslocamento vertical, ao longo do alinhamento do túnel, para os três cenários distintos: a) ponto J; b) ponto K; c) ponto L; d) ponto M; e) ponto N; f) ponto O.

Passando à análise da resposta em pontos inscritos no plano de simetria, considere-se a Figura 4.7 que apresenta os deslocamentos verticais, para os três cenários considerados, de pontos de observação situados nesse eixo, nomeadamente dos pontos I, situado no ponto de aplicação da carga, H, situado no tecto do túnel, G, localizado no interior do maciço, 3 m acima do túnel, e A localizado à superfície.

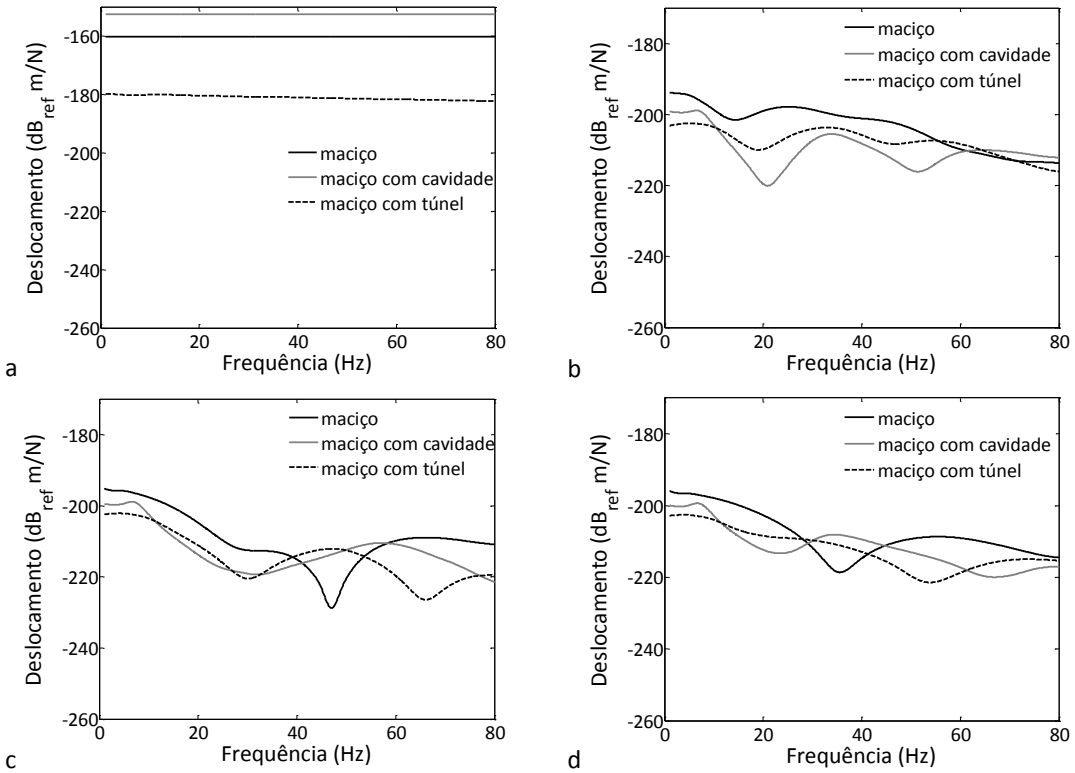


Figura 4.7 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para três cenários distintos: a) ponto I; b) ponto H; c) ponto G; d) ponto A.

Uma primeira análise da Figura 4.7 sugere a divisão dos resultados em dois grupos principais: i) resposta dinâmica do ponto de aplicação da carga (Figura 4.7a); ii) resposta dinâmica dos restantes pontos considerados no eixo de simetria (Figura 4.7b, c, d). No caso deste último grupo, verifica-se que o comportamento é semelhante, de um modo geral, ao dos outros pontos do maciço até aqui analisados, ou seja, os deslocamentos são superiores para o maciço e na generalidade inferiores para o caso do túnel, especialmente para frequências de excitação inferiores a cerca de 40 Hz, com excepção do ponto H onde os deslocamentos para o cenário com cavidade chegam a atingir os valores mais baixos. Note-se que o limite apontado de aproximadamente 40 Hz para uma inversão comportamental está intimamente ligado com o comprimento de onda propagado e sua relação com o diâmetro do túnel e/ou cavidade. Com efeito, para frequências de excitação inferiores a 40 Hz, o comprimento das ondas de corte é superior ao diâmetro do túnel.

Relativamente à resposta dinâmica observada no ponto H, uma reflexão mais profunda deve ser realizada. No ponto H, situado no tecto do túnel, a resposta é condicionada pelo caminho de propagação e respectiva perturbação. No caso do maciço semi-indefinido, a propagação de vibração da fonte para o receptor ocorre de forma directa, justificando a maior amplitude de deslocamento observada quando comparada com os resultados vaticinados nos restantes cenários. Por outro lado, é notória a influência da rigidez do túnel quando comparados os

resultados obtidos para este cenário com os resultados correspondentes à consideração do maciço com uma cavidade. Com efeito, a menos de uma ligeira diferença para frequências inferiores a cerca de 18 Hz, a presença do revestimento do túnel induz uma resposta dinâmica mais elevada. Este facto poderá ser justificado pela rigidez de flexão do túnel na direcção longitudinal que propicia uma propagação de energia no sentido ascendente com maior facilidade.

Atentando agora na resposta dinâmica do ponto de aplicação da carga verifica-se que a tendência geral da amplitude do deslocamento vertical é idêntica para os três cenários considerados. Os menores níveis de vibração correspondem à situação do maciço com túnel, como esperado, dada a elevada rigidez propiciada pelo revestimento do túnel. Em contrapartida, os deslocamentos mais elevados ocorrem para o maciço com cavidade, o que se prende com o facto de a excitação ser aplicada numa superfície livre quando é considerada a presença da cavidade ao invés do que ocorre quando o cenário em estudo implica o maciço semi-indefinido.

Da comparação entre os três cenários concluiu-se que, à excepção do ponto de aplicação da carga, cuja análise se acabou de efectuar, a maior amplitude de deslocamentos é observada para o caso do maciço semi-indefinido, a menor para o cenário do maciço com túnel, ocupando uma posição intermédia os valores dos deslocamentos no caso do maciço com cavidade. Em algumas situações e para algumas frequências as diferenças entre o caso em que se considera a presença do túnel e o caso em que se supõe o maciço semi-indefinido são muito importantes. Pode então afirmar-se que, embora condicionado à gama de frequências considerada e às características deformacionais e geométricas dos elementos constituintes do sistema, a presença do túnel afecta de forma decisiva o fenómeno de propagação de vibrações no terreno.

4.4 Influência da profundidade do túnel

Do ponto de vista da resposta dinâmica induzida na superfície do solo, é de todo evidente que a profundidade do túnel é um aspecto importante que deve ser abordado na análise do presente problema. Nesse sentido, foram consideradas duas profundidades adicionais, H = 12 m e H = 15 m, para além do cenário de referência, onde H = 9 m (ver Figura 4.1).

A Figura 4.8 mostra o deslocamento vertical induzido nos pontos de referência localizados à superfície do maciço e para os três cenários distintos em análise.

Uma visão geral da Figura 4.8 permite concluir que a tendência da resposta dinâmica da superfície do solo é bastante complexa. Diversos aspectos contribuem para essa complexidade, nomeadamente a interacção ao longo da superfície livre entre as ondas de compressão, de corte e de Rayleigh, sendo consequência dessa interacção o comportamento ondulante exibido e os picos invertidos (abaixamentos) presentes nas curvas. O passo da frequência desses picos invertidos varia em função da profundidade do túnel porque a sua ocorrência é dependente da distância entre a fonte e o receptor.

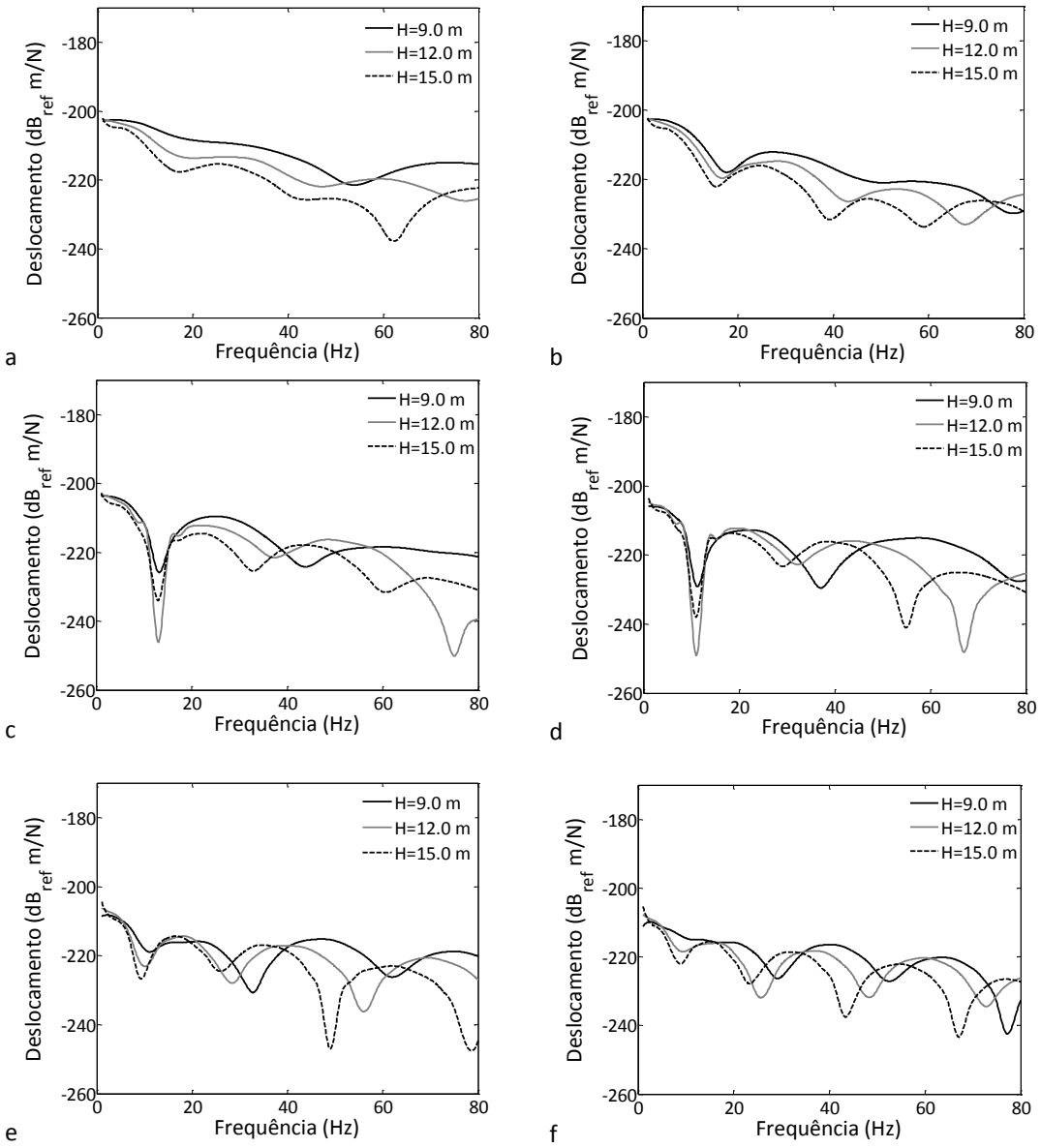


Figura 4.8 – Amplitude do deslocamento vertical para profundidades distintas do túnel em diferentes pontos de observação: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

No entanto, apesar da complexidade da tendência, é indiscutível que quanto mais profundo é o túnel menores são os níveis de vibração. Na verdade, este efeito é bastante evidente para os pontos mais próximos do alinhamento do túnel, como pode ser visto nas Figura 4.8a e b, ou

para os pontos localizados longe do alinhamento do túnel (Figura 4.8e, f). No último caso, o efeito é mais pronunciado para as frequências superiores a 20 Hz. Este efeito de atenuação em função da profundidade do túnel pode ser atribuído a duas causas principais: i) ao amortecimento, dado que a distância da fonte ao receptor aumenta com a profundidade do túnel, logo aumenta também o contributo do amortecimento; ii) à diminuição da gama de frequências para as quais a excitação gera ondas de Rayleigh. Se a primeira causa tem maior reflexo nos pontos mais próximos do túnel, tanto que é exactamente nesses pontos que a distância fonte receptor é mais influenciada pela profundidade do túnel, a segunda causa justifica em boa parte a conclusão referente aos pontos de observação mais afastados. A esse respeito, Gupta et al.[128] mostrou que o conteúdo de frequência das ondas de Rayleigh é confinado a uma gama de frequências até C_R/d, em que d é a profundidade da fonte e C_R é a velocidade das ondas de Rayleigh. Assim, o aumento da profundidade do túnel conduz a uma redução da gama de frequências onde o contributo das ondas de Rayleigh é importante. Note-se que enquanto para H=9,0 m a frequência de corte das ondas de Rayleigh corresponde a aproximadamente 20Hz-30Hz, para o cenário do túnel mais profundo a respectiva frequência de corte encontrar-se-á nos 13 a 20 Hz.

Um outro aspecto interessante que é possível observar na Figura 4.8 prende-se com as frequências para as quais ocorrem os valores mínimos da resposta mediante a profundidade do túnel. Com efeito, quanto maior é a profundidade do túnel menor é a frequência para a qual se verifica tal efeito, sendo a diferença de frequência de ocorrência menor na gama das baixas frequências quando comparada com a gama de frequências mais elevadas. Ainda relativamente a este aspecto é notória a diminuição da referida diferença com o aumento da distância do ponto de observação, o que aliás se encontra bem patente na Figura 4.8f.

A Figura 4.9 ilustra a amplitude do deslocamento vertical induzido nos pontos de referência localizados ao longo do alinhamento do eixo horizontal do túnel para os três cenários distintos em análise.

Da análise da Figura 4.9 pode concluir-se que a resposta dinâmica dos pontos situados no interior do maciço, no alinhamento do eixo horizontal do túnel, bem como do ponto lateral do túnel, é claramente pouco influenciada pela variação da profundidade do túnel. Note-se que, no caso dos pontos em análise, o aumento da profundidade do túnel não se traduz num aumento da distância da fonte ao receptor, mantendo-se esta constante. Esta constatação vem reforçar assim as conclusões retiradas anteriormente para os pontos situados à superfície do maciço. Todavia, convém ainda constatar que a proximidade de resultados oriundos das

diferentes análises é ainda mais notória para frequências superiores a cerca de 40 Hz, principalmente para os pontos de observação mais próximos da fonte de excitação. Este efeito poderá ser justificado pelo facto de a proximidade da superfície livre surtir maior influência na resposta do maciço para comprimentos de onda mais elevados (e consequentemente frequências de excitação mais reduzidas). Com o aumento da frequência de excitação, a interferência da superfície livre torna-se negligente, principalmente na região adjacente ao túnel.

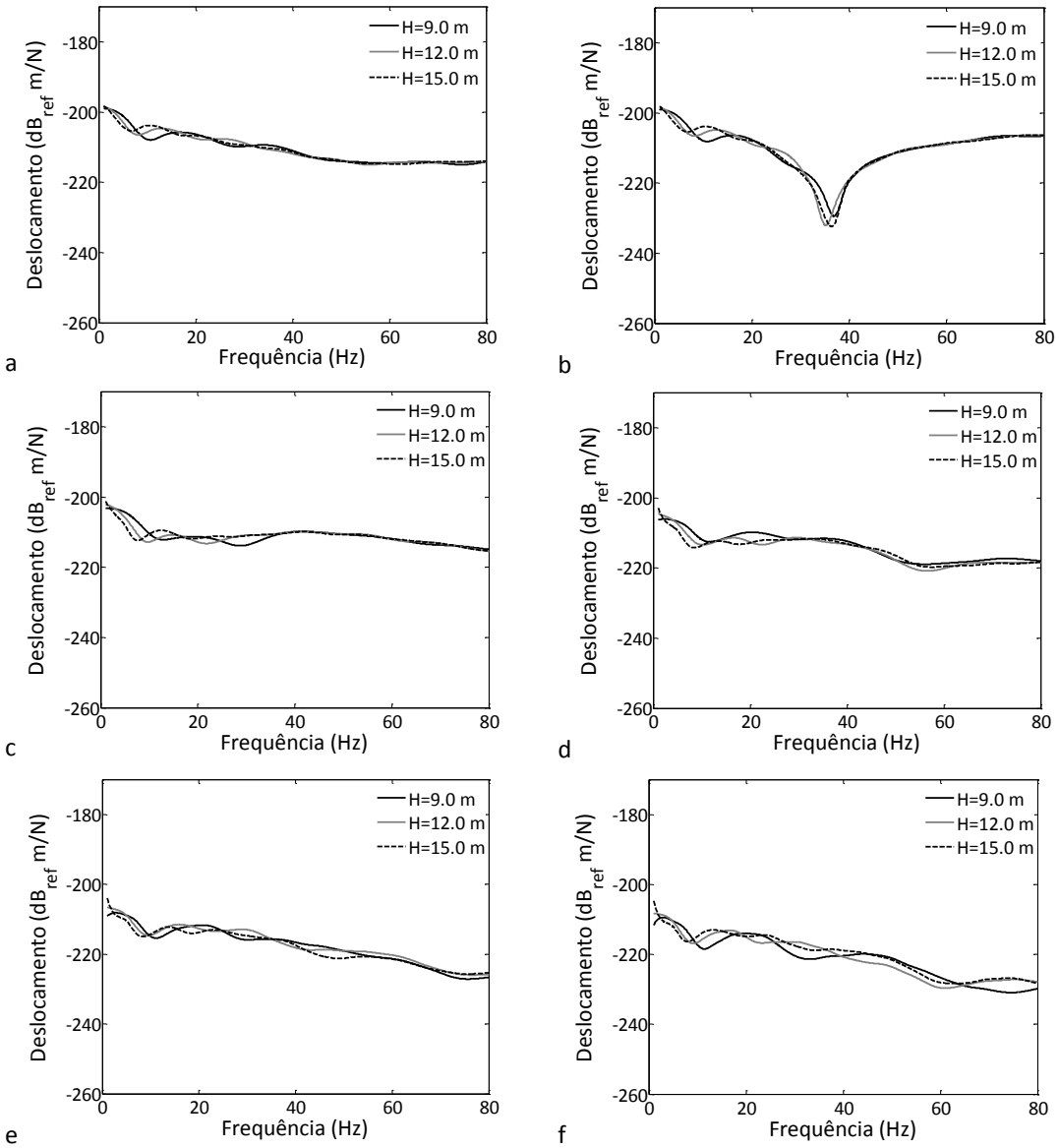


Figura 4.9 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para profundidades do túnel distintas: a) ponto J; b) ponto K; c) ponto L; d) ponto M; e) ponto N; f) ponto O.

A conclusão alcançada no parágrafo anterior reveste-se de indubitável interesse prático, pois nos casos em que o objectivo da análise passe pela avaliação da resposta dinâmica nos pontos em causa, como por exemplo na avaliação do campo de vibração incidente na ponta de uma

estaca adjacente ao túnel (situações que têm vindo a receber particular atenção recentemente, como aliás demonstrado pelas publicações recentes de Hussein et al [92, 171, 172] e Harmad et al. [174]), a análise pode então ser efectuada considerando o túnel embebido num espaço indefinido, dado que as condições impostas pela superfície livre não são de todo preponderantes na resposta dinâmica. A esse respeito compete referir que modelações numéricas baseadas em soluções analíticas, tais como o modelo PiP proposto por Hussein e Hunt [28, 168], ou baseadas no acoplamento 2.5D MSF-MEF, tal como recentemente proposto por Amado Mendes et al. [83], são deveras menos exigentes do ponto de vista computacional do que o método aqui aplicado.

Passando à análise da resposta em outros pontos do maciço, a Figura 4.10 apresenta o deslocamento vertical induzido nos pontos de referência localizados no eixo de simetria do túnel, nomeadamente no ponto I situado sob a carga aplicada, no ponto H situado no tecto do túnel, no ponto G localizado no interior do maciço e 3m acima do túnel e no ponto A localizado à superfície; para os três cenários distintos em análise.

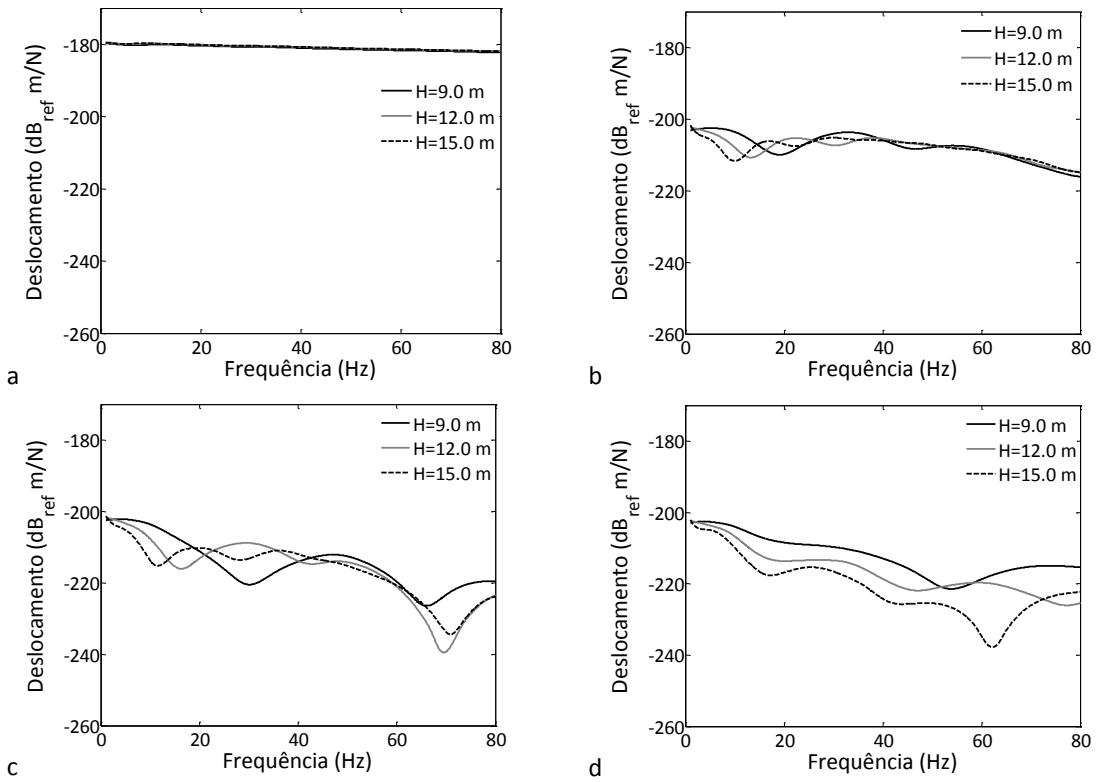


Figura 4.10 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para profundidades do túnel distintas: a) ponto I; b) ponto H; c) ponto G; d) ponto A.

Uma primeira análise dos resultados reflectidos na Figura 4.10 permite constatar que a profundidade do túnel é um parâmetro pouco influente na resposta induzida nos pontos de observação pertencentes ao revestimento, sendo para os pontos do maciço considerados

tanto mais significativa quanto maior é a distância emissor-receptor. De facto, no caso do ponto G, localizado 3m acima do túnel, o aumento da profundidade do túnel não leva a um aumento da distância da fonte ao receptor, que se mantém constante, o que já não acontece no caso do ponto localizado à superfície, justificando-se assim em parte a visível atenuação dos níveis de vibração em função da profundidade do túnel (Figura 4.10d). Sem embargo do anteriormente referido, cabe ainda comentar que a resposta dinâmica do túnel, reflectida através do nível de vibração induzido no tecto, é pouco influenciada pela espessura de recobrimento caso a gama de frequências em estudo se situe acima dos 40 Hz. Este resultado é coerente com a análise previamente realizada para a resposta dinâmica observada ao nível da parede do túnel (Figura 4.9a), o que realça a observação de a resposta para frequências elevadas, ou seja, que induzam a propagação de ondas com comprimento de onda inferior ao diâmetro do túnel, ser pouco afectada pela espessura de recobrimento. Como é evidente, tal conclusão só é válida num contexto correspondente a um dado valor mínimo da espessura de recobrimento.

Analisando agora com maior detalhe a resposta dinâmica do ponto localizado sob a carga aplicada, verifica-se que a profundidade do túnel tem um efeito negligenciável. Como se pode observar na Figura 4.10a, apenas ligeiras diferenças podem ser observadas nos resultados obtidos, sobretudo se a atenção se encontrar direccionada para os túneis mais profundos. Esta conclusão é bastante importante do ponto de vista da problemática de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. De facto, as cargas dinâmicas geradas durante a passagem do comboio são dependentes do comportamento dinâmico da base da via [34, 35]. Assim, uma vez que a resposta dinâmica do túnel parece ser muito semelhante, principalmente se a espessura de solo acima do túnel for superior a 1,5 vezes o seu diâmetro, o problema da interacção dinâmica entre o comboio e o resto do sistema (via-túnel-maciço) deve ser independente da profundidade do túnel. Deste modo, as cargas/forças dinâmicas de interacção geradas pelo tráfego ferroviário num túnel com uma certa profundidade podem ser usadas como fonte de excitação (dado de entrada) para o estudo das vibrações geradas num túnel com uma profundidade diferente. Este aspecto será devidamente analisado num capítulo posterior da presente dissertação.

4.5 Influência da espessura do revestimento do túnel

A espessura do revestimento do túnel é um dos parâmetros que afectam o comportamento dinâmico do túnel no plano, bem como a sua rigidez à flexão na direcção longitudinal e, por

conseguinte, o mecanismo de interacção túnel-maciço. Com o intuito de investigar o efeito deste parâmetro no comportamento dinâmico global do sistema, são considerados dois novos cenários, com as seguintes espessuras do revestimento: d=0,5 m e d=0,7 m. O raio exterior do túnel assume-se constante sendo o seu valor apresentado na Figura 4.1. Embora os valores assumidos para a espessura do revestimento possam parecer exagerados quando comparados com o diâmetro do túnel, do ponto de vista teórico, é importante considerar um contraste elevado dos valores a fim de realçar a influência deste parâmetro.

A Figura 4.11 ilustra os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação e para os três cenários considerados.

Uma primeira observação da Figura 4.11 sugere a divisão dos resultados em dois grupos principais: i) resposta dinâmica para distâncias até 8 m (Figura 4.11 a, b, c); ii) resposta dinâmica para distâncias superiores a 8 m (Figura 4.11 d, e, f). No caso do primeiro grupo, verifica-se que o aumento da rigidez do túnel através do aumento da espessura do seu revestimento não afecta substancialmente os deslocamentos verticais à superfície do maciço. Contudo, nas Figura 4.11b e c, observa-se que o primeiro pico invertido se desloca para frequências mais elevadas com o aumento da rigidez do túnel. Este efeito pode dever-se ao aumento das frequências próprias dos modos de flexão do túnel livre no plano, induzido pelo aumento da espessura do seu revestimento. Atentando agora na resposta dinâmica para distâncias superiores a 8 m, a tendência geral aponta para a redução dos deslocamentos verticais à superfície com o aumento da espessura do revestimento, principalmente para frequências superiores a aproximadamente 35 Hz. Este efeito, mais notório com o aumento da distância fonte-receptor deve-se em grande medida ao aumento da rigidez de flexão longitudinal do túnel, o que, por sua vez permite uma maior degradação da carga aplicada e consequente minimização da resposta. Como é evidente, este efeito será mais notório para comprimentos de onda mais curtos, ou seja, frequências mais elevadas.

Um outro aspecto curioso, e muito enfatizado nas Figura 4.11 d, e, f, prende-se com o aumento da frequência de ocorrência dos picos invertidos acompanhando a evolução da espessura do revestimento, o que denota bem a influência de rigidez do túnel no mecanismo de interacção túnel-maciço. Com efeito, o aumento de espessura do revestimento conduz a um acréscimo das frequências naturais do túnel, tanto no plano como na direcção longitudinal, conduzindo a um aumento das frequências em que tal efeito se verifica.

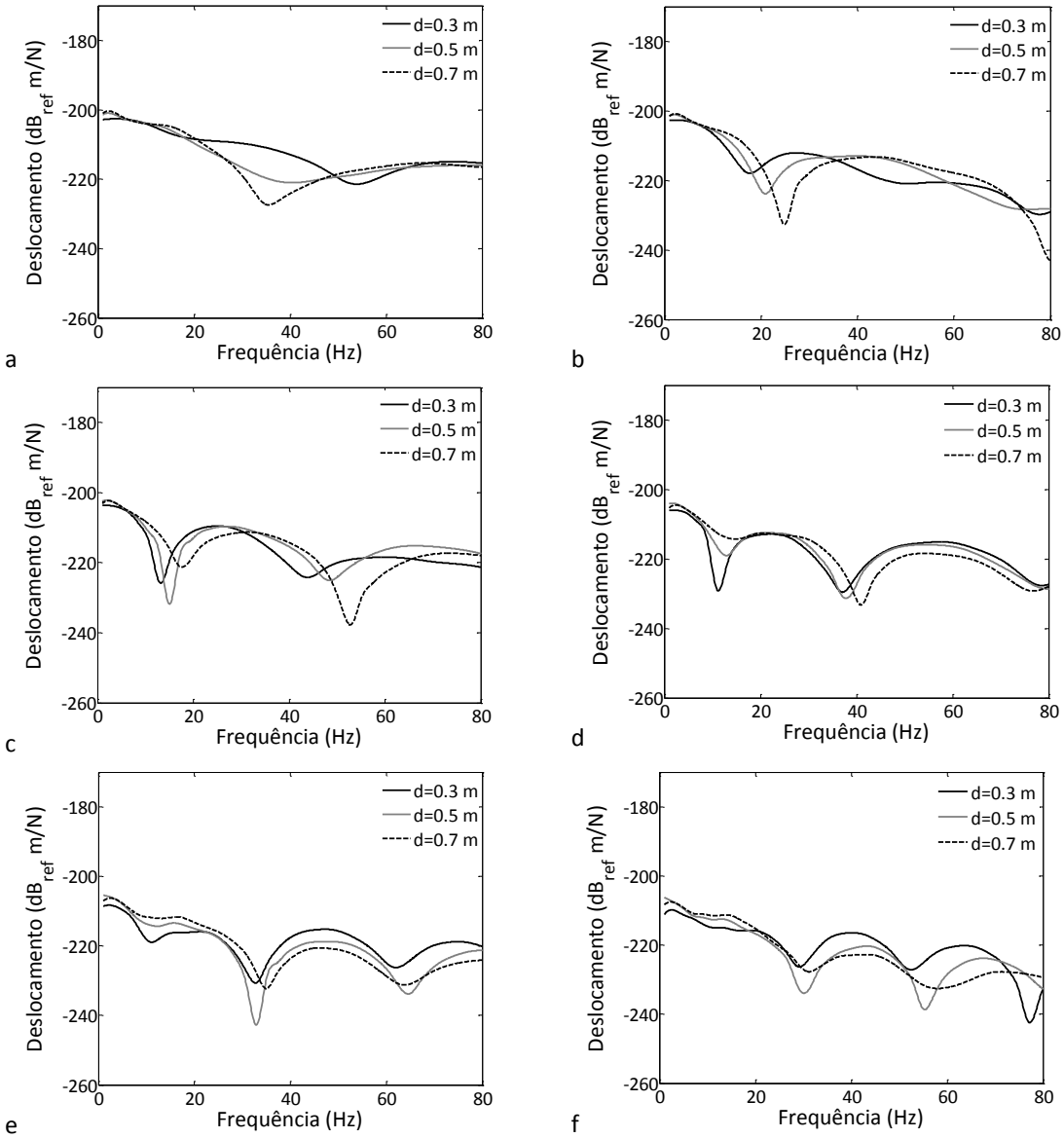


Figura 4.11 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para espessuras do revestimento do túnel distintas: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Face ao anteriormente exposto, pode pois concluir-se que o aumento da rigidez do revestimento do túnel pode ser encarado como uma medida de mitigação para a redução das vibrações induzidas pelo tráfego, quando a distância entre a fonte e o receptor é superior a 1,5 vezes o diâmetro do túnel, sendo pouco eficaz para distâncias menores do que a referida. Esta conclusão deve ser enquadrada no âmbito meramente teórico do presente contexto, pois do ponto de vista da engenharia prática, soluções de mitigação mais versáteis e menos dispendiosas podem ser aplicadas, o que aliás é enfatizado num capítulo posterior da presente dissertação.

Passando agora à análise da resposta dinâmica ao longo do alinhamento horizontal do túnel, observe-se a Figura 4.12 onde se apresenta a amplitude do deslocamento vertical, para

diferentes frequências de excitação, nos pontos de observação inscritos ao longo do referido alinhamento.

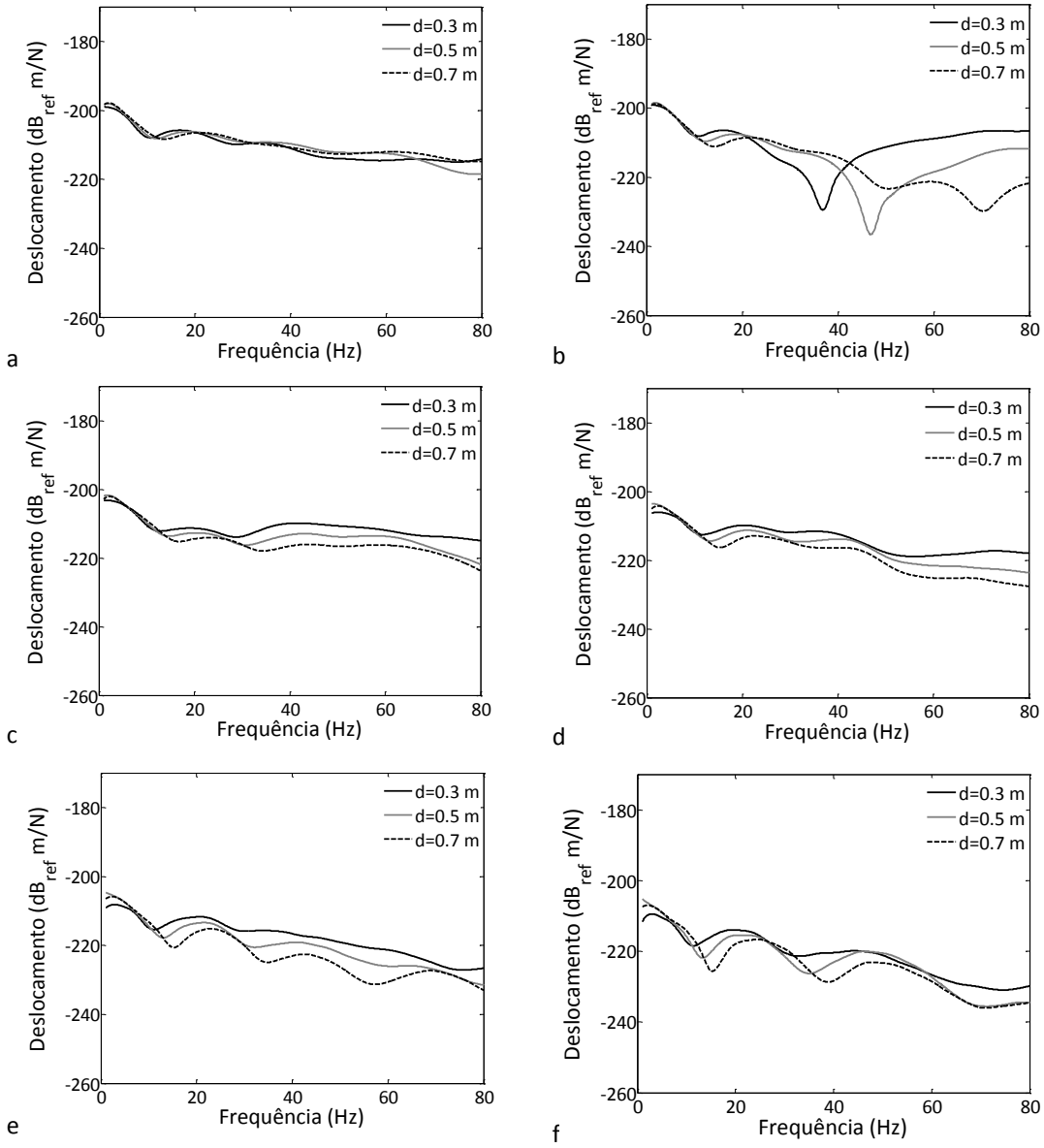


Figura 4.12 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para espessuras do revestimento do túnel distintas: a) ponto J; b) ponto K; c) ponto L; d) ponto M; e) ponto N; f) ponto O.

Da análise da Figura 4.12 pode concluir-se que a resposta dinâmica do ponto lateral do túnel (Figura 4.12a) é pouco influenciada pelo aumento da rigidez do túnel alcançada através do aumento da espessura do seu revestimento. Já no que diz respeito aos restantes pontos considerados, situados no interior do maciço (no alinhamento do eixo horizontal do túnel), é visível uma tendência generalizada para a redução dos deslocamentos verticais com o aumento da espessura do revestimento do túnel. Este efeito é mais evidente para os pontos localizados a distâncias a partir de 8 m (Figura 4.12c, d, e, f). Esta constatação vem reforçar assim a ideia de que o aumento da rigidez do revestimento do túnel pode ser visto como uma

medida de atenuação das vibrações induzidas pelo tráfego no maciço circundante, já que tem clara influência no mecanismo de propagação de vibrações.

A Figura 4.13 apresenta os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados no eixo de simetria do túnel, nomeadamente do ponto I situado sob a carga aplicada, do ponto H situado no tecto do túnel, do ponto G localizado no interior do maciço e 3m acima do túnel e do ponto A localizado à superfície; para os três cenários considerados.

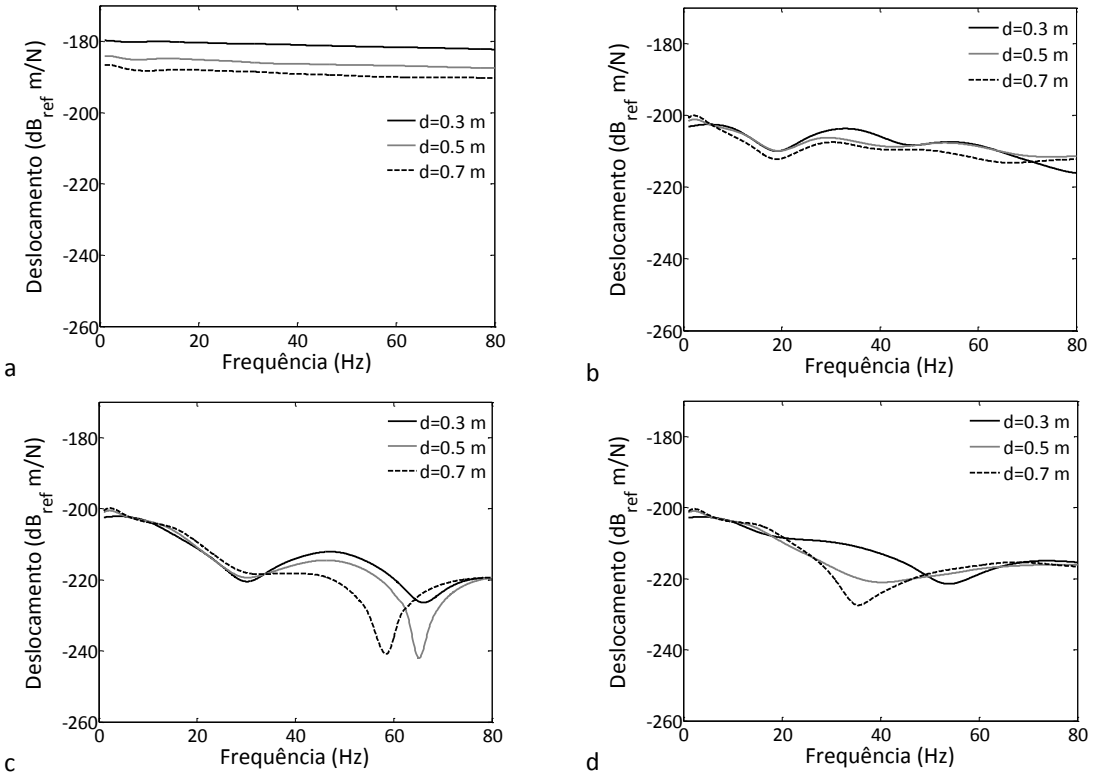


Figura 4.13– Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para espessuras do revestimento do túnel distintas: a) ponto I; b) ponto H; c) ponto G; d) ponto A.

Uma primeira análise da Figura 4.13 orienta para a divisão dos resultados em dois grupos principais: i) resposta dinâmica dos pontos pertencentes ao túnel (Figura 4.13a, b); ii) resposta dinâmica dos pontos localizados no maciço (Figura 4.13c, d). No caso deste último grupo, verifica-se que o aumento da rigidez do túnel através do aumento da espessura do seu revestimento não afecta significativamente os deslocamentos verticais no eixo de simetria do túnel, a menos das gamas de frequência localizadas em torno dos picos invertidos. Com efeito, a variação da espessura do revestimento influência o mecanismo de interacção túnel-maciço, com especial ênfase para gamas de frequência bem localizadas as quais são afectadas pelas características dinâmicas do próprio túnel. Por sua vez, no caso dos pontos pertencentes ao túnel, está bem patente a influência da espessura do revestimento do túnel nos valores dos

deslocamentos verticais. Conclusão semelhante, embora com um estudo menos abrangente em termos de gama de frequências, foi também alcançada por Yang et al.[77].

Atentando então na resposta dinâmica do próprio túnel, constata-se que para os pontos do túnel em análise, a tendência geral da amplitude do deslocamento vertical é semelhante para os três cenários considerados. Contudo, o aumento da espessura do revestimento conduz a uma redução da amplitude dos deslocamentos, sendo essa redução considerável no caso do ponto do túnel onde a carga é aplicada. Assim, contrariamente ao observado na última sub-secção, a espessura do revestimento do túnel é um parâmetro que pode desempenhar um papel não negligenciável no mecanismo de interacção comboio-via-túnel. Sem embargo, a conclusão anterior carece de uma justificação suplementar de modo a evitar a sua generalização abusiva. Com efeito o aumento da espessura do revestimento conduz a um aumento da rigidez do suporte da via que poderá ter reflexo no mecanismo de geração de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, tanto mais que o referido mecanismo resulta da interacção dinâmica entre o veículo e o sistema remanescente (via-túnel-maciço). Porém a magnitude de tal influência é dependente das propriedades resilientes da via. Como se exporá em secções sequentes, a via férrea pode incluir materiais resilientes que visam aumentar a sua flexibilidade. Em tal cenário, caso os materais resilientes aplicados na via conduzam a uma flexibilidade razoável da via, a pertinência da observação anterior esvanece-se, pois o grande contributo para a flexibilidade será garantido pela via férrea em si e não pelo seu suporte.

4.6 Influência da geometria do túnel

A geometria do túnel é um parâmetro que depende, em boa parte, do processo construtivo utilizado para a materialização do túnel. Algumas das configurações geométricas mais comuns no caso de túneis são secções transversais circulares, ovóides, em forma de ferradura ou rectangulares. Túneis circulares resultam, por regra, de processos de escavação por recurso a tuneladora, sendo a sua geometria condicionada pela geometria do próprio equipamento. Pese embora as geometrias ovóides ou em ferradura possam ser materializadas através de diferentes processos construtivos, regra geral, tais secções resultam da construção através do método NATM, no qual a secção do túnel é escavada por avanços sucessivos de diferentes zonas da secção transversal. Por fim, as secções rectangulares são geralmente concebidas quando o método construtivo implica a escavação prévia em trincheira, construção do elemento estrutural e posterior aterro. Neste último caso os túneis são geralmente designados por "*cut & culvert*", ou seja, escavação e posterior aterro.

Relativamente às técnicas construtivas convém referir que qualquer uma das três tem sido amplamente utilizada na materialização de túneis ferroviários, nomeadamente na construção de redes de metropolitano. A título de exemplo refira-se que túneis integrados em sistemas de metro modernos, como o Metro do Porto ou linhas recentes do Metro de Brasília, constituem exemplos de construção de túneis através de tuneladoras. Sem embargo, túneis em redes de metropolitano mais antigas, como a rede de metro de Londres, ou mesmo túneis recentes da rede de metropolitano de Lisboa foram construídos pela técnica NATM. No que se refere à técnica "*cut & culvert*", cabe referir a sua aplicação generalizada em diferentes linhas de metro, com especial destaque para as linhas mais antigas do metropolitano de Lisboa.

Como expectável, a geometria do túnel é também um dos parâmetros que afectam o comportamento dinâmico do túnel e, consequentemente, o mecanismo de interacção túnel-maciço. Com efeito a geometria da secção transversal tem claro impacto na dinâmica transversal do túnel (no plano), bem como no comportamento dinâmico na direcção longitudinal, tanto mais que a rigidez de flexão nessa mesma direcção é muito dependente da geometria adoptada. Com o objectivo de estudar o efeito da geometria do túnel nos mecanismos de propagação de vibrações, são considerados dois cenários: o cenário de referência, que corresponde a um túnel circular, com um raio exterior de 3,0 m, sendo a espessura do revestimento 0,3 m, e um novo cenário, um túnel quadrado com uma largura exterior de 6,0 m e espessura do revestimento igual a 0,3 m, como se ilustra na Figura 4.14. A espessura de recobrimento do túnel foi mantida constante nos dois cenários, tomando o valor de 6,0 m, pese embora se reconheça que o valor tende a ser um pouco elevado para o cenário de um túnel construído pela técnica de "*cut & culvert*".

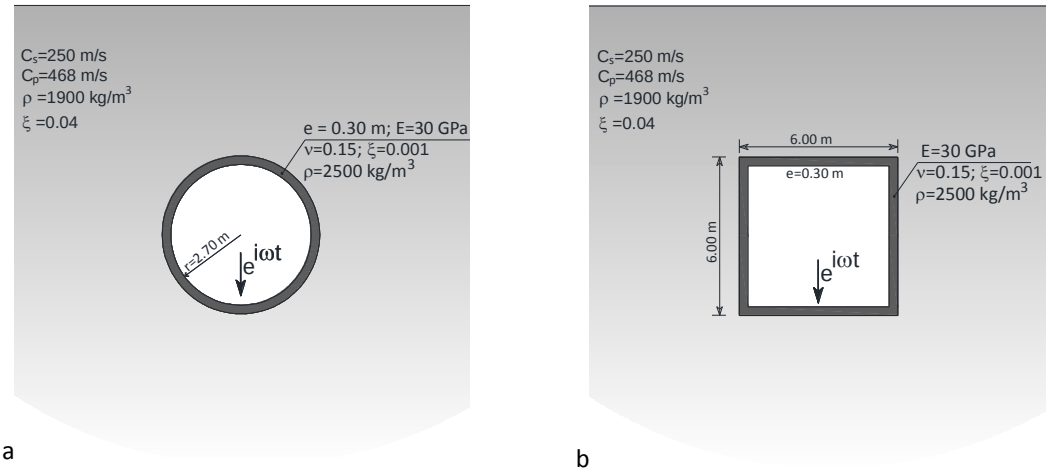


Figura 4.14 – Geometria dos túneis adoptados na análise: a) túnel circular; b) túnel quadrado.

Relativamente às características geométricas dos dois túneis em consideração, cabe referir que o momento de inércia do túnel circular em relação aos eixos centrais principais de inércia

é de 21,88 m^4, enquanto o momento de inércia do túnel de secção transversal quadrada, relativamente aos mesmos eixos (no presente caso eixo vertical e horizontal), é de 37,14 m^4, tendo portanto este último maior rigidez de flexão na direcção longitudinal.

No que concerne à localização dos pontos de observação, considerem-se as distâncias representadas esquematicamente na Figura 4.1.

Passando à análise de resultados, a Figura 4.15 ilustra a amplitude dos deslocamentos verticais dos pontos de observação situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação e para os dois cenários considerados.

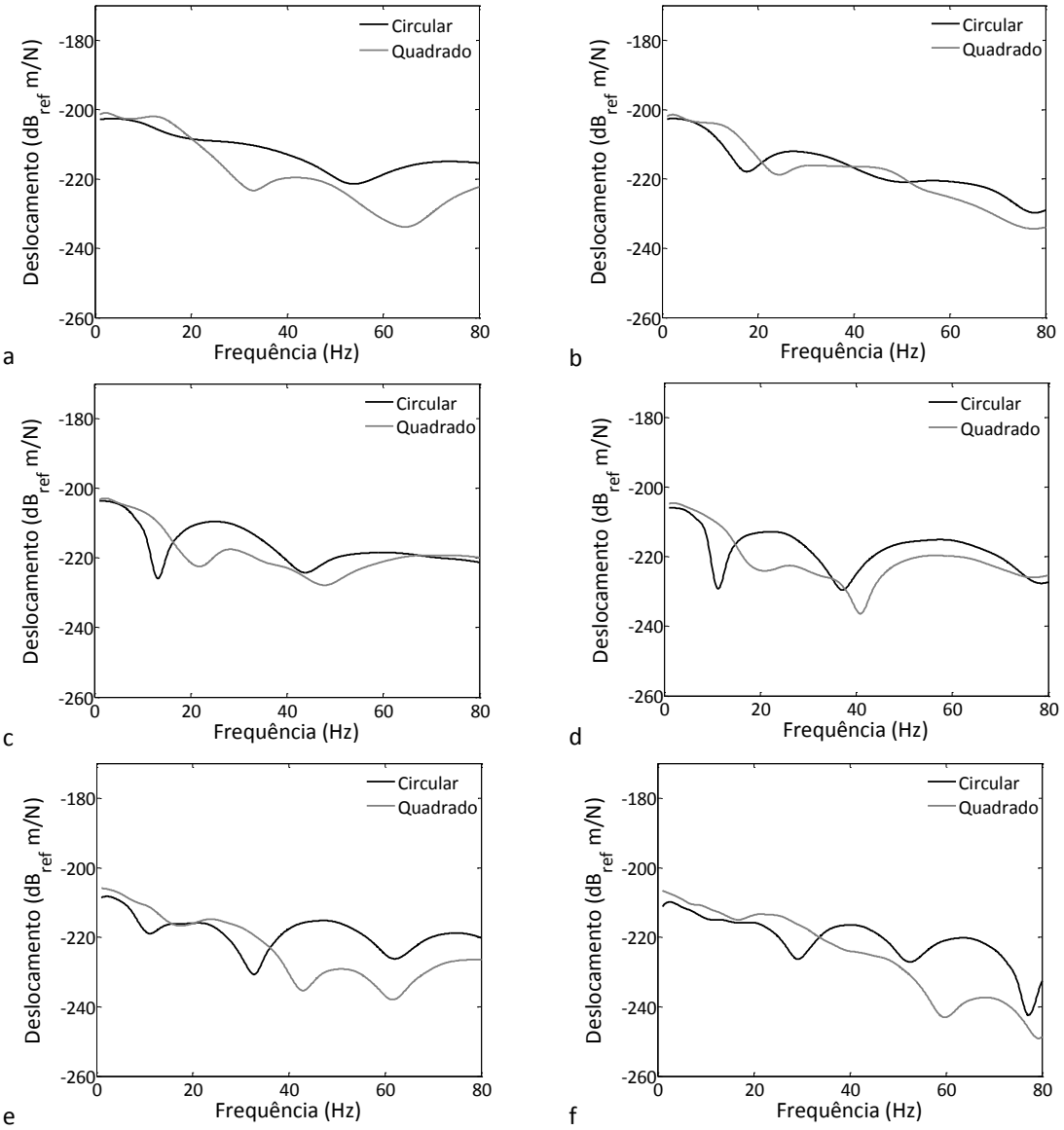


Figura 4.15– Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para configurações geométricas do túnel distintas: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Observando a Figura 4.15 verifica-se que a resposta, para as duas configurações geométricas, difere sobretudo para as frequências mais elevadas, apresentando o túnel quadrado, regra

geral, deslocamentos menores. Note-se que o efeito da geometria do túnel é mais evidente para o caso do ponto mais próximo do alinhamento do túnel, como se pode visualizar na Figura 4.15a, atenuando-se um pouco esse efeito à medida que a distância receptor-emissor aumenta (Figura 4.15b, c, d). No caso dos pontos localizados mais longe do alinhamento do túnel (Figura 4.15e, f) o efeito é mais pronunciado para frequências superiores a 35Hz.

Nas Figura 4.15b, Figura 4.15c e Figura 4.15d, observa-se que o primeiro pico invertido se desloca para frequências mais elevadas no caso do túnel de secção transversal quadrada, este facto pode dever-se ao aumento das frequências próprias dos modos de flexão no plano do túnel livre, dada a maior rigidez da secção quadrada quando comparada com a secção circular.

Um outro aspecto muito relevante prende-se com o facto de a resposta para baixas frequências de excitação ser pouco influenciada pela geometria do túnel. Com efeito, nessa gama de frequências, os comprimentos de onda gerados são de dimensão substancialmente superior à dimensão do próprio túnel e, como tal, a resposta dinâmica observada é essencialmente dependente das propriedades dinâmicas e geometria do maciço envolvente, pese embora a presença do túnel afecte o resultado ainda que devido, essencialmente, a um efeito praticamente estático de degradação da acção. Assim, a geometria do túnel condiciona a resposta à superfície do maciço em função da proximidade do túnel e sobretudo para o caso de frequências elevadas.

A Figura 4.16 mostra os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados no alinhamento do eixo horizontal do túnel em função da frequência de excitação e para os dois cenários considerados.

Da análise da Figura 4.16 constata-se que a resposta dinâmica do ponto lateral do túnel (Figura 4.16a) é, na gama das baixas frequências, similar nos dois cenários em estudo. O referido comportamento é, regra geral, também visível nos restantes pontos de observação. Sem embargo, é contudo de realçar que o efeito da geometria do túnel é claramente mais notório nos pontos localizados mais próximo do túnel, diminuindo progressivamente à medida que o ponto de observação dele se afasta, como se pode visualizar nas Figura 4.16e e Figura 4.16f. Note-se que para distâncias elevadas (Figura 4.16e, f) a geometria do túnel torna-se menos relevante e a resposta em ambos os casos converge para valores semelhantes. Fica assim reforçada a ideia de que a configuração geométrica do túnel condiciona a resposta particularmente nas proximidades do túnel e para frequências de excitação elevadas.

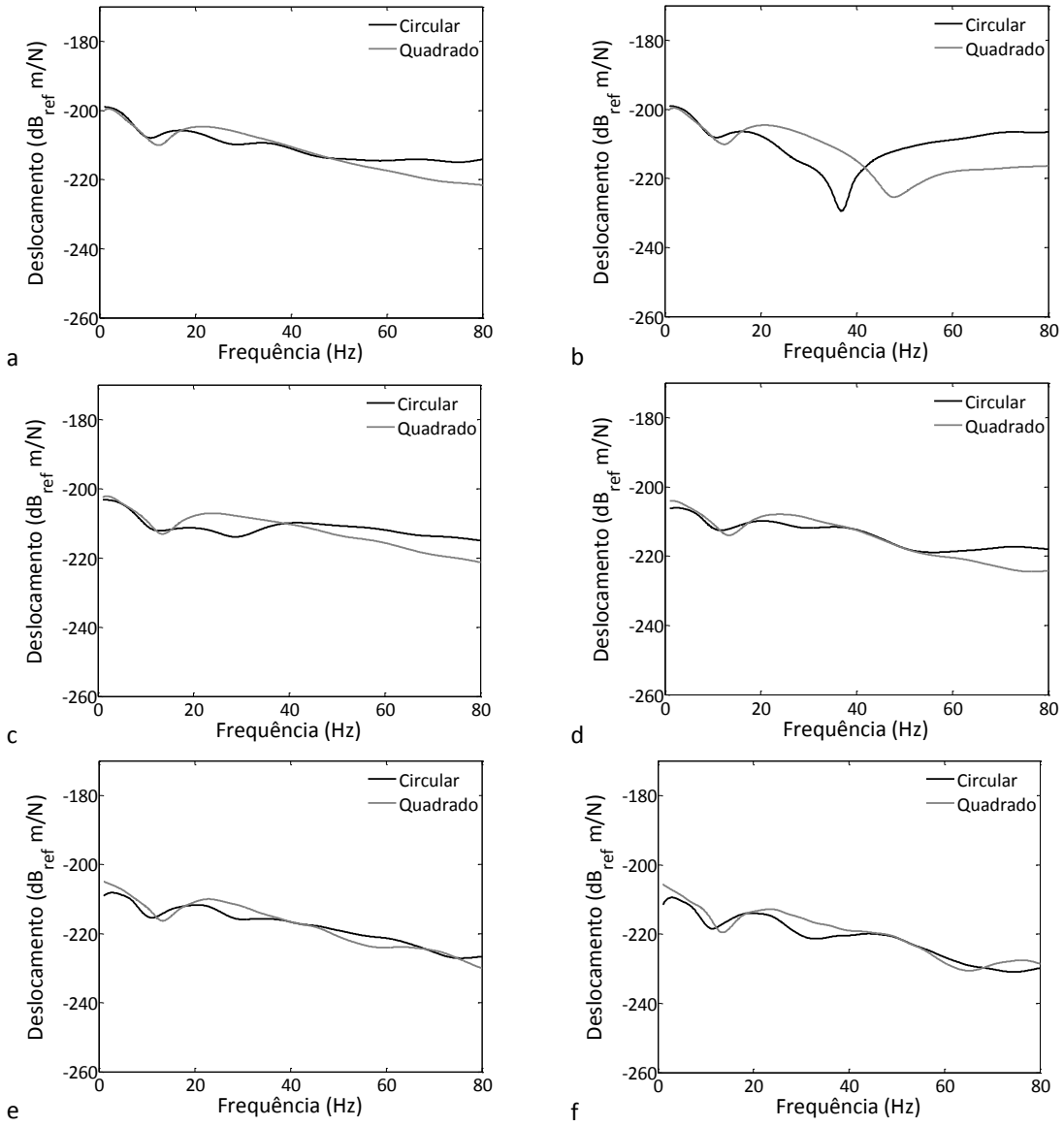


Figura 4.16– Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para configurações geométricas do túnel distintas: a) ponto J; b) ponto K; c) ponto L; d) ponto M; e) ponto N; f) ponto O.

A Figura 4.17 apresenta os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados no eixo de simetria do túnel, nomeadamente do ponto I situado sob a carga aplicada, do ponto H situado no tecto do túnel, do ponto G localizado 3m acima do túnel e do ponto A localizado à superfície; para os dois cenários considerados.

Observando a Figura 4.17 verifica-se que a resposta dinâmica do ponto do túnel onde a carga é aplicada (Figura 4.17a) é influenciada pela configuração geométrica do túnel, pese embora a tendência geral da amplitude do deslocamento vertical seja semelhante para os dois cenários considerados (note-se que a amplitude dos deslocamentos está avaliada em decibel). Com efeito, a flexibilidade do ponto de aplicação da carga é maior no caso da secção quadrada, dado o efeito de flexão transversal da laje inferior do túnel. Curiosamente, tal efeito tende a diminuir com o aumento da frequência de excitação, corroborando a conclusão anterior, ou

seja uma preponderância do efeito "quasi-estático" induzido pela rigidez de flexão da laje. Contudo, será lícito afirmar que a geometria do túnel é um parâmetro que poderá ter interferência significativa no mecanismo de interacção comboio-via-túnel. Sem embargo, deverá ser atendido, como aliás já anteriormente explicitado, que a presença da via férrea e respectivos elementos resilientes tenderá a mitigar tal efeito.

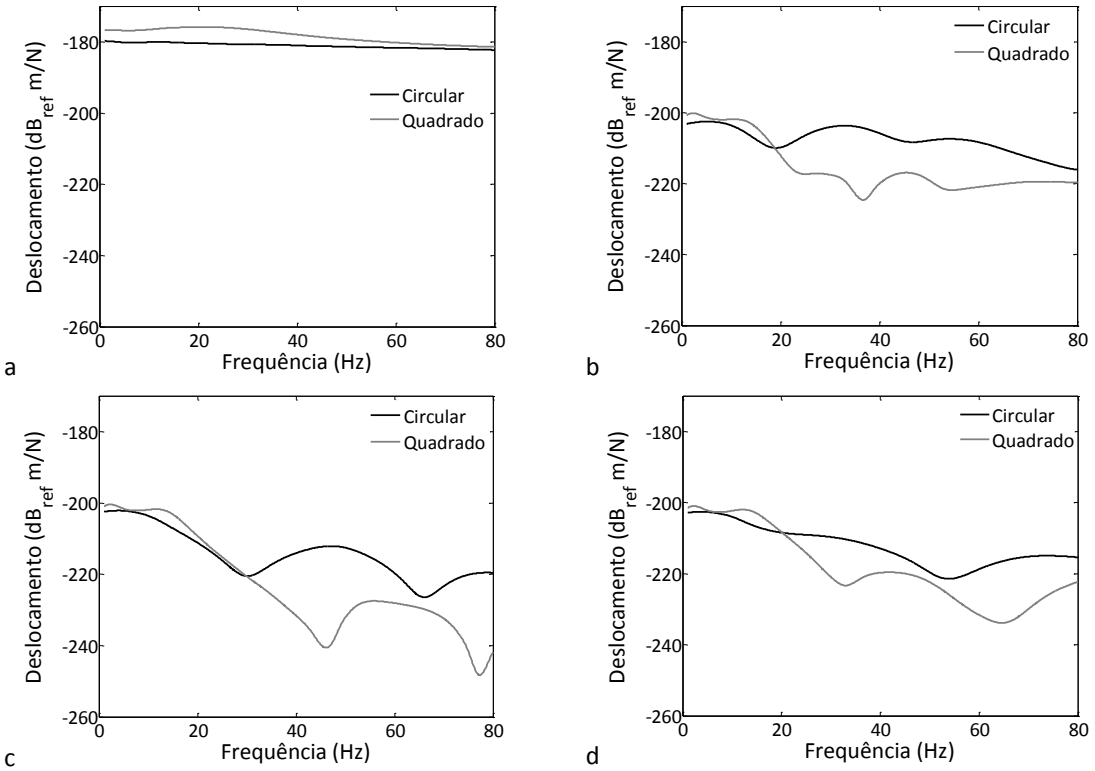


Figura 4.17 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para configurações geométricas do túnel distintas: a) ponto I; b) ponto H; c) ponto G; d) ponto A.

Por sua vez, no caso do ponto situado no tecto do túnel (Figura 4.17b), bem como no caso dos pontos do maciço considerados (Figura 4.17c, d), está bem patente a influência da geometria do túnel nos valores dos deslocamentos verticais. Nestes casos a resposta é substancialmente diferente na gama de frequências acima dos 20Hz. Para frequências abaixo desse valor a geometria do túnel tem uma influência reduzida na resposta observada, tanto mais que os efeitos locais, tais como a diferença de rigidez introduzida pela laje, se esvanecem com o aumento da distância fonte-receptor. No presente caso, o efeito preponderante é mais global prendendo-se com a rigidez à flexão longitudinal, cujo efeito na resposta se torna tanto mais pronunciado quanto menor é o comprimento de onda propagado.

Refira-se ainda que a redução da amplitude dos deslocamentos nos pontos localizados directamente acima do túnel, no caso da secção transversal quadrada, se deve à base plana da secção, a qual permite que a energia se propague na direcção inferior, o que aliás se encontra

bem patente na Figura 4.18, onde se ilustra o mapa de cores da amplitude do deslocamento na secção onde se encontram inscritos os pontos de observação para a frequência de excitação de 40 Hz.

Do estudo aqui apresentado conclui-se que a previsão rigorosa da resposta dinâmica nas proximidades do túnel carece da correcta consideração da geometria do túnel, pese embora tal efeito tenda a diminuir quando os pontos de observação se encontram a distâncias consideráveis em relação ao túnel.

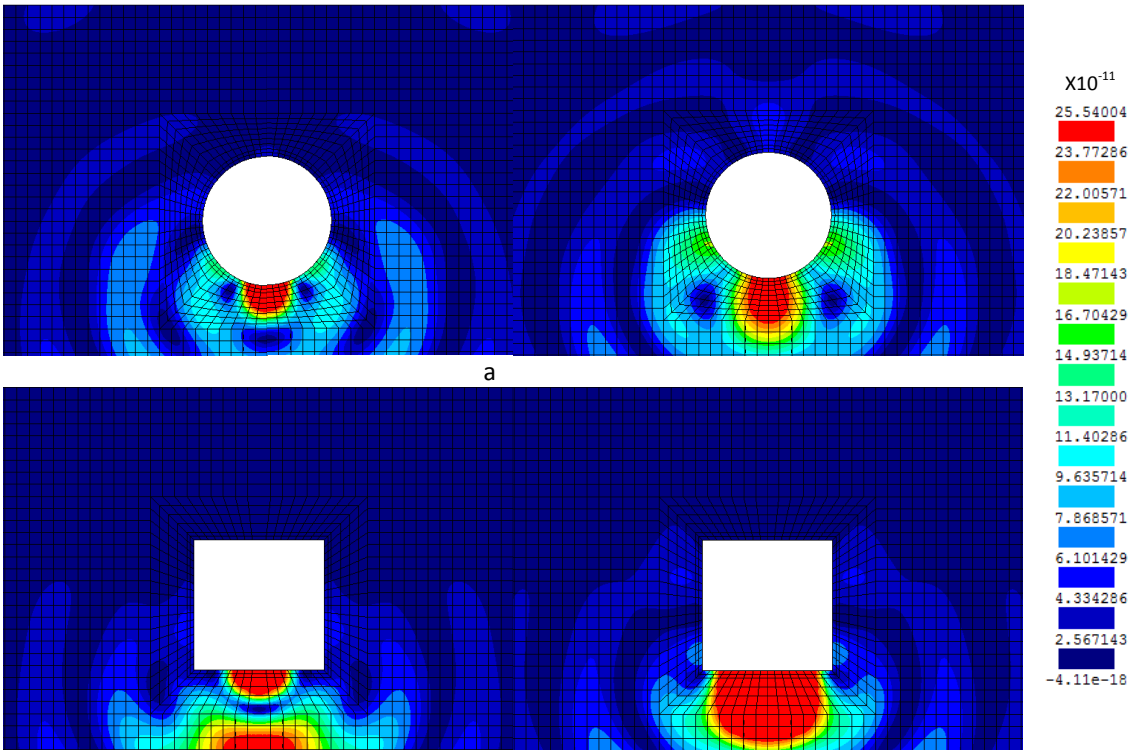


Figura 4.18 – Campo de deslocamentos na secção de aplicação da acção para uma frequência de excitação de 40 Hz (lado direito - parte real; lado esquerdo – parte imaginária): a) túnel circular; b) túnel quadrado.

4.7 Influência do *invert*

A instalação de via férrea no interior de um túnel circular carece da materialização de uma plataforma plana, a qual é muitas vezes garantida através da construção de um *invert*, ou seja, através no preenchimento da parte inferior do túnel. Como é evidente, a existência do *invert* aumenta a rigidez da secção transversal do túnel, assim como a rigidez de flexão longitudinal, sendo portanto um parâmetro que afecta o comportamento dinâmico do túnel e, por conseguinte, o mecanismo de interacção túnel-maciço. Além disso, não deverá ser descurado o facto da presença do *invert* acarretar um aumento significativo da massa do túnel, a qual por sua vez tem reflexo no comportamento dinâmico do sistema.

Atendendo ao anteriormente referido e pretendendo-se avaliar qual o efeito da adição de um *invert* ao túnel nos mecanismos de propagação de vibrações, são considerados dois cenários: o cenário de referência, que corresponde a um túnel sem *invert* (onde apenas a parede do túnel é considerada) e um novo cenário, onde ao túnel anterior é adicionado um *invert*, num material com as mesmas características do revestimento do túnel e cuja massa é cerca de 5000 kg/m de desenvolvimento longitudinal, tal como ilustrado na Figura 4.19.

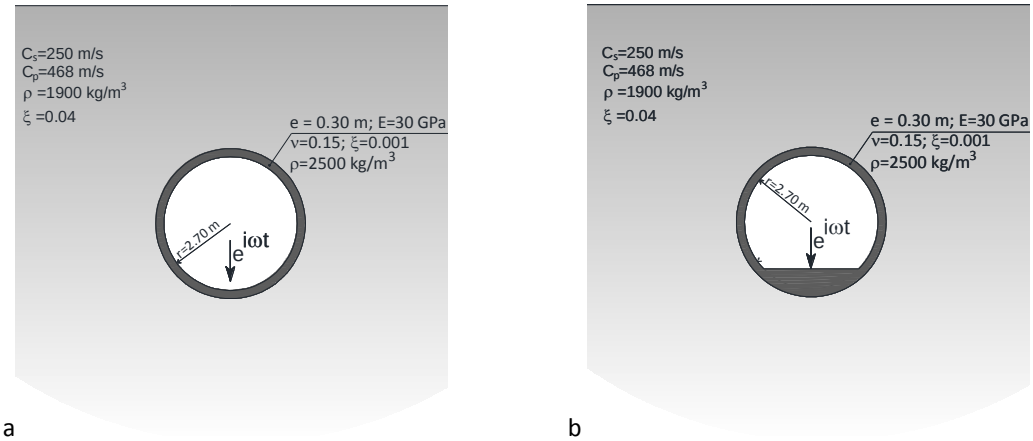


Figura 4.19 – Configuração geométrica do túnel: a) túnel sem *invert*; b) túnel com *invert*.

Da mesma forma que nos estudos anteriormente apresentados, foram considerados os pontos de observação indicados na Figura 4.1.

Passando à análise de resultados, a Figura 4.20 mostra os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação e para os dois cenários considerados.

Analisando a Figura 4.20 verifica-se que a resposta dos diferentes cenários difere sobretudo para a gama de frequências mais elevada, apresentando o túnel com *invert*, de um modo geral, deslocamentos menores. No caso das baixas frequências, não há uma alteração muito significativa nos níveis de vibração registados quando se insere o *invert*. Note-se que os comprimentos de onda gerados, nessa gama de frequências, são muito maiores do que a dimensão quer do *invert* quer do próprio túnel, sendo portanto a resposta sobretudo influenciada pelas características dinâmicas do maciço envolvente, muito embora a presença do *invert* afecte o resultado pelo seu efeito praticamente estático de degradação da acção e de rigidez à flexão quer na direcção transversal quer na direcção longitudinal, como aliás já referido anteriormente.

Nas Figura 4.20 b, c e d, observa-se que o primeiro pico invertido ocorre para frequências mais elevadas no caso do túnel com *invert*, este facto pode estar relacionado com o aumento das

frequências próprias dos modos de flexão do túnel com *invert* no plano transversal, uma vez que a presença desse elemento acarreta um aumento da rigidez da secção transversal do sistema.

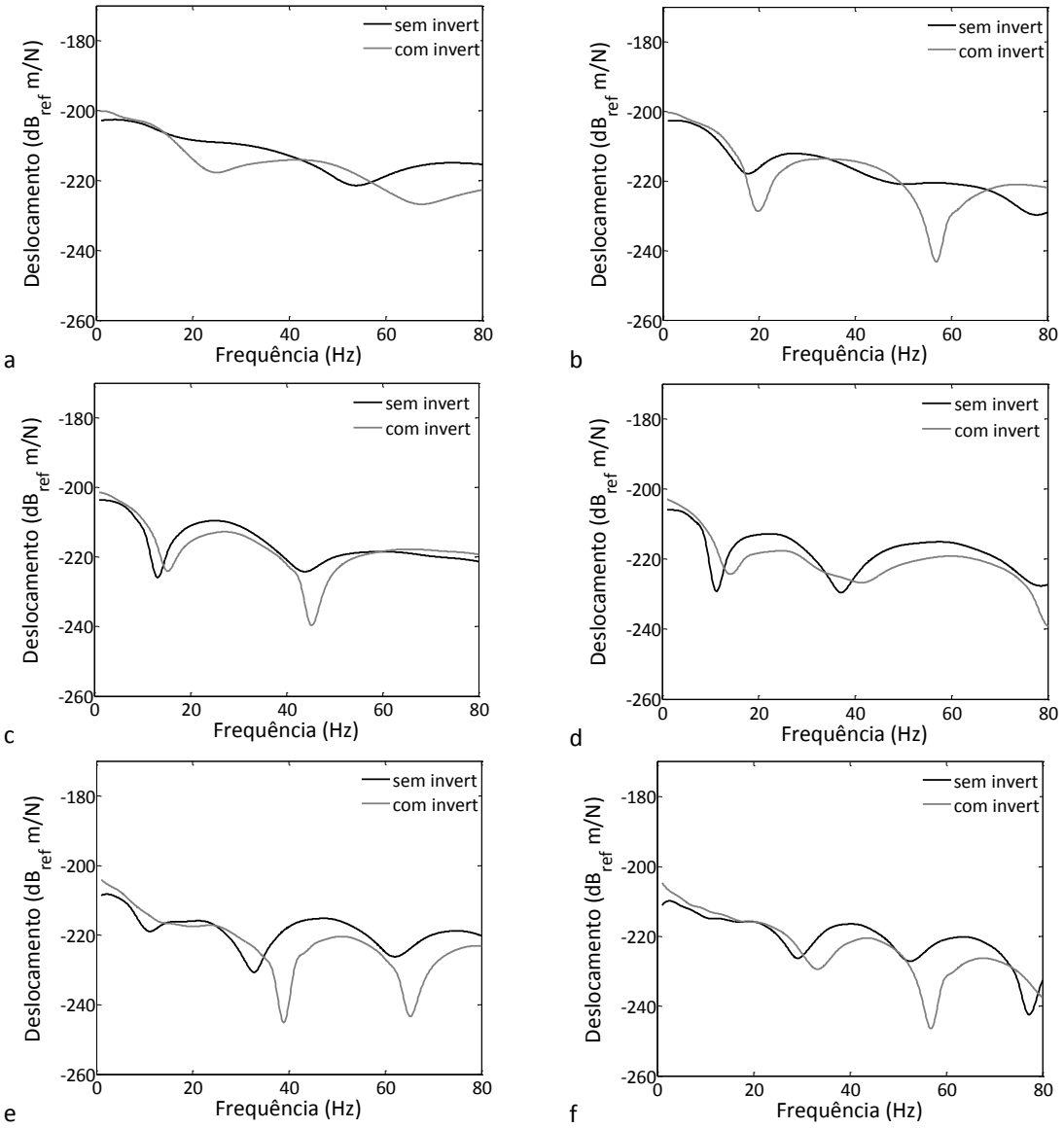


Figura 4.20 - Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para o caso do túnel com *invert* e sem *invert*: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Atentando ainda na Figura 4.20, constata-se que, para as frequências mais altas, há uma redução nos níveis de vibração à superfície do maciço quando o *invert* é incorporado no túnel. Esta constatação pode ser justificada pelo facto do *invert* do túnel atrair uma grande parte da energia de vibração, que se irá propagar na direcção inferior, permitindo deste modo que a energia irradie para longe da superfície e levando portanto a uma redução dos níveis de vibração à superfície do maciço. Esse efeito é parcialmente identificável na Figura 4.21, onde se ilustra, para os dois casos em análise, o campo de deslocamentos identificados na secção onde se encontra inscrita a acção, esta última com uma frequência de excitação de 40 Hz.

As conclusões agora apresentadas sugerem que a inclusão de material na parte inferior do túnel pode ser considerada como uma medida possível para minimizar as vibrações que se propagam pelo maciço em direcção à superfície. A eficiência de tal medida é sobretudo notória na gama de frequências mais elevada.

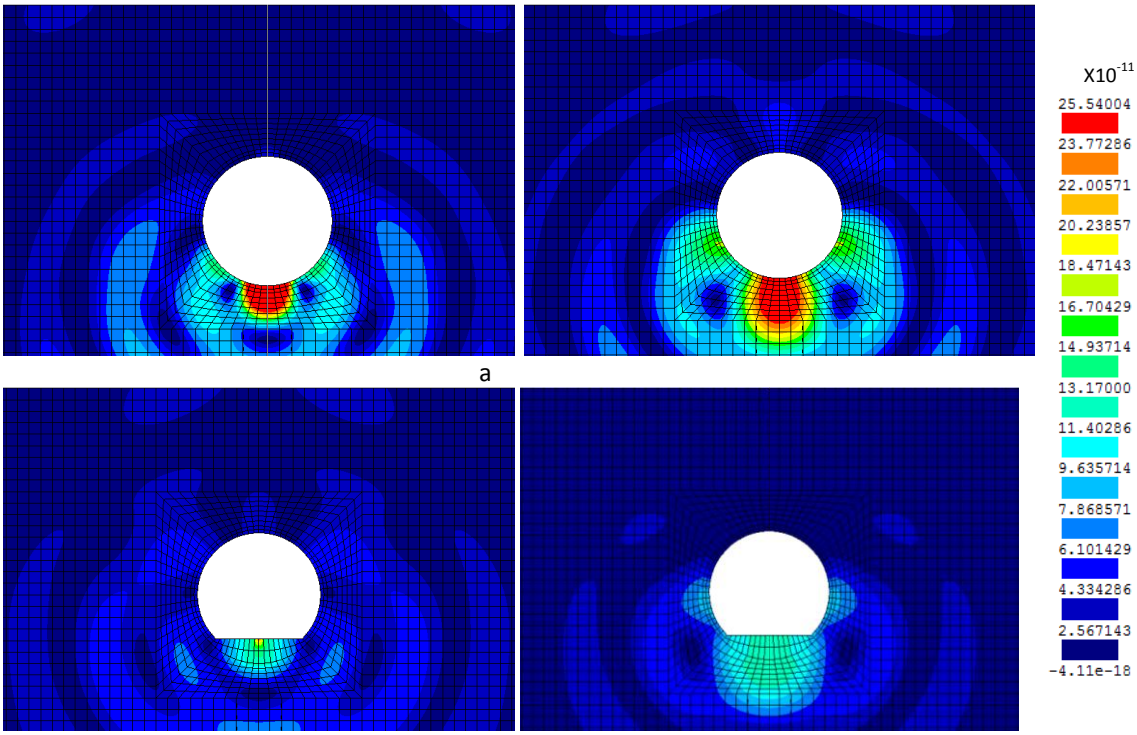


Figura 4.21 – Campo de deslocamentos na secção transversal onde se encontra a acção para uma frequência de excitação de 40 Hz (lado esquerdo-parte real; lado direito-parte imaginária): a) túnel sem *invert*; b) túnel com *invert*.

A Figura 4.22 ilustra a evolução do deslocamento vertical induzido nos pontos de referência localizados no alinhamento do eixo horizontal do túnel em função da frequência de excitação e para as duas situações em análise.

Observando a Figura 4.22, verifica-se que a inserção do *invert* provoca uma diminuição no valor dos deslocamentos para as frequências mais elevadas, mantendo-se a resposta praticamente inalterada até cerca dos 30 Hz. No caso do ponto lateral do túnel (Figura 4.22a) a resposta dinâmica é muito pouco influenciada pela existência do *invert*, verificando-se uma evolução face à frequência de excitação em tudo idêntica. No que se refere aos restantes pontos em análise, constata-se que, para baixas frequências, a influência na resposta é muito reduzida, acentuando-se as diferenças para frequências mais elevadas. É contudo bem visível que o efeito do *invert* é mais notório nos pontos localizados mais próximo do túnel, diminuindo gradualmente à medida que aumenta o afastamento do ponto de observação. Este

facto está bem patente na Figura 4.22f, onde a diferença nos resultados vaticinados pelas duas análises é praticamente insignificante, mesmo para a gama de frequências acima dos 60 Hz.

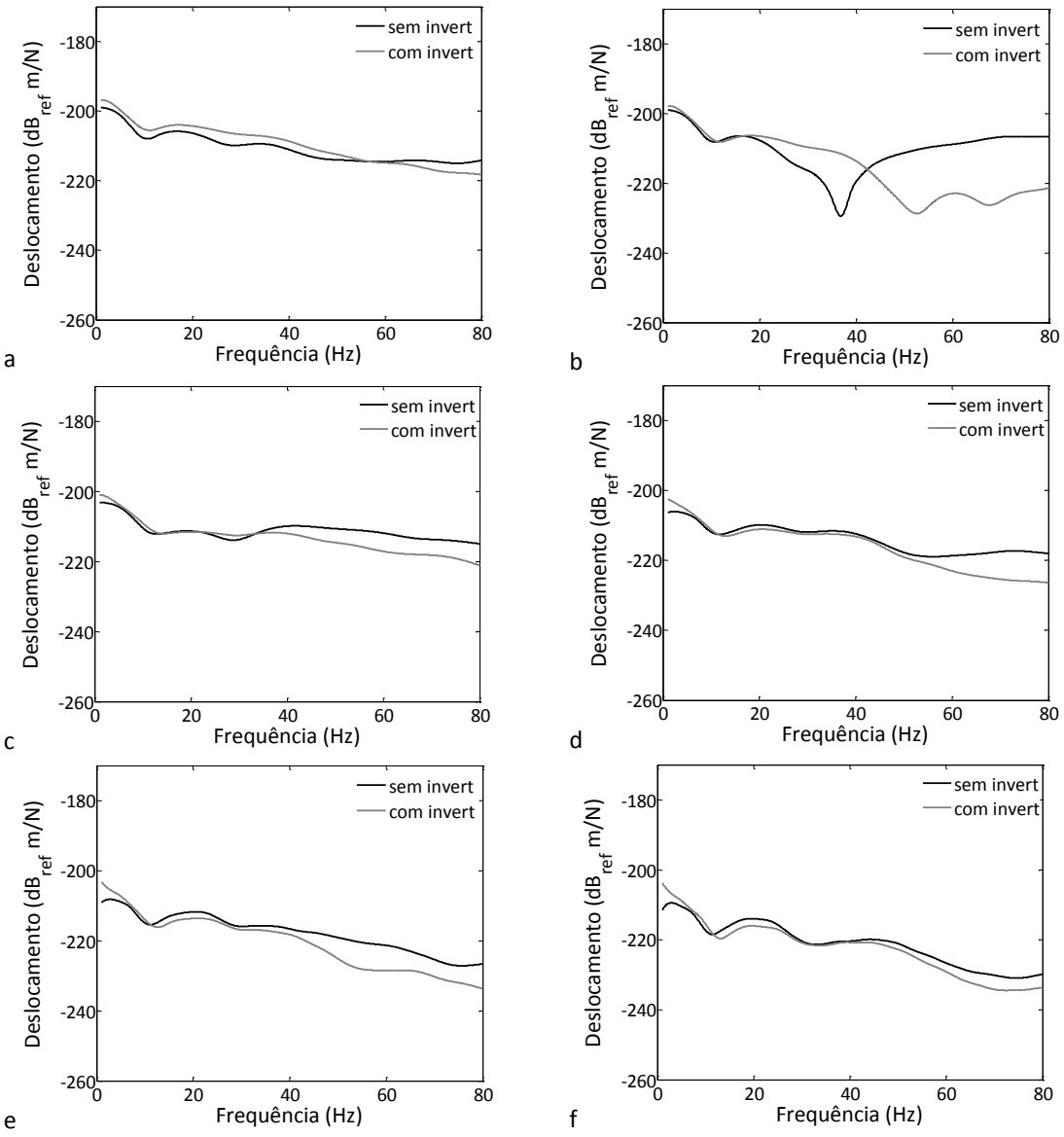


Figura 4.22 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para o caso do túnel com *invert* e sem *invert*: a) ponto J; b) ponto K; c) ponto L; d) ponto M; e) ponto N; f) ponto O.

Conclui-se, deste modo, que a presença do *invert* condiciona a resposta particularmente nas proximidades do túnel e para frequências elevadas, induzindo uma redução nos níveis de vibração nos pontos localizados no interior do maciço, no alinhamento do eixo horizontal do túnel. A justificação para esta redução é em tudo análoga à já apresentada para os pontos situados à superfície. Segue-se a Figura 4.23, que apresenta os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados no eixo de simetria do túnel, nomeadamente do ponto I situado sob a carga aplicada, do ponto H situado no tecto do túnel, do ponto G localizado 3m acima do túnel e do ponto A localizado à superfície, para os dois casos em estudo.

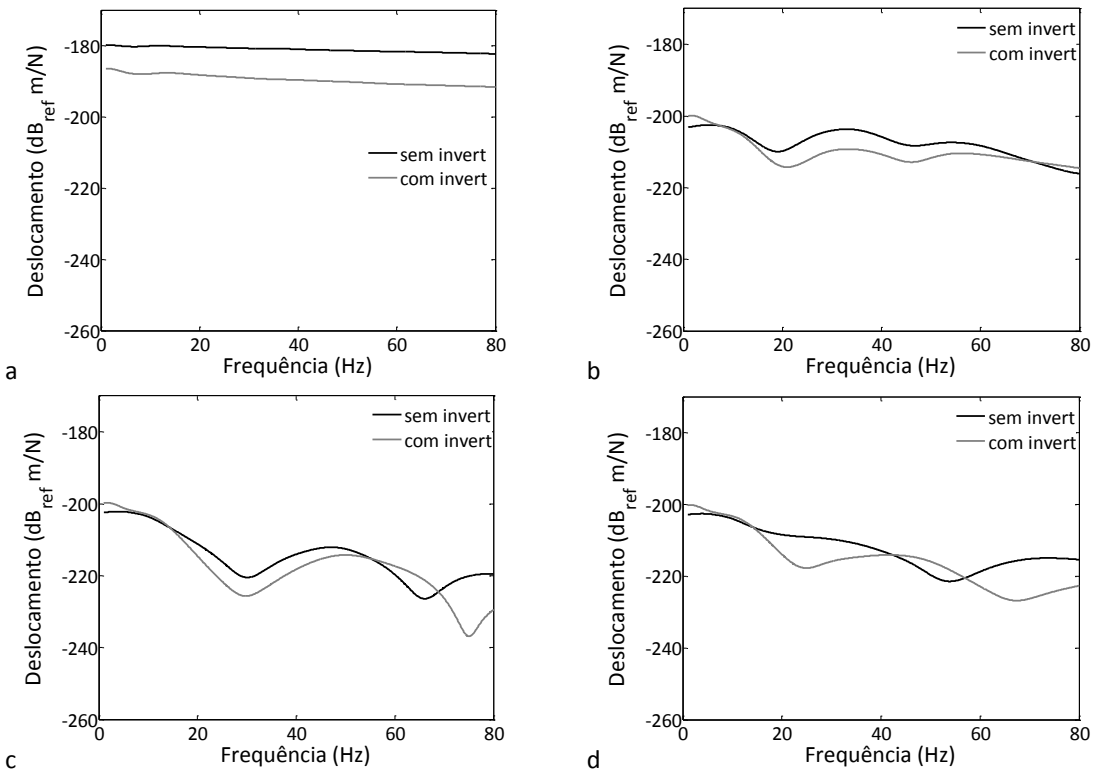


Figura 4.23 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para o caso do túnel com *invert* e sem *invert*: a) ponto I; b) ponto H; c) ponto G; d) ponto A.

Visualizando a Figura 4.23 constata-se, uma vez mais, que a introdução do *invert* leva a uma diminuição da amplitude dos deslocamentos, quer nos pontos pertencentes ao túnel, quer nos pontos localizados no maciço. Atentando então na resposta dinâmica do ponto de aplicação da carga (ponto situado na base do túnel), verifica-se que, embora a tendência geral da resposta seja semelhante para os dois cenários considerados, a adição do *invert* conduziu a uma redução muito considerável da amplitude dos deslocamentos (Figura 4.23a). Este efeito, já de si expectável, é explicado pelo aumento da rigidez do túnel, nomeadamente da rigidez de flexão longitudinal, induzida pela incorporação do *invert*. Face ao exposto, poder-se-á avançar que o *invert* é um parâmetro que pode ter uma influência significativa no mecanismo de interacção comboio-via-túnel. É contudo de referir, conforme já foi explicitado previamente, que a existência da via e respectivos materiais resilientes tenderão a minimizar a relevância deste efeito.

No que diz respeito ao ponto situado no tecto do túnel (Figura 4.23b), bem como aos pontos do maciço considerados (Figura 4.23c, d), é bem visível a influência do *invert* nos valores dos deslocamentos verticais na gama de frequências acima dos 18Hz, sendo pouco notória a influência para frequências abaixo desse valor. Estas observações corroboram, na generalidade, as já apresentadas anteriormente para os restantes pontos de observação, em

que se constatou que a resposta diferia sobretudo para as frequências mais elevadas, sendo a influência do *invert* na resposta muito reduzida para baixas frequências.

Como seria expectável, verifica-se uma redução na amplitude dos deslocamentos nos pontos localizados directamente acima do túnel quando é considerada a presença do *invert*. Este facto deve-se, como já foi referido, ao facto do *invert* atrair uma grande parte da energia de vibração, permitindo que essa energia se propague na direcção inferior e originando assim uma redução dos níveis de vibração nas zonas do maciço localizadas acima do túnel.

4.8 Influência da rigidez do solo

O problema das vibrações induzidas no interior de túneis é bastante complexo, envolvendo não só as propriedades mecânicas do túnel mas também as propriedades do maciço, como, por exemplo, a sua rigidez, estratificação e amortecimento. Com o intuito de investigar a influência da rigidez do solo no comportamento dinâmico global do sistema, apresenta-se de seguida um estudo paramétrico onde são considerados dois cenários: i) o cenário de referência, a que corresponde um módulo de distorção de 118,75 MPa; ii) um novo cenário em que o módulo de distorção é o dobro, ou seja, de 237,5 MPa. Neste último cenário C_S e C_P tomam os valores de 350 m/s e 655 m/s, respectivamente. À semelhança dos casos anteriores, são considerados os pontos de observação representados na Figura 4.1.

A Figura 4.24 mostra os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação e para os dois cenários considerados.

Dos resultados expostos na Figura 4.24 constata-se que, de um modo geral, o aumento do módulo de distorção está associado a uma diminuição dos níveis de vibração. Este efeito seria por si só expectável, dado o aumento de rigidez do sistema. Sem embargo, atentando na Figura 4.24, verifica-se, para os pontos mais afastados do alinhamento do túnel e para frequências elevadas, que a esperada redução dos níveis de vibração devido ao aumento do módulo de distorção não ocorre. Este efeito, aparentemente controverso, é justificado por uma menor atenuação da amplitude de vibração com o aumento de rigidez do solo. Como se verá na secção seguinte, a atenuação dos níveis de vibração devido ao amortecimento geométrico é independente da frequência, porém, já o efeito do amortecimento material é mais evidente com a diminuição do comprimento de onda propagante e com o aumento da distância entre a fonte e o receptor. Desse modo, dado que o comprimento de onda para uma

dada frequência de excitação é tanto maior quanto maior é a rigidez do meio, verifica-se que o cenário correspondente ao maciço mais rígido acarreta uma menor atenuação de vibração. Desse modo é notório que, para distâncias mais elevadas, a alteração da rigidez dinâmica do sistema é compensada pela menor atenuação dos níveis de vibração.

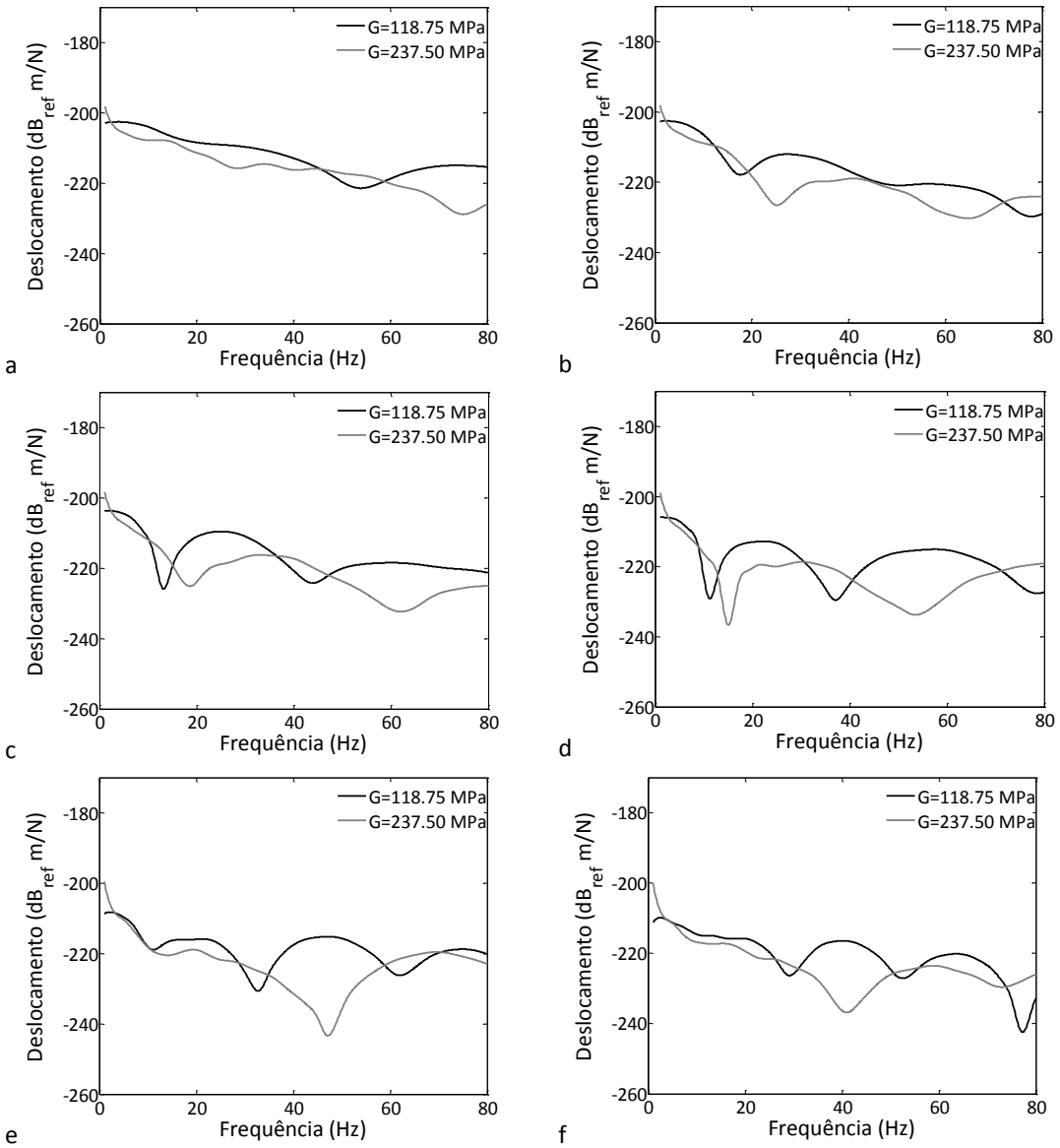


Figura 4.24 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para valores do módulo de distorção do solo distintos: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Como anteriormente referido, a resposta dinâmica à superfície caracteriza-se por um comportamento ondulante, o qual é atribuído à interferência de ondas de volumétricas, de corte e de Rayleigh. O intervalo de frequência entre os picos invertidos exibidos na resposta está relacionado com a velocidade de propagação das ondas no maciço, tornando-se mais acentuado com o aumento do módulo de distorção do maciço.

A Figura 4.25 ilustra o deslocamento vertical induzido nos pontos de referência localizados no alinhamento do eixo horizontal do túnel para os dois cenários em consideração.

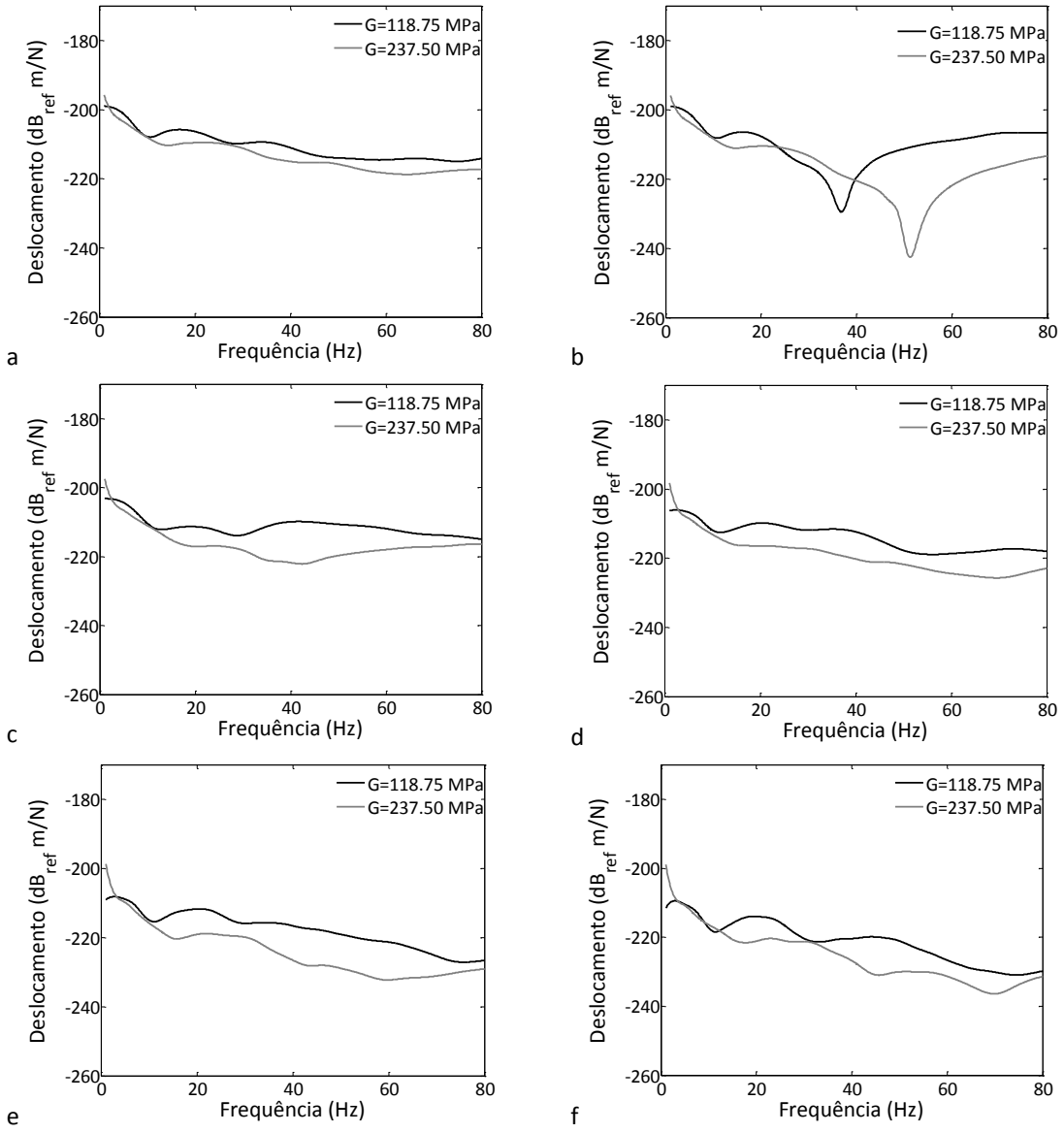


Figura 4.25 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para valores do módulo de distorção do solo distintos: a) ponto J; b) ponto K; c) ponto L; d) ponto M; e) ponto N; f) ponto O.

Visualizando a Figura 4.25, observa-se uma vez mais que o aumento do módulo de distorção provoca uma diminuição no valor dos deslocamentos. No caso do ponto lateral do túnel a redução é menor (Figura 4.25a), sendo mais significativa para os restantes pontos considerados no alinhamento do eixo horizontal do túnel. É de notar que no caso do ponto lateral do túnel, a resposta é claramente condicionada pela dinâmica do próprio túnel e, por conseguinte, a influência da alteração do módulo de distorção do solo na resposta é claramente menor. No que diz respeito aos restantes pontos considerados, situados no interior do maciço, constata-se, que o efeito do módulo de distorção do solo é mais notório

nos pontos situados mais próximo do túnel, verificando-se uma certa convergência dos níveis de vibração quando aumenta o afastamento.

Relativamente ao último aspecto mencionado, compete referir que apesar da convergência da resposta, especialmente na gama de frequências mais elevada, não é tão notória como no caso dos pontos de observação localizados à superfície do maciço (ver Figura 4.24). Com efeito, no caso dos pontos de observação localizados à superfície verificava-se mesmo uma inversão de tendência entre os dois cenários em estudo. Com efeito, a resposta à superfície do terreno é em boa parte condicionada pela propagação de ondas de Rayleigh, ao passo que no interior do maciço, a resposta é caracterizada essencialmente pela propagação de ondas volúmicas. Como se verá na secção seguinte, o amortecimento geométrico associado à propagação de ondas volúmicas é muito mais acentuado do que no caso de ondas de superfície. Assim sendo, o efeito relativo do amortecimento material, o qual é dependente do comprimento de onda propagante (e consequentemente da rigidez do meio), é menos notório no caso de pontos de observação localizados no interior do maciço.

A Figura 4.26 apresenta os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados no eixo de simetria do túnel, nomeadamente do ponto I situado sob a carga aplicada, do ponto H situado no tecto do túnel, do ponto G localizado 3m acima do túnel e do ponto A localizado à superfície, para os dois cenários considerados.

Observando a Figura 4.26 constata-se, novamente, que o aumento do módulo de distorção leva, de um modo geral, a uma diminuição da amplitude dos deslocamentos. Contudo, verifica-se que para o caso do ponto de aplicação da carga (ponto situado na base do túnel) a influência do módulo de distorção do solo é muito reduzida, praticamente desprezável (Figura 4.26a). Já no caso do ponto situado no tecto do túnel essa influência é mais visível, sendo também evidente nos restantes pontos considerados.

Analisando agora mais em pormenor a resposta dinâmica do ponto localizado sob a carga aplicada, verifica-se que o módulo de distorção do solo teve um efeito praticamente negligenciável, pelo menos para a gama de valores em estudo. Como se pode visualizar na Figura 4.26a, apenas ligeiras diferenças podem ser observadas nos resultados apresentados, esta conclusão é importante do ponto de vista das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. As cargas dinâmicas geradas durante a passagem do comboio são dependentes do comportamento dinâmico da base da via [34, 35]. Contudo, uma vez que a resposta dinâmica do túnel parece ser muito semelhante, as conclusões aqui apresentadas permitem avançar

que o módulo de distorção do solo tem uma pequena influência no mecanismo de interacção dinâmica comboio-via, pelo menos para a gama de variação de parâmetros considerada.

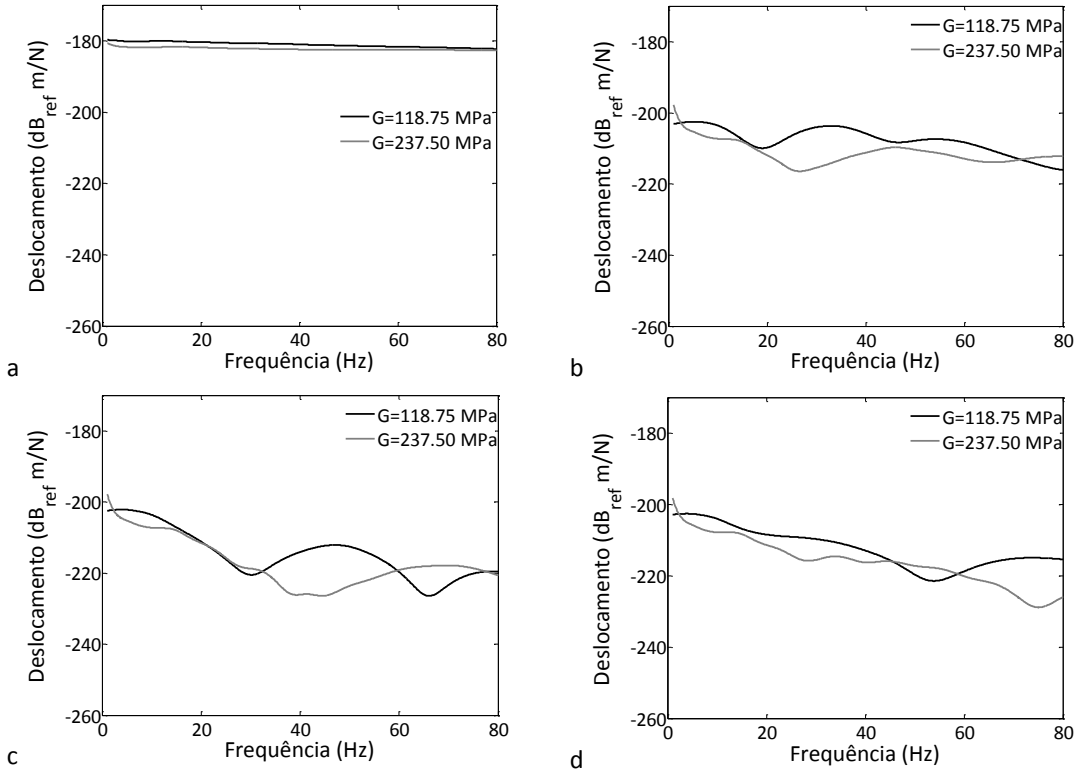


Figura 4.26 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para valores do módulo de distorção do solo distintos: a) ponto I; b) ponto H; c) ponto G; d) ponto A.

4.9 Influência do amortecimento material do solo

O maciço circundante ao túnel permite que a energia se propague em seu redor, sendo a amplitude de vibração atenuada em função da distância através de mecanismos de amortecimento. Pese embora a designação de amortecimento seja geralmente atribuída de forma indiscriminada aos mecanismos de atenuação de vibração, cabe aqui distinguir de forma clara os dois mecanismos distintos: o amortecimento geométrico e o amortecimento material. Este último parâmetro, de difícil quantificação *in-situ*, merece uma atenção especial dada a sua relevância na minoração da amplitude das vibrações com o aumento da distância fonte-receptor. De modo a ilustrar a influência do amortecimento material do solo um estudo paramétrico é agora apresentado, para além do cenário de referência onde ξ=0,04, são analisadas duas outras situações com coeficientes de amortecimento de 0,02 e 0,06.

No que concerne ao amortecimento geométrico compete referir que não corresponde a uma perda de energia do sistema, mas sim ao seu espalhamento devido à propagação da onda. Desse modo é apenas dependente da geometria da frente de onda e, consequentemente do

tipo de onda, e da distância do ponto de observação à fonte de geração. Como é evidente, a geometria da frente de onda depende ainda da dimensionalidade do problema, ou seja, da forma como a energia se espalha em uma, duas, ou três dimensões. O tipo de solicitações envolvidas no presente estudo acarreta tridimensionalidade do problema, pese embora a rigidez de flexão do túnel na direcção longitudinal implique que, para um carregamento pontual, a frente de onda seja bastante distinta da geometria axissimétrica. Sem embargo, estudos desenvolvidos por Auersch e Said [68], apontam que a lei de atenuação no caso de solicitações no interior de túneis de metropolitano segue a tendência da equação de Lamb [62]:

$$\frac{u}{u_1} = \left(\frac{r_1}{r}\right)^m \qquad [4.2]$$

em que u é a amplitude do deslocamento verificado num ponto à distância r da fonte; u_1 é a amplitude do deslocamento homólogo num ponto localizado à distância r_1 da fonte; e m é a constante de atenuação. No Quadro 4.1 sintetizam-se os valores da constante m para diferentes tipos de onda, de solicitação e de localização do receptor. Convém contudo esclarecer que as constantes presentes no referido quadro são apenas válidas para solicitações não móveis aplicadas a maciços semi-indefinidos.

Quadro 4.1 – Coeficientes de amortecimento geométrico

Tipo de onda	Fonte	Localização do ponto de observação	m
Volúmica	Carga pontual	Superfície	2
		Interior do maciço	1
	Carga de faca com desenvolvimento infinito	Superfície	1
		Interior do maciço	0,5
Superfície	Carga pontual	Superfície	0,5
	Carga de faca	Superfície	0

Estudos recentes levados a cabo por Auersch e Said [68], com base em medições experimentais, apontam no sentido de que o expoente m para o caso de uma solicitação móvel no interior de um túnel de metropolitano deverá tomar um valor próximo de 0,5 caso o receptor se encontre à superfície do maciço e a uma distância superior a 10 m. Note-se que no estudo dos referidos autores não é apresentada uma distinção entre os diferentes tipos de onda nem sobre a tipologia do carregamento. Este último aspecto será relevante dado que carregamentos móveis oriundos de várias cargas (condicionadas pela geometria do comboio) deverão corresponder a solicitações intermédias entre a carga de faca e a carga pontual.

No presente estudo apenas se abordará a influência do amortecimento material, dado que o amortecimento geométrico não é mais do que uma característica intrínseca à configuração própria do sistema. O amortecimento material está associado a uma efectiva dissipação de energia. O seu efeito é tanto mais evidente quanto mais elevada for a frequência de excitação (menor comprimento de onda) e a distância entre a fonte e o receptor. Este efeito está bem patente na Figura 4.27, onde estão representadas as amplitudes dos deslocamentos verticais dos pontos situados à superfície do maciço em função da frequência de excitação.

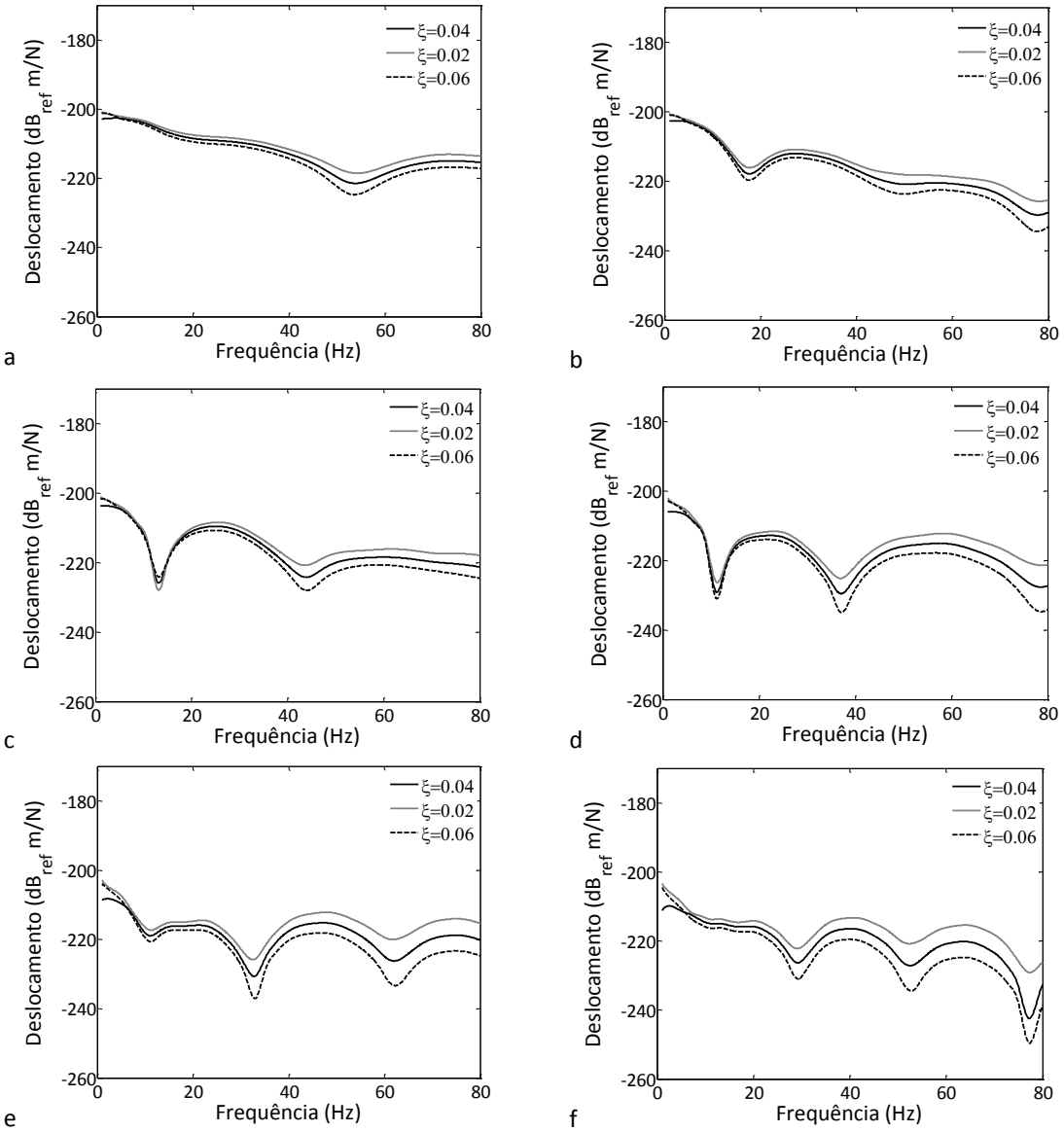


Figura 4.27 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para valores do amortecimento material do solo distintos: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Observando a Figura 4.27 podem tecer-se algumas considerações: i) como esperado, o aumento do amortecimento está associado a uma diminuição dos níveis de vibração; ii) o efeito do amortecimento é tanto mais notório quanto maior for a frequência de excitação,

independentemente da distância fonte-receptor; iii) o efeito de redução na amplitude devido ao amortecimento material é bastante relevante quando a distância fonte-receptor é elevada (ver Figura 4.27f). Estes efeitos justificam-se pela dependência do efeito do amortecimento em relação ao número de ciclos de vibração a que o material foi submetido. Para frequências mais elevadas, ou seja, comprimentos de onda menores, pode alcançar-se uma redução considerável dos níveis de vibração quando a distância fonte-receptor implica um número significativo de ciclos a que o material fica sujeito.

A Figura 4.28 ilustra o deslocamento vertical induzido nos pontos de referência localizados no alinhamento do eixo horizontal do túnel para os três valores do coeficiente de amortecimento em análise.

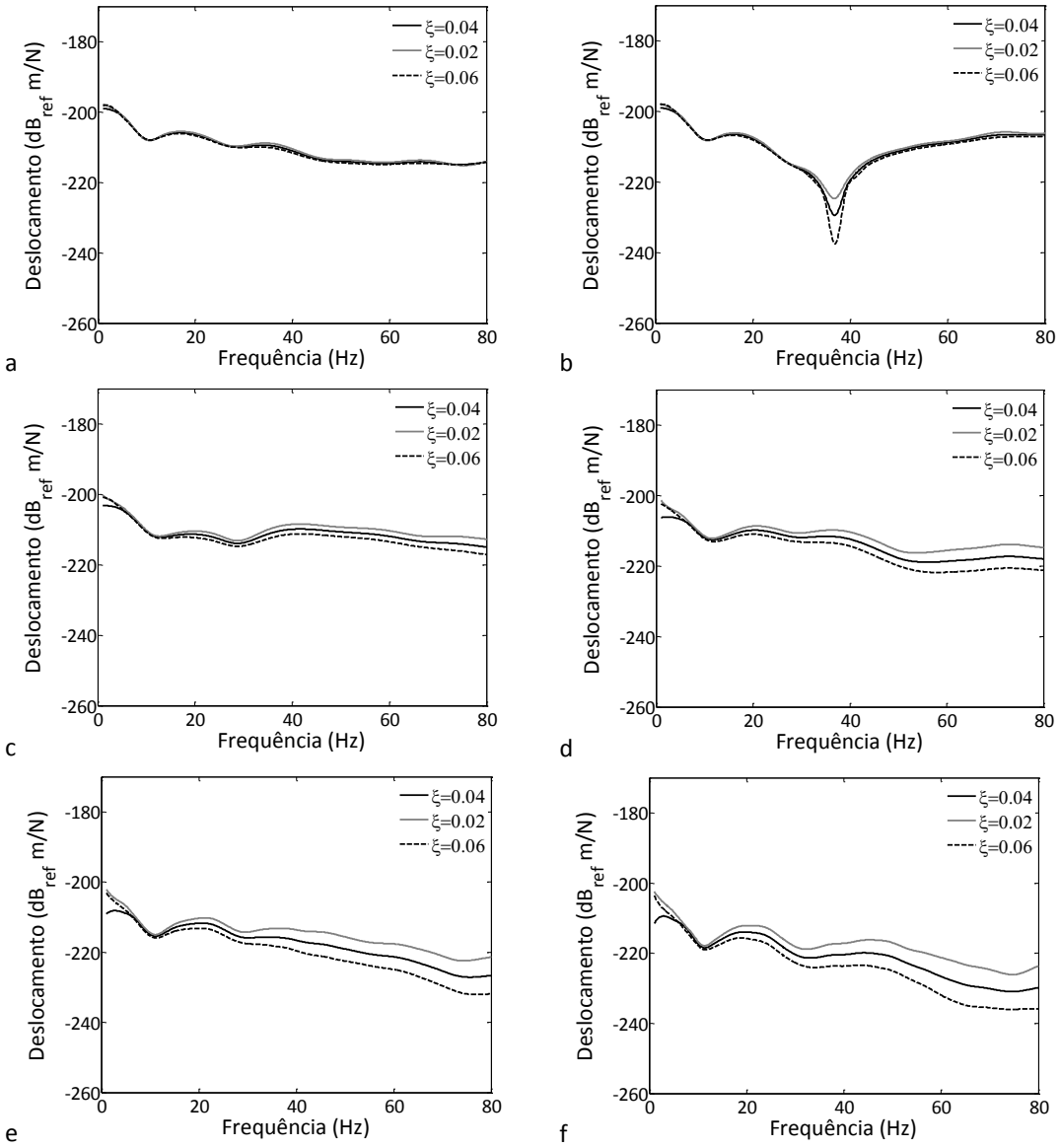


Figura 4.28 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para valores do amortecimento material do solo distintos: a) ponto J; b) ponto K; c) ponto L; d) ponto M; e) ponto N; f) ponto O.

Da análise da Figura 4.28 pode concluir-se que o amortecimento material do solo teve um efeito negligenciável na resposta dinâmica do ponto lateral do túnel (Figura 4.28a), o já seria expectável dada a proximidade entre o receptor e a fonte de excitação. No que diz respeito aos restantes pontos considerados, situados no interior do maciço, constata-se, uma vez mais, que o aumento do amortecimento conduz a uma diminuição dos níveis de vibração, sendo esse efeito de redução tanto mais significativo quanto maior for a frequência de excitação e mais elevada for a distância entre a fonte e o receptor. Estas observações são em tudo idênticas às apresentadas para os pontos situados à superfície, e justificam-se de igual modo.

Segue-se a Figura 4.29 que apresenta os deslocamentos verticais dos pontos de observação situados no eixo de simetria do túnel, nomeadamente do ponto I situado sob a carga aplicada, do ponto H situado no tecto do túnel, do ponto G localizado 3m acima do túnel e do ponto A localizado à superfície; para os três cenários considerados.

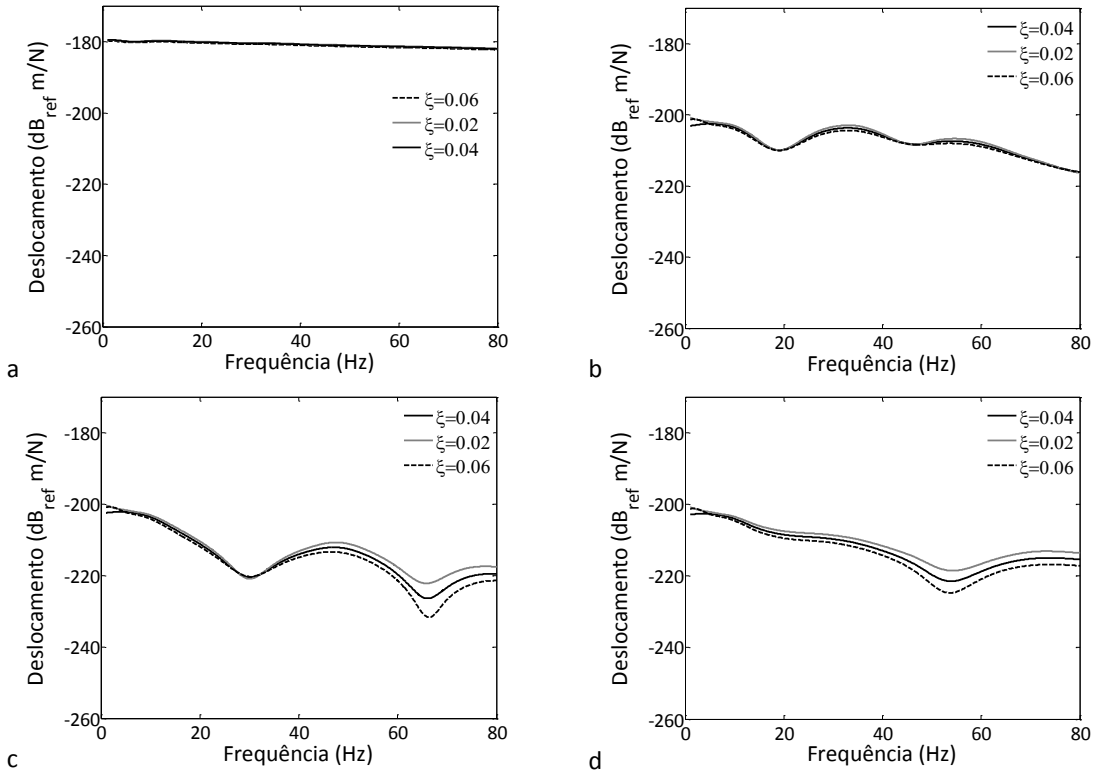


Figura 4.29 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para valores do amortecimento material do solo distintos: a) ponto I; b) ponto H; c) ponto G; d) ponto A.

Visualizando a Figura 4.29 constata-se que a influência do amortecimento do solo é muito reduzida, praticamente desprezável, no caso dos pontos pertencentes ao túnel, sendo para os pontos do maciço considerados tanto mais evidente quanto maior é a frequência de excitação (ou seja, menor é o comprimento de onda) e quanto mais nos afastamos do túnel (Figura 4.29c, d). Estas considerações corroboram as já anteriormente apresentadas nesta sub-secção.

No que respeita à influência do amortecimento do solo sobre a resposta dinâmica do próprio túnel, cujos resultados estão representados nas Figura 4.29a e b, conclui-se que o amortecimento material é um parâmetro mais ou menos negligenciável para a avaliação dos deslocamentos do próprio túnel. Embora não tenha sido analisado no presente trabalho, as conclusões aqui encontradas permitem avançar que o amortecimento material tem uma pequena influência no mecanismo de interacção dinâmica comboio-via, não sendo por isso apreciável o seu efeito no processo de geração de vibrações, contrariamente ao que ocorre no processo de propagação.

4.10 Influência das propriedades da via férrea

4.10.1 Considerações iniciais

Os estudos apresentados nas secções anteriores versaram sobre a influência das propriedades do túnel e do maciço circundante nos mecanismos de propagação de vibrações originadas pela aplicação de uma acção vertical na soleira do túnel. Sem embargo do indubitável interesse dos estudos apresentados, não pode deixar de ser referido o seu relativo afastamento a uma situação real de cenário ferroviário, dada a ausência da estrutura da via férrea. Procurando cobrir, ainda que de forma parcial, tal lacuna, cabe aqui apresentar um pequeno estudo paramétrico que tem como enfoque o escrutínio da influência de algumas das propriedades da via férrea nos mecanismos de propagação de vibrações, nomeadamente das propriedades dos elementos resilientes da via férrea.

Como já referido num capítulo anterior, existem diferentes tipologias de vias férreas, sendo uma classificação corrente a sua divisão em dois grandes grupos consoante a presença ou ausência de balastro: i) vias balastradas; ii) vias não balastradas. Pese embora ambas as tipologias sejam correntemente aplicadas em túneis, a opção por via não balastrada, nomeadamente do tipo em laje de betão armado, tem vindo a ganhar terreno em aplicações ferroviárias em túneis, dada a menor necessidade de operações de manutenção para garantir a operacionalidade da infraestrutura.

O presente estudo versa apenas sobre via não balastrada, tendo-se admitido a configuração de base ilustrada na Figura 4.30. A solicitação é constituída por uma acção de resultante unitária, igualmente repartida pelos dois carris, e com frequência variável (ver Figura 4.30). Como se pode verificar, trata-se de uma solução de via em laje contínua, constituída por carris do tipo UIC60, os quais se apoiam numa laje de betão armado, com 2,5 m de largura, rigidez de flexão

longitudinal de $1{,}62 \times 10^8$ N/m^2 e com uma massa por metro de desenvolvimento longitudinal de 2800 kg/m. O apoio dos carris na laje é feito através de palmilhas, consideradas de forma simplificada como um apoio contínuo com as seguintes propriedades: $k=2{,}5 \times 10^8$ N/m^2 e $c=6 \times 10^4$ Ns/m^2.

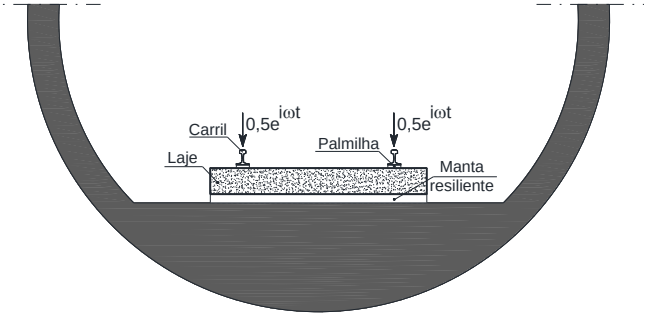


Figura 4.30 – Representação esquemática da configuração adoptada para a via férrea.

Como se pode visualizar na Figura 4.30, considera-se ainda a presença de uma manta resiliente entre a laje e a soleira do túnel como medida de isolamento, a qual permitirá uma atenuação das vibrações que são transmitidas pela via férrea ao *invert* do túnel. A eficiência de tal medida é devidamente discutida na secção subsequente, assim como num capítulo posterior da presente dissertação onde é apresentado um estudo integrado que contempla a interacção veículo-via e a propagação de vibrações no interior de edifícios próximos do túnel.

4.10.2 A influência da rigidez da manta resiliente

4.10.2.1 Descrição geral

De entre as várias medidas de mitigação de vibrações admissíveis, a alteração das condições de elasticidade da via férrea, nomeadamente através da incorporação de elementos resilientes constitui uma das soluções com elevada potencialidade prática, o que fica nomeadamente a dever-se ao facto de a mitigação ocorrer ao nível da fonte, ou seja, sem que haja necessidade de intervenção em infraestruturas vizinhas à via férrea.

Independentemente da tipologia da solução de isolamento, a mitigação através da alteração das condições de resiliência da via férrea consiste na colocação de elementos flexíveis sob corpos com uma certa massa, de modo a introduzir uma nova frequência natural no sistema. Em consequência, é expectável que para frequências de excitação consideravelmente superiores à frequência de ressonância induzida pela presença do elemento resiliente, ocorra atenuação da energia que é transmitida da via férrea ao seu suporte.

Tal como já analisado por vários autores [44, 93, 110, 112, 163, 175, 176], a interpretação física do problema em causa pode ser estabelecida em paralelismo com o comportamento dinâmico de um sistema massa-mola, em que a massa é garantida pelo elemento sobrejacente ao elemento resiliente e a rigidez é a deste, dado que se assume que este é consideravelmente mais flexível do que o meio que lhe serve de suporte (Figura 4.31b). Este último aspecto reveste-se de particular importância, pois caso o suporte do elemento resiliente não ofereça as condições de rigidez adequadas, a eficiência da medida de mitigação é severamente afectada [111, 175, 177]. Atendendo às simplificações enunciadas, a frequência natural do sistema massa-mola, admitindo reduzido o amortecimento material, é então dada aproximadamente por:

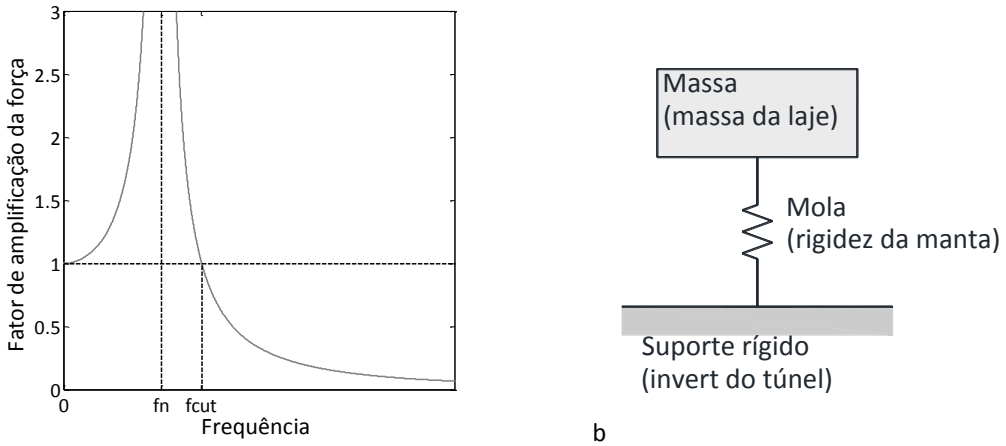
$$f_n \approx \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}} \qquad [4.3]$$

Em que k é a rigidez do elemento resiliente e m a massa sobrejacente, ambos por unidade de desenvolvimento longitudinal da via férrea.

Atendendo ao modelo simplificado em causa, é pois expectável que quando a frequência de excitação suscite um factor de amplificação dinâmica inferior a 1, ou seja, quando a frequência de excitação seja superior à frequência de corte do sistema, f_{cut}, a qual pode ser estimada pela expressão [4.4], ocorra uma redução da energia que efectivamente é transmitida aos elementos subjacentes ao elemento resiliente. Tal comportamento está esquematicamente ilustrado na Figura 4.31a, onde é possível observar que para frequências de excitação inferiores à frequência de corte ocorre amplificação da acção transmitida ao suporte do elemento resiliente.

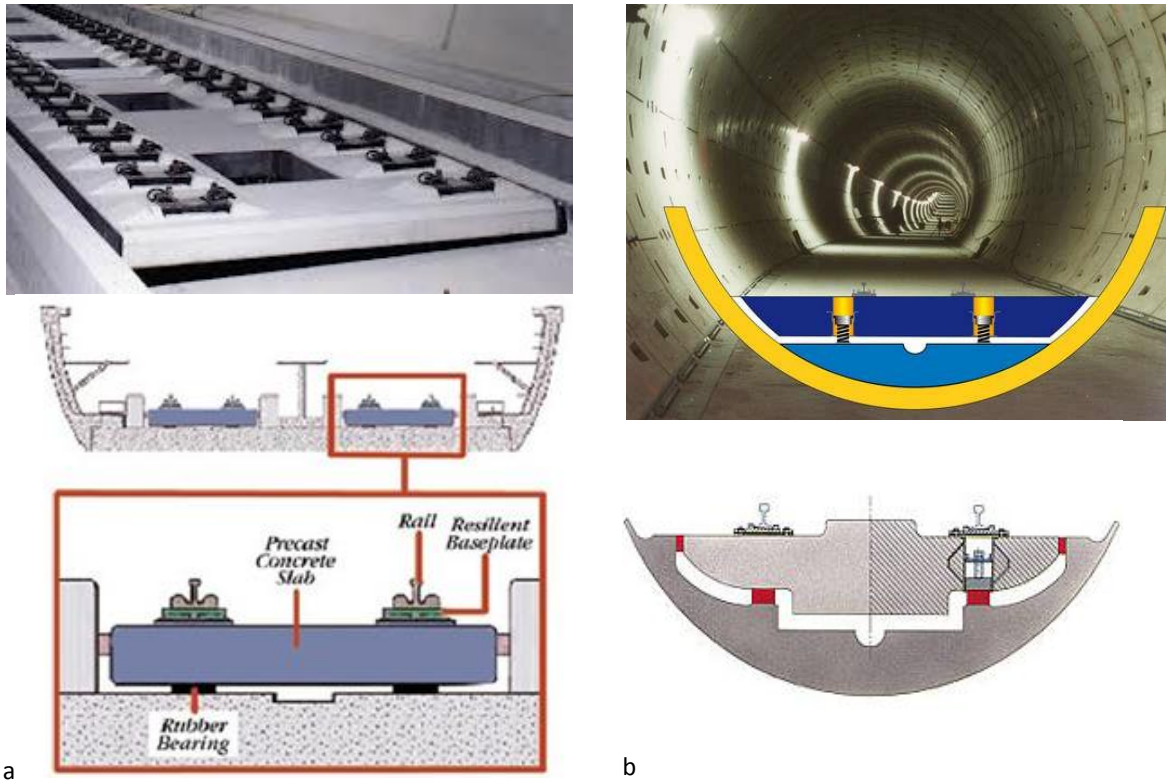
$$f_{cut} \approx \sqrt{2}\, f_n \qquad [4.4]$$

Da análise das expressões [4.3], [4.4] e da Figura 4.31, facilmente se conclui que o cenário ideal corresponde à minimização do valor da frequência de corte, a qual pode ser garantida através da colocação de elementos resilientes muito flexíveis sob elementos de massa elevada. Atendendo às condicionantes enunciadas, e ao facto da elasticidade dos elementos ter um limite físico mínimo, sob pena dos deslocamentos quasi-estáticos da via serem demasiado elevados, surge como solução razoável a laje flutuante, em que sob a peça de betão (a qual garante uma massa apreciável) é colocada uma manta de material polimérico (Figura 4.32a) ou mesmo molas metálicas (Figura 4.32b), com vista à mitigação de vibrações induzidas por tráfego em túneis.



a b

Figura 4.31 – Atenuação da força transmitida ao suporte através da introdução de elementos resilientes: a) curva de atenuação; b) modelo físico simplificado.



a b

Figura 4.32 – Sistemas de laje flutuante: a) elementos resilientes poliméricos; b) sistema de suporte por molas.

Independentemente da configuração do sistema de laje flutuante, a sua eficiência é claramente condicionada pela rigidez do elemento resiliente. No presente estudo optou-se pela análise de uma solução de isolamento com mantas resilientes, tendo-se considerado as variantes de propriedades indicadas no Quadro 4.2.

Atendendo às propriedades da via enunciadas, é expectável que o comportamento do sistema seja caracterizado pelas frequências naturais e de corte indicadas no Quadro 4.3. Note-se que na análise efectuada, que conduziu aos valores explicitados no quadro, foi negligenciada a

dinâmica do sistema túnel-maciço, ou seja, no cálculo das frequências notáveis indicadas apenas se atendeu ao comportamento dinâmico da via.

Quadro 4.2 – Propriedades das mantas de isolamento

Cenário	Rigidez por metro de desenvolvimento longitudinal k (N/m^2)	Amortecimento viscoso por metro de desenvolvimento longitudinal c (Ns/m^2)
Manta flexível	$0{,}04x10^9$	$5{,}5x10^4$
Manta intermédia	$0{,}153x10^9$	$5{,}5x10^4$
Manta rígida	$0{,}283x10^9$	$5{,}5x10^4$
Não isolado	∞	0

Quadro 4.3 – Frequências naturais e de corte dos cenários isolados

Cenário	f_n (Hz)	f_{cut}(Hz)
Manta flexível	18,6	26,3
Manta intermédia	36,4	51,5
Manta rígida	49,5	70,1

4.10.2.2 Resposta dinâmica do sistema via-maciço

Como seria expectável, o comportamento dinâmico da via férrea é claramente condicionado pelas características do sistema de isolamento. A Figura 4.33 ilustra a amplitude do deslocamento vertical do carril e laje da via férrea, nas posições longitudinais correspondentes à secção transversal onde se encontra inscrita a acção, em função da frequência de excitação.

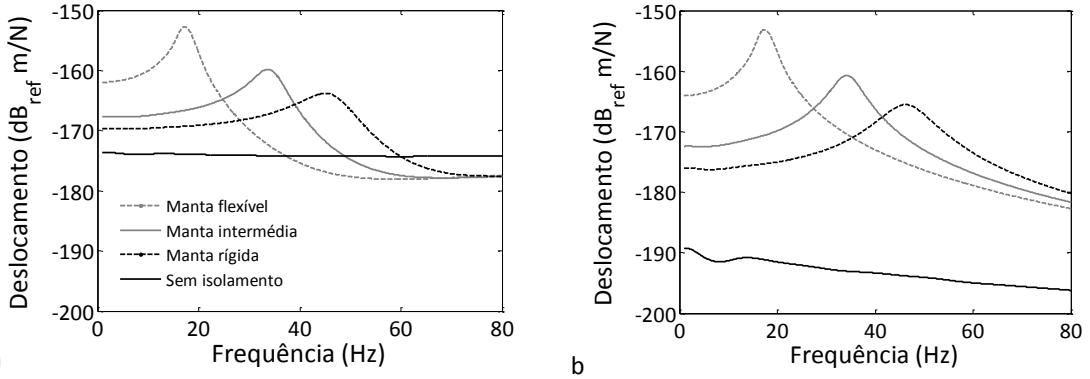


Figura 4.33 – Amplitude do deslocamento vertical da via para diferentes soluções de manta resiliente em função da frequência de excitação: a) carril; b) laje.

A Figura 4.33 permite uma clara identificação do aumento da flexibilidade da via induzido pela presença da manta resiliente. Esse efeito é responsável pelas diferenças encontradas na resposta dos vários sistemas para a gama de frequências mais reduzida. Por outro lado, a

presença do material resiliente subjacente à massa da laje permite a ocorrência de um fenómeno ressonante, o que explica os picos identificados para os cenários de isolamento, os quais ocorrem para frequências de excitação muito próximas das frequências naturais indicadas no Quadro 4.3. As pequenas diferenças entre os valores ocorrentes na Figura 4.33 e os indicados no referido quadro devem-se a dois factores que induzem deslizamento das frequências naturais do sistema para valores mais reduzidos: i) a existência de amortecimento material; ii) o facto do suporte da via férrea não ser infinitamente rígido.

Do ponto de vista da engenharia prática, está bem patente nos resultados agora ilustrados, que os deslocamentos dos elementos da via sobrejacentes à manta resiliente tendem a aumentar com a diminuição de rigidez deste elemento, o que pode ser interpretado como um efeito pernicioso da medida de mitigação, tanto mais que deslocamentos elevados do carril podem colocar em causa a própria estabilidade do veículo. Porém, a presença dos elementos resilientes implica uma considerável redução da energia que é transmitida da via para o restante sistema, efeito esse bem patente na Figura 4.34a, onde se ilustra a evolução do deslocamento vertical do ponto central do *invert* (pertencente à secção onde se encontra inscrita a acção aplicada aos carris) em função da frequência de excitação. Comparando os resultados dos cenários isolados com o não isolado, é possível identificar três zonas distintas consoante a frequência de excitação: i) para frequências próximas de zero, ou seja em condições quasi-estáticas, a presença do isolamento é negligenciável; ii) para frequências entre cerca de 10 Hz (ou um pouco mais elevada nos casos de manta mais rígida) e a frequência de corte, ocorre uma amplificação clara dos deslocamentos devido à presença da manta resiliente, atingindo o valor máximo em correspondência com a frequência natural; iii) para frequências acima da frequência de corte, o efeito atenuador da medida de isolamento é notório, sendo tanto mais acentuado quanto mais flexível for a manta resiliente.

Uma outra forma de representar os resultados, por ventura, mais interessante do ponto de vista de engenharia é através do conceito de *insertion loss*. O *insertion loss* (IL) reflecte a redução da vibração causada pela introdução da medida de mitigação, sendo definido por:

$$IL = 20 \log_{10} \left(\frac{u_{\text{não isolado}}}{u_{\text{isolado}}} \right) \qquad [4.5]$$

A Figura 4.34b ilustra as curvas de IL no ponto central do *invert* para as diferentes soluções de mitigação. Valores negativos de IL correspondem a amplificação da resposta, ao passo que os valores positivos representam atenuação da mesma.

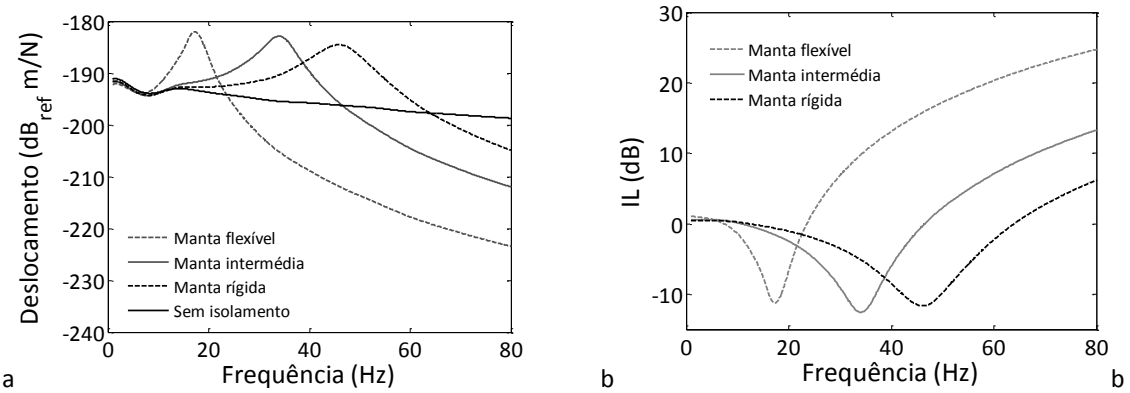


Figura 4.34 – Resposta dinâmica do ponto central do *invert* em função da frequência de excitação para os diferentes cenários: a) Amplitude do deslocamento vertical; b) *Insertion loss* do deslocamento vertical.

O conceito de IL tem vindo a ser amplamente aplicado na avaliação da eficiência de medidas de mitigação. Contudo, este indicador aparenta algumas insuficiências, nomeadamente o facto de ser claramente dependente da posição do ponto em análise, não constituindo um indicador global do desempenho da medida de mitigação. Auersch [175] propôs um indicador alternativo, que foi posteriormente também adoptado por Alves Costa et al. [110], o qual designaram por factor de transferência de carga. O factor de transferência de carga, F_r, traduz o rácio, em função da frequência, entre a amplitude da carga aplicada nos carris (1 N no presente cenário, equitativamente distribuído pelos dois carris) e a amplitude da força normal (F_t) transmitida pela via ao seu suporte (*invert* no presente caso):

$$F_r(f) = \frac{F_t(f)}{1} \qquad [4.6]$$

O valor F_t resulta da integração das tensões normais entre a via e o *invert* ao longo da sua largura (2b) e para todo o desenvolvimento longitudinal da mesma, o que se traduz por:

$$F_t(f) = \mathrm{abs}\left(\int_{-b}^{b} \int_{-\infty}^{+\infty} \sigma_z(x, y, z = \mathrm{cons\,tan\,te})\, dx dy \right) \qquad [4.7]$$

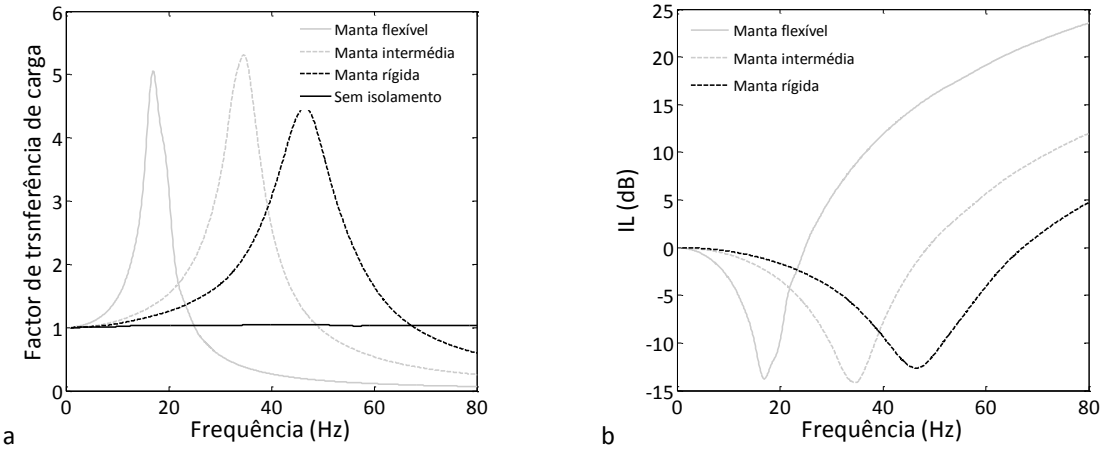
Numa formulação 2.5D, a expressão anterior pode tomar a seguinte configuração atendendo às propriedades da transformada de Fourier:

$$F_t(f, k_1 = 0) = \mathrm{abs}\left(\int_{-b}^{b} \sigma_z(k_1 = 0, y, z = \mathrm{cons\,tan\,te})\, dy \right) \qquad [4.8]$$

Ou seja, a amplitude da força total transmitida pode ser avaliada através de uma análise em estado plano de deformação, já que k_1=0. Este indicador, para além de ser fácil de avaliar, permite uma análise muito mais global do desempenho da medida de mitigação já que avalia a força global (ou energia global) que é transmitida pela via ao seu suporte. Como anteriormente discutido por Alves Costa et al. [110], nos casos em que o carácter móvel da acção é tido em consideração, a análise dos factores de transferência de carga mostra-se muito mais útil do

que a análise das curvas IL relativas a pontos, dado o carácter global do primeiro indicador face ao segundo.

A Figura 4.35a apresenta a evolução das curvas de transferência de carga para os diferentes cenários em estudo, sendo as curvas IL relativas à mesma grandeza apresentadas na Figura 4.35b. Os resultados expostos na Figura 4.35a revelam que para o cenário não isolado, a amplitude da força transmitida ao *invert* permanece praticamente inalterada ao longo da gama de frequências e com o valor unitário. De facto, a menos de pequenas perturbações induzidas pela dinâmica do carril e pela rigidez dinâmica do suporte (dado que a dinâmica do sistema túnel-maciço é tida em conta na análise), a força que é aplicada nos carris é transmitida ao *invert* do túnel sem que sofra alteração significativa. Porém, cenário totalmente distinto é verificado para os casos em que são adoptadas medidas de mitigação: observa-se um acréscimo muito significativo da força global transmitida quando a frequência de excitação é próxima da frequência natural do sistema isolado, seguido por um decréscimo muito acentuado do rácio F_r para frequências de excitação superiores à frequência de corte. Esse mesmo efeito é também possível visualizar na Figura 4.35b, onde se apresenta o IL do factor de transferência de carga. Como se pode verificar, ocorre uma grande atenuação, podendo alcançar valores superiores a 20 dB, na gama de frequências mais elevada quando são adoptadas mantas de rigidez reduzida.



a b

Figura 4.35 – Transmissão de carga da via ao túnel para diferentes soluções de isolamento: a) curvas do factor de transferência de carga; b) curvas de IL do factor de transferência de carga.

Como se verá de seguida, as curvas IL relativas a deslocamentos no maciço geotécnico seguem de perto a configuração das curvas apresentadas na Figura 4.35b, com a vantagem das últimas poderem ser avaliadas através de uma análise bidimensional, o que constitui um procedimento alternativo para a quantificação da eficiência de medidas de mitigação na fonte [110, 175].

4.10.2.3 Resposta dinâmica à superfície do maciço

Tendo em conta os resultados anteriormente apresentados, nomeadamente as considerações ao nível da transmissão de energia da via para o túnel, é de todo expectável que se assista a uma redução dos níveis de vibração percepcionados nos pontos de observação do maciço devido à instalação das medidas de mitigação. Esse mesmo efeito pode então ser observado na Figura 4.36, onde se ilustram as curvas de transferência de deslocamento vertical dos pontos de observação localizados à superfície do maciço (ver Figura 4.1).

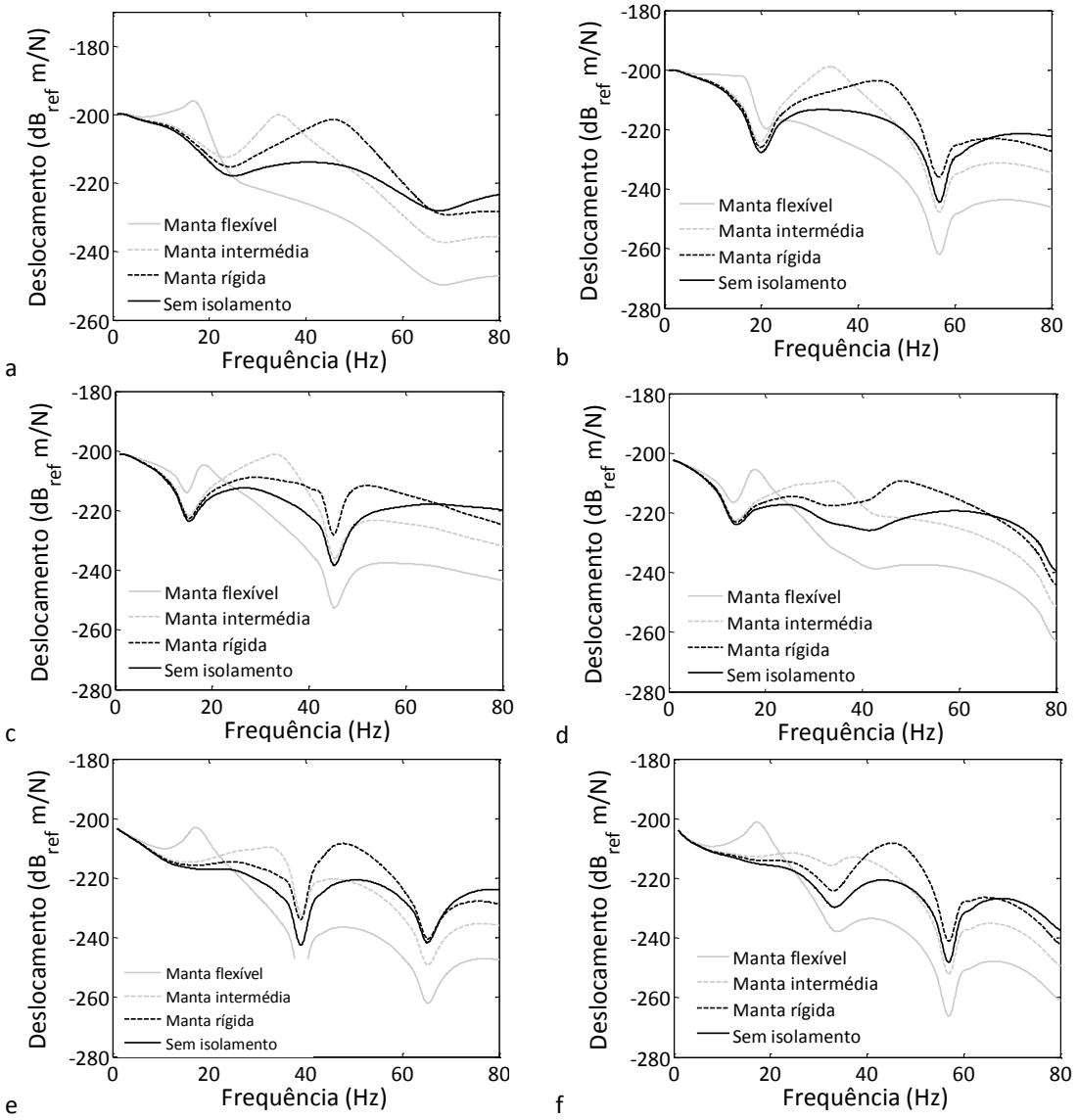


Figura 4.36 – Amplitude do deslocamento vertical em diferentes locais para diferentes valores de rigidez da manta resiliente: a) ponto A; b) ponto B; c) ponto C; d) ponto D; e) ponto E; f) ponto F.

Como se pode verificar, a atenuação da resposta dinâmica é tanto mais acentuada quanto maior a frequência de excitação e menor a frequência natural do sistema de isolamento. Como seria expectável, a atenuação da resposta na gama de frequências acima da frequência de

corte é acompanhada pela amplificação da resposta na gama de frequências vizinha da frequência natural do sistema de isolamento. No caso da opção pela manta mais rígida, dado que a frequência de corte é próxima dos 70 Hz, esta solução revela-se muito pouco interessante para a gama de frequências em análise.

De modo a permitir uma análise mais simples da eficiência das diferentes soluções, apresenta-se na Figura 4.37 as curvas IL do deslocamento vertical dos diferentes pontos em consideração e para as diferentes soluções de mitigação. Sobrepostas às referidas curvas encontram-se as curvas IL do rácio de transferência de força. Como se pode verificar existe uma coincidência quase perfeita entre as curvas IL dos deslocamentos dos diferentes pontos, independentemente da medida de mitigação adoptada. Esta constatação, válida para o presente estudo, deve ser atendida com cautela, pois não é extensível, pelo menos de forma directa, aos casos de carregamentos móveis suscitados por tráfego ferroviário. Nessas situações, como aliás discutido por Barbosa et al. [114] e Alves Costa et al.[110, 178] e também discutido num capítulo posterior da presente dissertação, o valor de IL é claramente dependente da posição, constituindo, no entanto, o IL do rácio de transferência de força uma aproximação global às curvas IL de deslocamento (ou velocidade) dos diferentes pontos.

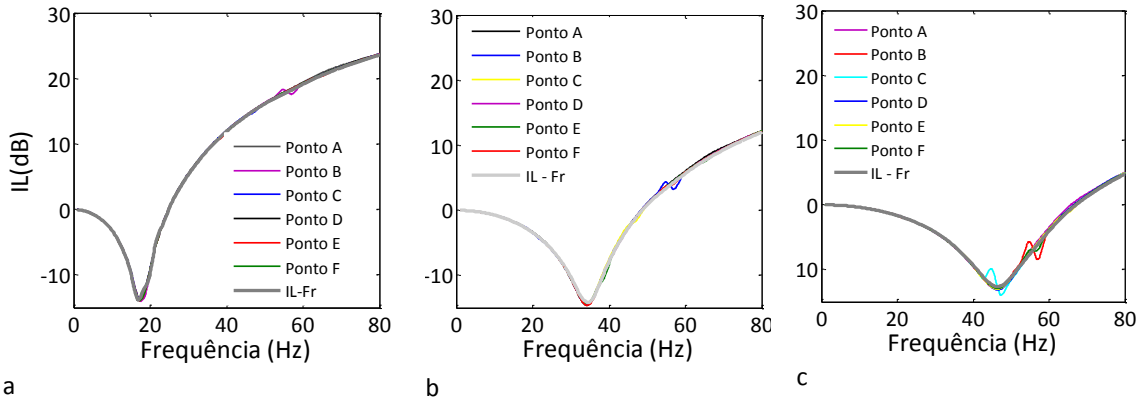


Figura 4.37 – Curvas de IL para os diferentes pontos e soluções de mitigação: a) manta flexível; b) manta intermédia; c) manta rígida.

No presente estudo, comprova-se igualmente que os IL relativos aos rácios de transferência de carga ajustam-se aos dos deslocamentos verticais correspondentes.

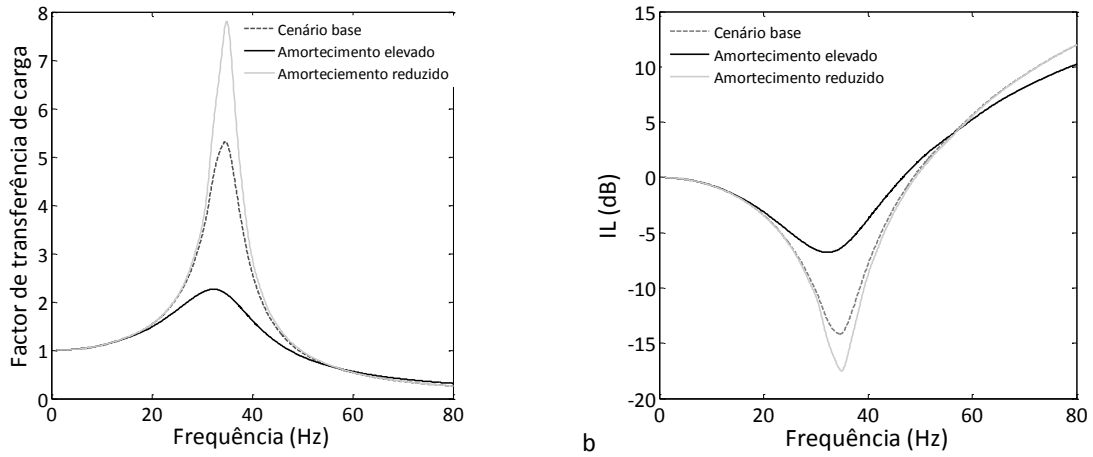
4.10.3 A influência do amortecimento da manta resiliente

Na subsecção anterior foi enfatizada a relevância da rigidez da manta resiliente na eficiência da solução de mitigação das vibrações transmitidas ao sistema túnel-maciço. Na verdade, o parâmetro mais influente não é propriamente a rigidez da manta, mas sim a frequência natural

da solução de isolamento, a qual pode ser alterada por actuação ao nível da rigidez da manta ou da massa sobrejacente. Dado que o aumento da massa acarreta custos muito elevados, a variável de actuação do engenheiro fica condicionada às propriedades a adoptar para a manta resiliente.

Para além da rigidez da manta resiliente, um outro parâmetro que pode ser alvo de intervenção corresponde ao amortecimento. Convém desde já esclarecer que do ponto de vista prático o amortecimento de materiais poliméricos é de difícil quantificação, sendo claramente dependente do nível de carga e da frequência de excitação [108]. Sem embargo, que mais não seja do ponto de vista conceptual, é oportuno esclarecer a influência deste parâmetro no processo de transmissão de vibrações da via ao túnel. No presente estudo seleccionou-se a manta de rigidez intermédia e consideraram-se duas análises adicionais face à anteriormente efectuada: i) amortecimento elevado, o valor do parâmetro de amortecimento foi multiplicado por 5; ii) amortecimento reduzido, o valor do parâmetro de amortecimento foi dividido por 5. Pese embora a gama de variação assumida possa ser considerada exagerada, a sua selecção foi intencional com vista a realçar os potenciais efeitos do parâmetro de amortecimento.

Na secção anterior identificou-se o factor de transmissão de carga como um indicador global do desempenho da medida de mitigação, pelo que se inicia a presente exposição exactamente pela análise da influência do amortecimento nesse parâmetro, cuja evolução em relação à frequência se ilustra na Figura 4.38a. Como se pode verificar, a influência do amortecimento é especialmente notória na gama de frequências em torno da frequência natural do sistema de isolamento, sendo diminuta a relevância desse parâmetro para frequências de excitação fora dessa gama. Pese embora a afirmação anterior, a inspecção da Figura 4.38b permite constatar que o aumento do amortecimento tem como efeito contraproducente uma pequena perda de eficiência de mitigação na gama de frequências mais elevada. Sem embargo, essa perda de eficiência é acompanhada por uma muito significativa redução da amplificação dinâmica ocorrente na gama de frequências em torno da frequência natural do sistema. Como já constatado pela autora do presente trabalho [44, 88, 93, 176], os efeitos da amplificação em torno da frequência natural do sistema de isolamento podem condicionar a eficiência global da medida de mitigação quando o objectivo da sua implementação se centra na mitigação de vibrações no interior de edifícios. Nesse caso, a utilização de mantas resilientes compostas por materiais de elevado amortecimento pode contornar, pelo menos em parte, aqueles efeitos negativos.



a b

Figura 4.38 – Transmissão de carga da via ao túnel para diferentes valores de amortecimento da manta resiliente: a) curvas do factor de transferência de carga; b) curvas de IL do factor de transferência de carga.

Atendendo aos resultados expostos na Figura 4.39, a resposta dinâmica observada nos diferentes pontos de observação segue uma tendência previsível, caracterizada pela diminuição da amplitude de deslocamento na gama de frequências vizinhas da frequência natural do sistema de isolamento com o aumento do amortecimento deste. Esse efeito encontra-se bem patente na Figura 4.39a, onde se ilustra o deslocamento vertical do carril na secção de referência. Um outro aspecto interessante, prende-se com a percepção da ocorrência de efeitos ressonantes associados a modos de ordem superior quando o amortecimento da manta é reduzido. De facto, tais efeitos prendem-se com modos de flexão da laje da via, os quais não poderiam ser observados no rácio de transferência de carga (Figura 4.38), dado que o carácter global do indicador suprime esses efeitos locais. Sem embargo, os efeitos ressonantes devido à flexão longitudinal da via não se fazem mais sentir quando o ponto de observação se encontra no *invert* do túnel, como se pode observar na Figura 4.39b.

No que concerne à resposta dinâmica em pontos de observação localizados no maciço geotécnico, a tendência ocorrente segue de perto a verificada para o factor de transferência de carga, verificando-se que o efeito de alteração do amortecimento da manta apenas se faz sentir na gama de frequências em torno da frequência natural do sistema de isolamento e assistindo-se a um aumento de amplificação dinâmica nessa faixa em correspondência com a diminuição do amortecimento. A título ilustrativo desse efeito, são apresentadas na Figura 4.40 as curvas de deslocamento versus frequência para os pontos de observação A e F (ambos pertencentes à superfície do terreno – ver Figura 4.1).

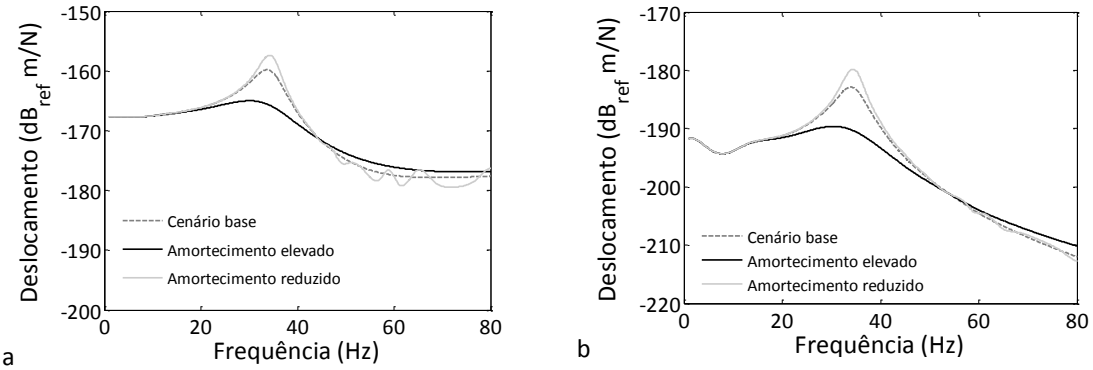


Figura 4.39 – Deslocamento da via para diferentes valores do amortecimento da manta: a) carril; b) ponto central do *invert*.

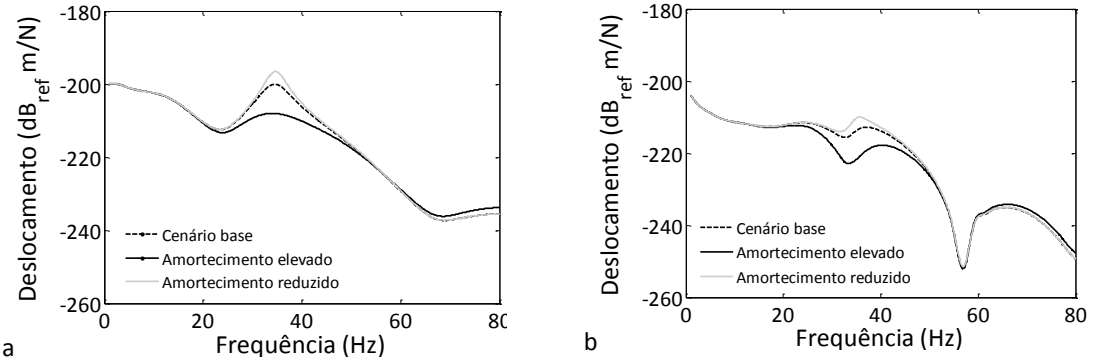


Figura 4.40 – Deslocamento de dois pontos à superfície do terreno para diferentes valores do amortecimento da manta: a) ponto A; b) ponto F.

4.10.4 Breve nota sobre a influência da massa da laje

Do exposto nas secções anteriores, fica bem evidente que a eficiência da solução de laje flutuante como forma de mitigação de vibrações é controlada pela frequência natural induzida pela introdução do material resiliente sob a laje de betão. Desse modo, a mesma frequência natural (e por conseguinte, a mesma frequência de corte) pode ser alcançada por duas vias: i) manipulando a rigidez do elemento resiliente; ii) manipulando a massa dos elementos sobrejacentes à manta resiliente. Se do ponto de vista meramente conceptual, a mesma eficiência pode ser alcançada por qualquer uma das vias descritas, o mesmo não é válido, ou pelo menos dificilmente alcançável, num problema concreto de engenharia.

Como se viu anteriormente, a eficiência da solução de mitigação é tanto maior quanto menor for a frequência de corte. Contudo, frequências de corte reduzidas com elementos resilientes de elevada rigidez apenas podem ser alcançadas através de um aumento proporcional da massa da laje da via férrea. Ora, uma duplicação da massa da via férrea, implica uma duplicação da altura da laje, o que não é de todo compatível com os requisitos técnicos e económicos associados à generalidade dos projectos. Uma breve referência deverá ser feita aos sistemas de isolamento através da inclusão de molas metálicas sob a laje de betão, como

aliás ilustrado na Figura 4.32b, onde é possível a instalação de soluções flutuantes de elevado valor de massa.

Pese embora não seja apresentada uma análise detalhada sobre a influência da massa da laje, a consequência da alteração da massa da laje segue uma tendência inversa à da alteração da rigidez da manta resiliente, ou seja, um aumento da massa da laje repercute-se por uma diminuição das frequências natural e de corte do sistema flutuante. Deverá ser ainda referido que o aumento de massa do elemento estrutural (laje) implica um aumento da sua rigidez de flexão, o que permitirá alcançar também um efeito benéfico resultante de uma melhor distribuição da carga transmitida pela laje à soleira do túnel.

4.10.5 Breve nota sobre a influência das propriedades das palmilhas

A funcionalidade das palmilhas intercaladas entre o carril e o seu suporte visa a atenuação da acção imposta por este aos elementos estruturais subjacentes, tais como a laje de betão ou as travessas.

Dado o facto da massa do carril ser bastante reduzida, a influência das propriedades da palmilha no comportamento dinâmico do sistema, apenas se faz sentir de forma notória na gama de frequências afectada pela frequência natural correspondente à ressonância do carril sobre as palmilhas. Ora, como ilustrado por Alves Costa [63], a menos das diferenças de resposta quase estáticas (maior ou menor flexibilidade do carril), a influência das propriedades do carril apenas se faz sentir na gama de frequências superior a 150 Hz, limite esse ditado por sistemas com palmilhas muito flexíveis. Com efeito, na generalidade dos casos, a frequência ressonante do carril sobre as palmilhas verifica-se acima dos 200 Hz, ou seja fora do âmbito do problema em análise.

Sem embargo da reflexão anterior, compete referir a elevada relevância evidenciada pelas propriedades mecânicas das palmilhas na minimização de vários efeitos perniciosos, tais como a corrugação do carril ou a geração de ruído de contacto roda-carril [108]. Contudo, dado que o foco da presente dissertação se centra na gama de frequências até aos 80 Hz, as propriedades da palmilha não se revelam condicionantes, principalmente quando a atenção é focalizada na análise das vibrações percepcionadas no maciço envolvente ao túnel. Por esse motivo não é realizado aqui um estudo detalhado sobre a temática, sendo o leitor conduzido para os trabalhos recentes de Koroma [49, 179], Thompson [108] e Alves Costa [63], onde estudos detalhados sobre a temática são apresentados.

4.11 Conclusões

Com o intuito de destacar as potencialidades da abordagem proposta no capítulo anterior, apresentou-se um estudo paramétrico, onde se avaliou a influência de diversos parâmetros relacionados com o túnel, com a via férrea e com o maciço geotécnico, nas vibrações induzidas no sistema (via-)túnel-maciço.

O estudo paramétrico realizado compreendeu a interacção dinâmica entre um túnel e o meio semi-indefinido onde este está integrado, tendo sido investigada a influência de seis variáveis (profundidade do túnel, espessura do revestimento do túnel, geometria do túnel, *invert* do túnel, rigidez do solo e amortecimento material do solo) nos deslocamentos verticais induzidos, devido à aplicação de uma carga vertical harmónica, não móvel, no interior do túnel. Para além disso, apresentou-se ainda um estudo autónomo dedicado à análise da influência das propriedades de sistemas de via férrea em laje.

A complexidade fenomenológica inerente ao problema estudado obrigou a um estudo sistemático, onde a influência de cada variável foi avaliada de forma isolada. Resultam do presente estudo as conclusões que seguidamente se sintetizam:

i) A interacção dinâmica túnel-maciço é um problema complexo que exige modelação criteriosa. As funções de transferência do sistema túnel-maciço são substancialmente distintas das obtidas para um meio semi-indefinido, o que inviabiliza a possibilidade de recurso a um modelo simplificado onde a presença do túnel não seja atendida;

ii) Verifica-se, em termos gerais, uma diminuição dos níveis de vibração vertical à superfície do terreno com o aumento da profundidade do túnel. Sem embargo, a variação da profundidade do túnel resulta numa alteração das frequências para as quais ocorrem os picos invertidos resultantes da interferência entre os diferentes tipos de ondas intervenientes no problema. A influência da profundidade do túnel na resposta à superfície do terreno é mais evidente nos pontos sobrejacentes ao túnel, sendo menos notória nos pontos mais afastados, tanto mais que a distância fonte-receptor é, para pontos distantes na direcção transversal, apenas ligeiramente afectada pela profundidade do túnel;

Tendo em consideração os cenários estudados, verificou-se que a profundidade do túnel tem pouca influência na resposta dinâmica do mesmo, bem como de pontos localizados no interior do maciço e à cota do eixo do túnel;

iii) O aumento da espessura do revestimento do túnel circular conduz a uma diminuição da resposta dinâmica do mesmo, resultado do aumento de rigidez do sistema. Relativamente à resposta em pontos localizados à superfície do terreno, o aumento da espessura do revestimento implica uma diminuição da resposta, embora sendo apenas evidente para distâncias (relativamente ao plano de simetria do túnel) superiores a cerca de 1,5 vezes o diâmetro do túnel;

iv) A presença do *invert* do túnel leva a que uma maior percentagem da energia seja conduzida no sentido descendente. Assim, a consideração do *invert* implica uma diminuição apreciável da resposta dinâmica observada à superfície do terreno, principalmente na gama de frequências mais elevada. Note-se que na gama de frequências mais baixa, os comprimentos de onda gerados são muito maiores do que a dimensão quer do *invert* quer do próprio túnel, sendo portanto a resposta sobretudo influenciada pelas características dinâmicas do maciço envolvente;

v) A geometria do túnel é um parâmetro influente na resposta, sobretudo, para pontos de observação localizados na proximidade do túnel e na gama de frequências mais elevada (no caso de pontos localizados à superfície do terreno). Com efeito, a geometria do túnel condiciona a forma como a energia é transmitida ao terreno, podendo ou não propiciar uma maior canalização da energia no sentido descendente.

vi) Relativamente à rigidez do maciço geotécnico, o seu impacto na resposta dinâmica do sistema é por demais evidente. Com efeito, em termos globais, assiste-se, para pontos localizados à superfície do maciço, a uma diminuição da resposta dinâmica com o aumento da rigidez do maciço. Este efeito tende a esvanecer, ainda que parcialmente, para a gama de frequências mais elevada, com o aumento da distância fonte-receptor. Na verdade, se por um lado a diminuição de rigidez do maciço conduz a um aumento dos deslocamentos verticais, o facto de se gerarem ondas com menor comprimento de onda propicia uma maior dissipação energética dada a presença do amortecimento material. A conjugação desses dois feitos resulta numa possível inversão da tendência geral enunciada;

vii) No que concerne ao amortecimento material do solo, verifica-se, como seria expectável, uma diminuição da amplitude da resposta com o aumento do amortecimento. Esse efeito é tanto mais notório quanto maior for a distância fonte-receptor e quanto mais elevada for a frequência de excitação. O amortecimento material do solo não resulta em diferenças apreciáveis ao nível da resposta dinâmica observada em pontos pertencentes ao túnel;

viii) No que se refere às características da via férrea, conclui-se que a adopção de um sistema de laje flutuante permite uma atenuação notória das vibrações associadas a frequências superiores à frequência de corte do sistema. Essa atenuação é acompanhada por um aumento dos níveis de vibração na gama de frequências circundante da frequência natural do sistema flutuante. Como seria expectável, os maiores níveis de eficiência na redução de vibrações são alcançados para sistemas com frequências naturais baixas, os quais exigem a introdução de mantas resilientes de baixa rigidez. Relativamente ao amortecimento dos elementos resilientes, constata-se que é um parâmetro influente na resposta dinâmica para frequências próximas da frequência natural do sistema.

O estudo que agora termina teve um papel crucial para uma melhor percepção do complexo comportamento dinâmico do sistema via-túnel-maciço, a qual foi decisiva para a tomada de opções relativamente a estudos mais abrangentes como os apresentados no Capítulo 6.

Modelação da interacção veículo-via e maciço-edificação

5.1 Considerações gerais

Como já referido, a sustentabilidade ambiental das infraestruturas ferroviárias em meio urbano remete para especiais condicionalismos no que concerne às vibrações geradas por tráfego ferroviário em túneis, constituindo a minimização dos incómodos e de outros efeitos nos habitantes de edificações um desafio ao qual a comunidade científica e técnica tem que dar resposta. Nos últimos anos foram alocados esforços consideráveis a este propósito, levando ao desenvolvimento de múltiplos estudos e modelos para a previsão das vibrações induzidas por infraestruturas de transporte ferroviário. Existem já várias publicações sobre as melhores técnicas de modelação numérica do problema, referindo-se a título de exemplo os seguintes trabalhos nos quais é apresentada uma resenha das mais actuais técnicas [34, 48, 63, 86, 180].

A problemática da geração e propagação de vibrações devido ao tráfego em túneis, esquematicamente ilustrada na Figura 5.1, é complexa. A complexidade do problema é, em parte, atribuível ao vasto campo de análise envolvido, que compreende não só a geração de vibrações no interior do túnel, como também a sua propagação pelo maciço e interacção com os edifícios existentes na envolvente. No entanto, outros factores contribuem igualmente para essa complexidade: a circulação do comboio no interior do túnel (fonte de vibração) implica a interacção dinâmica entre o veículo e a via (problema tridimensional), a energia transmitida pelo comboio à via é, sequencialmente, transmitida ao túnel e ao maciço circundante (problema de interacção dinâmica entre a via, o túnel e o maciço, já abordado em capítulos precedentes) dando origem à propagação de ondas no interior desse mesmo maciço, sob a forma de ondas volúmicas ou ondas de superfície, quando estas alcançam a superfície livre do terreno. Por seu turno, as ondas excitam as edificações existentes nas imediações, propagando-se através da estrutura e dando origem a vibrações, sendo a vibração das lajes de

piso facilmente percepcionada pelos ocupantes. Tem-se, assim, um outro problema de interacção dinâmica, agora entre o solo e a estrutura (edifício). A resposta do edifício ocorre, regra geral, sob a forma de vibrações, na gama de frequências 1-80 Hz, ou sob a forma de ruído estrutural, numa gama de frequências mais lata, regra geral entre os 16Hz e os 250 Hz [6].

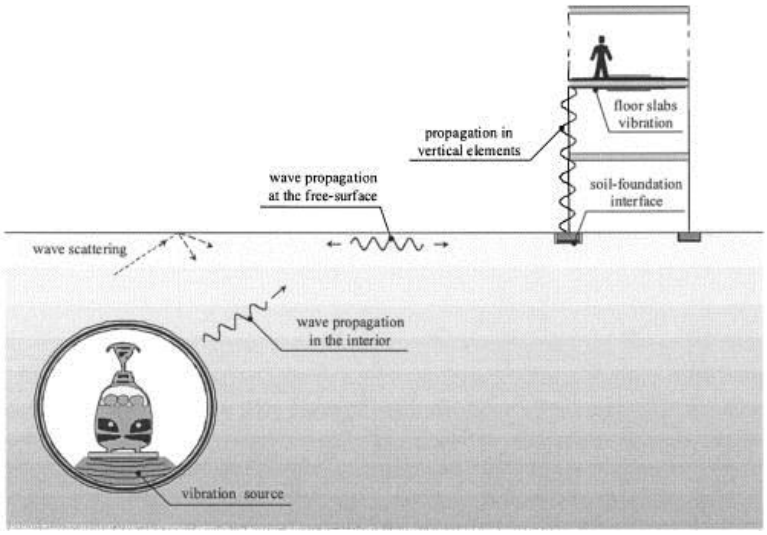


Figura 5.1 – Problemática da geração e propagação de vibrações devido ao tráfego em túneis, desde a fonte até ao receptor (edifício) (adaptado de [24]).

Face ao exposto, é então lícito afirmar que o grande desafio que se coloca consiste na simulação numérica de modo simples e eficiente, mas não simplista, atendendo às principais condicionantes do problema, constituindo-se assim ferramentas que permitam prever, evitar e/ou mitigar os efeitos perniciosos previamente mencionados.

Um modelo completo e geral para a simulação das vibrações induzidas por tráfego ferroviário, tem de contemplar as três vertentes do problema acima mencionadas, a saber: a fonte de vibração e os mecanismos de excitação que lhe estão associados, a propagação das vibrações geradas pelo meio envolvente, desde a fonte até ao receptor, e a resposta dinâmica da estrutura (edifício/receptor), atendendo ao papel que a própria estrutura desempenha nos níveis de vibração percepcionados no interior do edifício.

No Capítulo 3 abordou-se a modelação da resposta dinâmica do sistema via-túnel-maciço, tendo-se apresentado um modelo que permite atender à interacção dinâmica entre a via férrea, o túnel e o maciço de fundação, havendo agora que tratar do desenvolvimento/adaptação e implementação de modelos que contemplem a interacção dinâmica entre o material circulante e a via férrea e entre o maciço de fundação e a edificação.

De facto, um modelo abrangente para a previsão das vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis não pode estar limitado à simulação da propagação. Na verdade, a fonte (comboio) e o receptor (edifício) são componentes fundamentais que não podem ser negligenciados. Em relação à fonte, um dos mecanismos mais importantes de geração de vibrações são as irregularidades da via, que induzem forças de inércia no material circulante, dando origem a um problema de interacção dinâmica entre o comboio e a via. No presente trabalho, a solução do problema de interacção veículo-via é alcançada através de uma formulação que contempla a compatibilidade dos deslocamentos e o equilíbrio de forças ao nível dos pontos de contacto entre os dois domínios, sendo o material circulante simulado através de um modelo de corpos rígidos bidimensional e considerando as irregularidades geométricas da via como a fonte de interacção dinâmica.

Contrariamente à grande maioria dos estudos acerca de vibrações induzidas por tráfego em túneis, no estudo que agora se apresenta o receptor, ou seja, um edifício situado nas imediações do túnel e que está acoplado ao terreno natural, é também considerado na estratégia de modelação. De facto, o número de estudos relativos a vibrações induzidas por tráfego que consideram a presença da edificação é restrito, apesar do reconhecimento da importância da sua consideração. Desse modo, o contributo apresentado no presente capítulo visa o desenvolvimento de uma metodologia relativamente simples que permita ter em linha de conta a abrangência global do problema de uma forma integrada através de técnicas de sub-estruturação [88, 93]. Pese embora o modelo de interacção solo-estrutura proposto apenas contemple edificações com fundações superficiais, a sua generalização para casos de fundações profundas pode ser, ainda que com algum grau de simplificação, facilmente alcançada, como aliás é proposto por Hussein et al [92, 171].

Em suma, este capítulo tem como objectivo apresentar uma estratégia numérica para lidar com um problema que, apesar de complexo, pode ser simulado, atendendo sempre às principais condicionantes do problema, de modo suficientemente simples e eficiente, constituindo-se como um modelo global e versátil, capaz de dar resposta adequada às situações práticas.

Relativamente à organização do presente capítulo, inicia-se com a exposição da estratégia utilizada para a modelação numérica do problema das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis, desde a fonte até ao receptor. Seguidamente apresenta-se uma descrição de cada uma das partes do modelo, com excepção do meio de propagação (já

descrito em capítulos anteriores), abordando os principais pressupostos e particularidades dos modelos adoptados para cada um dos meios, bem como a sua formulação.

Após a apresentação dos vários módulos e do modo de articulação entre eles, é apresentado um exemplo de aplicação visando ilustrar de forma preliminar as potencialidades do modelo. O exemplo em causa resulta de uma publicação prévia da autora no ISEV2013 - *International Symposium on Environmental Vibrations* [43], agraciada com a distinção "*Best Paper Award*".

Por último, o capítulo termina com um resumo das principais conclusões do estudo desenvolvido, abrindo perspectivas aos capítulos subsequentes onde serão apresentados estudos de exploração intensiva da ferramenta numérica agora proposta.

5.2 Estratégia de modelação: modelo global subestruturado

O modelo numérico que agora se apresenta é modular, baseando-se numa estratégia de subestruturação, ou seja, separando as várias partes do problema global. Este tipo de formulação permite atingir elevados níveis de eficiência computacional, sendo sobretudo vantajosa para a realização de estudos paramétricos, uma vez que, em certos casos, permite que apenas partes do problema tenham de ser reanalisadas, evitando deste modo que alguns passos intermédios de computação tenham de ser repetidos.

O fluxograma representado na Figura 5.2 mostra as principais partes do modelo numérico, ilustrando esquematicamente o modo de articulação entre os vários módulos, bem como as principais etapas envolvidas na solução. A estratégia de modelação contempla três partes distintas (o comboio/veículo, o sistema via-túnel-maciço e o edifício), correspondendo a cada uma delas uma técnica de simulação diferente, atendendo às especificidades do domínio em causa. Os três sub-sistemas são acoplados através de uma formulação de compatibilidade, a qual conduz à solução para o problema.

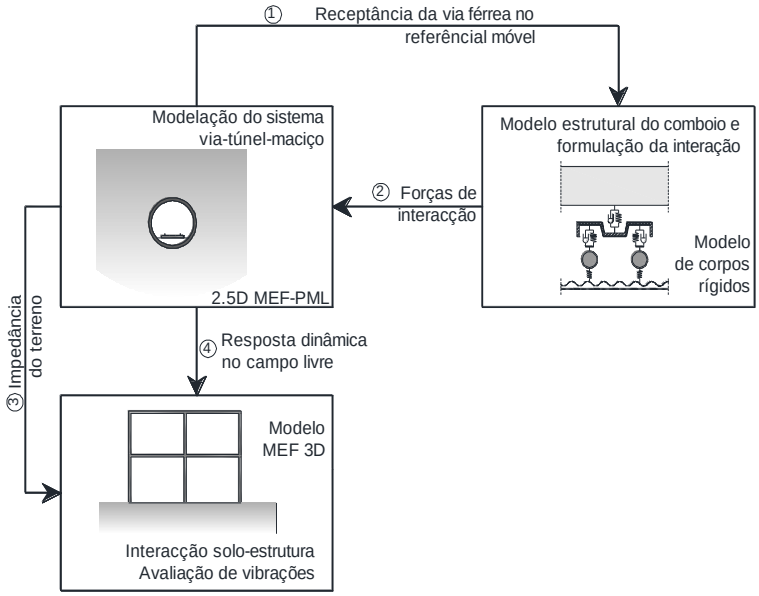


Figura 5.2 – Fluxograma representativo da interacção entre os vários módulos do modelo de cálculo proposto.

Nas secções seguintes são descritas cada uma das partes do modelo (com excepção do sistema via-túnel-maciço).

5.3 Interacção comboio-via

5.3.1 Mecanismos de excitação

O conhecimento e compreensão dos mecanismos associados à geração de vibrações devido ao tráfego ferroviário constitui a base essencial para uma análise mecanicista dos problemas em estudo, sendo determinante para a previsão das vibrações transmitidas através do maciço de fundação e para a avaliação dos efeitos nos edifícios situados nas proximidades da infraestrutura.

Cabe aqui referir que apenas as acções induzidas pelo material circulante são objecto de estudo na presente dissertação, não sendo tratadas acções de qualquer outra origem. As acções induzidas pelo material circulante traduzem-se por forças verticais, longitudinais e transversais que, devido ao seu carácter dinâmico, constituem os mecanismos de excitação da via [6]. Sem embargo do carácter generalista das forças resultantes da circulação ferroviária, apenas as forças verticais são aqui contempladas, dado que são as mais relevantes nos casos de circulação em plena via com alinhamento recto.

A geração de vibrações no sistema via-túnel-maciço pode ser devida a diferentes mecanismos, os quais, no contexto da análise de vibrações induzidas por tráfego, são geralmente divididos entre mecanismos de excitação quasi-estática e de excitação dinâmica [33].

A excitação quasi-estática deve-se ao movimento das cargas correspondentes ao peso próprio do comboio por eixo. Este tipo de excitação apresenta magnitude constante ao longo do tempo e o carácter dinâmico da resposta é apenas devido ao carácter móvel da solicitação, o qual induz uma variação temporal dos campos de tensão e deformação experimentados num ponto fixo do domínio [34, 63]. Contudo, dado que os campos de deformação acompanham o movimento das cargas, o deslocamento vertical das massas do veículo é constante, ou seja, não se geram forças de inércia no mesmo. O efeito da solicitação quasi-estática é evidente nas proximidades da zona de aplicação da acção, contribuindo esta excitação significativamente para a resposta na gama das frequências relativamente baixas, dependendo apenas da velocidade de circulação e da geometria do veículo. Como se compreende, a acção quasi-estática é um dado do problema, sendo as forças de interacção veículo-via previamente conhecidas.

Em contraponto com a excitação quasi-estática, a excitação dinâmica resulta da geração de forças de inércia ao nível do veículo, constituindo-se assim um problema de interacção veículo-via. Este mecanismo de excitação pode ter diferentes causas, sendo as mais habitualmente apontadas como geradoras de forças de interacção: i) as irregularidades geométricas da via e das rodas do material circulante; ii) as descontinuidades da via e das próprias rodas do comboio; iii) as variações de rigidez da via ao longo da direcção longitudinal.

As irregularidades aleatórias da superfície de contacto da roda com o carril causam uma excitação forçada do sistema veículo-via e são talvez a mais significativa fonte de vibração em redes metropolitanas [36]. As irregularidades geométricas dos carris e das rodas podem dar origem a uma vasta gama de frequências de excitação dependendo do conteúdo em termos de comprimentos de onda do perfil de irregularidades. Tipicamente, e no que diz respeito às irregularidades geométricas verticais dos carris, a irregularidades com maior amplitude correspondem maiores comprimentos de onda, seguindo uma tendência evanescente da amplitude com a diminuição do comprimento de onda [169].

A medição e caracterização das irregularidades das rodas e dos carris têm sido objecto de vários estudos, tais como os realizados por Dings e Dittrich [181], Cordier e Fodiman [182], Diehl e Holm [183], Verheijen [184]. Esses estudos pretendem uniformizar os procedimentos de medição das irregularidades, a partir dos quais os dados necessários à sua caracterização

podem ser obtidos, os quais, por sua vez, podem ser utilizados como dados de entrada nos modelos de previsão de vibrações e ruído induzidos por tráfego ferroviário. A este respeito deve ser referido o muito recente trabalho efectuado no âmbito do projecto RIVAS [185], o qual visou, entre outros aspectos, a uniformização dos procedimentos mencionados.

Os factores associados às descontinuidades da via e das rodas são muitas vezes designados por excitação de impacto e devem-se, por exemplo, à existência de aparelhos de mudança de via, às mudanças de direcção, a cruzamentos e, também, a defeitos adicionais das rodas e dos carris, tais como juntas dos carris ou lisos das rodas. Estas descontinuidades ou deficiências podem originar forças significativas na via-férrea e no comboio, causando também desconforto aos passageiros, pese embora tenham um carácter muito mais discreto ao longo da infraestrutura ferroviária do que as irregularidades aleatórias acima mencionadas.

Em sistemas periódicos, como é o caso de vias férreas em que o suporte do carril tem carácter discreto, a rigidez da via varia com a posição que a roda do veículo ocupa, causando deste modo excitação dinâmica do veículo e da via. Este mecanismo é conhecido como excitação paramétrica, e deve-se à diferença de deformabilidade da via consoante esta é solicitada sobre os apoios do carril ou entre estes, dando assim origem a uma excitação harmónica dependente da distância entre apoios de carril, daí ser designada como paramétrica, pois depende de um parâmetro geométrico da via. Por norma esta excitação não apresenta uma relevância significativa [49, 63]. Contudo, estudos numéricos, desenvolvidos por Gupta et al.[57] em torno de sistemas de laje flutuante descontínua, mostram que, a descontinuidade paramétrica da via suscitada pelo sistema modular, pode conduzir a alterações no mecanismo de interacção veículo-via quando comparado com o associado à contínua, na qual não há lugar a efeitos paramétricos. Os mesmos autores referem ainda que essas alterações são muito dependentes das propriedades do próprio veículo e que, regra geral, apenas se fazem sentir notavelmente para frequências inferiores a 10 Hz.

O conteúdo em frequência e a magnitude das forças de interacção dinâmica veículo-via é claramente dependente da velocidade de circulação e das características dinâmicas do veículo e da infraestrutura ferroviária. É ainda de referir que, embora a componente quasi-estática da acção exercida pelo comboio seja, regra geral, de magnitude bastante superior à componente dinâmica, a contribuição desta última para a geração de vibrações que se propagam pelo maciço de fundação é muito relevante, sobrepondo-se à primeira. Recorde-se que a excitação quasi-estática só dá origem à propagação propriamente dita de ondas caso a velocidade de circulação do veículo seja superior à velocidade de propagação de ondas de corte no maciço

onde se encontra embebido o túnel (situação supersónica ou supersísmica). Esse cenário, interessante do ponto de vista conceptual, foi evidenciado por diversos autores [130, 186] mas não tem reflexo prático dado o facto da velocidade de circulação ser, regra geral, substancialmente inferior à velocidade de propagação de ondas S no maciço circundante ao túnel.

Atendendo a que as irregularidades geométricas da via são apontadas como um dos principais factores para o desenvolvimento das forças de interacção, considere-se a representação esquemática ilustrada na Figura 5.3. O material circulante, à medida que se desloca numa via geometricamente imperfeita, experimenta um deslocamento vertical que varia no tempo. Admitindo que o perfil de irregularidades da via tem uma configuração harmónica, com um comprimento de onda L, e que o veículo circula a uma velocidade constante c, a excitação das massas do veículo, caracterizada pela frequência f=c/L, é uma excitação forçada com carácter estacionário, caso se admita que o sistema é invariante. Claro é que a amplitude e fase das forças de inércia geradas no veículo dependem das propriedades dinâmicas do mesmo e da via férrea, uma vez que os dois sistemas se encontram acoplados. Analogia similar pode ser aplicada ao caso das imperfeições geométricas das rodas do veículo.

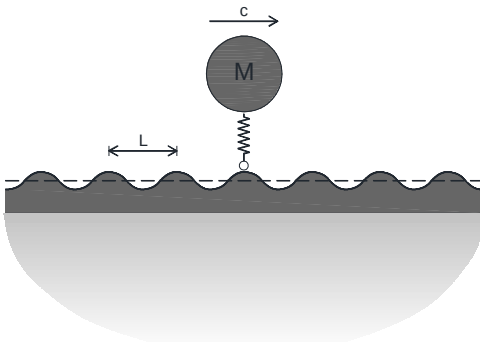


Figura 5.3 – Representação esquemática de um veículo a deslocar-se numa via com uma imperfeição geométrica harmónica.

Tendo presente o facto das maiores amplitudes de irregularidade estarem associadas aos maiores comprimentos de onda, conclui-se que para uma frequência de excitação fixa ocorre um aumento da força de interacção veículo-via em função da velocidade de circulação. Como se verá de seguida, as propriedades dinâmicas do veículo têm um papel preponderante na magnitude das referidas forças.

5.3.2 Modelação da interacção dinâmica veículo-via

5.3.2.1 Aspectos conceptuais

Para o cálculo das forças de interacção dinâmica é muito importante, podendo afirmar-se mesmo que é imperativo, entrar em linha de conta com a interacção dinâmica estabelecida entre o veículo e a via férrea [34, 41, 78]. Refira-se que, em contraposição, para o cálculo das forças de interacção no caso de tráfego rodoviário, o reflexo da rigidez do suporte (estrada nesse caso) nas forças de interacção é desprezável devido à elevada rigidez do mesmo quando comparada com a rigidez do pneu e do sistema de suspensão do veículo [187, 188].

Uma pesquisa bibliográfica abrangente acerca das metodologias propostas para o estudo da interacção veículo-via férrea, com ênfase para o cenário de tráfego à superfície, pode ser consultada em diversas referências bibliográficas [33, 38, 45-49]. O problema da interacção dinâmica veículo-via requer o conhecimento das propriedades dinâmicas do veículo, da infraestrutura ferroviária e das condições de contacto entre a roda e o carril.

O estado da arte no que se refere à modelação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis assume que o *invert* do túnel e o solo circundante são relativamente rígidos comparativamente com a via férrea, o que possibilita uma abordagem subestruturada em que a participação do meio subjacente à via para a sua flexibilidade dinâmica não é atendida. Nesse caso as forças de interacção dinâmica veículo-via são determinadas a partir de um modelo de via desacoplado e subsequentemente aplicadas num modelo do sistema via-túnel-maciço para a geração dos campos de vibração que se propagam pelo maciço. Neste enquadramento, a resposta dinâmica do sistema veículo-via pode ser avaliada através de diferentes metodologias numéricas, quer de vertente analítica quer de vertente numérica. Diferentes tipos de via, como por exemplo, via balastrada, via em laje ou soluções de laje flutuante podem ser considerados para o cálculo da resposta dinâmica da via. Porém, no presente trabalho não se entendeu ser necessário introduzir tal nível de simplificação, razão pela qual, o sistema via-túnel-maciço é considerado de forma integrada, como aliás já apresentado nos capítulos precedentes da presente dissertação.

No que diz respeito à modelação do veículo, diversas técnicas têm sido propostas, que vão desde modelos 3D complexos [58-60] com vários graus de liberdade, principalmente utilizados para o estudo de questões relacionadas com a segurança da circulação, a resposta em curva ou a análise do conforto dos passageiros, até modelos simples bidimensionais baseados em corpos rígidos acoplados por sistemas de molas e amortecedores, como proposto por Zhai e

Cai [61], entre outros, o qual aliás se ilustra na Figura 5.4. Para os objectivos do presente estudo, é comummente aceite que os modelos relativamente simples são capazes de reproduzir os principais aspectos que afectam o mecanismo de interacção veículo-via, como previamente discutido por outros autores [34, 41, 48].

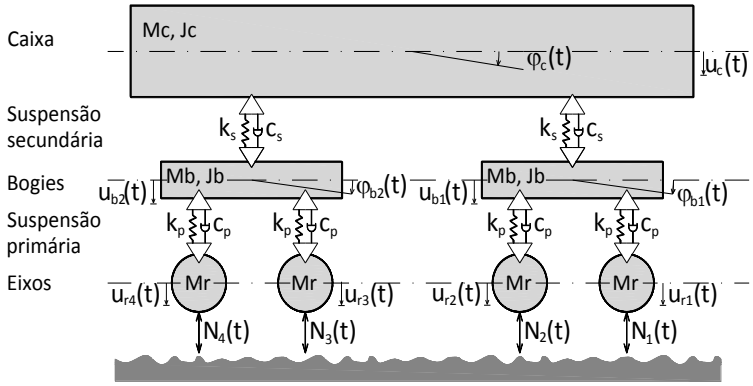


Figura 5.4 – Modelo de veículo plano (2D) proposto por Zhai e Cai [61] e adoptado no presente estudo.

Tal como esquematicamente ilustrado na Figura 5.4, o sistema estrutural do veículo é frequentemente dividido em três partes: i) a massa não suspensa (rodas e eixos); ii) a massa semi-suspensa (bogies); iii) a massa suspensa (caixa do veículo). A ligação entre as massas é garantida pelas suspensões. Como é sabido, nos comboios de passageiros, os requisitos de conforto são muito elevados. Esta exigência leva a que os sistemas de suspensão do veículo isolem as massas suspensas (caixas) e as massas semi-suspensas (bogies) para frequências superiores a poucos Hertz. Atendendo a este facto, vários investigadores sugerem o uso de modelos simplificados do veículo, em que somente as massas não suspensas, e por vezes também as massas semi-suspensas, são simuladas [34, 41, 48, 127]. Lombaert et al. [34, 189] sugere que, para o estudo da geração de vibrações pelo tráfego ferroviário, a modelação do comboio seja simplificada, considerando apenas as massas não suspensas. A mesma estratégia de modelação do comboio é também seguida por Gupta et al. [127, 128] no estudo de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis. Estudos elaborados no seio do grupo de investigação em que a autora se insere, sugerem que a modelação do veículo contemple também as massas semi-suspensas dado o facto da suspensão primária permitir algum amortecimento em torno da frequência de ressonância associada ao movimento dos eixos sobre a via [41]. Sem compromisso da presente afirmação, um muito recente estudo levado a cabo por Aires et al. [37], no qual foram realizadas algumas centenas de simulações, permite constatar que de facto o aspecto do veículo mais relevante para a problemática de geração de vibrações é a massa não suspensa.

Relativamente às condições de contacto entre o veículo e a via, diferentes tipos podem ser assumidos. Para a previsão de vibrações que se propagam pelo maciço, o modelo de contacto linear é largamente utilizado, assumindo-se um contacto perfeito entre o veículo e a via, ou seja, não há descolamento entre a roda e o carril. Condições de contacto complexas que implicam efeitos não lineares, como a separação da roda-carril, devem ser consideradas em casos severos de corrugação dos carris, perante imperfeições graves da superfície de rolamento dos carris, em casos de muito brusca variação de rigidez do suporte do carril na direcção longitudinal, vulgo zonas de transição, e/ou nos casos em que ocorram variações importantes das cargas dinâmicas.

O modelo de interacção veículo-via adoptado no presente trabalho, que será sucintamente apresentado de seguida, foi desenvolvido e implementado na plataforma MatLab por Alves Costa [63], tendo vindo a ser utilizado em diversos estudos referentes à problemática de vibrações induzidas por tráfego. O referido modelo funciona como um módulo de cálculo que é conjugado com os outros módulos do modelo de cálculo proposto, conforme esquematicamente ilustrado na Figura 5.2, tendo como finalidade apenas a determinação das forças de interacção dinâmica veículo-via.

Atentando na Figura 5.2, apresenta-se uma descrição sucinta do modo de articulação entre o modelo de interacção veículo-via e o restante meio:

- O módulo referente à modelação do sistema via-túnel-maciço é utilizado para obter a resposta dinâmica da via férrea, aqui designada por receptância da via para uma acção vertical móvel. Do ponto de vista numérico a receptância da via não é mais do que a flexibilidade dinâmica da mesma, cujo cálculo é efectuado considerando a aplicação de uma carga sinusoidal (móvel ou não) com amplitude unitária na cabeça do carril e registando-se os valores da amplitude dos deslocamentos obtidos no carril.
- A informação relativa à receptância da via é então utilizada no modelo de interacção veículo-via, que atende aos mecanismos de excitação, determinando-se deste modo as forças de interacção dinâmica entre os dois meios, ou seja, entre o material circulante e a via. Tratando-se de um modelo numérico formulado com base em conceitos de subestruturação, determinadas as forças de interacção veículo-via(-túnel-maciço) os dois meios estruturais podem ser totalmente desacoplados e analisados individualmente.
- As forças de interacção dinâmica veículo-via são posteriormente utilizadas no modelo do sistema via-túnel-maciço por forma a gerar os campos de vibração que são

percepcionados em qualquer ponto do meio, bem como nos edifícios presentes nas imediações da via férrea.

Este funcionamento modular do algoritmo, como aliás já foi referido, é extremamente vantajoso para a realização de estudos de sensibilidade, dado que possibilita que apenas parcelas do problema tenham de ser reanalisadas e não o problema na sua globalidade.

Centrando agora a atenção no modelo adoptado, cabe referir que tanto o modelo estrutural do veículo, como o modelo que reflecte a sua interacção com a via férrea, apresentam um conjunto de simplificações que a seguir se enumeram:

- Compete clarificar que se assume que o problema é linear, não havendo lugar à consideração de perdas de contacto entre a roda e o carril ou de elementos com comportamento não linear. A introdução desta simplificação resulta na possibilidade do problema ser resolvido no âmbito do domínio da frequência. Refira-se, contudo, a existência de modelos de interacção que permitem a inclusão de comportamento não linear quer do veículo (nomeadamente ao nível das suspensões), quer das condições de contacto veículo-via [38, 45, 190]. No entanto, a elevada exigência computacional associada à resolução do problema de interacção dinâmica no domínio do tempo remete a utilização desse tipo de modelos apenas para casos específicos em que a consideração de não linearidade seja imperativa.
- Apenas é considerada a interacção na direcção vertical, sendo negligenciados quaisquer efeitos na direcção longitudinal ou transversal, bem como os efeitos associados à rotação do veículo em torno do eixo longitudinal;
- É considerado um modelo 2D para o veículo, constituído por corpos rígidos ligados através de conjuntos mola-amortecedor (suspensões), em coerência com a representação esquemática ilustrada na Figura 5.4.
- A fonte de excitação é devida às irregularidades aleatórias da via férrea, cujo perfil pode ser descrito através da decomposição num conjunto de funções sinusoidais;

Na seguinte secção é apresentada de forma sucinta a formulação matemática inerente ao problema de interacção veículo-via. A formulação apresentada tem carácter generalista podendo ser directamente aplicada a um modelo estrutural do veículo mais complexo do que o agora considerado.

5.3.2.2 Formulação matemática generalizada

Avançando para a formulação matemática do problema da interacção dinâmica veículo-via, considere-se a acção exercida pela passagem do material circulante, que resulta da sobreposição de dois mecanismos de excitação: i) a excitação quasi-estática, associada ao peso do comboio por eixo; ii) a excitação dinâmica, devido à ocorrência de interacção dinâmica entre o veículo e a via. Como é evidente, a consideração do mecanismo quasi-estático é simples, pois não ocorre nenhum fenómeno de interacção dinâmica entre o material circulante e a via férrea, ou, de uma forma mais correcta, a força de interacção é previamente conhecida e concordante com a acção gravítica. Porém, como anteriormente discutido, a mesma conclusão não pode ser generalizada para o caso da excitação dinâmica. Nesse caso, a solução do problema de interacção veículo-via é, neste estudo, alcançada através de uma formulação de compatibilidade, respeitando as condições de compatibilidade de deslocamentos e equilíbrio de forças ao nível dos pontos de contacto entre os dois domínios.

O mecanismo de interacção dinâmica roda-carril pode, conforme já abordado, ser atribuído a diversos factores, sendo os mais relevantes os que envolvem as irregularidades geométricas da via férrea na direcção vertical (defeitos de nivelamento longitudinal) e as imperfeições das próprias rodas do veículo. Este último aspecto pode ser considerado de um modo em tudo semelhante ao adoptado para as irregularidades da via, bastando para isso substituir as imperfeições da roda por imperfeições geométricas equivalentes da superfície de rolamento do carril [191-193].

Atendendo ao exposto considere-se um exemplo simples de uma via férrea que apresenta uma imperfeição geométrica descrita por $\Delta u(x)$, tal como se ilustra na Figura 5.5. Admita-se ainda que um veículo percorre à velocidade c toda a extensão da via, com desenvolvimento infinito, ocupando cada um dos seus eixos a posição geométrica $x=a_i$ no instante t=0s.

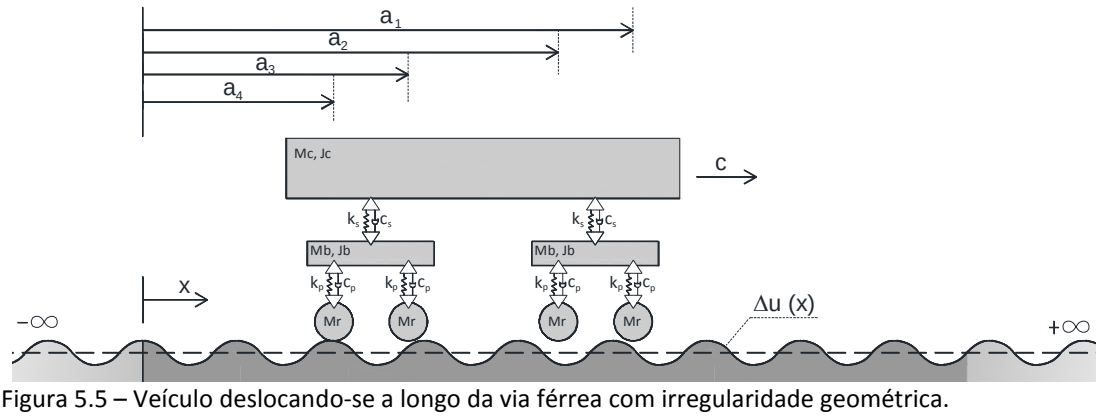


Figura 5.5 – Veículo deslocando-se a longo da via férrea com irregularidade geométrica.

Neste contexto, a compatibilidade de deslocamentos entre o comboio e a via tem de ser garantida para qualquer instante temporal e, admitindo a linearidade do sistema, é estabelecida através da seguinte equação para os vários pontos de contacto veículo-via:

$$u_{r,i} = u_c(x = ct + a_i) + \Delta u(x = ct + a_i) \quad [5.1]$$

em que $u_{r,i}$ representa o deslocamento vertical do ponto de contacto i do veículo; u_c é o deslocamento vertical da via na mesma localização, ou seja, nesse ponto de contacto veículo-via; Δu corresponde à irregularidade geométrica da via identificada pelo ponto de contacto i do veículo, no instante temporal t; a_i é a posição geométrica do ponto de contacto i no instante t=0s; c representa a velocidade de circulação do veículo. Note-se que o comboio tem vários pontos de contacto com a via, tantos quantos o número de eixos do veículo.

A equação [5.1] traduz a condição de compatibilidade em condições de contacto perfeito. Contudo o contacto roda-carril é deformável, podendo ser traduzido de forma simplificada através de uma condição de contacto herteziano linearizado, tal como proposto por Vale [194], Thompson [108] e Esveld [112], entre outros. Atendendo a este efeito, ocorre um incremento de deformação no contacto, passando a condição de compatibilidade a ser dada por:

$$u_{r,i} = u_c(x = ct + a_i) + \Delta u(x = ct + a_i) + \frac{N_i(t)}{k_H} \quad [5.2]$$

em que k_H é a rigidez Hertziana de contacto e N_i é a força de interacção dinâmica desenvolvida no ponto de contacto i do veículo.

Relativamente à definição da rigidez de contacto, convém fazer aqui uma pequena nota ao facto de esta ser claramente não linear e dependente da acção transmitida pela roda ao carril, bem como da geometria dos dois meios em contacto. Nesse caso, tal problema não seria passível de solução no domínio da frequência. Contudo, dado que a acção correspondente ao peso próprio do veículo é substancialmente superior à acção dinâmica, esta rigidez é então avaliada através de uma formulação linearizada. Informação detalhada sobre este aspecto pode ser consultada em Vale [194].

Independentemente da consideração da componente de deformação de contacto, compete aqui referir que a condição de contacto roda-carril é especialmente relevante em duas situações: nos casos em que possa ocorrer perda de contacto, e nesse caso, a análise não pode ser efectuada no domínio da frequência; nos estudos de emissão de ruído, sendo estes caracterizados por vibração de alta frequência. Como se pode verificar ambas as situações

estão fora do âmbito da presente dissertação, razão pela qual a consideração da equação [5.1] na descrição da condição de compatibilidade ao invés da equação [5.2], redunda em diferenças negligenciáveis para efeitos da análise de vibrações.

As condições de compatibilidade de deslocamentos anteriormente apresentadas num referencial espaço-tempo, podem ser escritas apenas em função da variável temporal caso se admita um referencial móvel que acompanha o movimento do veículo. Assim sendo, e admitindo que o perfil de irregularidades pode ser decomposto num conjunto de sinusóides de comprimento de onda λ_i, a frequência de excitação do comboio associada a cada uma dessas sinusóides será dada por:

$$\Omega_i = \frac{2\pi}{\lambda_i} c \qquad [5.3]$$

Nesse caso, o problema de interacção veículo-via pode ser descrito no domínio da frequência, sendo o perfil de irregularidades entendido como a irregularidade percepcionada pelo ponto de contacto do veículo ao longo do seu percurso. Atendendo a uma formulação matricial que contemple os vários pontos de contacto veículo-carril, as forças de interacção são avaliadas da seguinte forma:

$$\{N(\Omega)\} = -\left([F] + [F^H] + [A]\right)^{-1} \{\Delta u(\Omega)\} \qquad [5.4]$$

em que {N(Ω)} é o vector das forças de interacção associadas a cada eixo do comboio; [F] representa a matriz de receptância do veículo nos pontos de contacto com a via, também designada por matriz de flexibilidade condensada do veículo; [F^H] é a matriz de flexibilidade de contacto; [A] corresponde à matriz de receptância da via, ou matriz de flexibilidade dinâmica da via; {Δu(Ω)} é o vector de irregularidades em correspondência com cada eixo do comboio.

Uma vez que a matriz [A] representa a resposta dinâmica da via, os seus termos são determinados através do modelo via-túnel-maciço, possibilitando estabelecer a seguinte relação entre os deslocamentos da via nos pontos de contacto e as forças de interacção dinâmica:

$$\{u_c(x = ct + a, \Omega)\} = [A(\Omega)]\{N(\Omega)\} \qquad [5.5]$$

em que o vector $\{u_c(x=ct+a,\Omega)\}$ colige os deslocamentos verticais do carril, nos pontos de contacto roda-carril, devido às forças de interacção comboio-via.

Como se compreende, a existência de vários pontos de contacto comboio-carril implica a necessidade de atender ao contributo das diferentes forças de interacção para o deslocamento de um qualquer ponto de contacto roda-carril.

Assim, a matriz [A] é uma matriz cheia, cujos termos são dados por:

$$A_{ij}(\Omega) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty} u_c^G(k_1, \omega = \Omega - k_1 c)\cdot e^{i(a_i - a_j)k_1}\, dk_1 \qquad [5.6]$$

em que u_c^G é o deslocamento vertical do carril, no domínio transformado, face a uma acção unitária que se move com a velocidade c e oscila em torno da frequência Ω; k_1 é o número de onda (imagem de Fourier da coordenada x). Relativamente às variáveis a_i e a_j, estas correspondem à posição dos eixos i e j do comboio para o instante temporal t=0 s.

A matriz $[F^H]$ atende à deformação de contacto roda-carril, é uma matriz diagonal cujos termos dependem da rigidez de contacto por eixo do comboio, sendo definidos por $1/k_H$.

Da análise da equação [5.4], facilmente se conclui que o contributo da dinâmica do veículo para o desenvolvimento das forças de interacção está apenas associado à matriz [F], a qual é avaliada através da condensação das matrizes de massa e rigidez do veículo aos pontos em contacto com a via. Assim sendo, esta matriz estabelece a seguinte relação entre o deslocamento dos pontos de contacto e a força de interacção:

$$\{u_r(\Omega)\} = -[F(\Omega)]\ \{N(\Omega)\} \qquad [5.7]$$

em que o vector $\{u_r(\Omega)\}$ compreende os deslocamentos verticais de todos os eixos do veículo (ou comboio).

Como se compreende, esta matriz será tanto mais complexa quanto mais elaborado for o modelo adoptado para o veículo/comboio. Caso o modelo de comboio surja da associação de vários modelos de veículo similares ao ilustrado na Figura 5.4, isto é, sem que se verifique qualquer ligação estrutural inter-veículos, então a matriz [F] é uma matriz em banda. De qualquer modo, note-se que tal não significa que as forças de interacção desenvolvidas num dado eixo de um dado veículo não sejam afectadas pela resposta dinâmica ocorrente num outro eixo de outro veículo. Com efeito, os vários veículos estão acoplados através do carril, sendo tal efeito de acoplamento estabelecido através da matriz [A] anteriormente explanada.

Ainda relativamente à matriz [F], cabe aqui referir que o desenvolvimento da mesma, para as condições ilustradas na Figura 5.4, não é aqui explanado, podendo ser consultado nas

seguintes referências bibliografias: [61, 63, 195]. Refira-se ainda que o procedimento proposto é totalmente generalizável, podendo ser incluído o comportamento dinâmico de veículos através de modelos com a complexidade pretendida, bastando para isso obter a matriz [F] correspondente, a qual pode ser avaliada através de um qualquer outro modelo de cálculo, ou mesmo através de software comercial.

Por fim, no que diz respeito ao vector irregularidades, compete aqui fazer algumas observações adicionais. Tal como anteriormente referido, o perfil de irregularidades é decomposto num conjunto de funções sinusoidais, caracterizadas por uma amplitude, comprimento de onda e ângulo de fase. Se se considerar um perfil de irregularidades harmónico, então, a irregularidade percepcionada por cada eixo no instante t=0s, pode ser coligida no vector $\{\Delta u(\Omega)\}$ do seguinte modo:

$$\{\Delta u(\Omega)\} = \delta u\{b(\Omega)\} \qquad [5.8]$$

Em que δu é a amplitude complexa (pois o ângulo de fase pode não ser nulo) e os termos do vector $\{b(\Omega)\}$ dados por:

$$b(\Omega)_i = e^{i\frac{\Omega}{c}a_i} = e^{i\frac{2\pi}{\lambda}a_i} \qquad [5.9]$$

Ou seja os termos $b(\Omega)_i$ traduzem a posição relativa do eixo no perfil de irregularidades.

Posto isto, as forças de interacção dinâmica são então avaliadas através da equação [5.4], e são utilizadas no modelo de propagação (modelo via-túnel-maciço) para a obtenção da resposta dinâmica num qualquer ponto desse domínio. Na secção seguinte aborda-se como é efectuada tal operação.

5.3.2.3 Geração artificial de perfis de irregularidades aleatórias da via férrea

Na secção anterior foi apresentado o perfil de irregularidades da via férrea como fonte potenciadora do mecanismo de interacção veículo-via. Desse modo é inevitável fazer-se uma breve referência ao modo como podem ser obtidos tais perfis de irregularidades.

Tratando-se o desnivelamento longitudinal da via férrea de uma grandeza geométrica, esta pode ser sempre obtida através da medição directa do perfil de irregularidades num dado local. Existem várias técnicas e equipamentos para fazer tal medição, muito dependentes do comprimento de onda interessado para o problema em causa. Como se verificou na secção

anterior, para uma mesma velocidade de circulação, irregularidades de elevado comprimento de onda suscitam excitação na gama das baixas frequências, ocorrendo o oposto com a diminuição do comprimento de onda. Embora saia fora do âmbito do presente trabalho, deve ser prestada uma referência aos recentes trabalhos desenvolvidos no âmbito do projecto europeu RIVAS sobre a uniformização das técnicas de medição de irregularidades.

Alternativamente à medição do perfil de irregularidades, estes podem ser gerados artificialmente, considerando um processo estocástico que é caracterizável através de funções de densidade espectral de potência (PSD). Tendo por base a medição de diversos perfis de irregularidades, diferentes propostas têm sido apresentadas para estas funções, as quais geralmente traduzem situações tipificadas de diferentes níveis de qualidade da via férrea. A este respeito merecem referência as propostas da FRA (*Federal Railroad Administration*), as propostas da SNCF (Administração Ferroviária de França), entre outras. Uma descrição detalhada destas diferentes propostas pode ser encontrada em outros trabalhos desenvolvidos no seio do grupo de investigação em que a autora se insere, nomeadamente em Alves Costa [63] e Vale [194], razão pela qual não serão aqui devidamente detalhados. Contudo, apresenta-se a proposta de Braun e Hellenbroich [196], dado que a mesma é utilizada em estudos consequentes. Segundo estes autores, a função de densidade espectral de potência de um perfil de irregularidades é dada por:

$$S(k_x) = S(k_{x,0})\left(\frac{k_x}{k_{x,0}}\right)^{-w} \qquad [5.10]$$

em que k_x é o número de onda, $k_{x,0}$ e w são constantes que tomam, regra geral, os valores de 1 rad/m e 3,5, respectivamente. As diferentes possibilidades para o nível de qualidade da via férrea são incluídas na expressão através de $S(k_{x,0})$, tomando como valores de referência $5x10^{-7}$ m^3/rad para vias de má qualidade e $1x10^{-9}$ m^3/rad para vias de qualidade elevada.

O perfil artificial de irregularidades é então gerado com base na curva PSD, tendo por base a sobreposição de efeitos de um processo estocástico. Suponha-se que a curva PSD está então definida para uma gama de números de onda k_x coerente com a gama de frequências de interesse para o problema em estudo (as quais dependem da velocidade de circulação, ver equação [5.3]). Essa gama é então dividida em n intervalos de dimensão Δk_x e centrados em $k_{x,i}$. O perfil de irregularidades é então gerado através da sobreposição de um conjunto de funções cosseno, introduzindo um ângulo de fase aleatório θ_i:

$$\Delta u(x) = \sum_{i=1}^{n} \alpha_i \cos\left(k_{x,i} x - \theta_i\right) \quad [5.11]$$

Em notação complexa, a equação anterior pode ser escrita como:

$$\Delta u(x) = \sum_{i=1}^{n} \alpha_i e^{ik_{x,i}x} e^{-i\theta_i} \quad [5.12]$$

Ou, de modo a garantir coerência com o anteriormente mencionado:

$$\Delta u(x) = \sum_{i=1}^{n} \delta u_i e^{ik_i x} \quad [5.13]$$

em que

$$\delta u_i = \alpha_i e^{-i\theta} \quad [5.14]$$

Relativamente ao parâmetro α_i, amplitude dos diversos harmónicos do perfil artificial, este é avaliado através da raiz quadrada da área definida pela curva PSD e pelo intervalo de Δk_x, logo:

$$\alpha_i = \sqrt{2S(k_{xi})\Delta k_x} \quad [5.15]$$

Como se pode verificar, o procedimento seguido é passível de ser aplicado utilizando curvas PSD distintas da traduzida pela expressão [5.10].

5.3.3 Resposta dinâmica num ponto genérico do domínio

No ponto anterior foi explanado como é resolvido o problema de interacção comboio-via, o qual se traduz, no final, pelo conhecimento das forças de interacção dinâmica, as quais terão de ser conjugadas com as forças estáticas resultantes do peso próprio dos veículos.

Conhecidas então as forças de interacção comboio-via, os dois sistemas estruturais são tratados de forma desacoplada, o que é claramente vantajoso em termos computacionais. A resposta em qualquer ponto do domínio é obtida através da sobreposição de efeitos das acções dinâmicas, induzidas pelos diferentes harmónicos necessários para a representação do perfil de irregularidades, adicionados à excitação quasi-estática, cujas forças de interacção são conhecidas previamente. Esta sobreposição de efeitos é realizada de uma forma particularmente interessante tendo em linha de conta a linearidade do sistema e o conceito de função de Green, podendo ser traduzida da seguinte forma:

$$u(x-ct,y,z,t)=\sum_{j=1}^{N}\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty}u_j^G\left(k_1,y,z,\Omega_j-k_1c\right)P_j\left(k_1,\Omega_j\right)e^{ik_1(x-ct)}\,dk_1e^{i\Omega_jt} \qquad [5.16]$$

em que u(x,y,z,t) representa o deslocamento numa direcção genérica de um qualquer ponto do domínio, u_j^G é a função de Green no domínio transformado do deslocamento na direcção considerada face à solicitação vertical unitária que se movimenta com velocidade c ao longo do carril e com frequência de oscilação Ω_j. Note-se que estas funções de Green resultam de uma acção em tudo idêntica à utilizada para o cálculo da matriz [A] (ver equação [5.6]). Desse modo, aquando do cálculo da matriz [A], pode também ser obtida a resposta num qualquer outro ponto do domínio, o que minimiza consideravelmente o esforço computacional. Note-se que, por analogia, a equação [5.16] não faz mais do que proceder a um "escalamento" da resposta obtida para uma carga unitária, atendendo ao facto de agora o carregamento ser constituído por várias forças, de magnitude não unitária e com desfasamento (a função de carga $P(k_1,\Omega)$ é uma entidade complexa).

Relativamente à função de carga $P(k_1,\Omega)$, para carregamentos de múltiplas cargas, esta é dada por :

$$P_j\left(k_1,\Omega_j\right)=\sum_{i=1}^{n}N_i\left(\Omega_j\right)e^{-ia_ik_1} \qquad [5.17]$$

Note-se que no caso do carregamento quasi-estático, ou seja Ω=0, o procedimento agora proposto também é válido, bastando para isso considerar essa mesma restrição na equação [5.16] e considerar o peso aplicado por cada eixo do comboio na equação [5.17].

5.4 Interacção solo-estrutura adjacente

5.4.1 Considerações gerais

A formulação de um modelo global para a análise de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis que contemple não só a problemática da sua geração e propagação, mas também a própria recepção ao nível do edifício, constitui um objectivo perseguido pela comunidade técnica e científica. Ainda que os primeiros passos em torno desta temática tenham ocorrido em meados da década passada, impulsionados pelos grupos de investigação da KU LEUVEN [197] e da École Central de Paris [198], as dificuldades computacionais associadas a um problema tridimensional de grande dimensão levaram a que a temática não tenha conhecido um grande desenvolvimento nos anos consequentes, sendo, no entanto, de

referir os estudos preliminares conduzidos por Fiala et al. [94, 199] que versaram sobre a previsão e mitigação de vibrações e de ruído re-radiado no interior de edificações próximas de infraestruturas ferroviárias.

Como referido acima, a principal dificuldade inerente ao desenvolvimento de um modelo global para a previsão de vibrações no interior de edifícios devido a tráfego não reside propriamente na inexistência de fundamentos teóricos necessários à resolução do problema, mas sim em limitações de índole computacional, dificuldade que aliás permanece quando se trata da simulação numérica de domínios de grandes dimensões [200]. Na verdade, os recentes avanços da capacidade de cálculo computacional têm permitido o desenvolvimento de modelos puramente tridimensionais [91], os quais permitem lidar com o problema de forma simples e exacta, mas que pecam por elevada exigência computacional, ficando muitas vezes limitados a aplicações meramente académicas.

Atendendo, por um lado, às limitações anteriormente referidas, mas não esquecendo o alargamento das capacidades computacionais, têm ocorrido nos últimos tempos alguns avanços na tentativa de desenvolvimento de modelos globais de previsão de vibrações induzidas por tráfego (modelos que incluam a interacção dinâmica entre os diferentes subdomínios) que possam ser eficientes do ponto de vista computacional, sem que no entanto violem os principais pressupostos do problema, nomeadamente a sua tridimensionalidade. Os desenvolvimentos mais recentes [92, 171, 172], aos quais o grupo de investigação da FEUP não é alheio, consistem na utilização de técnicas de subestruturação, nas quais se procede ao acoplamento entre modelos com características físicas distintas. A vantagem inerente a tal metodologia reside na possibilidade de selecção do método mais adequado à simulação de cada um dos domínios.

O modelo seguidamente proposto, de carácter generalista, foi desenvolvido atendendo aos seguintes pressupostos/condições:

- O modelo da edificação deve ser tridimensional e recorrer à técnica dos elementos finitos;
- A modelação do edifício pode ser efectuada em qualquer código desde que seja possível aceder às matrizes globais de rigidez e de massa da estrutura;
- A presença da edificação não afecta a fonte de geração de vibrações, ou seja, a interacção entre o veículo e a via férrea.

Saliente-se que o sistema túnel-maciço é simulado recorrendo a uma formulação 2.5D, ao passo que o edifício é modelado através de uma formulação 3D. De facto, a modelação 2.5D do sistema integral maciço-edifício seria muito condicionante já que o edifício teria de ter um desenvolvimento infinito na direcção paralela ao desenvolvimento do túnel, situação essa que apresenta pouca aderência com a realidade.

5.4.2 Formulação do modelo

Com o intuito de facilitar a exposição (mas sem qualquer perda de generalidade), considere-se o sistema com um grau de liberdade, mostrado na Figura 5.6a, como representativo de uma estrutura submetida a um campo de vibração incidente, que se propaga pelo solo e que a excita ao nível da sua fundação.

A excitação da estrutura dá lugar a um problema de interacção solo-estrutura, tal como representado na Figura 5.6b, em que o deslocamento do ponto F, que representa a fundação da estrutura, depende não só do campo de onda incidente, mas também das características dinâmicas da estrutura e da consequente força de interacção gerada.

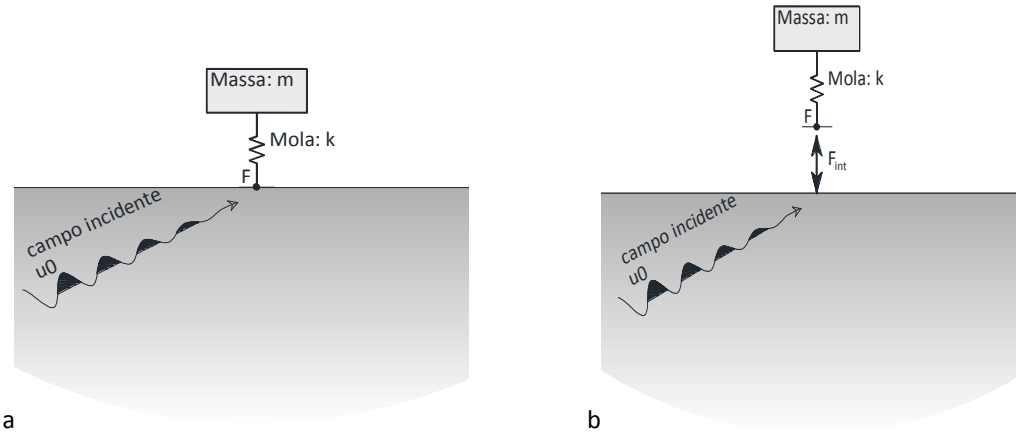


Figura 5.6 – Sistema estrutural com um grau de liberdade solicitado por um campo de vibração incidente na sua base: a) representação esquemática; b) problema de interacção solo estrutura.

Atendendo ao campo de vibração incidente na fundação, correspondente a um deslocamento vertical harmónico com amplitude $u_0(\omega)$, e ao incremento de deslocamento $\Delta u(\omega)$ induzido pela força de interacção F_{int} (ω), é possível definir o deslocamento da fundação $u_F(\omega)$ do seguinte modo:

$$u_F(\omega) = u_0(\omega) + \Delta u(\omega) \qquad [5.18]$$

Note-se que apenas o incremento $\Delta u(\omega)$ é originado pelo problema de interacção solo-estrutura, o qual se relaciona com a força de interacção através da flexibilidade dinâmica do maciço de fundação, $H(\omega)$. Dadas as condições de compatibilidade inerentes ao problema elástico e linear, o deslocamento do ponto F terá de ser obrigatoriamente igual ao do ponto de fundação e, como tal:

$$\Delta u(\omega) = H(\omega) \times F_{int}(\omega) \qquad [5.19]$$

Passando agora à análise do equilíbrio da estrutura, é possível estabelecer a seguinte condição entre deslocamento dos graus de liberdade, u, e forças exteriores actuantes, f:

$$\left([K] - \omega^2 [M]\right)\{u\} = \{f\} \qquad [5.20]$$

em que [K] corresponde à matriz de rigidez e [M] à matriz de massa.

Atendendo à simplicidade do sistema estrutural, no qual apenas são admitidos dois graus de liberdade, correspondentes ao deslocamento vertical da fundação (ponto F) e da massa (ponto m), e em que apenas a força de interacção F_{int} é considerada como força exterior, o equilíbrio do sistema pode então ser escrito por:

$$\begin{bmatrix} k - \omega^2 m & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_m \\ u_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -F_{int} \end{bmatrix} \qquad [5.21]$$

Em que k e m correspondem, respectivamente, à rigidez da mola e à massa do sistema representado na Figura 5.6. O sinal negativo introduzido no vector das forças exteriores visa atender ao facto da força de interacção exercida pelo maciço na estrutura ser simétrica da situação inversa.

Como já ilustrado nas expressões [5.18] e [5.19], tanto o deslocamento do ponto F como a força de interacção podem ser escritos em função do incremento de deslocamento. Introduzindo tais relações na equação [5.21], facilmente se chega à seguinte condição de equilíbrio:

$$\begin{bmatrix} k - \omega^2 m & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_m \\ u_0 + \Delta u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -H^{-1}\Delta u \end{bmatrix} \qquad [5.22]$$

Dado que o campo de deslocamento incidente, u_0, é um dado e não uma incógnita, é vantajoso reescrever a equação [5.22] da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} k-\omega^2 m & -k \\ -k & k \end{bmatrix}\begin{bmatrix} u_m \\ \Delta u \end{bmatrix}+\begin{bmatrix} k-\omega^2 m & -k \\ -k & k \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 0 \\ u_0 \end{bmatrix}=-\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & H^{-1} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 0 \\ \Delta u \end{bmatrix} \quad [5.23]$$

Reorganizando o sistema de equações em causa chega-se a:

$$\begin{bmatrix} k-\omega^2 m & -k \\ -k & k+H^{-1} \end{bmatrix}\begin{bmatrix} u_m \\ \Delta u \end{bmatrix}=-\begin{bmatrix} k-\omega^2 m & -k \\ -k & k \end{bmatrix}\begin{bmatrix} 0 \\ u_0 \end{bmatrix} \quad [5.24]$$

Cujas incógnitas são o deslocamento da massa, u_m, e o incremento de deslocamento da fundação, Δu. Como está bem patente, o equilíbrio do sistema é resolvido no domínio da frequência. Caso se pretenda avaliar a resposta no domínio do tempo será então necessária a aplicação de uma transformada inversa de Fourier.

Após resolvido o sistema de equações, é possível determinar a força de interacção (ver equação [5.19]) e avaliar o novo campo de vibração gerado pela aplicação dessa força ao terreno.

No modelo numérico global desenvolvido generalizou-se o modelo que acabou de se descrever para um sistema com múltiplos graus de liberdade (ver 5.4.4).

5.4.3 Validação do modelo

O processo de desenvolvimento de uma metodologia numérica não pode ser dado como concluído sem a respectiva validação e verificação. Este pressuposto metodológico acompanhou a autora da presente tese em todas as fases do desenvolvimento da metodologia numérica global.

A validação do procedimento de acoplamento entre os dois modelos, o do meio de propagação e o do receptor, baseou-se numa validação cruzada de duas metodologias distintas para obtenção da resposta ao nível do receptor. Para isso foi desenvolvido um modelo numérico integral, no qual o receptor e o meio de propagação são descritos por um sistema de equações global, e um modelo subestruturado, tal como proposto na metodologia anteriormente descrita, em que o meio de propagação e o receptor são considerados de forma independente e posteriormente acoplados, atendendo às condições de equilíbrio e compatibilidade.

Recorde-se que o objectivo final consiste na análise de vibrações no interior de uma estrutura tridimensional devido a um campo de vibração incidente. Como foi enfatizado, essa

modelação não é passível de ser efectuada de um modo integral através do modelo 2.5D, dado o facto de o receptor não apresentar carácter infinito e invariante na direcção de desenvolvimento da estrutura. Porém, o modelo 2.5D permite a realização de uma análise bidimensional em estado plano de deformação (bastando para isso impor que o número de onda k_1 seja igual a zero), sendo assim justificado o recurso a um modelo bidimensional para a presente validação. Convém contudo esclarecer que a adopção de tal pressuposto não diminui em nada a abrangência e campo de validade do presente estudo.

O exemplo de validação seleccionado encontra-se representado na Figura 5.7. Trata-se de um exemplo bidimensional, em que a excitação é propiciada por uma acção dinâmica vertical, condizente com o impulso de Ricker representado na Figura 5.8, a qual é imposta num ponto da superfície de um espaço semi-indefinido que dista 15 m do receptor representado por um oscilador com as características indicadas na Figura 5.7. Foram então definidos os seguintes modelos:

i) Modelo global, construído com base no MEF-PML 2.5D, onde o acoplamento do receptor ao terreno é garantido directamente no sistema de equações global;

ii) Modelo substruturado, onde o mecanismo de propagação é definido pelo modelo MEF-PML 2.5D, o qual não incluiu o oscilador. Neste modelo, o acoplamento é garantido através da metodologia proposta na secção anterior.

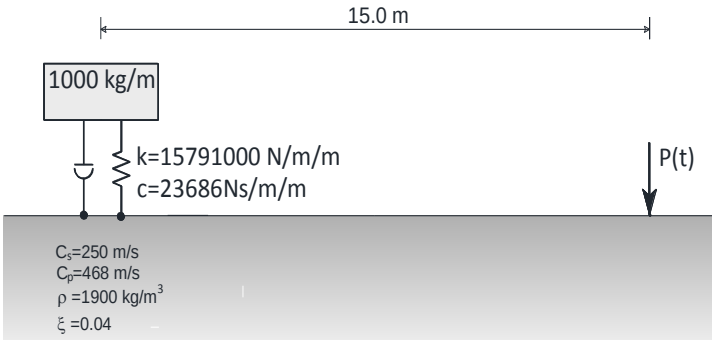


Figura 5.7 – Exemplo de validação: geometria e características gerais.

A Figura 5.9 compara a história temporal do deslocamento vertical da massa do oscilador obtida através dos dois métodos. Como se pode verificar há uma correspondência perfeita entre os resultados vaticinados por ambas as metodologias. A observação da figura permite ainda constatar que a resposta é fortemente dominada por uma componente em frequência de aproximadamente 20 Hz, que corresponde a frequência natural do oscilador.

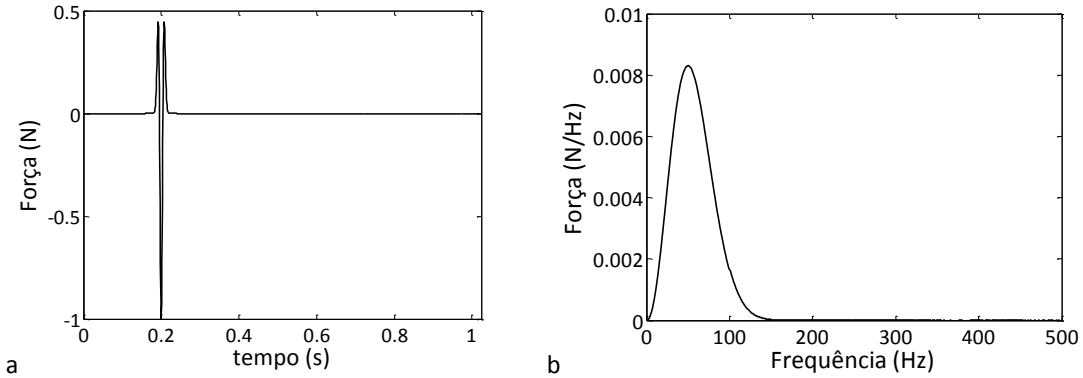


Figura 5.8 – Impulso de Ricker utilizado como excitação: a) Registo temporal; b) Conteúdo em frequência.

Considerando agora o ponto de ligação ao remanescente meio, a Figura 5.10 ilustra a história temporal de deslocamentos verticais obtidos por ambas as estratégias de modelação, verificando-se, uma vez mais, uma perfeita aderência entre resultados.

A resposta obtida pelo modelo subestruturado resulta da conjugação do campo de deslocamentos incidente, calculado previamente, com o campo de deslocamentos incremental, resultante da resolução do problema de interacção dinâmica. Dado que os dois contributos para a deformação global são avaliados em momentos distintos do cálculo, a sua individualização é representada na Figura 5.11.

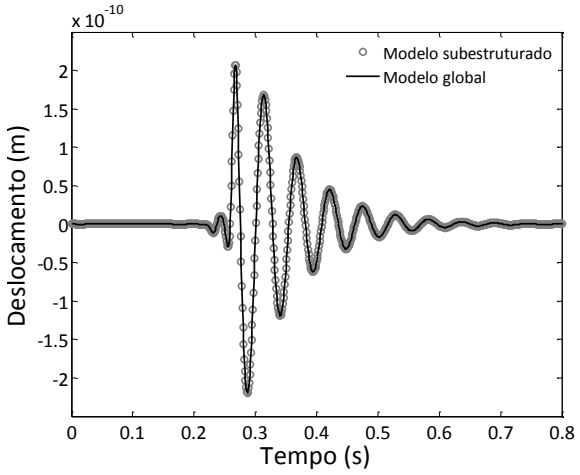


Figura 5.9 – Registo temporal do deslocamento vertical da massa do oscilador.

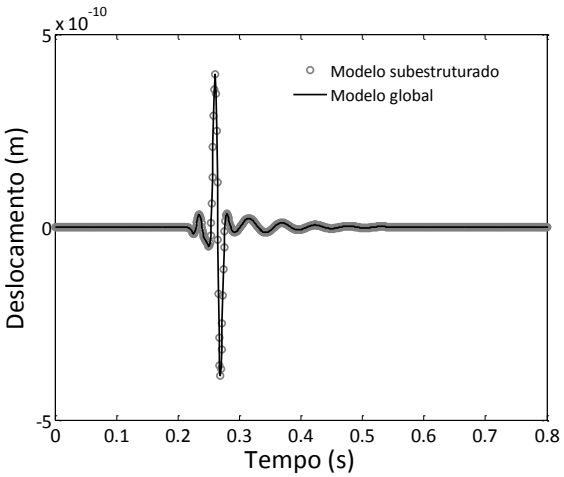


Figura 5.10 – Registo temporal do deslocamento vertical do ponto de conexão do oscilador ao restante meio.

Da observação da Figura 5.11 é possível constatar que o carácter oscilante da resposta após a passagem da onda (campo incidente) se deve ao mecanismo de interacção solo-estrutura. Ou seja, as características dinâmicas do sistema acoplado estrutura-maciço de fundação dão origem a uma força de interacção que, por sua vez, origina vibrações que se propagam no terreno. Deve ser salientado que o campo incidente é totalmente independente das características dinâmicas da estrutura, sendo apenas influenciado pelas características do meio

de propagação e da fonte de excitação (no presente caso pelo impulso de Ricker aplicado a 15 m de distância do oscilador).

Ainda para o mesmo ponto de observação, a análise do conteúdo em frequência da resposta total e respectivos contributos, ilustrada na Figura 5.12, permite verificar que a resposta total apresenta um contributo relevante próximo dos 20 Hz, que obviamente não está presente no campo de deslocamento incidente, porque esse contributo se deve ao campo de deslocamento incremental, o qual é dominado pela frequência natural da estrutura. Ou, explicado de outra forma, o conteúdo da força de interacção impressa pela estrutura ao terreno tem preponderância em torno dos 20 Hz. Este efeito está bem patente na Figura 5.13 onde se ilustra o registo temporal e o conteúdo em frequência da força de interacção. A avaliação da presente força é efectuada, no modelo subestruturado, de forma bastante simples, bastando para isso multiplicar o incremento de deslocamento pela rigidez dinâmica da fundação.

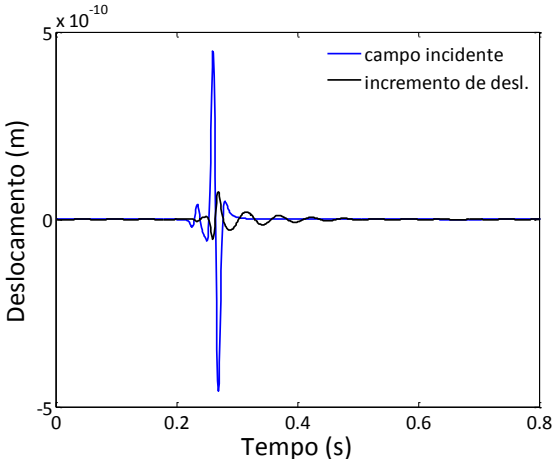


Figura 5.11 – Decomposição do deslocamento no ponto de interacção nas componentes incidente e incremental.

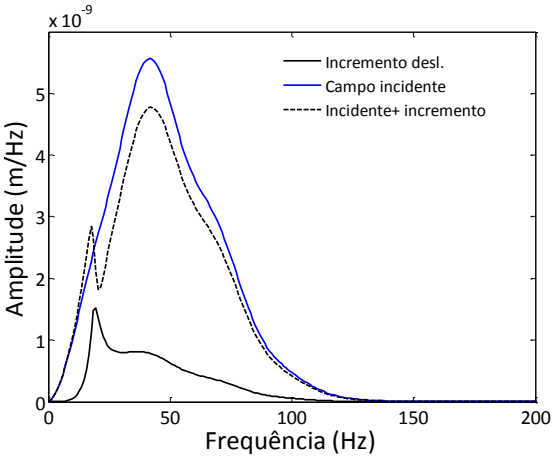


Figura 5.12 – Conteúdo em frequência do deslocamento vertical no ponto de interacção estrutura-solo.

Observando a Figura 5.13a e atendendo ao campo de deslocamento incidente no ponto de interacção ilustrado na Figura 5.11, é possível constatar que o pico da força de interacção ocorre aquando da passagem da onda incidente, tomando de seguida uma configuração harmónica amortecida até que ocorra a estabilização da massa do oscilador. Analisando o conteúdo em frequência da força de interacção, ilustrado na Figura 5.13b, é notório o predomínio da resposta em torno das frequências de aproximadamente 20 Hz e de 40 Hz. O primeiro pico está relacionado com a frequência natural da estrutura, ao passo que o segundo se deve ao conteúdo em frequência do campo incidente, o que aliás pode ser confirmado pela consulta da Figura 5.12.

Face às observações agora apresentadas, é então evidente que a força de interacção solo-estrutura e, consequentemente, o campo de deslocamentos incremental é dependente não só das propriedades dinâmicas da estrutura, mas também das características da excitação da mesma (no presente caso campo de deslocamentos incidente), nomeadamente no que concerne ao conteúdo em frequência.

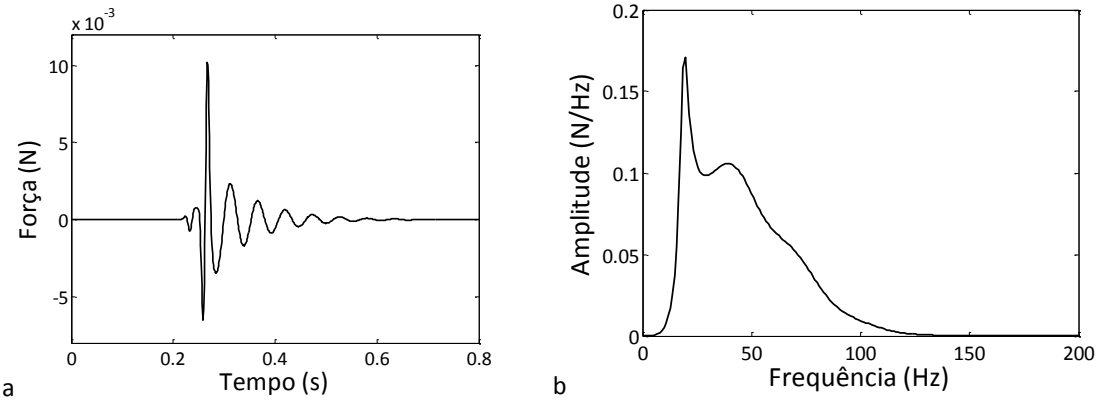


Figura 5.13 – Força de interacção solo-estrutura: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

5.4.4 Generalização do modelo

Nas secções anteriores foi apresentada a formulação do modelo e respectiva validação conceptual através de um exemplo simples, baseado no acoplamento dinâmico entre um oscilador com um grau de liberdade e o restante meio. Contudo, de modo a conferir adequabilidade prática ao modelo em causa, o mesmo terá de ser generalizado atendendo a uma melhor aproximação da realidade ocorrente em problemas envolvendo vibrações no interior de edifícios devido a tráfego ferroviário em túneis.

Procurando conferir um maior grau de generalização ao modelo, considere-se a estrutura de uma edificação com n graus de liberdade, dos quais os graus de liberdade b não apresentam ligação ao exterior ao passo que os graus de liberdade f se encontram conectados ao meio remanescente, ou seja, são graus de liberdade de fundação do edifício. Deste modo, reordenando os diferentes graus de liberdade, o equilíbrio dinâmico da estrutura pode ser descrito pela equação [5.25], a qual resulta apenas da generalização da equação [5.21] anteriormente apresentada.

$$\begin{bmatrix} [K_{bb}] & [K_{bf}] \\ [K_{bf}] & [K_{ff}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u_b\} \\ \{u_f\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -\{F_{int}\} \end{bmatrix} \qquad [5.25]$$

Em que as matrizes $[K_{ij}]$ são matrizes de rigidez dinâmica, $\{u_b\}$ é o vector de deslocamento dos graus de liberdade da estrutura que não apresentam ligação ao exterior e $\{u_f\}$ é o vector de

deslocamento dos graus de liberdade ligados ao exterior. O vector das forças exteriores é nulo para o caso dos graus de liberdade sem contacto com o exterior e é composto pelas forças de interacção solo-estrutura nos remanescentes casos. Note-se que na presente formulação considera-se que as forças exteriores actuantes resultam apenas da interacção solo-estrutura.

Atendendo à decomposição do deslocamento dos graus de liberdade em contacto com o solo numa componente incidente e numa componente incremental (ver equação [5.18]), o sistema de equações [5.25], pode então ser manipulado de forma a dar origem a:

$$\begin{bmatrix} [K_{bb}] & [K_{bf}] \\ [K_{bf}] & [K_{ff}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u_b\} \\ \{\Delta u_f\} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{bb}] & [K_{bf}] \\ [K_{bf}] & [K_{ff}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{0\} \\ \{u_{0,f}\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -\{F_{int}\} \end{bmatrix} \quad [5.26]$$

Em que $\{\Delta u_f\}$ representa o vector dos incrementos de deslocamento devido à interacção solo-estrutura e $\{u_{0,f}\}$ corresponde ao vector do campo incidente.

Por sua vez, o vector das forças de interacção é relacionável com o vector dos incrementos de deslocamento através da matriz de impedância do solo, [H], o que por semelhança com a equação [5.19], resulta em:

$$\{F_{int}\} = [H]^{-1} \{\Delta u_f\} \quad [5.27]$$

Incorporando esta última relação no sistema de equações descrito em [5.26], facilmente se conclui que:

$$\begin{bmatrix} [K_{bb}] & [K_{bf}] \\ [K_{bf}] & [K_{ff}] + [H]^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u_b\} \\ \{\Delta u_f\} \end{bmatrix} = -\begin{bmatrix} [K_{bb}] & [K_{bf}] \\ [K_{bf}] & [K_{ff}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{0\} \\ \{u_{0,f}\} \end{bmatrix} \quad [5.28]$$

Em que a matriz presente no primeiro membro corresponde à matriz de rigidez dinâmica global do sistema estrutura-maciço de fundação, ao passo que a matriz ocorrente no segundo membro corresponde à matriz de rigidez dinâmica da estrutura.

Note-se que o sistema de equações apresentado na expressão [5.28] é totalmente genérico, podendo a matriz de rigidez dinâmica da estrutura ser avaliada por um qualquer programa de cálculo automático, e considerada como um dado de entrada no modelo de acoplamento implementado na plataforma Matlab. Com efeito, a resolução do sistema de equações em causa, formulado no domínio da frequência, apenas necessita de informação relativa ao campo de deslocamento incidente, o qual é obtido através do modelo 2.5D MEF-PML (capítulo 3) juntamente com o modelo de interacção veículo-via apresentado no presente capítulo, informação respeitante à impedância do sistema de fundação e, finalmente da matriz de rigidez dinâmica da estrutura.

5.4.5 Metodologias para avaliação da impedância da fundação

5.4.5.1 Considerações gerais

Como visto anteriormente, a resolução do problema de interacção dinâmica solo-estrutura carece da consideração do contributo do solo, não apenas em termos de rigidez, mas também em termos de amortecimento (por efeito de radiação de energia) e de inércia. A combinação destes efeitos, designada usualmente por impedância ou flexibilidade dinâmica, pode ser avaliada através de diferentes metodologias numéricas e/ou analíticas.

Deverá ser alvo de reparo que no presente trabalho apenas se consideram estruturas com fundações superficiais, podendo contudo, o procedimento de interacção solo-estrutura ser generalizado para casos de fundações profundas, ainda que com um certo grau de simplificação, como aliás ilustrado no recente estudo apresentado por Hussein et al. [171], o qual resultou de uma colaboração entre as Universidades do Porto, Cambridge e Southampton.

No exemplo de validação anteriormente apresentado a impedância foi avaliada através do cálculo, para cada frequência considerada, do deslocamento induzido no ponto de aplicação de uma carga unitária. Esta estratégia poderia também ser adoptada para o caso da estrutura de um edifício, a qual contempla, no caso geral, várias fundações para os elementos estruturais. Contudo, tal abordagem revelar-se-ia bastante morosa do ponto de vista computacional, sendo conveniente o desenvolvimento de abordagens alternativas que atendam à dicotomia clássica em problemas de modelação numérica: a abordagem deve por um lado garantir a acuidade da solução, mas por outro deve ser relativamente expedita e de fácil aplicação sob pena de se tornar proibitiva a sua adopção em casos reais.

Atendendo à questão anteriormente descrita foram então desenvolvidas duas abordagens distintas para a avaliação da impedância da fundação: i) uma abordagem mais completa, baseada no método dos elementos de contorno, ii) uma abordagem mais simples baseada em modelos de massas concentradas. Em ambas as abordagens foram admitidas as seguintes simplificações:

i) O contacto solo-estrutura é garantido por uma fundação superficial directamente assente na superfície do terreno;

ii) Considera-se que a presença do túnel ferroviário ou de qualquer outra infraestrutura enterrada não afecta substancialmente a impedância do sistema de fundação.

No que concerne à segunda simplificação considerada deverá ser referido que a mesma resulta apenas de uma tentativa de economia computacional, podendo ser contornada através do cálculo de funções fundamentais (funções de Green) obtidas por via numérica através do método MEF-PML 2.5D anteriormente apresentado.

5.4.5.2 Cálculo da impedância através do MEC 3D

Equações de equilíbrio do contorno

Não constitui objectivo da presente secção proceder a uma descrição exaustiva do método dos elementos de contorno, sendo o leitor aconselhado a consultar algumas das seguintes obras de referência sobre a temática: [132, 201-203]. Sem embargo, dado que a metodologia seguida se insere neste método numérico, procurar-se-á dar uma visão global do método atendendo à sua aplicação ao caso concreto de cálculo da matriz de impedância do sistema de fundação.

Considere-se então para o presente efeito, um meio semi-indefinido submetido a uma pressão uniformemente distribuída ao longo da área Σ. A fronteira do problema é então definida pela superfície submetida a pressões Σ, pela superfície livre Γ_1 e pela superfície imaginária Γ_R.

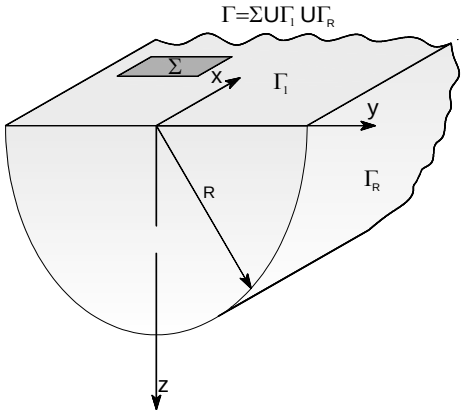


Figura 5.14 – Meio semi-indefinido submetido a uma carga distribuída numa zona da sua superfície (adaptado de Alves Costa [63]).

Aplicando as equações integrais de contorno (equações que regem o problema de contorno) às condições definidas na Figura 5.14, o campo de deslocamentos num ponto arbitrário com

coordenadas **x** induzido pela aplicação de pressões na superfície Σ é então determinado da seguinte forma :

$$\begin{aligned} u_j(\mathbf{x},\omega) = & \int_\Sigma u_{ji}^G(\mathbf{x},\mathbf{y},\omega) p_i^\Sigma(\mathbf{y},\omega) d\Sigma - \int_\Sigma p_{ji}^G(\mathbf{x},\mathbf{y},\omega) u_i^\Sigma(\mathbf{y},\omega) d\Sigma + \\ & + \int_{\Gamma 1} u_{ji}^G(\mathbf{x},\mathbf{y},\omega) p_i^{\Gamma 1}(\mathbf{y},\omega) d\Gamma_1 - \int_{\Gamma 1} p_{ji}^G(\mathbf{x},\mathbf{y},\omega) u_i^{\Gamma 1}(\mathbf{y},\omega) d\Gamma_1 + \\ & + \int_{\Gamma R} u_{ji}^G(\mathbf{x},\mathbf{y},\omega) p_i^{\Gamma R}(\mathbf{y},\omega) d\Gamma_R - \int_{\Gamma R} p_{ji}^G(\mathbf{x},\mathbf{y},\omega) u_i^{\Gamma R}(\mathbf{y},\omega) d\Gamma_R \end{aligned} \quad [5.29]$$

Onde u_{ij}^G corresponde ao tensor das funções de Green de deslocamento, p_{ij}^G é o tensor das funções de Green de tensão, p_i são as pressões aplicadas nas fronteiras e u_i são os deslocamentos no contorno do problema.

Sabendo que apenas são aplicadas pressões na superfície Σ, estando esta inscrita na superfície livre do maciço, e que a integração ao longo da fronteira Γ_R tende para valor nulo à medida que R tende para infinito, sob pena de violação da condição de Sommerfeld, então a expressão anterior pode ser simplificada da seguinte forma:

$$u_j(\mathbf{x},\omega) = \int_\Sigma u_{ji}^G(\mathbf{x},\mathbf{y},\omega) p_i(\mathbf{y},\omega) d\Sigma \quad [5.30]$$

A expressão [5.30] reporta de imediato ao significado físico do problema, ou seja, permite o cálculo do deslocamento num qualquer ponto do maciço (ponto de coordenadas **x**), devido à aplicação de uma pressão no contorno Σ. As incógnitas do problema podem ser então determinadas aplicando o procedimento do método dos elementos de contorno, no qual se procede à discretização das variáveis de campo ao longo da fronteira Σ [204-207]. Como se verá de seguida, no presente trabalho procedeu-se à generalização tridimensional de um procedimento para avaliação dos termos matriciais do método.

Considere-se agora que a área Σ é delimitada pelas dimensões Δx e Δy, e que se pretende obter a resposta num ponto **x** =(x_1,y_1,z_1).

Aplicando a identidade de Somigliana (equação [5.30]) ao problema, o campo de deslocamentos no ponto genérico **x** é então dado por:

$$u_j(x_1,y_1,z_1,\omega) = \int_\Sigma u_{ji}^G(x_1,y_1,z_1,x,y,z=0,\omega) p_i(x,y,z=0,\omega) d\Sigma \quad [5.31]$$

Dada a constância do problema no plano horizontal, a resposta depende apenas das distâncias relativas entre x e y e não do valor absoluto das coordenadas, pelo que:

$$u_j(x_1,y_1,z_1,\omega) = \int_\Sigma u_{ji}^G(x_1-x,y_1-y,z_1,\omega) p_i(x,y,z=0,\omega) d\Sigma \quad [5.32]$$

Procedendo à decomposição do integral de superfície nas duas direcções ortogonais, facilmente se chega a:

$$u_j(x_1,y_1,z_1,\omega)=\int_{y_n-\frac{\Delta y}{2}}^{y_n+\frac{\Delta y}{2}}\int_{x_n-\frac{\Delta x}{2}}^{x_n+\frac{\Delta x}{2}} u_{ji}^{G}(x_1-x,y_1-y,z_1,\omega)p_i(x,y,z=0,\omega)dxdy \quad [5.33]$$

em que x_n e y_n correspondem às coordenadas do ponto central da área solicitada Σ.

Considere-se agora uma dupla transformação de Fourier relativa às variáveis x_1 e y_1 e atenda-se à propriedade de translação da transformada. Nesse caso a igualdade anterior poderá ser descrita por:

$$u_j(k_1,k_2,z_1,\omega)=\int_{y_n-\frac{\Delta y}{2}}^{y_n+\frac{\Delta y}{2}}\int_{x_n-\frac{\Delta x}{2}}^{x_n+\frac{\Delta x}{2}} u_{ji}^{G}(k_1,k_2,z_1,\omega)p_i(x,y,z=0,\omega)e^{-ik_1x}e^{-ik_2y}dxdy \quad [5.34]$$

pelo que, atendendo ao facto da variável p_i apenas tomar valores não nulos no interior dos intervalos de integração indicados, a equação [5.34] pode ser manipulada para dar origem a:

$$u_j(k_1,k_2,z_1,\omega)=u_{ji}^{G}(k_1,k_2,z_1,\omega)p_i(k_1,k_2,z=0,\omega) \quad [5.35]$$

A expressão [5.35] reflecte assim a identidade de Somigliana no domínio transformado, a qual, após operação de transformação inversa relativa aos números de onda, dá origem à expressão [5.31]. A vantagem da resolução do problema no domínio do número de onda-frequência deve-se à facilidade de obtenção das funções de Green de deslocamento neste domínio. Nesse cenário, as funções de Green podem ser facilmente avaliadas para meios estratificados recorrendo a metodologias tais como as matrizes de rigidez [208], as matrizes de transferência de Haskell-Thomson [209] ou através do método dos estratos finos [148, 210].

Definição da impedância de um sistema de fundações

Remetendo novamente para a identidade estabelecida pelas expressões [5.31] e [5.35], considere-se agora que a pressão exterior aplicada na fronteira é uniforme. Nesse caso, a definição matemática de tal condição de contorno é dada por:

$$p(x,y,0,\omega)=\frac{P(\omega)}{\Delta x\Delta y}H\left(\frac{\Delta y}{2}-|y-y_n|\right)H\left(\frac{\Delta x}{2}-|x-x_n|\right) \quad [5.36]$$

onde H é a função de Heaviside (toma valor unitário quando o argumento é positivo e valor nulo nos restantes casos), P(ω) é a resultante da pressão uniformemente distribuída na superfície com dimensões Δx e Δy.

A dupla transformada de Fourier (relativa às dimensões x e y) da expressão [5.36] conhece solução analítica. Desse modo, a expressão matemática no domínio transformado da pressão aplicada no contorno é dada por:

$$p(k_1,k_2,0,\omega)=4\frac{P(\omega)}{\Delta x\Delta y}\frac{\operatorname{sen}\left(k_1\frac{\Delta x}{2}\right)}{k_1}\frac{\operatorname{sen}\left(k_2\frac{\Delta y}{2}\right)}{k_2}e^{-ik_1x_n}e^{-ik_2y_n} \qquad [5.37]$$

Incorporando a expressão [5.37] em [5.35] e atendendo a que o objectivo final passa por obter a resposta num ponto genérico de coordenadas (x_j,y_j,z_j) no domínio do espaço-frequência (recorrendo a uma operação de dupla transformação inversa de Fourier) obtém-se:

$$u_j(x_j,y_j,z_j,\omega)=\frac{P(\omega)}{\pi^2\Delta x\Delta y}\int_{-\infty}^{+\infty}\int_{-\infty}^{+\infty}u_{ji}^{G}(k_1,k_2,z_1,\omega)\frac{\operatorname{sen}\left(k_1\frac{\Delta x}{2}\right)}{k_1}\frac{\operatorname{sen}\left(k_2\frac{\Delta y}{2}\right)}{k_2}e^{ik_1(x_j-x_n)}e^{ik_2(y_j-y_n)}dk_2dk_1 \qquad [5.38]$$

Atendendo ao problema particular que se pretende solucionar, considere-se a representação esquemática ilustrada na Figura 5.15, a qual representa a discretização da superfície do maciço para avaliação da impedância de duas fundações superficiais. Dado que por regra os elementos de fundação são encarados como elementos rígidos, a distribuição de pressões ao longo da superfície de contacto entre o elemento estrutural e o terreno não é conhecida *à priori*, sendo efectivamente bastante distinta da distribuição uniforme. Este facto pode ser atendido através da discretização da superfície da sapata em pequenas porções, no interior das quais se admite uma distribuição uniforme de pressão. Como é evidente, quanto mais refinada for a discretização da superfície, maior é o rigor da solução alcançada.

Considerando a representação ilustrada na Figura 5.15, compreende-se que as diferentes sapatas não correspondem a elementos isolados, existindo acoplamento entre si através do maciço de fundação. Na presente formulação este aspecto é devidamente considerado, podendo estabelecer-se uma relação directa entre os deslocamentos nos pontos de colocação e a resultante das pressões aplicadas em cada sub-elemento da fundação. Essa relação pode então ser escrita através da generalização da igualdade [5.38], resultando em:

$$\{u(x_i,y_i,0,\omega)\}_{pc}=[G(x_i-x_n,y_i-y_n,0,\omega)]\{P(\omega)\}_n \qquad [5.39]$$

Sendo a matriz [G] dada por:

$$\left[G\left(x_i - x_n, y_i - y_n, 0, \omega\right)\right] = \frac{1}{\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} u_{ji}^{G}\left(k_1, k_2, z_1, \omega\right) \frac{\operatorname{sen}\left(k_1 \frac{\Delta x}{2}\right)}{\Delta x k_1} \frac{\operatorname{sen}\left(k_2 \frac{\Delta y}{2}\right)}{\Delta y k_2} e^{ik_1(x_i - x_n)} e^{ik_2(y_i - y_n)} dk_2 dk_1 \quad [5.40]$$

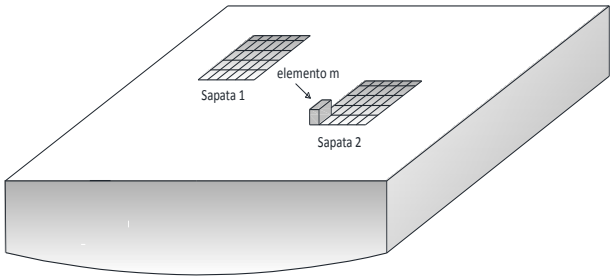


Figura 5.15 – Discretização da superfície de um meio semi-indefinido para atender à presença de duas fundações superficiais.

Dado que a matriz [G] estabelece uma relação directa entre os deslocamentos em pontos de colocação e a resultante da acção aplicada em cada sub-elemento, o seu significado físico é em tudo idêntico ao definido para a matriz [H] definida na expressão [5.27]. Sem embargo, tal cenário implicaria que o número de graus de liberdade da estrutura (edifício) em contacto com o terreno de fundação fosse igual ao número de graus de liberdade dos pontos de colocação considerados na discretização da superfície de contacto sapata-terreno. Não existe qualquer impedimento conceptual à concretização deste requisito. Porém tal facto oneraria o esforço computacional, já que seria necessário discretizar em elementos finitos a própria sapata, a qual, regra geral, apresenta um comportamento muito rígido.

No caso de se considerarem os elementos de fundação como corpos rígidos, o número de graus de liberdade fica reduzido a 6, em correspondência com 3 componentes de deslocamento nas direcções cartesianas acompanhadas de 3 componentes rotacionais em torno dos mesmos eixos. Nesse caso, a solicitação genérica pode também ela ser decomposta em 3 componentes de força acompanhadas de 3 componentes de momento, tal como se ilustra na Figura 5.16.

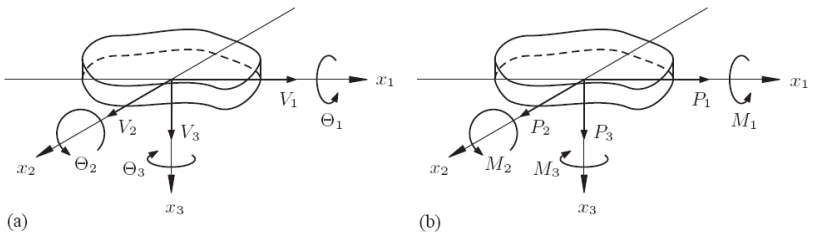


Figura 5.16 – Graus de liberdade de uma sapata rígida: a) deslocamentos e rotações; b) forças e momentos (adaptado de Andersen e Clausen [211]).

Admitindo as sapatas como corpos rígidos, considere-se que os deslocamentos e rotações das diferentes fundações são coligidos no vector $\{u(\omega)\}_r$, ao passo que as forças e momentos se reúnem no vector $\{P(\omega)\}_r$. A seguinte relação pode então ser estabelecida entre os dois vectores:

$$\{u(\omega)\}_r = [H(\omega)]\{P(\omega)\}_r \qquad [5.41]$$

em que a matriz $[H(\omega)]$ é a impedância do sistema de fundações, sendo uma matriz quadrada de dimensão 6nx6n, em que n é o número de fundações considerado. Note-se que devido à continuidade do meio propiciada pelo solo de fundação, a matriz $[H(\omega)]$ é uma matriz cheia, a qual redunda numa matriz em banda caso tal efeito seja negligenciado.

Por sua vez, a matriz $[H(\omega)]$ é determinada tendo em conta a matriz [G] (ver expressão [5.40]), bem como as restrições impostas pelo comportamento de corpo rígido de cada uma das fundações individuais. Este último efeito é traduzido pela matriz [R], a qual permite a condensação da matriz [G] de tal modo que:

$$[H(\omega)]^{-1}_{6n\times 6n} = [R]_{6n\times 3m} \times [G(\omega)]^{-1}_{3m\times 3m} \times [R]^{T}_{6n\times 3m} \qquad [5.42]$$

em que n é o número de fundações e m é o número de pontos de colocação (ou de sub-elementos) que são considerados na discretização da superfície de contacto entre o sistema de fundações e o solo.

A relação [5.42] está expressa em função da inversa da matriz [H] dado que é a rigidez dinâmica do sistema de fundações que é considerada no formalismo de incorporação da interacção solo-estrutura (ver equação [5.28]).

No que se refere à matriz de condensação, matriz [R], compete referir que a mesma depende apenas do número de sub-elementos em que foi dividida a superfície de contacto de cada fundação e da distância entre os pontos de colocação e os baricentricos de cada fundação. Note-se que esta matriz tem apenas como função garantir a compatibilidade de deslocamentos imposta pela condição de corpo rígido. A sua dedução apesar de simples não é aqui apresentada, podendo ser consultada em obras de referência tais como Andersen,L. [203], Wolf, J.P. [212, 213], entre outras.

Breve nota sobre o aumento da eficiência computacional

A solução agora apresentada pode acarretar um custo computacional não displicente. Porém, esse esforço pode ser consideravelmente reduzido atendendo a alguns aspectos, nomeadamente:

- A discretização da interface fundações-solo deverá ser efectuada considerando todos os sub-elementos com a mesma dimensão. Nesse caso, é fácil tirar partido das relações de reciprocidade das funções de Green, o que permite uma redução muito significativa do esforço computacional;
- O tensor das funções de Green pode ser calculado num sistema de coordenadas cilíndrico e posteriormente transformado para um sistema cartesiano (k_1,k_2). Nesse caso o cálculo do tensor terá de ser efectuado apenas ao longo de um eixo (k_r). Informação sobre este aspecto pode ser consultada em Sheng et al. [214];
- No caso de fundações de um mesmo edifício apresentarem distância muito significativa, poderá ser negligenciado, entre essas fundações, o efeito de acoplamento propiciado pelo solo de fundação.

Alternativamente ao processo proposto, no qual a discretização da interface fundação-solo é definida através de uma malha quadrangular, é possível reduzir o esforço computacional através da consideração de pequenas superfícies de geometria circular. Nesse caso, a dupla integração presente em [5.40] é substituída por uma integração simples, em concordância com a transformada inversa de Hankel. Informação detalhada sobre este procedimento é apresentada por Andersen e Clausen [211].

5.4.5.3 Cálculo da impedância através de modelos discretos condensados

Breve descrição do conceito

Como ilustrado na secção anterior, o problema de interacção dinâmica solo-estrutura pode ser tratado e avaliado por recurso a modelos numéricos de elevada complexidade, tais como o MEF, o MEC, o MSF, ou, preferencialmente, dadas as particularidades dos diferentes sistemas, através da combinação dos diferentes métodos. Estes métodos apresentam elevada acuidade e versatilidade, podendo ser aplicados a diferentes condições geométricas e materiais, podendo inclusive incorporar a ocorrência de heterogeneidades materiais ou geométricas no maciço de fundação. Contudo, mesmo considerando as simplificações inerentes à solução

apresentada na secção anterior, o custo computacional acarretado por tais modelos é significativo, o que por vezes torna difícil a sua aplicação num contexto prático. Ainda a este respeito, compete referir que em muitos problemas referentes a interacção dinâmica solo-estrutura, o objecto de interesse não é propriamente a resposta detalhada do elemento estrutural que se encontra em contacto com o solo, mas sim a implicação que os efeitos de interacção possam ter num outro elemento [215]. Ora, nesses casos, e atendendo aos diferentes parâmetros que condicionam a resposta do elemento de interesse, é suficiente, pelo menos para efeitos práticos, que os aspectos essenciais dos efeitos de interacção solo-estrutura sejam atendidos em detrimento do rigor absoluto da solução.

Atendendo aos factos agora mencionados, existem várias situações em que o problema de interacção dinâmica solo-estrutura pode ser reflectido através de modelos discretos condensados (tradução livre da autora de "*lumped-parameter model*"), os quais permitem um grande ganho de eficiência computacional, pese embora à custa de perda de acuidade da solução.

Entende-se por modelo discreto condensado, um sistema físico simples constituído por poucos graus de liberdade, o qual procura de alguma forma representar o comportamento dinâmico do terreno de fundação. A ideia base intrínseca a estes modelos consiste em representar um problema complexo (impedância do sistema de fundações, por exemplo), através de um sistema mecânico simples constituído por um pequeno conjunto de elementos discretos, sejam estes molas, massas concentradas ou amortecedores. Andersen, L. [216] oferece uma visão geral interessante da analogia do problema através da Figura 5.17.

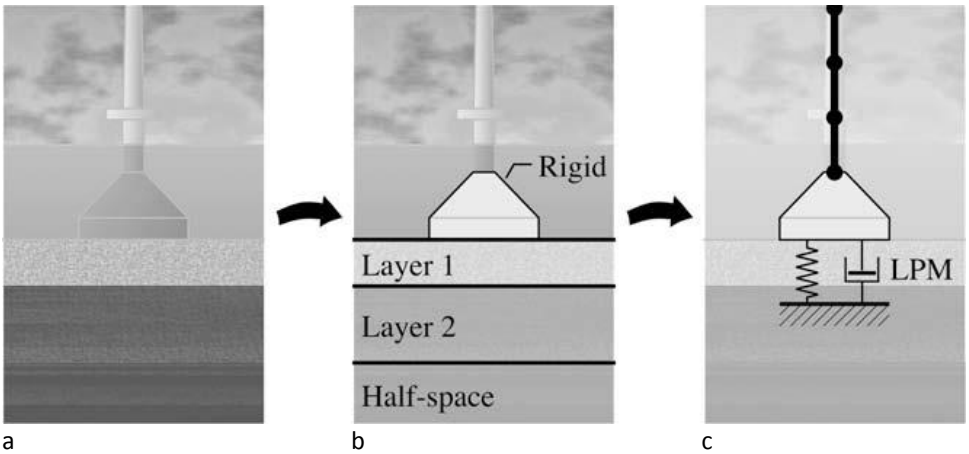


Figura 5.17 – Representação esquemática da analogia dos modelos discretos condensados: a) situação real; b) modelo detalhado; c) modelo simplificado considerado os efeitos de interacção solo-estrutura através de um modelo discreto condensado (adaptado de [216]).

Suponha-se que o objectivo da análise da estrutura representada na Figura 5.17 se centra na resposta dinâmica da torre. Como é evidente, a análise pode ser conduzida através de um modelo complexo como o representado na Figura 5.17b, onde toda a geometria da torre é atendida, bem como a interacção dinâmica entre a fundação e o solo subjacente, sendo este estratificado. Alternativamente, a análise dinâmica pode ser desenvolvida de modo mais económico, considerando uma formulação de elementos finitos de barra para simular o comportamento da torre, incorporando os efeitos de interacção solo-estrutura através da consideração de uma mola e de um amortecedor. Como é evidente, o modelo representativo da dinâmica do solo de fundação agora considerado é bastante limitado, considerando displicente qualquer efeito inercial no solo de fundação. Sem embargo, não deixa de ser uma aproximação ao problema real, tal como também o é o modelo de Winkler utilizado para analisar a resposta de vigas em apoio elástico. Este último caso corresponde também ele a um modelo discreto condensado, onde o comportamento do solo é putativamente representado por um conjunto de molas.

Como é natural, tratando-se os modelos discretos condensados, de aproximações a soluções complexas por recurso a modelos físicos simples, existem diferentes tipologias de modelos, sendo o leitor interessado em tal facto convidado a consultar a seguinte bibliografia: [213, 216-221].

Modelos discretos condensados: modelo simples e modelo cauda de macaco

Como anteriormente referido existem vários tipos de modelos que se enquadram na presente classe. Independentemente da tipologia do modelo, o objectivo final corresponde, regra geral, em obter para cada fundação isolada, tida como rígida e sem massa, uma matriz que relacione os graus de liberdade com as forças actuantes, tendo por base a analogia da sapata como um corpo rígido (ver Figura 5.16). Desse modo, a relação deslocamento-força é, regra geral, estabelecida em termos de rigidez dinâmica sendo por isso, para uma sapata isolada, dada por:

$$\{P(\omega)\}_{sapata} = \left[K_{dyn}(\omega)\right]_{sapata} \times \{u(\omega)\}_{sapata} \qquad [5.43]$$

Em que o vector $\{u(\omega)\}$ corresponde a:

$$\{u(\omega)\}_{sapata} = \{u_x, u_y, u_z, \theta_x, \theta_y, \theta_z\} \qquad [5.44]$$

Ao passo que o vector das forças actuantes está organizado da seguinte forma:

$$\{P(\omega)\}_{sapata} = \{P_x, P_y, P_z, M_x, M_y, M_z\} \quad [5.45]$$

De um modo genérico, a matriz de rigidez dinâmica da fundação é uma matriz cheia, existindo acoplamento entre as diferentes componentes do movimento. Contudo, considerando que a fundação é superficial e que o momento de inércia da fundação relativamente aos seus eixos principais de inércia toma valor invariante (caso de sapatas circulares ou quadradas), então alguns dos termos de acoplamento esvanecem-se dando origem a uma matriz com a seguinte configuração:

$$\left[K_{dyn}(\omega)\right]_{sapata} = \begin{bmatrix} K_{hh} & 0 & 0 & 0 & -K_{xh} & 0 \\ 0 & K_{hh} & 0 & K_{xh} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{vv} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{xh} & 0 & K_{xx} & 0 & 0 \\ -K_{xh} & 0 & 0 & 0 & K_{xx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{zz} \end{bmatrix} \quad [5.46]$$

Note-se que devido às restrições anteriormente impostas os termos de rigidez de translação no plano horizontal são iguais nas duas direcções, bem como os termos de rotação em torno dos eixos inscritos na superfície do maciço. O sinal negativo que surge em alguns termos de acoplamento resulta apenas da convenção de eixos adoptada.

Relativamente aos termos de acoplamento de rotação-translação, cabe referir que no contexto dos estudos elaborados pela autora não se revelaram condicionantes, tal como discutido por Andersen e Clausen [211], pese embora outros autores apontem no sentido contrário [221] caso a fundação esteja embebida no terreno. Assim sendo, no presente contexto, admitiu-se o efeito desacoplado desses movimentos, o que permite substituir a matriz anteriormente apresentada por uma matriz diagonal.

No caso de uma solicitação estática, os termos da matriz de rigidez dinâmica são, naturalmente, identidades reais e independentes da frequência. Sem embargo, face a uma solicitação dinâmica, os efeitos inerciais desenvolvidos no maciço levam a que se verifique dependência dos termos face à frequência de oscilação. Mais, dado o facto de o maciço geotécnico ser usualmente admitido como um meio semi-indefinido, os efeitos de amortecimento (seja por radiação ou amortecimento material no próprio solo), levam a que as grandezas em causa resultem em entidades complexas.

A formulação mais simples de um modelo discreto condensado passa pela representação da impedância do terreno através de um sistema constituído por três coeficientes, tal como

ilustrado na Figura 5.18. Os parâmetros ilustrados na Figura 5.18 têm o seguinte significado: K representa a rigidez estática, M uma massa fictícia e C um coeficiente de amortecimento viscoso, também este sem aderência a uma grandeza física. Note-se que os parâmetros M e C têm apenas como finalidade permitir um ajuste da impedância da fundação em função da frequência de excitação.

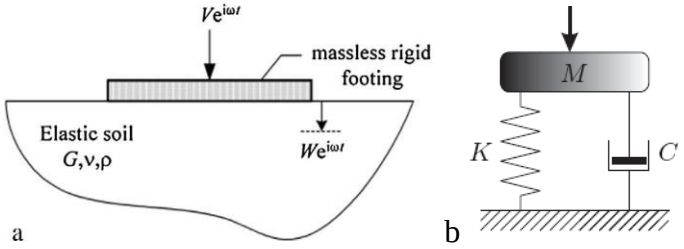


Figura 5.18 – Modelo discreto condensado simples: a) realidade física; b) formulação esquemática do modelo (adaptado de [221]).

Segundo Wolf [213], para uma fundação circular, C e M são dados respectivamente por:

$$C = \frac{r_0}{C_s}\gamma K \qquad [5.47]$$

$$M = \frac{r_0^2}{C_s^2}\mu K \qquad [5.48]$$

Em que γ e μ são coeficientes adimensionais, K é a rigidez estática, C_s é a velocidade de propagação das ondas de corte no solo de fundação e r_o é o raio equivalente da fundação. No Quadro 5.1 são apresentados valores para os coeficientes adimensionais e para os coeficientes de rigidez estática atendendo ao cenário de fundação circular.

Quadro 5.1 – Parâmetros do modelo discreto condensado simples.

Movimento	K	γ	μ
Horizontal	$\frac{8G_s r_0}{2-\upsilon}$	0,58	0,095
Vertical	$\frac{4G_s r_0}{2-\upsilon}$	0,85	0,27
Rotacional	$\frac{8G_s r_0^3}{3(1-\upsilon)}$	0,30	0,24
Torsional	$\frac{16G_s r_0^3}{3}$	0	0,045

Nota: G_s corresponde ao módulo de distorção do solo e ν ao coeficiente de Poisson do solo.

No caso de fundações não circulares, estas podem ser assemelhadas a fundações circulares, bastando para isso considerar um valor de raio equivalente, o qual será distinto consoante o movimento em análise corresponda a translação ou a rotação.

Atendendo aos parâmetros agora indicados, os termos de rigidez dinâmica indicados na matriz [5.46] podem então ser formulados do seguinte modo:

$$Z_{jj}(\omega) = K_{jj} - \omega^2 M_{jj} + i\omega C_{jj} \quad [5.49]$$

Dado que os termos de massa e amortecimento estão formulados em função da rigidez (ver expressões [5.47] e [5.48]), então, após alguma manipulação matemática é possível reproduzir a rigidez dinâmica por:

$$Z_{jj}(\omega) = K_{jj}\left[k_{jj}(a_0(\omega)) + ia_0(\omega)c_{jj}(a_0(\omega))\right] \quad [5.50]$$

Em que a_0 corresponde à frequência adimensional, dada por:

$$a_0(\omega) = \frac{\omega r_0}{C_s} \quad [5.51]$$

Comparando as expressões [5.50] e [5.49], facilmente se conclui que os termos de coeficientes de rigidez e amortecimento (k e c), são dados, respectivamente, por:

$$k_{jj}(a_0) = 1 - \mu_{jj} a_0^2 \quad [5.52]$$

$$c_{jj}(a_0) = \gamma_{jj} \quad [5.53]$$

Como se pode notar, neste modelo simples, o termo de amortecimento é uma constante, o que leva a uma representação pobre dos efeitos de amortecimento por radiação [203, 215]. A este respeito, compete aqui referir que os termos de amortecimento contemplados no modelo discreto agora proposto têm apenas como objectivo representar os efeitos de amortecimento por radiação, negligenciando os efeitos de dissipação energética no solo, ou seja o amortecimento material. Sem embargo, a expressão [5.50] pode ser adaptada para atender a tais efeitos, dando, nesse caso, origem à seguinte representação matemática da rigidez dinâmica, na qual β representa o amortecimento histerético do solo:

$$Z(\omega) = K\left[k(a_0(\omega)) + ia_0(\omega)\left(c(a_0(\omega)) + \frac{2\beta}{a_0(\omega)}k(a_0(\omega))\right)\right] \quad [5.54]$$

Como anteriormente referido, o modelo agora apresentado prima pela sua simplicidade, a qual tem como efeito pernicioso a perda de qualidade da solução com o aumento da frequência de excitação. Com o objectivo de contornar essas limitações do modelo, diversas melhorias têm sido propostas dentro da filosofia dos modelos discretos condensados. Dentro das diferentes propostas, e fazendo um balanço entre simplicidade e acuidade, destaca-se o modelo de cauda de macaco (tradução livre da autora de "*monkey-tail model*"), o qual

adiciona um grau de liberdade interno ao próprio modelo discreto condensado, tal como se observa na Figura 5.19.

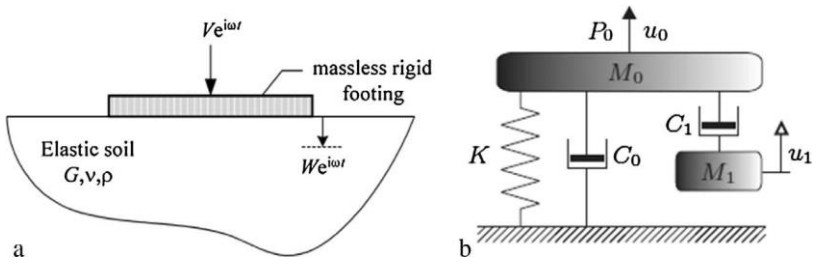


Figura 5.19 – Modelo cauda de macaco: a) realidade física; b) formulação esquemática do modelo (adaptado de [221]).

Partindo da representação esquemática ilustrada na Figura 5.19, constata-se que o modelo agora considerado é representado pela rigidez estática do solo de fundação acompanhada de quatro parâmetros de ajuste: M_0, M_1, C_0 e C_1. Tal como no modelo anterior, estes parâmetros de ajuste são formulados em função da rigidez estática do solo de fundação, sendo dados por:

$$C_0 = \frac{r_0}{C_s}\gamma_0 K \qquad [5.55]$$

$$M_0 = \frac{r_0^2}{C_s^2}\mu_0 K \qquad [5.56]$$

$$C_1 = \frac{r_0}{C_s}\gamma_1 K \qquad [5.57]$$

$$M_1 = \frac{r_0^2}{C_s^2}\mu_1 K \qquad [5.58]$$

Em que γ_0,γ_1, μ_0 e μ_1 são as constantes de ajuste indicadas no Quadro 5.2, as quais agora passam a ser dependentes do coeficiente de Poisson do solo de fundação, ν, tal como sugerido por Wolf [213].

Quadro 5.2 – Parâmetros do modelos condensado do tipo cauda de macaco.

Movimento	γ_0	γ_1	μ_0	μ_1
Horizontal	$0{,}78-0{,}4\nu$	-	-	-
Vertical	0,8	$0{,}34-4{,}3\nu^4$	$\nu<1/3$ 0 $\nu>1/3$ $0{,}9\left(\nu-\frac{1}{3}\right)$	$0{,}4-4\nu^4$
Rotacional	_	$0.42-0{,}3\nu^2$	0	$0{,}34-0{,}2\nu^2$
Torsional	0,017	0,291	$0{,}16\left(\nu-\frac{1}{3}\right)$	0,171

Como é notório no Quadro 5.2, para alguns tipos de movimento não são conhecidos valores dos coeficientes adimensionais. Contudo, dada a total independência dos termos que constituem a matriz [5.46], uma alternativa passa por adoptar o modelo discreto condensado simples anteriormente apresentado para esses casos em que não é possível a aplicação do modelo de cauda de macaco. Aliás, como se mostrará num capítulo posterior, foi essa a estratégia adoptada pela autora do presente trabalho.

Formulando o modelo no domínio da frequência, os termos de rigidez dinâmica contemplados na matriz [5.46] podem então ser avaliados seguindo um formato em tudo igual ao apresentado na expressão [5.54], sendo que a única diferença reside na formulação dos termos de rigidez e amortecimento, k e c, os quais são agora dados por:

$$k_{jj}\left(a_0(\omega)\right) = 1 - \frac{\mu_{1,jj} a_0(\omega)^2}{1 + \frac{\mu_{1,jj}^2}{\gamma_{1,jj}^2} a_0(\omega)^2} - \mu_0 a_0(\omega)^2 \qquad [5.59]$$

$$c_{jj}\left(a_0(\omega)\right) = \frac{\mu_{1,jj}}{\gamma_{1,jj}} \frac{\mu_1 a_0(\omega)^2}{1 + \frac{\mu_{1,jj}^2}{\gamma_{1,jj}^2 a_0(\omega)^2}} + \gamma_{0,jj} \qquad [5.60]$$

Comparando as expressões agora apresentadas com as homólogas apresentadas para o modelo discreto condensado simples, denota-se que a complexidade das mesmas é substancialmente superior e que o termo de amortecimento passa a ser dependente da frequência, contornando assim uma das deficiências encontradas nos modelos mais simples. Sem embargo, deverá ser bem vincado que os modelos em causa apenas procuram ajustar a solução teórica da impedância da fundação para um cenário simples correspondente a uma fundação superficial fundada num meio homogéneo semi-indefinido.

Um estudo comparativo da qualidade da solução obtida por estes dois modelos foi levado a cabo por Ibsen e Liingaard [220], o qual se reproduz parcialmente na Figura 5.20. Na referida figura, os resultados obtidos por cada um dos modelos anteriormente apresentados são confrontados com a solução teórica proposta por Valetsos e Tang [222].

Como se pode verificar, a qualidade da solução obtida pelo modelo cauda de macaco é indubitavelmente superior à vaticinada pelo modelo simples. O aumento de qualidade da solução é especialmente notório com o aumento da frequência de excitação. Esse facto deve-se à inclusão de um grau de liberdade adicional no modelo de cauda de macaco, o qual permite uma melhor reprodução dos efeitos de amortecimento geométrico.

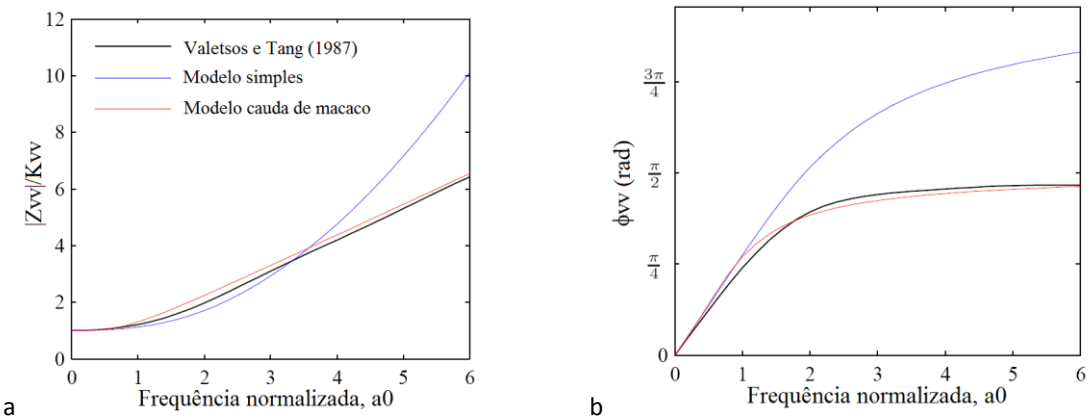


Figura 5.20 – Rigidez dinâmica vertical de uma fundação circular: a) módulo da rigidez dinâmica normalizado; b) ângulo de fase.

5.5 Exemplo de aplicação

5.5.1 Descrição geral

À semelhança do que tem vindo a ser feito no decurso deste trabalho, a presente secção tem como objectivo apresentar um estudo desenvolvido com o intuito de ilustrar as potencialidades do modelo de cálculo proposto nas secções anteriores.

O exemplo de aplicação corresponde a um caso simples, mas com características de generalidade suficientes para permitir ilustrar os principais aspectos do procedimento explanado anteriormente. No capítulo posterior será evidenciada a capacidade do modelo desenvolvido para lidar com cenários mais complexos.

Conforme ilustrado na Figura 5.21, considera-se a presença de um túnel ferroviário superficial embebido num meio homogéneo e semi-indefinido com as propriedades indicadas na figura. O túnel, de geometria circular, apresenta um diâmetro de 6,0 m, sendo a espessura do revestimento interior em betão de 0,3 m. As propriedades mecânicas do revestimento do túnel e do *invert* são também indicadas na Figura 5.21.

Atendendo à simetria geométrica e mecânica do sistema, apenas metade do domínio foi simulado, como se pode observar na Figura 5.22, onde se mostra a malha de elementos finitos e PML's adoptada para a simulação da secção transversal.

No que diz respeito à via, assume-se que é constituída por uma laje contínua em betão com 0,3 m de espessura e 2,5 m de largura, com rigidez à flexão longitudinal de $1{,}62\text{x}10^{8}$ N/m^2 e massa por unidade de comprimento de 2800 kg/m. A via em laje está assente numa manta resiliente, muito rígida, com uma rigidez de $2\text{x}10^{9}$ N/m^3 e um amortecimento viscoso de

2,25x10^4 Ns/m^3. Os carris, materializados com perfis UIC 60, estão continuamente apoiados em palmilhas com uma rigidez de 2,5x10^8 N/m^2 e um coeficiente de amortecimento de 6x10^4 Ns/m^2.

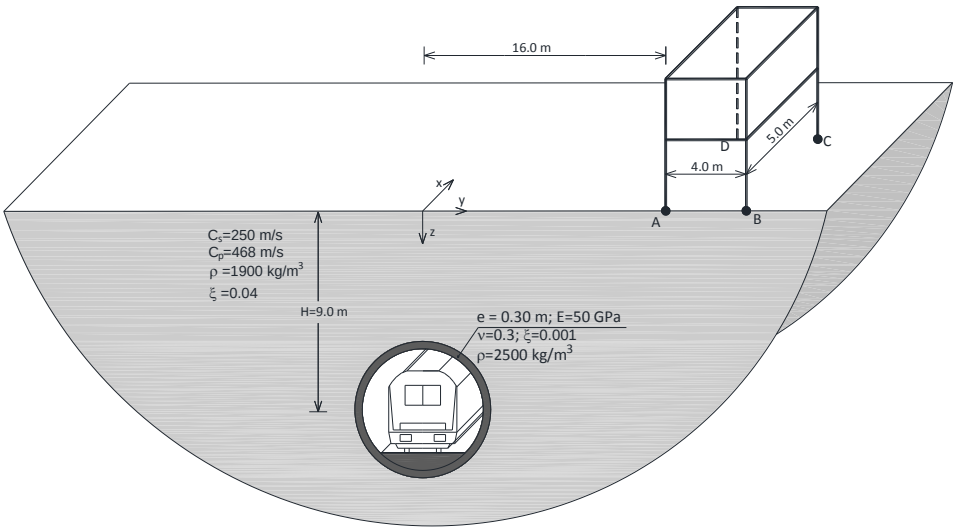


Figura 5.21 – Geometria e propriedades do exemplo de aplicação.

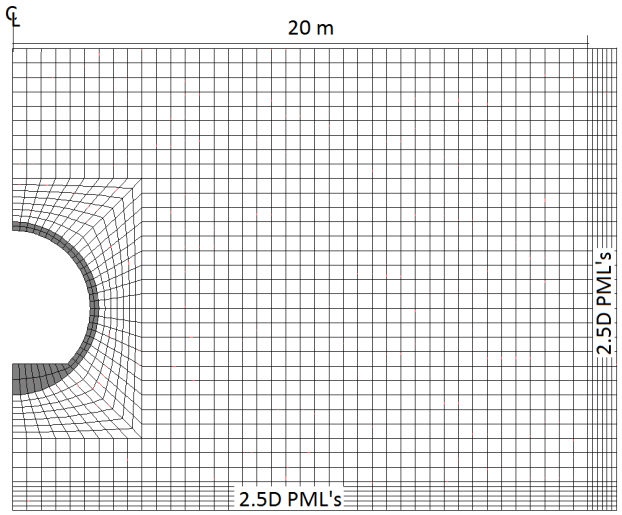


Figura 5.22 – Malha de elementos finitos (2.5D MEF-PML) adoptada para modelar a secção transversal do sistema túnel maciço.

Admite-se ainda a presença, na vizinhança do túnel, de um pequeno edifício de dois pisos, com a geometria ilustrada na Figura 5.23. O edifício está fundado em sapatas quadradas com uma área de 2x2 m^2. O alinhamento dos pilares do edifício mais afastados encontra-se a 20 m de distância do plano de simetria da secção transversal do túnel, sendo ainda de referir que os pontos centrais das lajes do edifício têm a coordenada x=0m. No que concerne aos elementos estruturais, admitiu-se que todos os pilares têm secção quadrada, com 0,25 m de dimensão, que as vigas têm dimensão de 0,25x0,50 m^2 e que as lajes têm 0,25 m de espessura.

Considerou-se ainda que todos os elementos são materializados em betão, com um módulo de deformabilidade de 30 GPa.

Relativamente ao amortecimento do edifício, foi adoptado o modelo de Rayleigh, tendo sido os factores de amortecimento ajustados de modo a garantir um coeficiente de amortecimento de cerca de 2% na gama de frequências entre os 5 e os 80 Hz.

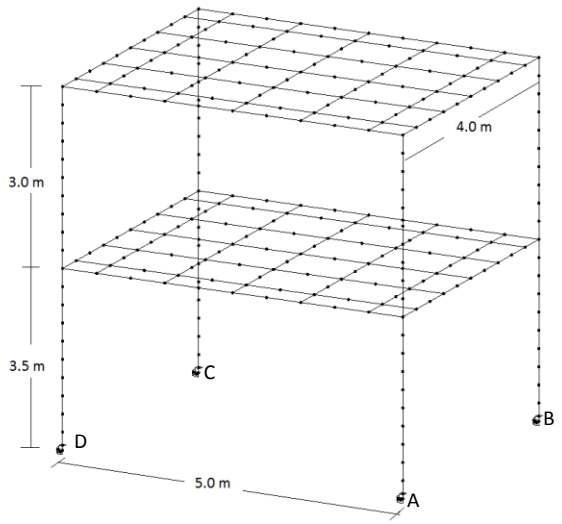


Figura 5.23 – Geometria do edifício.

No que diz respeito ao material circulante, considerou-se a passagem do comboio Alfa-Pendular à velocidade de 40 m/s (144 km/h). Por simplicidade, apenas se considerou, para além da distribuição do peso pelos diferentes eixos do comboio, o contributo da massa não suspensa na avaliação da acção dinâmica veículo-via. Desse modo, admitiu-se uma carga por eixo de 132 kN e uma massa não suspensa de 1650 kg. A Figura 5.24 permite visualizar a geometria do comboio Alfa-Pendular.

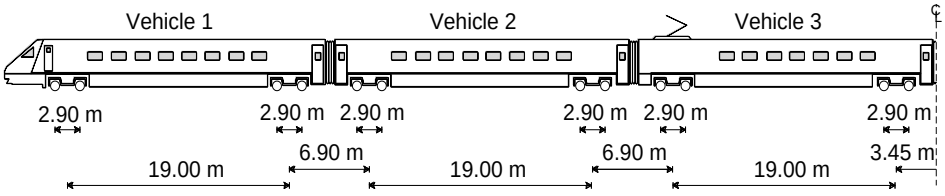


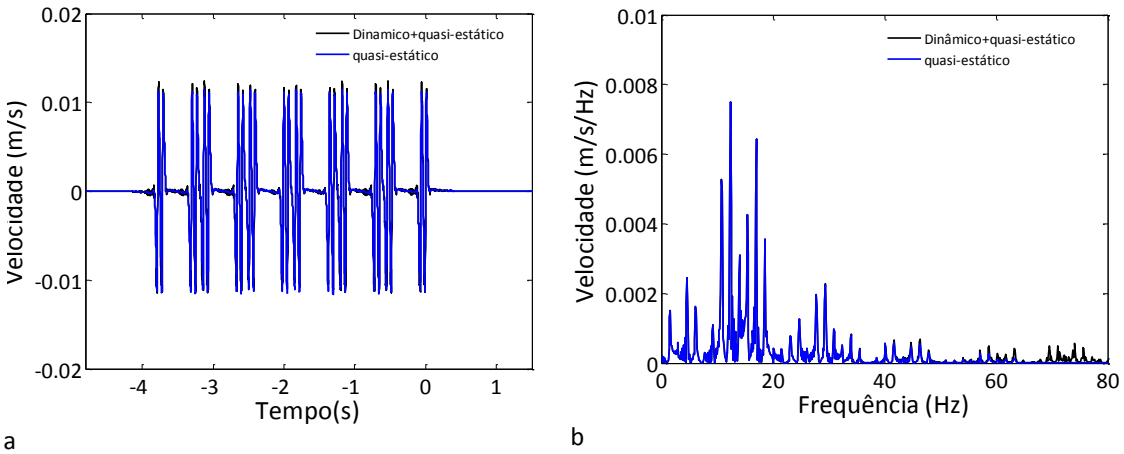
Figura 5.24 – Geometria do comboio Alfa-Pendular.

No que concerne ao perfil de irregularidades, gerou-se um perfil aleatório com comprimentos de onda compreendidos entre 28 m e 0,55 m, tendo por base a equação de densidade espectral de potência (PSD) anteriormente apresentada (ver equação [5.10]). Na geração em causa tomou-se o valor de 1×10^{-8} m^3/rad para o parâmetro $S(k_{x,0})$.

5.5.2 Resposta dinâmica da via férrea

A Figura 5.25 apresenta a velocidade vertical de vibração do carril, na posição x=0m, durante a passagem do comboio Alfa-Pendular à velocidade de 40 m/s sobre a via férrea com o perfil de irregularidades atrás definido. Considerou-se que no instante t=0s o último eixo do comboio ocupa a posição geométrica definida por x=0m. Tanto no registo temporal como na representação no domínio da frequência encontram-se sobrepostos os resultados provenientes do cálculo considerando a excitação total (mecanismos quasi-estático e dinâmico) e os resultados oriundos de um cálculo em que apenas se atende à excitação quasi-estática.

Como se pode verificar, a passagem de cada um dos eixos do comboio é claramente perceptível no registo temporal, o qual exibe uma resposta praticamente uniforme para todos os eixos (Figura 5.25a). Por outro lado, a consideração apenas da excitação quasi-estática conduz a valores de pico da velocidade vertical muito semelhantes aos obtidos considerando a excitação total, concluindo-se portanto que o primeiro mecanismo é condicionante para a resposta dos elementos da via férrea. Este facto também se encontra bem patente no registo no domínio da frequência (Figura 5.25b), onde se pode constatar que o maior conteúdo em frequência da resposta ocorre no intervalo 0-40 Hz, gama de frequências dominada pelo mecanismo de excitação quasi-estático. Para frequências superiores a 60 Hz, o mecanismo de excitação dinâmica tem preponderância sobre o quasi-estático, embora a energia associada a esta gama de frequências seja diminuta face à gama de frequências mais baixa.



a b

Figura 5.25 – Velocidade vertical do carril: a) registo temporal; b)conteúdo em frequência.

5.5.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio

Se o conhecimento do comportamento dinâmico da via férrea face à passagem do comboio é um aspecto importante no âmbito da Engenharia Ferroviária, não menos relevante é a avaliação das vibrações que se propagam pelo maciço de fundação e se transmitem aos edifícios presentes nas imediações da infraestrutura ferroviária.

Nesta secção analisam-se as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário nas proximidades da via férrea, admitindo que não existe qualquer edificação (condição de campo livre). Para o efeito consideram-se dois pontos de observação localizados à superfície do terreno e pertencentes à secção transversal definida por x=0m, encontrando-se o ponto E inscrito no plano de simetria do túnel e o ponto F a 20 m desse mesmo plano.

A resposta dinâmica do campo livre é obtida através do conhecimento das funções de transferência do sistema via-túnel-maciço (assunto abordado no Capítulo 3) e das forças de interacção dinâmica resultantes do problema de interacção veículo-via.

A Figura 5.26 mostra o registo temporal da velocidade vertical nos dois pontos de observação considerados.

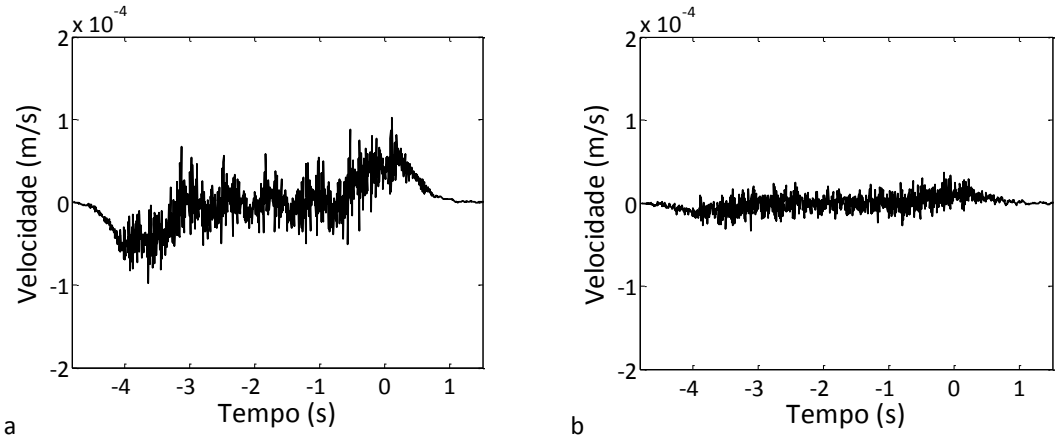


Figura 5.26 – Velocidade vertical dos pontos localizados na superfície do terreno (condição de campo livre): a) Ponto E; b) Ponto F.

Uma visão geral dos resultados permite concluir que o aumento da distância do ponto de observação em relação ao túnel é acompanhado por uma redução na velocidade de resposta na direcção vertical. Esta atenuação da amplitude da velocidade vertical com o acréscimo da distância à fonte de excitação era expectável e deve-se aos mecanismos de amortecimento, tanto geométrico como material. Pese embora não seja aqui ilustrado, este efeito é mais pronunciado para o conteúdo de frequências mais elevado do que para a gama de frequências baixas; tal facto é devido ao amortecimento material já que a componente geométrica do

amortecimento é independente da frequência de excitação. Este aspecto será devidamente detalhado num capítulo posterior da presente dissertação.

Comparando a configuração dos registos temporais representados na Figura 5.26 com o registo respectivo ao ponto de observação localizado na via (Figura 5.25a), há dois aspectos que merecem comentário: i) nos pontos localizados na vizinhança da via a passagem dos eixos do comboio deixa de ser identificada; este efeito deve-se essencialmente à inversão de predominância dos mecanismos, ou seja, a resposta dinâmica nos pontos localizados à superfície do terreno é condicionada, principalmente, pelo mecanismo de excitação dinâmica, sendo o contributo do mecanismo de excitação quasi-estático diminuto e confinado à gama de frequências mais baixa; ii) os registos temporais em pontos na proximidade da via são mais longos, fazendo-se sentir a vibração livre do maciço após a passagem do último eixo do comboio pela secção de referência.

De facto, um aspecto interessante dos registos temporais apresentados (Figura 5.26) diz respeito à sua duração. Com efeito, o aumento da distância entre a fonte e o receptor é acompanhado por um aumento da duração do evento, sendo o efeito da passagem do comboio perceptível mesmo antes do primeiro eixo do comboio atingir a secção transversal onde se insere o ponto de observação.

5.5.4 Resposta dinâmica do edifício

A resposta dinâmica do edifício é avaliada considerando a resposta dinâmica do campo livre "fictício" nos pontos correspondentes à localização das fundações do edifício, a impedância do solo de fundação e as características dinâmicas da própria estrutura. A resposta dinâmica à superfície do maciço, na condição de campo livre, devido à passagem do comboio é obtida através da abordagem ilustrada na secção anterior. Por seu turno, a impedância do solo de fundação é avaliada usando as matrizes de transferência e o método dos elementos de contorno anteriormente apresentado. Admite-se que a presença do edifício não afecta a fonte de geração de vibração, ou, dito de outra forma, que a presença do edifício não tem implicação no problema de interacção dinâmica veículo-via. Atendendo aos pressupostos e simplificações enunciados e justificados, a resposta dinâmica do edifício induzida pela passagem do comboio é obtida através da aplicação da metodologia subestruturada explanada na secção 5.4 do presente capítulo.

Na análise efectuada de seguida consideram-se como pontos de observação, os pontos centrais das lajes e a sapata indicada pela letra A na Figura 5.21. A abordagem incide sobretudo na resposta dinâmica do edifício na direcção vertical, embora se teçam algumas considerações no que concerne à resposta na direcção horizontal.

As propriedades dinâmicas do edifício influenciam a resposta dinâmica do sistema, incluindo a própria resposta do terreno, como aliás foi devidamente discutido em secção anterior do presente capítulo. Como é evidente esse efeito é mais pronunciado junto às fundações, esvanecendo-se com o aumento da distância relativamente à edificação, razão pela qual se admite que a presença do edifício não afecta a fonte de geração de vibrações. Contudo, tal efeito existe, pois, caso tal não ocorresse, a resposta do campo livre no ponto correspondente ao centro de uma sapata teria de ser, obrigatoriamente, igual à resposta dinâmica da própria sapata. Na verdade, tal facto não se verifica, podendo ser facilmente percepcionado pela inspecção da Figura 5.27 onde o conteúdo em frequência da velocidade de resposta na direcção vertical da fundação A é comparado com a velocidade vertical avaliada na mesma localização mas admitindo a condição de campo livre.

Analisando a Figura 5.27 verifica-se que para frequências até aos 17 Hz a velocidade vertical registada para a fundação é praticamente igual à velocidade vertical do campo livre. Em termos práticos, esta constatação significa que a presença do edifício pode ser negligenciada para frequências até esse valor, dado que as suas características dinâmicas não alteram a resposta do sistema. Note-se no entanto que, para frequências mais elevadas, a estrutura funciona como um "filtro", sendo responsável por uma atenuação da resposta dinâmica quando comparada com a resposta em campo livre.

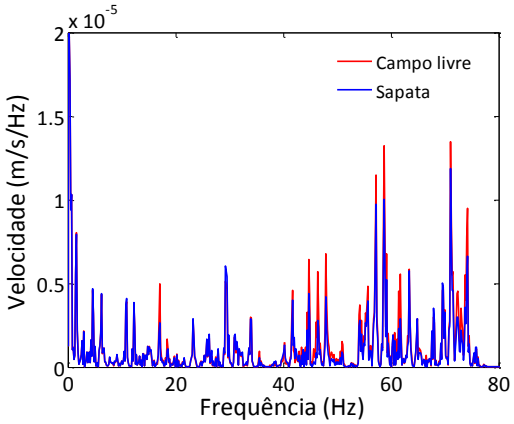


Figura 5.27 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada na fundação A, e nessa mesma localização em condição de campo livre.

A Figura 5.28 mostra o registo temporal da velocidade vertical nos três pontos de observação considerados no presente estudo. Atentando agora na resposta dinâmica dos pontos

localizados no centro das lajes do edifício, surge desde logo um primeiro comentário: os valores de pico da velocidade vertical nesses pontos são superiores aos obtidos na fundação do edifício. Observa-se igualmente uma amplificação da resposta, e por conseguinte dos valores de pico da velocidade vertical, à medida que aumenta a altura do piso do edifício. Refira-se ainda que a observação do registo temporal permite antecipar a ocorrência de uma alteração do conteúdo de frequências dominantes na resposta em função do ponto de observação.

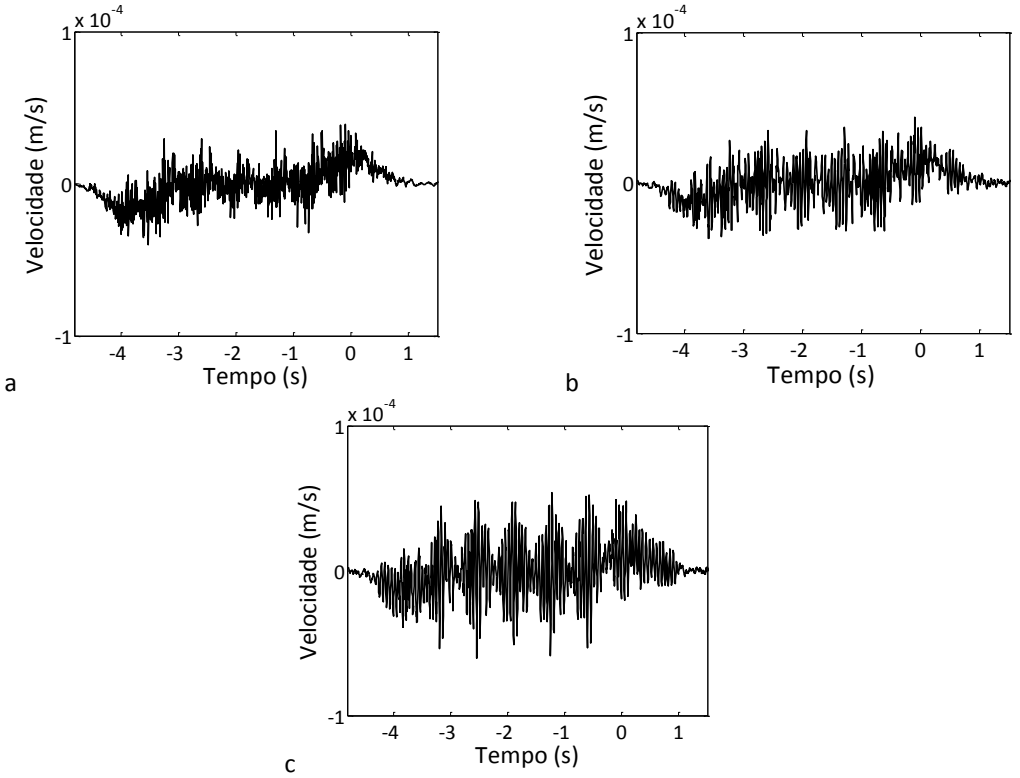


Figura 5.28 – Registo temporal das velocidades verticais experimentadas nos três pontos de observação: a) fundação A; b) ponto central da laje do 1º piso; c) ponto central da laje do 2º piso.

Na Figura 5.29 a velocidade vertical dos diferentes pontos de observação é representada no domínio da frequência. A partir da análise do conteúdo em frequência da resposta dinâmica dos pontos inscritos nas lajes do edifício, é possível constatar a ocorrência de uma alteração significativa das frequências dominantes quando o registo é comparado com o observado ao nível da fundação. Com efeito, a resposta no primeiro e segundo pisos é dominada pelas frequências próximas de 18 Hz e 17 Hz, respectivamente. Esta preponderância na resposta das frequências referidas é justificada pelo comportamento dinâmico do edifício considerado. Procedendo a uma análise dos modos de vibração da estrutura do edifício e das frequências naturais que lhes estão associadas, considerando para o efeito que o deslocamento ao nível das suas fundações se encontra impedido, verifica-se que os 6º e 7º modos implicam o movimento vertical das lajes e estão associados a frequências naturais de 17.54 Hz e 19.16 Hz.

As configurações destes modos de vibração da estrutura encontram-se ilustradas na Figura 5.30. Como seria expectável, a consideração da flexibilidade dinâmica da fundação implica um ligeiro desvio das frequências naturais para valores mais baixos; acrescente-se que é também esperado um efeito de amortecimento devido à radiação de energia pelo maciço de fundação (este aspecto, o qual merece uma reflexão profunda, é alvo de um estudo detalhado no Capítulo 6). Portanto, a amplificação da resposta dinâmica em torno das frequências atrás mencionadas é explicada pelas características dinâmicas do edifício.

Comparando agora os resultados, em termos de velocidade vertical, da fundação do edifício com os obtidos para as lajes é ainda possível observar que, neste último caso, há uma atenuação do conteúdo em frequência da resposta, para frequências acima dos 25 Hz, o que é também uma consequência da justificação expressa acima.

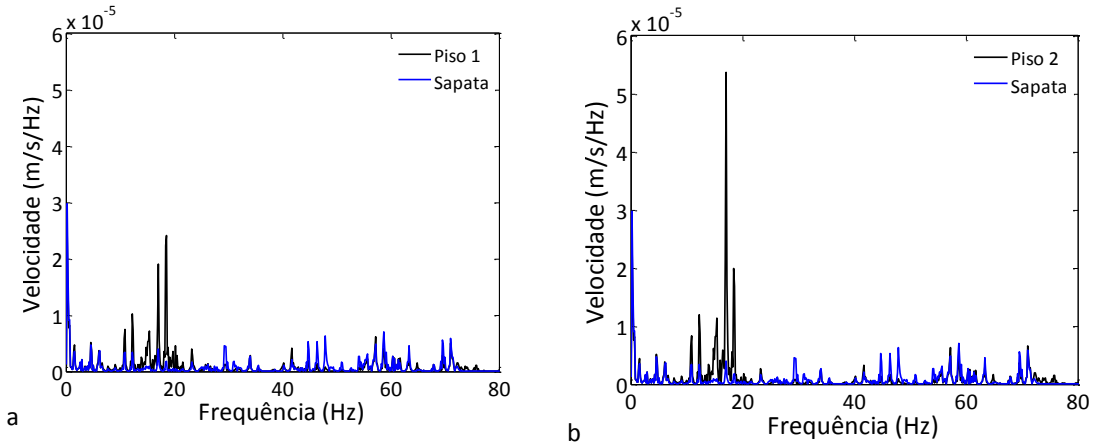


Figura 5.29 – Comparação do conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada nos pontos de observação dos pisos face ao registo homólogo na fundação A: a) Piso 1; b) Piso 2.

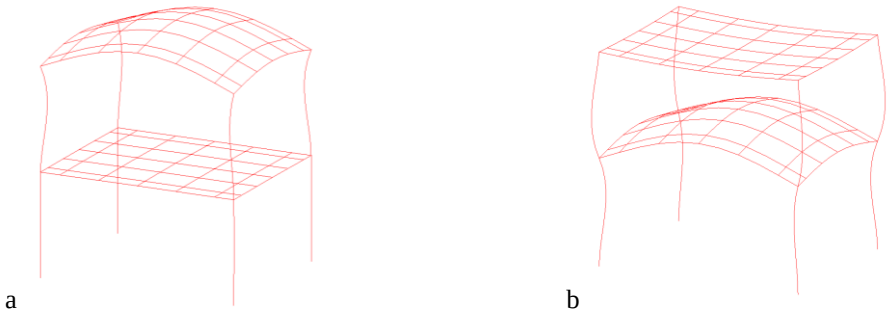


Figura 5.30 – Configuração dos modos de vibração do edifício que envolvem o movimento vertical das lajes: a) modo 6 (f=17,54 Hz); b) modo 7 (f=19,16 Hz).

No que diz respeito à resposta dinâmica do edifício na direcção horizontal, assunto que será objecto de estudo mais detalhado em capítulo posterior, refira-se, apesar de os resultados não serem aqui apresentados, que ocorre uma significativa redução da resposta nas lajes para frequências superiores a 6.5 Hz, o que resulta numa diminuição do valor de pico da velocidade

horizontal das lajes. Este efeito deve-se ao facto de os modos de vibração da estrutura que envolvem o movimento horizontal das lajes estarem associados a frequências naturais de valor mais baixo (inferiores a 5 Hz).

Face aos resultados obtidos pode afirmar-se que as propriedades dinâmicas da estrutura desempenham um importante papel na sua resposta face a excitações advindas de tráfego ferroviário.

5.5.5 Breves conclusões

O estudo apresentado teve como objectivo mostrar, de forma simples, as potencialidades do modelo de cálculo desenvolvido. Apesar da simplicidade do exemplo, as capacidades do modelo ficaram bem evidenciadas, uma vez que ele permite a análise integrada do problema desde a fonte até ao receptor. Além disso obtiveram-se algumas conclusões importantes que serviram de inspiração para os estudos levados a cabo nos capítulos subsequentes, nomeadamente:

i) No que diz respeito à resposta do sistema via-túnel-maciço, concluiu-se que a resposta dinâmica da via férrea, na gama de frequências de interesse, é praticamente dominada pelo mecanismo de excitação quasi-estático; por seu turno, a resposta dinâmica em pontos da superfície do maciço é condicionada, principalmente, pelo mecanismo de excitação dinâmica, registando-se uma atenuação das vibrações à medida que aumenta a distância à fonte.

ii) Relativamente à resposta do edifício induzida pela passagem do comboio, apesar da simplicidade da geometria adoptada para o edifício que serviu de base ao estudo realizado, a análise efectuada permitiu concluir que as características dinâmicas da estrutura têm uma influência relevante na amplificação ou redução das vibrações que alcançam as suas fundações.

5.6 Considerações finais

No presente capítulo foi apresentada uma abordagem global para a simulação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis. A metodologia proposta compreende a simulação da geração de vibrações, do mecanismo de propagação e do próprio receptor. Dada a complexidade da problemática em causa foi seguida uma estratégia de subestruturação do

problema, usando técnicas distintas consoante as especificidades de cada uma das partes do domínio. Refira-se que o acoplamento entre o maciço e a estrutura adjacente é um dos aspectos fundamentais do modelo proposto.

O modelo proposto constitui deste modo uma ferramenta útil no apoio ao projecto de medidas de mitigação de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis. Através da realização de estudos paramétricos é possível discernir a influência dos diversos parâmetros intervenientes no problema e avaliar a eficiência de medidas de mitigação nas vibrações percepcionadas no interior de edifícios, aspecto esse que será abordado no capítulo seguinte desta dissertação.

Estudo numérico integrado: desde a fonte até ao receptor

6.1 Considerações iniciais

Nos capítulos precedentes apresentou-se um modelo abrangente que permite a simulação eficiente das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário desde a fonte (comboio) até ao receptor (edifício). O procedimento numérico adoptado contempla as três vertentes do problema: a geração de vibrações, resultante da interacção dinâmica veículo-via, a propagação das vibrações geradas pelo meio envolvente, desde a fonte até ao receptor, e a resposta dinâmica da estrutura, atendendo à interacção dinâmica solo-estrutura. O modelo numérico é modular, adoptando-se uma estratégia de subestruturação, correspondendo a cada parte do problema uma técnica de simulação diferente, consoante as especificidades do domínio em causa. Este tipo de formulação permite atingir elevados níveis de eficiência computacional, sendo extremamente vantajoso para a realização de estudos paramétricos, dado que possibilita que apenas parcelas do problema tenham de ser reanalisadas e não o problema na globalidade.

O modelo proposto para a previsão das vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis constitui assim uma ferramenta muito útil para a concepção de novas infraestruturas, para uma melhor interpretação dos fenómenos em causa através de estudos paramétricos e, não menos importante, para a avaliação da eficiência de medidas de mitigação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário subterrâneo.

No presente capítulo, com base na ferramenta numérica proposta, é desenvolvido um estudo integrado que contempla a interacção veículo-via, a propagação de vibrações pelo meio envolvente e a recepção de vibrações no interior de edifícios próximos do túnel. Pese embora no capítulo precedente já se tenha apresentado um exemplo simples de tal aplicação, o estudo agora apresentado reveste-se de maior profundidade versando não só sobre a interpretação fenomenológica do problema mas também sobre a análise de engenharia das potencialidades de algumas medidas de mitigação passíveis de serem aplicadas em contexto realista.

No que diz respeito à estrutura do estudo apresentado seguidamente, começa-se por analisar o cenário de estudo base, com o qual se pretende, para além de ilustrar as potencialidades do modelo de cálculo proposto nos capítulos anteriores, contribuir para um melhor entendimento do problema na sua globalidade. Assim sendo, não só a problemática da geração e propagação de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário no túnel é analisada, como também as consequências no interior de edificações vizinhas à infraestrutura ferroviária, nomeadamente em termos de vibrações induzidas em alguns pontos de observação. Deverá ser aqui enfatizado que a integração do acoplamento edifício-maciço de fundação, constitui um dos aspectos chave para uma simulação assertiva do problema em apreço.

Após a abordagem inicial do capítulo, com carácter mais interpretativo da fenomenologia fundamental, avança-se para um estudo com uma vertente mais técnica, visando a avaliação da eficiência de medidas de mitigação passíveis de serem aplicadas com o objectivo de minimizar as vibrações percepcionadas no interior de edifícios e decorrentes do tráfego no túnel. Como já discutido parcialmente no Capítulo 4, entre as várias medidas de mitigação de vibrações admissíveis, a introdução de elementos resilientes na via férrea, como é o caso das soluções de laje flutuante, constitui uma acção correctiva comum com elevada potencialidade prática, em boa parte decorrente do facto de a mitigação ocorrer ao nível da fonte, sem que seja necessário intervir em infraestruturas vizinhas à via férrea [123]. Na verdade, a presença desses elementos introduz uma frequência de corte na via, com uma atenuação das vibrações correspondentes à gama de frequências mais elevada [44, 175, 176, 223, 224]. No entanto, este efeito de atenuação do conteúdo de frequência mais elevado é acompanhado por um aumento dos níveis de vibração na gama de frequências mais baixas, que são muito relevantes para a análise das vibrações nos edifícios, pois podem coincidir com as gamas de frequência de ressonância dos seus elementos estruturais [110] . Embora este aspecto tenha sido objecto de estudo em diversos trabalhos de investigação [57, 110, 223], a generalidade dos estudos não teve em conta o comportamento dinâmico do edifício, portanto, as conclusões foram antecipadas através da análise das vibrações no campo livre, não sendo esse o caso do presente estudo. Deste modo, o estudo desenvolvido tem como finalidade contribuir para uma melhor compreensão da eficiência dos sistemas de via em laje flutuante para a mitigação de vibrações em edifícios próximos de túneis ferroviários. No que concerne ao estudo elaborado, são estudados diferentes sistemas de lajes flutuantes, sendo comparada a sua eficácia. Para além disso, são convenientemente discutidos diversos aspectos relacionados com a concepção deste tipo de soluções de mitigação de vibrações.

Atendendo ainda às conclusões alcançadas no Capítulo 4, sentiu-se a necessidade de elaborar um estudo integrado que permitisse melhor discernir a influência da rigidez do maciço de fundação no comportamento do sistema. Com efeito, os estudos preliminares desenvolvidos no referido capítulo evidenciam que este é um dos parâmetros que mais influi no processo de propagação de vibrações em redor do túnel. No entanto, quando a presença do edifício é tomada em consideração, é previsível que a rigidez do solo afecte também o mecanismo de interacção solo-estrutura. Assim, no presente capítulo, é desenvolvido um estudo paramétrico de modo a avaliar a influência da rigidez do solo, não só no mecanismo de propagação de vibrações, mas também no mecanismo de interacção solo-estrutura (edifício) e consequentemente nos níveis de vibração percepcionados no interior dos edifícios existentes nas imediações da infraestrutura ferroviária.

Por último, o capítulo termina com um resumo das principais conclusões do estudo desenvolvido, tecendo-se algumas considerações finais.

6.2 Caso de estudo base

6.2.1 Descrição do cenário de referência

A presente secção tem como objectivo apresentar um estudo base desenvolvido com o intuito de permitir uma melhor compreensão global do problema das vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis, consistindo por isso num estudo integrado desde a fonte até ao receptor (edifício).

Como ilustrado na Figura 6.1, considera-se a presença de um túnel ferroviário superficial embebido num maciço geotécnico, tido como homogéneo e semi-indefinido, com as propriedades indicadas na figura. O túnel, de geometria circular, apresenta um diâmetro de 6,0 m, sendo a espessura do revestimento interior em betão de 0,3 m. As propriedades mecânicas do revestimento do túnel e do *invert* são também indicadas na Figura 6.1.

Tendo em conta a simetria geométrica e mecânica do sistema, apenas metade do domínio foi simulado, como se pode visualizar na Figura 6.2, que apresenta a malha de elementos finitos e PML's adoptada para a simulação da secção transversal.

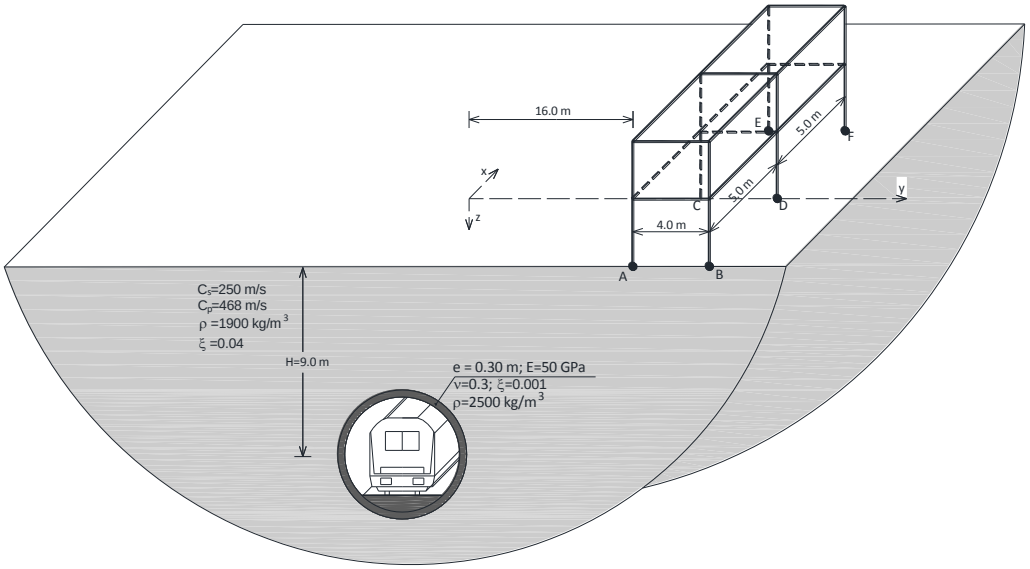


Figura 6.1 – Geometria e propriedades do cenário de referência.

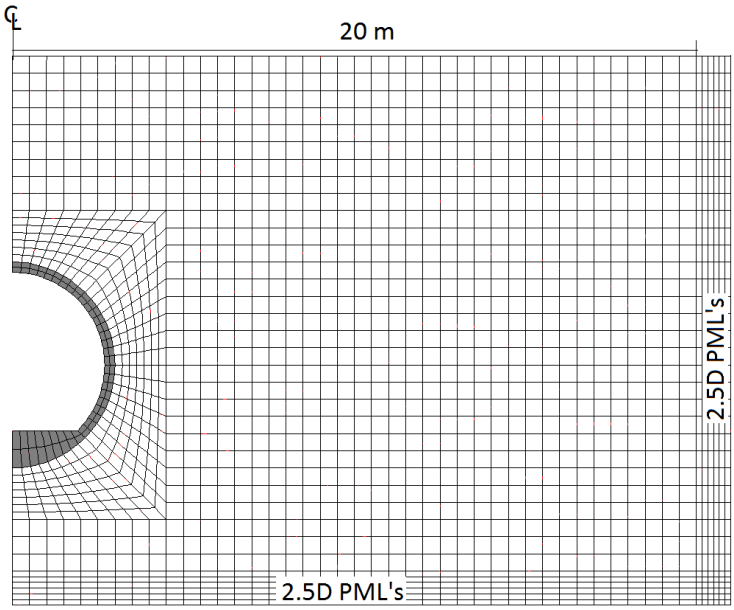


Figura 6.2 – Malha de elementos finitos (2.5D MEF-PML) adoptada para modelar a secção transversal do sistema túnel maciço.

Admite-se uma solução de via em laje flutuante, considerando-se a presença de uma manta resiliente entre a laje e a soleira do túnel como medida de isolamento. A manta resiliente apresenta uma rigidez por metro de desenvolvimento longitudinal de 0.153×10^9 N/m^2 e um amortecimento viscoso de 5.5×10^4 Ns/m^2. Atendendo às propriedades da via e com base nas expressões [4.3] e [4.4] apresentadas no Capítulo 4, prevê-se que o comportamento do sistema de laje flutuante seja caracterizado por uma frequência natural de 36,4 Hz, à qual corresponde uma frequência de corte de 51,5 Hz. Deste modo, é expectável que para frequências de excitação superiores à frequência de corte do sistema ocorra uma atenuação da energia que é transmitida pela via férrea ao *invert* do túnel. Salienta-se que as frequências

naturais e de corte foram estimadas por via simplificada, na qual se negligenciou quer o contributo da flexibilidade do *invert* do túnel (e remanescente meio) quer o amortecimento da própria manta.

No que concerne às restantes propriedades da via férrea, nomeadamente características da laje, das palmilhas e dos carris, assumiram-se os valores indicados na descrição do estudo preliminar apresentado no capítulo anterior.

Considera-se ainda a presença, nas proximidades do túnel, de um edifício de dois pisos, com a geometria ilustrada na Figura 6.3. O edifício está fundado em sapatas quadradas com uma área de 2x2 m^2. O alinhamento longitudinal dos pilares do edifício mais afastados encontra-se a 20 m de distância do plano de simetria da secção transversal do túnel. No que concerne aos elementos estruturais, admitiu-se que todos os pilares têm secção quadrada, com 0,30 m de dimensão, que a vigas têm dimensão de 0,30x0,60 m^2 e que as lajes têm 0,25 m de espessura. Admitiu-se ainda que todos os elementos são materializados em betão, condizente com um módulo de deformabilidade de 30 GPa. De modo a facilitar a leitura, no Quadro 6.1 sintetizam-se as principais propriedades dos elementos estruturais do edifício.

Atendendo ao referencial ilustrado na Figura 6.1, são as seguintes as coordenadas dos pontos centrais das diferentes sapatas: A(-5;16;0); B(-5;20;0); C(0;16;0); D(0;20;0); E(5;16;0); F(5;20;0).

De modo a atender a outras massas permanentes que se possam instalar no edifício, considerou-se uma massa uniformemente distribuída nas lajes de 300 kg/m^2.

Relativamente ao amortecimento do edifício, foi adoptado o modelo de Rayleigh, tendo-se ajustado os factores de amortecimento de modo a garantir um coeficiente de amortecimento de cerca de 2% a 3% na gama de frequências entre os 5 e 80 Hz. Como é intrínseco ao método de Rayleigh, não se consegue garantir um valor do coeficiente de amortecimento constante independente da frequência. Este facto torna-se ainda mais evidente quando a gama de frequências de interesse é tão lata como acontece no presente estudo. Na Figura 6.4 ilustra-se, para o presente caso, a evolução do referido coeficiente consoante a frequência em consideração. Como se pode verificar, adoptando um modelo de amortecimento de Rayleigh não é de todo possível garantir um coeficiente de amortecimento constante para a gama de frequências em estudo.

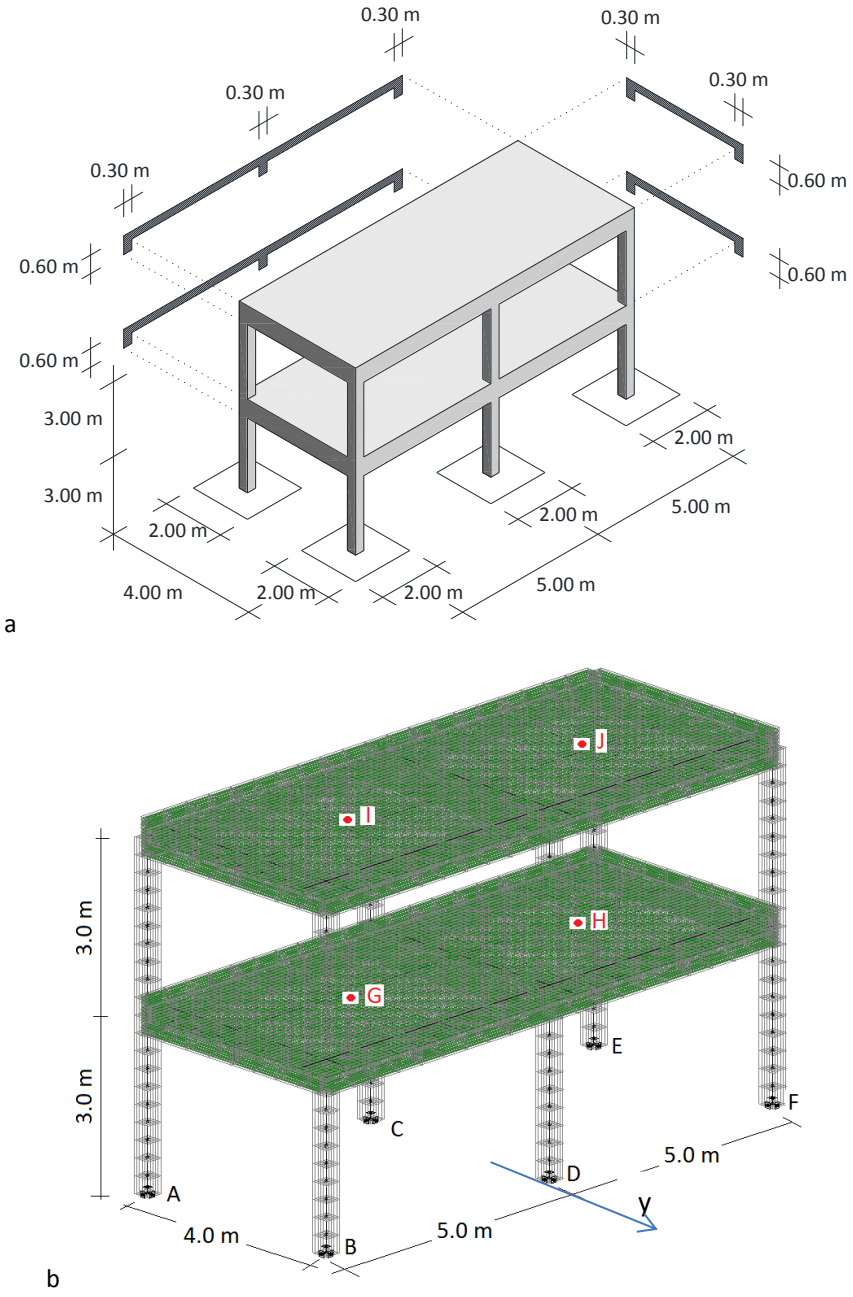


Figura 6.3 – Caracterização geométrica do edifício: a) representação esquemática; b) modelo de elementos finitos 3D.

Quadro 6.1 – Propriedades dos elementos estruturais do edifício.

Elementos	Propriedades E(GPa),ν,ρ (kg/m^3)	Dimensões
Lajes	30, 0.2, 2500	espessura: 0.25 m
Vigas	30, 0.2, 2500	0.30x0.60 m^2
Pilares	30, 0.2, 2500	0.30x0.30 m^2

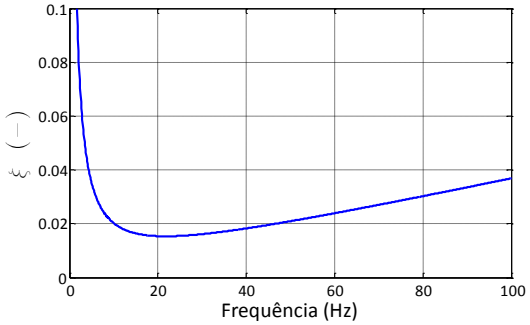


Figura 6.4 – Coeficiente de amortecimento material do edifício em função da frequência.

Para o cálculo da impedância do maciço de fundação, procedeu-se a uma discretização da superfície em planta das fundações em 144 elementos quadrados, correspondendo a uma dimensão máxima de 0,167m. Com esta discretização, é possível garantir uma boa aproximação ao comportamento de uma fundação rígida, permitindo concentração de tensões de contacto solo-fundação em determinadas zonas por forma a dar cumprimento às condições de compatibilidade de deslocamentos implícitas a uma fundação rígida.

No que diz respeito ao material circulante, considera-se a passagem do comboio Alfa-Pendular a circular à velocidade de 40 m/s. A geometria do comboio Alfa-Pendular foi já apresentada na Figura 5.24 pelo que se prescinde a sua repetição aqui. Contrariamente ao exemplo constante no capítulo anterior, considerou-se agora um modelo completo de comboio, onde não só a massa do eixo é atendida, mas também a presença das massas semi-suspensas (bogies) e suspensas, ligadas pelas respectivas suspensões primária e secundária. Desse modo, são apresentadas no Quadro 6.2 as propriedades necessárias à definição do modelo de veículo.

Quadro 6.2 – Propriedades mecânicas dos veículos.

Eixos	Mr (kg)	1538-1884
Suspensão primária	k_p (kN/m)	3420
	c_p (kNs/m)	36
Bogies	Mb (kg)	4712-4932
	Jb (kg/m^2)	5000-5150
Suspensão secundária	k_s (kN)	1320
	c_s (kNs/m)	36
Caixa	Mc (kg)	32900-35710
	Jc (kg/m^2)	2083600

Relativamente ao perfil de irregularidades da via, considerou-se o perfil de irregularidades ilustrado na Figura 6.5. Este foi gerado de forma aleatória, tendo por base o espectro de potência definido na secção 5.5.1.

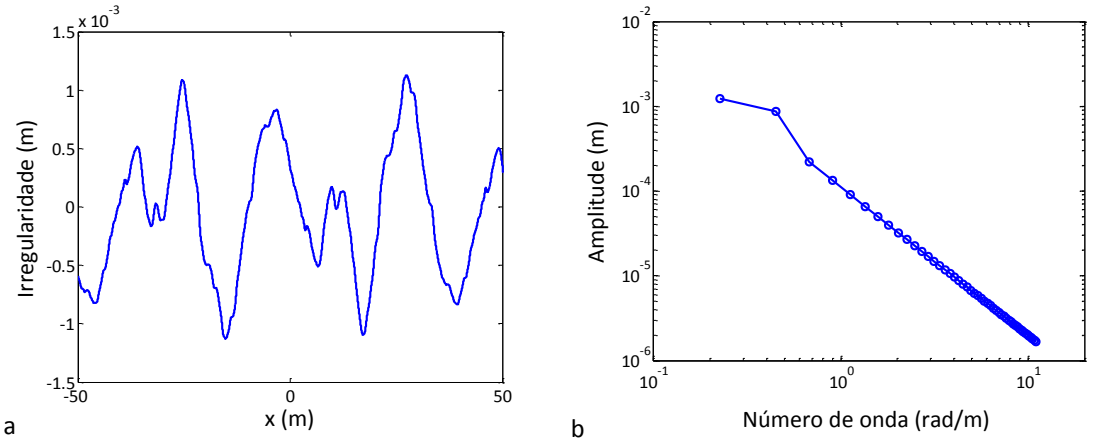


Figura 6.5 – Perfil de irregularidades adoptado: a) representação espacial; b) representação no domínio do número de onda.

Sendo que a velocidade de circulação do comboio assumida é de 40 m/s, o perfil de irregularidades da via adoptado excita o comboio na gama de frequências entre 1,4 Hz e 72 Hz, dado que o mesmo é constituído por sinusóides com comprimentos de ondas compreendidos entre 28 m e 0,55 m. Esta gama de frequências é particularmente interessante para o estudo das vibrações induzidas pelo tráfego nos edifícios, uma vez que para frequências acima de 80 Hz a própria estrutura do edifício filtra os níveis de vibração.

6.2.2 Resposta dinâmica da via férrea

A Figura 6.6 apresenta a velocidade vertical de vibração do carril, na posição x=0m, durante a passagem do comboio Alfa-Pendular à velocidade de 40 m/s na via férrea com o perfil de irregularidades atrás definido. Admitiu-se que no instante t=0s, o último eixo do comboio ocupa a posição geométrica definida por x=0m. No registo temporal, bem como na representação no domínio da frequência, encontram-se sobrepostos os resultados provenientes do cálculo considerando a excitação total (mecanismos quasi-estático e dinâmico) e os resultados obtidos a partir de um cálculo em que apenas se atende à excitação quasi-estática.

Da análise da Figura 6.6 constata-se que a passagem de cada um dos eixos do comboio é claramente identificada no registo temporal, o qual evidencia uma resposta praticamente uniforme para todos os eixos (Figura 6.6a). Verifica-se ainda que a consideração apenas da excitação quasi-estática conduz a valores de pico da velocidade vertical muito semelhantes aos obtidos considerando a excitação total, concluindo-se deste modo que a resposta do carril é fundamentalmente condicionada pelo mecanismo de excitação quasi-estático. De facto,

analisando o registo no domínio da frequência (Figura 6.6b), é possível verificar que o maior conteúdo em frequência da resposta ocorre no intervalo 0-40 Hz, gama de frequências dominada pelo mecanismo de excitação quasi-estático [34]. Em contrapartida, para frequências superiores a 50 Hz o mecanismo de excitação dinâmica tem preponderância sobre o quasi-estático, embora a energia afecta a esta gama de frequências seja substancialmente inferior à verificada na gama de frequências mais baixa.

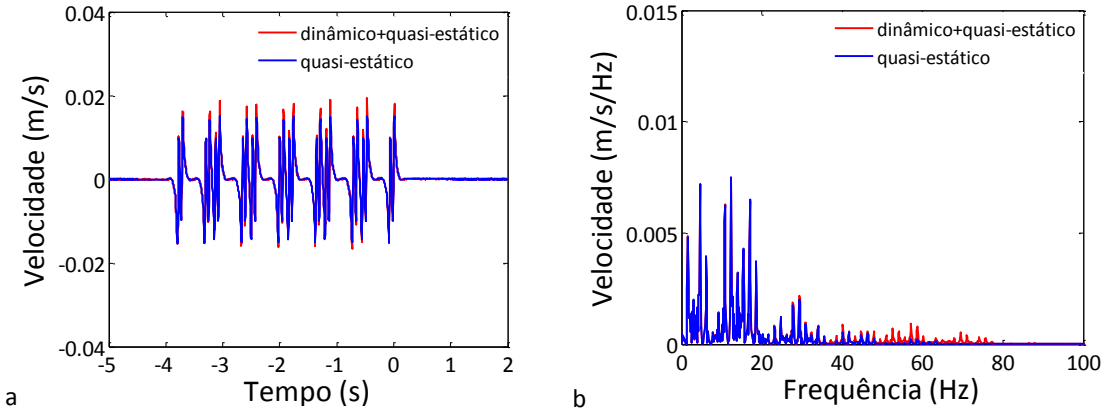


Figura 6.6 – Velocidade vertical do carril: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

Face ao acima exposto, é pois lícito concluir que caso a análise verse apenas sobre a obtenção de valores de pico da resposta (em termos de deslocamento ou velocidade) do carril, poderá negligenciar-se o contributo do mecanismo dinâmico, o que se traduz numa economia drástica do esforço computacional. Deverá ser aqui ressalvado que tal conclusão não é extensível aos casos de vias férreas com defeitos pontuais graves, onde o contributo do mecanismo dinâmico toma proporções muito mais significativas do que as agora apontadas.

A Figura 6.7 ilustra a evolução da velocidade vertical do ponto central do *invert* (pertencente à secção transversal correspondente a x=0m) em função da frequência de excitação. Como expectável, comparando o resultado obtido para o carril (Figura 6.6b) com o agora apresentado para a soleira do túnel, verifica-se que há uma redução drástica (mais de uma ordem de grandeza) da energia que é transmitida da via férrea ao seu suporte. É no entanto de realçar que houve uma alteração da banda de frequência dominante, que na resposta do carril é até cerca dos 35 Hz, passando a ser dos 25Hz aos 45Hz no caso da resposta no *invert*. Este último aspecto é explicado atendendo à frequência natural do sistema devido à presença da manta resiliente entre a laje e a soleira do túnel.

Com efeito, na banda de frequência em torno da frequência de ressonância do sistema de laje, assiste-se ao aumento significativo da força de interacção dinâmica entre a laje e o seu suporte, o que aliás já foi salientado no Capítulo 4 da presente dissertação. Este aspecto, já

abordado por Alves Costa et al. [110], deve ser atendido com cautela, pois a concentração de energia transmitida da via férrea ao seu suporte numa gama de frequências específica pode ter consequências gravosas nas edificações próximas à via. Este aspecto será alvo de uma reflexão mais profunda em secção posterior do presente capítulo.

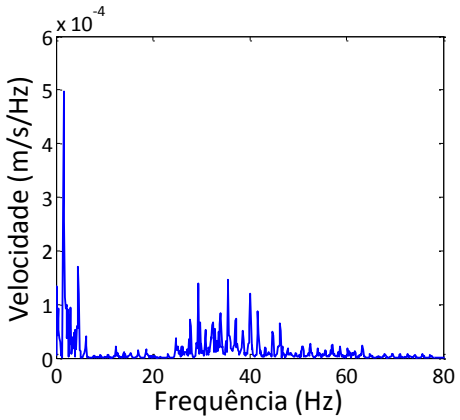


Figura 6.7 – Velocidade vertical do ponto central do *invert* no domínio da frequência.

6.2.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio

A análise realizada na presente secção visa as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário nas imediações da via férrea, assumindo-se que não existe qualquer edificação (condição de campo livre). Com esse propósito consideram-se três pontos de observação localizados à superfície do terreno e pertencentes à secção transversal definida por x=0m, encontrando-se o ponto P1 inscrito no plano de simetria do túnel, o ponto P2 afastado de 10 m e o ponto P3 a 20 m desse mesmo plano.

A Figura 6.8 ilustra o registo temporal da velocidade vertical nos pontos de observação anteriormente indicados. Como se pode verificar, e seria expectável face aos estudos preliminares elaborados nos capítulos precedentes, observa-se uma redução da velocidade de pico com o aumento da distância do ponto de observação face ao túnel. Sem embargo, a redução da resposta não ocorre de forma uniforme em todas as gamas de frequência, o que aliás se encontra bem patente na Figura 6.9, onde se ilustra os espectros de banda de terço de oitava correspondentes aos sinais temporais ilustrados na Figura 6.8.

Este tipo de representação possui algumas vantagens, nomeadamente pela facilidade de leitura comparativa que permite. Para além desta clara vantagem, este tipo de representação tem vindo a ser adoptado por uma boa parte da regulamentação internacional, justificando-se assim a sua aplicação no presente contexto.

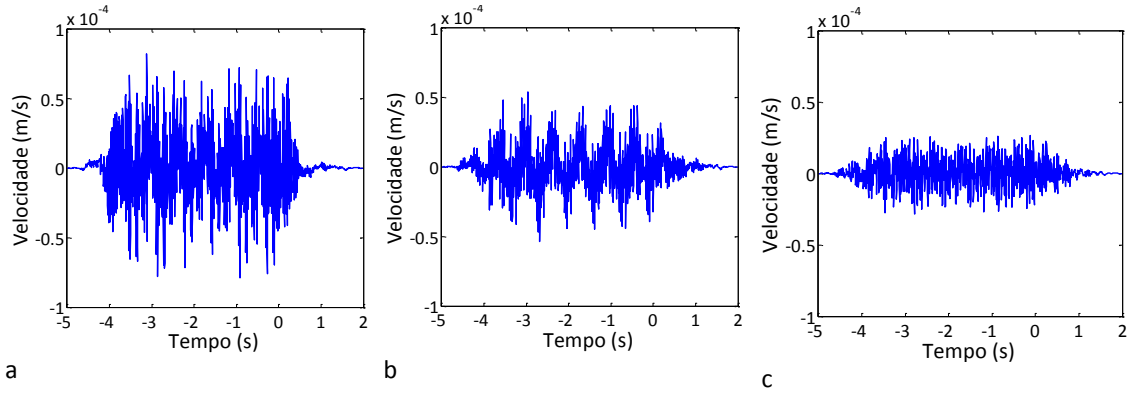


Figura 6.8 – Registo temporal da velocidade vertical experimentada nos pontos localizados à superfície do terreno na condição de campo livre: a) Ponto 1; b) Ponto 2; c) Ponto 3.

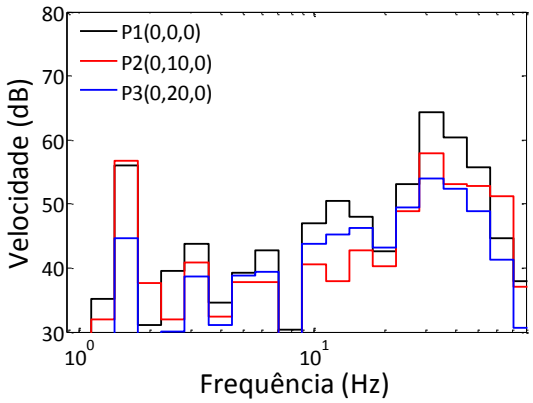


Figura 6.9 – Representação em banda de terço de oitava da velocidade vertical experimentada nos pontos localizados à superfície do terreno na condição de campo livre (dB-ref. 10^{-8} m/s).

Da observação da Figura 6.9 conclui-se, como era expectável, que a velocidade de resposta na direcção vertical segue uma tendência de diminuição com o acréscimo da distância do ponto de observação em relação ao túnel. Esta atenuação deve-se tanto ao amortecimento geométrico como ao amortecimento material. Como se pode verificar, existe na generalidade uma maior atenuação na gama de frequências mais elevada em detrimento das frequências mais baixas, devendo-se tal facto ao amortecimento material, uma vez que a componente geométrica do amortecimento não depende da frequência de excitação. Não obstante, os resultados apresentados evidenciam uma forte redução da resposta dinâmica na gama de frequência mais baixa, quando o ponto de observação passa de uma distância de 10 m para os 20 m (em relação ao plano de simetria do túnel). Este efeito interessante pode ser justificado atendendo à complexidade da resposta dinâmica do sistema túnel-maciço. Como anteriormente analisado no Capítulo 4, a representação no domínio da frequência da resposta dinâmica vertical em pontos localizados na superfície do solo exibe picos invertidos (abaixamentos); estes picos nas funções de resposta são consequência da interacção ao longo da superfície livre entre as ondas de compressão, de corte e de Rayleigh, sendo dependentes da distância do ponto de observação em relação à fonte. Assim, a diminuição abrupta

observada quando se compara a resposta do ponto P2 com a do ponto P3, na gama de frequência mais baixa, é justificada pelo comportamento complexo do sistema.

Um outro aspecto notável que ressalta da Figura 6.9 é o facto de o conteúdo em frequência mais relevante da resposta ilustrada na Figura 6.8 ocorrer nas bandas entre os 20 Hz e os 40 Hz. Com efeito, como já evidenciado na Figura 6.7, a frequência de ressonância do sistema de via flutuante ocorre no interior desta gama, o que leva a uma amplificação da energia que é transmitida pela via ao suporte. No caso de pontos localizados à superfície do terreno, este efeito torna-se ainda mais evidente quando comparado com a excitação providenciada pelo mecanismo quasi-estático. Na verdade, para pontos localizados a uma pequena distância da via férrea, o efeito do mecanismo de excitação quasi-estático é negligenciável para os casos em que a velocidade de circulação é menor do que a velocidade de propagação de ondas elásticas no sistema túnel-solo. Este aspecto foi já ilustrado por outros autores [52, 130] sendo mais recentemente estudado de forma teórica por Alves Costa et al. [225], para o caso de tráfego superficial, tendo mostrado que só há lugar à propagação de ondas devido ao tráfego ferroviário quando a velocidade de circulação iguala ou ultrapassa a velocidade de fase de propagação de ondas no sistema. Nos casos em que tal não ocorre, este mecanismo de excitação dá apenas origem a ondas evanescentes, as quais, como o nome indica, não se fazem sentir a distâncias moderadas da fonte de excitação.

6.2.4 Resposta dinâmica do edifício

6.2.4.1 Generalidades

Nas secções anteriores foi analisada a resposta dinâmica do sistema via-túnel-maciço devido à passagem do comboio. Todavia, o objectivo final do estudo consiste em avaliar os níveis de vibração induzidos no interior de edifícios situados nas imediações da infraestrutura ferroviária. Por conseguinte, nesta secção é estudada a resposta dinâmica do edifício induzida pela passagem do comboio, aplicando para o efeito a metodologia explanada no Capítulo 5.

A resposta dinâmica do edifício é avaliada considerando a resposta dinâmica do campo livre "fictício" nos pontos correspondentes à localização das fundações do edifício, a impedância do solo de fundação e as características dinâmicas da própria estrutura. No estudo desenvolvido a impedância do solo de fundação é avaliada usando as matrizes de transferência e o método dos elementos de contorno apresentado no capítulo anterior. Pontualmente, a resposta obtida

através desta formulação é também comparada com a resultante da aplicação do modelo discreto condensado "*monkey-tail model*", também apresentado no Capítulo 5. Pese embora o primeiro método seja muito mais rigoroso do que o segundo, este não deve ser descartado, pois o esforço computacional inerente à sua aplicação é muito menor e, como se verá de seguida, permite alcançar resultados satisfatórios.

Para uma compreensão mais profunda da resposta dinâmica do edifício devido à passagem de tráfego ferroviário, é importante começar por analisar e reflectir sobre o comportamento dinâmico do edifício e da sua interacção dinâmica com o solo, passando-se então em seguida, à análise da resposta dinâmica do edifício devido à excitação imposta pela passagem do comboio no túnel.

Nesse sentido e com o objectivo de melhor discernir os factores condicionantes do problema, as subsecções que se seguem estão organizadas da seguinte forma: i) análise do comportamento dinâmico do edifício e dos efeitos da interacção solo-estrutura; ii) avaliação da influência da rigidez do solo no mecanismo de interacção solo-estrutura; iii) comparação da resposta dinâmica obtida através da formulação pelo MEC 3D, com a resultante da aplicação de uma abordagem alternativa, o modelo discreto condensado "*monkey-tail model*"; iv) estudo da resposta dinâmica do edifício devido às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário.

6.2.4.2 Comportamento dinâmico do edifício

Influência da interacção solo-estrutura no comportamento dinâmico do edifício

A Figura 6.10 ilustra os modos de vibração da estrutura do edifício associados às primeiras doze frequências naturais. As frequências naturais e os modos apresentados foram avaliados considerando que o deslocamento ao nível das fundações do edifício se encontra impedido, ou seja, assumindo que o solo é infinitamente rígido e negligenciando deste modo os efeitos da interacção solo-estrutura. O comportamento estrutural do edifício foi simulado recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, o qual foi desenvolvido por Ferraz [226] na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Da observação da Figura 6.10 é possível concluir que os modos associados a frequências naturais até 10 Hz compreendem o movimento horizontal das lajes. Por outro lado, o movimento vertical das lajes está essencialmente associado a frequências naturais que

ocorrem entre os 14 Hz e os 20 Hz, verificando-se que as frequências naturais acima de 30Hz estão associadas a modos locais que também implicam flexão das lajes e deformação axial dos pilares.

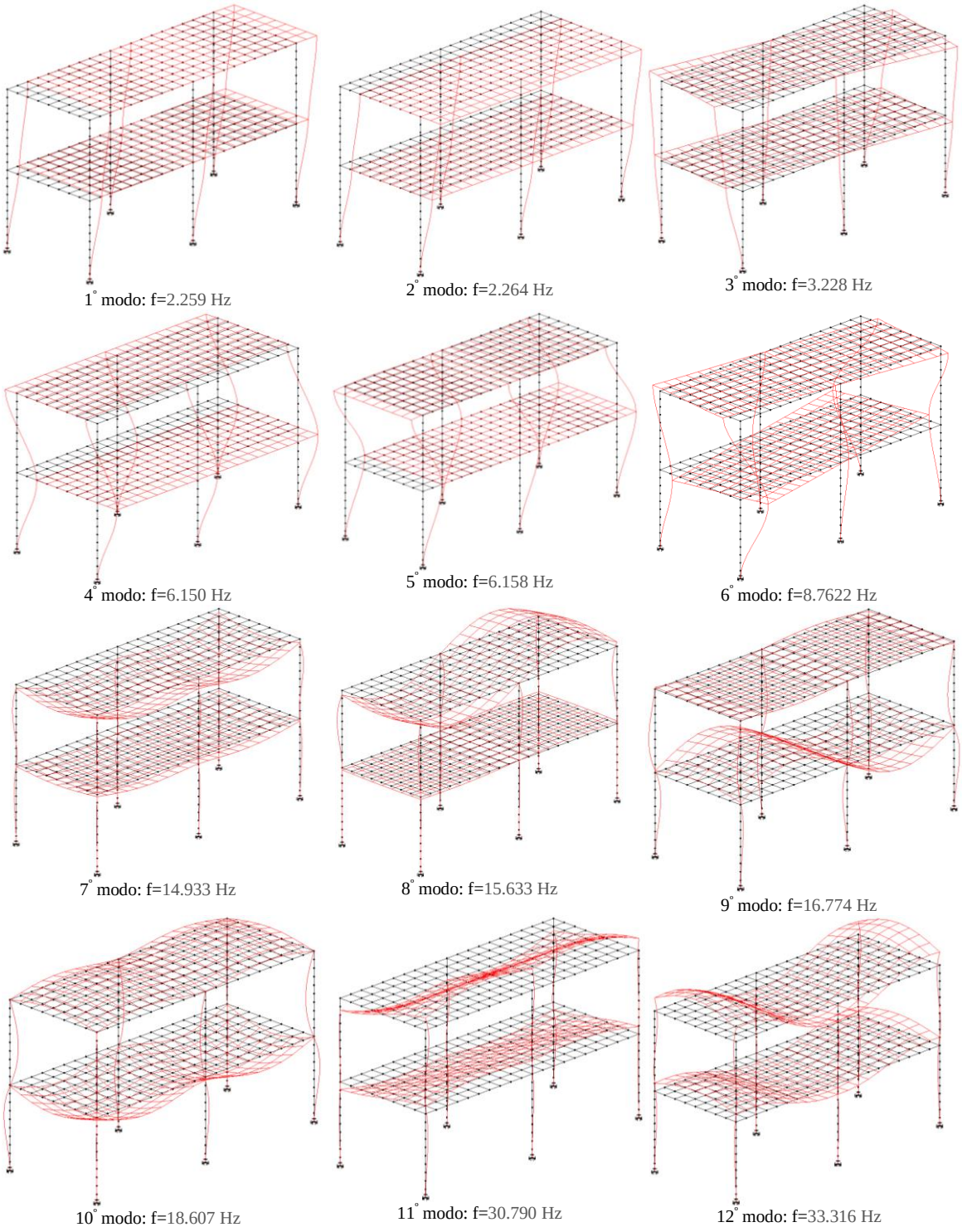


Figura 6.10 – Configuração dos modos de vibração da estrutura do edifício.

Como mencionado atrás, as frequências naturais e os modos de vibração apresentados na Figura 6.10 foram avaliados assumindo uma ligação rígida do edifício ao exterior. No entanto,

uma vez que o solo não é infinitamente rígido, é expectável que se assista a um ligeiro desvio das frequências naturais para valores mais baixos quando a flexibilidade dinâmica do maciço de fundação for tomada em consideração. É ainda de referir que é também esperado um efeito de amortecimento na resposta devido à radiação de energia pelo maciço de fundação, ou seja, parte da energia é transmitida da estrutura para o maciço, influenciando deste modo significativamente a resposta dinâmica do edifício.

Estes efeitos podem ser claramente observados na Figura 6.11, onde estão ilustradas as curvas FRF (Função de Resposta em Frequência) do deslocamento vertical dos pontos J e H (ver Figura 6.3), devido a um deslocamento incidente, com direcção vertical e magnitude unitária, aplicado em todas as fundações do edifício e com frequência variável. Refira-se que a representação FRF traduz o rácio, em função da frequência, entre a amplitude do deslocamento verificado no ponto em análise e a amplitude do deslocamento incidente aplicado na fundação. A fim de melhor discernir a influência do acoplamento entre o edifício e o solo de fundação, foi assumido um valor nulo para o amortecimento material da estrutura do edifício.

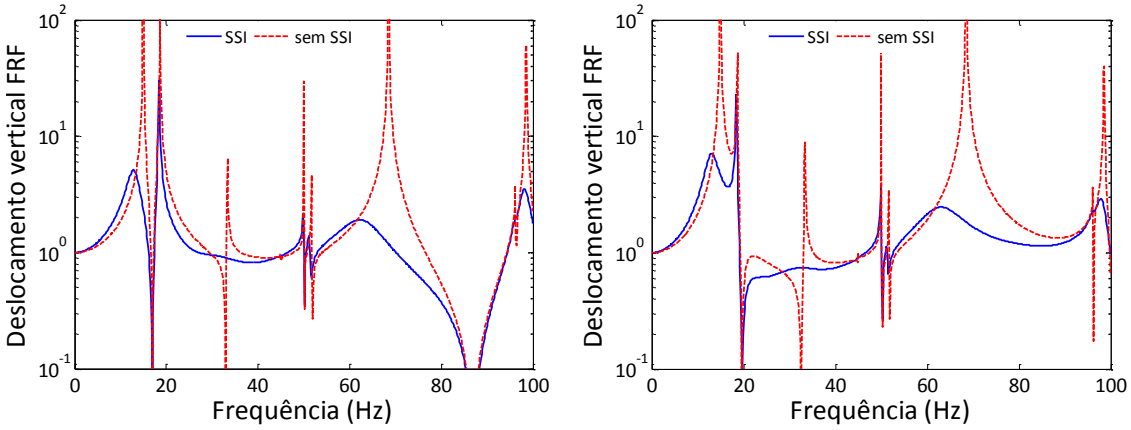


Figura 6.11 – Representação das funções FRF do deslocamento vertical de dois pontos, devido a um deslocamento vertical unitário harmónico aplicado nas fundações da estrutura não amortecida: a) Ponto H; b) Ponto J.

Da observação da Figura 6.11 fica bem patente a ocorrência de vários fenómenos de ressonância e anti-ressonância, os quais, quando os efeitos de interacção solo-estrutura (SSI) são negligenciados, se traduzem por uma variação brusca da resposta dado que o amortecimento material da estrutura não é contemplado na presente análise. Como expectável, a introdução da interacção solo-estrutura (SSI) traduz-se numa grande influência no comportamento dinâmico do edifício. Verifica-se de facto um ligeiro desvio das frequências naturais do sistema que implicam o movimento vertical das lajes, principalmente na gama de frequência mais baixa. Este efeito é devido à contribuição da flexibilidade do solo para o

comportamento dinâmico da estrutura, o que, obviamente se traduz por uma quebra de rigidez face ao cenário de apoio rígido, e consequente diminuição das frequências ressonantes cujos modos associados implicam de alguma forma movimento da fundação. Além disso, e ainda mais relevante, é o efeito de amortecimento induzido pela interacção da estrutura com o solo. Como pode ser observado, mesmo para estruturas não amortecidas, o comportamento dinâmico da estrutura é amortecido devido à radiação de energia para o maciço de fundação. Este efeito é bastante evidente nos modos de vibração que envolvem a deformação dos pilares da estrutura, pois, nesses casos, é implicado o movimento vertical das fundações, com consequente radiação de energia para o maciço de fundação

Para um melhor entendimento do comportamento dinâmico da estrutura, a Figura 6.12 mostra resultados homólogos aos da Figura 6.11, mas agora referentes ao deslocamento horizontal na direcção x. As funções de resposta FRF para a direcção y são semelhantes, razão pela qual não são aqui apresentadas.

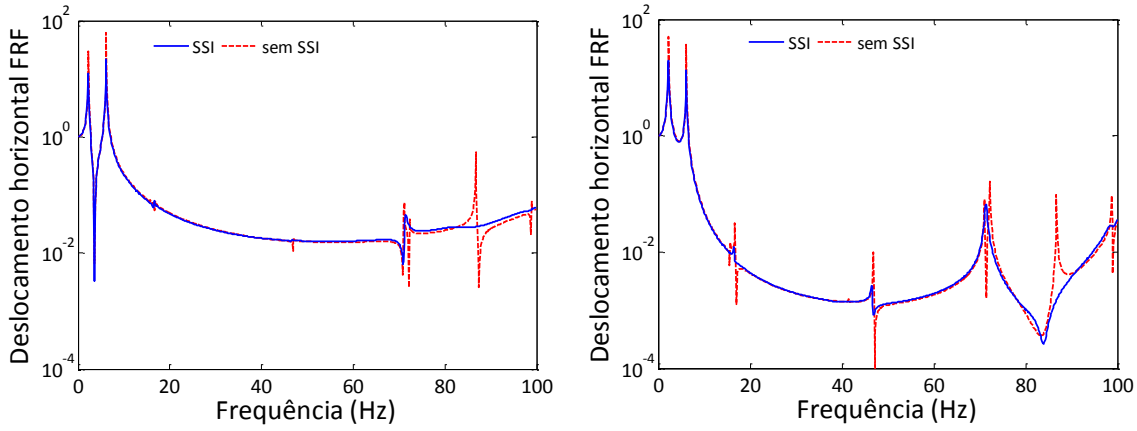


Figura 6.12 – Representação das funções FRF do deslocamento horizontal de dois pontos, devido a um deslocamento horizontal unitário harmónico aplicado nas fundações da estrutura não amortecida: a) Ponto H; b) Ponto J.

Mais uma vez, é possível observar um muito ligeiro desvio da primeira frequência natural para um valor menor devido à consideração da interação solo-estrutura. Comparando os resultados ilustrados na Figura 6.12 com os homólogos representados na Figura 6.11, constata-se que a atenuação da resposta em torno das frequências naturais é muito mais pronunciada para as funções FRF na direcção vertical. Com efeito, quando um deslocamento unitário harmónico na direcção horizontal é aplicado às fundações da estrutura, o deslocamento gerado nas lajes dá origem a um incremento do deslocamento por translação na fundação, acompanhado da sua rotação. Este tipo de movimento da fundação está associado a valores mais baixos de amortecimento por radiação quando comparados com os valores obtidos para o movimento vertical da sapata. Como demonstrado por Gazetas [227], quando a fundação está sujeita a

uma oscilação vertical, as ondas geradas no maciço de fundação são emitidas em fase em todas as direcções, propagando-se por grandes distâncias; por conseguinte, uma significativa parte da energia das ondas é radiada para o maciço de fundação e espalhada geometricamente, sendo deste modo o amortecimento por radiação associado a este tipo de movimento consideravelmente elevado. Em contraste, dois pontos, simetricamente localizados em lados opostos de uma fundação que sofre uma rotação, emitem ondas que estão desfasadas de 180° e que tendem a anular-se mutuamente, uma vez que convergem ao longo do plano de simetria; deste modo, estas ondas não podem alcançar longas distâncias e, consequentemente dissipam pouca da energia que é comunicada ao solo de fundação, sendo por isso o amortecimento por radiação reduzido. Dado que este efeito de rotação da fundação é muito pronunciado quando a estrutura é solicitada na direcção horizontal, são pois compreensíveis as diferenças notadas entre as Figura 6.11 e Figura 6.12.

Um outro aspecto relevante, evidenciado pela Figura 6.12, diz respeito à visível atenuação dos deslocamentos horizontais identificados nas lajes para as frequências de excitação mais elevadas. De facto, a estrutura funciona como um "filtro" no caso das vibrações horizontais e os valores das funções FRF obtidos quando a frequência de excitação é superior aos 10 Hz tornam-se insignificantes. Dada a geometria e rigidez da estrutura, este efeito é ainda mais notório no ponto J, o qual corresponde a um pontro central de um tramo de laje do segundo piso.

Como é bem sabido, mesmo para pequenas deformações, as estruturas apresentam sempre alguma dissipação de energia, a qual tende a ser quantificada através do coeficiente de amortecimento. Assim, no presente estudo é assumido uma variação do coeficiente de amortecimento compatível com o resultado ilustrado na Figura 6.4. As curvas FRF avaliadas na mesma localização, mas agora para o caso da estrutura amortecida estão representadas na Figura 6.13 e na Figura 6.14, para deslocamentos verticais e horizontais, respectivamente.

A consideração do amortecimento da estrutura resulta na atenuação dos picos das curvas FRF, levando a uma aproximação considerável entre os resultados obtidos com e sem a consideração da interacção solo-estrutura, ou seja, o amortecimento por radiação perde parte da sua relevância no contexto do amortecimento global do sistema. Além disso, também é possível constatar que a consideração do amortecimento estrutural induz uma forte atenuação da resposta nas frequências naturais mais elevadas, que em alguns casos são tão fortemente amortecidas que deixam de ser perceptíveis. No entanto, a semelhança entre os resultados obtidos nas duas situações (com e sem interacção solo-estrutura) é mais evidente

para as curvas FRF referentes aos deslocamentos horizontais, uma vez que permanecem diferenças significativas quando a análise incide na resposta dinâmica vertical das lajes. Com efeito, a comparação entre os resultados mostrados na Figura 6.13 evidencia a forte influência do amortecimento por radiação, conferido pela interacção solo-estrutura, no comportamento dinâmico vertical da estrutura, quando as suas fundações são sujeitas a um movimento vertical.

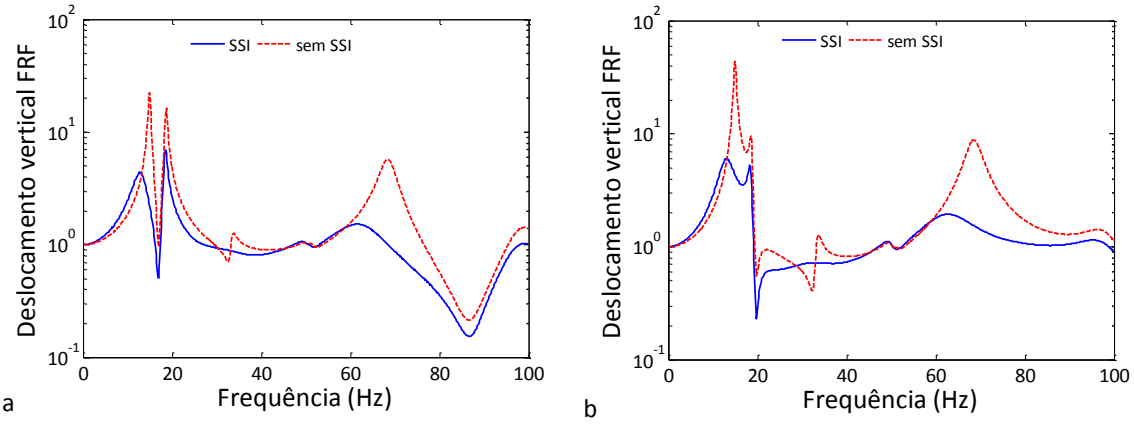


Figura 6.13 – Representação das funções FRF do deslocamento vertical de dois pontos, devido a um deslocamento vertical unitário harmónico aplicado nas fundações da estrutura amortecida: a) Ponto H; b) Ponto J.

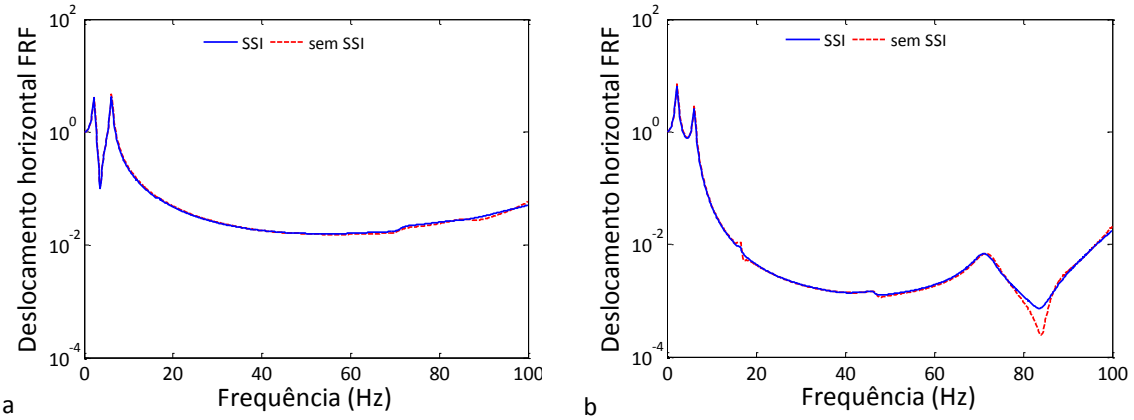


Figura 6.14 – Representação das funções FRF do deslocamento horizontal de dois pontos, devido a um deslocamento horizontal unitário harmónico aplicado nas fundações da estrutura amortecida: a) Ponto H; b) Ponto J.

Influência da rigidez do solo no mecanismo de interacção solo-estrutura

Do exposto até ao momento é, então, possível concluir que o mecanismo de interacção solo-estrutura condiciona de modo relevante o comportamento dinâmico da estrutura, principalmente quando os modos de vibração interessados implicam um potencial deslocamento vertical das fundações. Atendendo a que a rigidez do solo, ao afectar a flexibilidade dinâmica do sistema, pode desempenhar um papel importante no mecanismo de interacção solo-estrutura, a sua influência é também aqui analisada.

Tendo em vista a avaliação da influência da rigidez do solo no mecanismo de interacção solo-estrutura assumem-se três cenários distintos para o solo de fundação, o cenário de referência (ver Figura 6.1), a que corresponde uma velocidade de propagação das ondas de corte, Cs, de 250 m/s e mais dois novos cenários com velocidades Cs de 150 m/s e 410 m/s, mantendo constantes as outras propriedades mecânicas do solo: coeficiente de Poisson, ν=0,3; massa volúmica, ρ=1900 kg/m^3 e amortecimento material do solo, ξ=0,04.

Na Figura 6.15 estão representadas, para os três cenários em estudo e para o caso em que não se considera a interacção solo-estrutura, as curvas FRF do deslocamento vertical do ponto H (ver Figura 6.3), devido a um deslocamento incidente vertical, de amplitude unitária, e com frequência variável aplicado a todas as sapatas do edifício. Com o intuito de melhor discernir a influência da rigidez do maciço de fundação no mecanismo de interacção solo-estrutura, a Figura 6.15a, apresenta os resultados, em termos de curvas FRF, respeitantes a um comportamento estrutural não amortecido, sendo o amortecimento material da estrutura contemplado nos resultados ilustrados na Figura 6.15b.

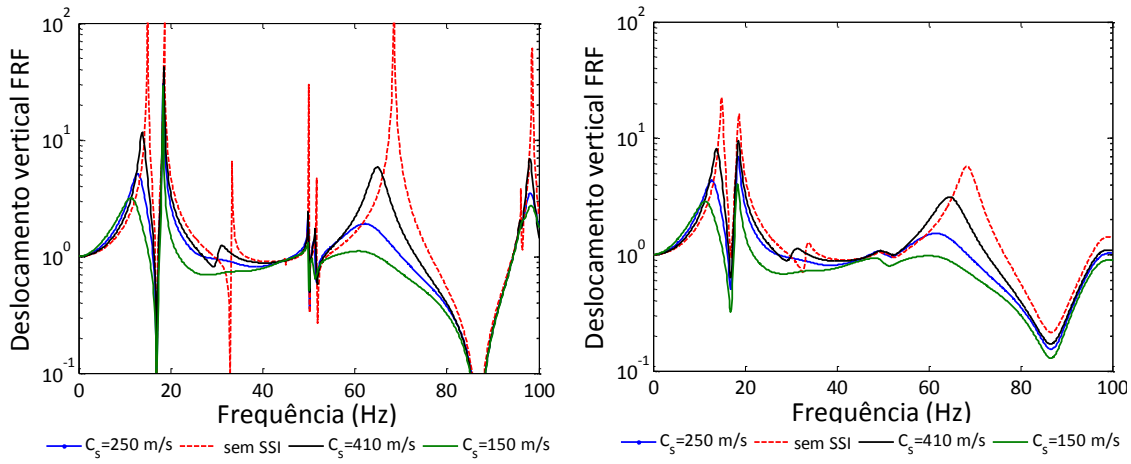


Figura 6.15 – Representação das funções FRF do deslocamento vertical do ponto H, devido a um deslocamento vertical unitário harmónico aplicado nas fundações da estrutura: a) não amortecida; b) amortecida.

Como já constatado na análise anterior, verifica-se que a interacção solo-estrutura exibe uma influência muito significativa no comportamento dinâmico do edifício, sendo agora visível que o seu efeito é tanto mais pronunciado quanto menor a rigidez do solo de fundação. Refira-se no entanto que, até mesmo para o cenário mais rígido, é possível identificar um ligeiro desvio das frequências naturais (no sentido da redução) do sistema associadas aos modos de vibração que envolvem o movimento vertical da laje onde está inscrito o ponto H. Este efeito, como anteriormente mencionado, resulta da contribuição da flexibilidade do solo para o comportamento dinâmico da estrutura. Claro é que o referido desvio das frequências naturais

para valores mais baixos é tão mais evidente quanto menor for a rigidez do solo de fundação. É também possível observar que, nos três cenários em análise, a interacção solo-estrutura desempenha um papel muito importante na magnitude da resposta dinâmica, nomeadamente em torno das frequências naturais do sistema. Efectivamente, quando a interacção solo-estrutura é tomada em consideração observa-se um efeito de amortecimento na resposta devido à radiação de energia pelo maciço de fundação, o qual é tanto mais evidente quanto menor a rigidez do solo de fundação. Este efeito é muito notório na Figura 6.15a, onde o amortecimento da estrutura foi negligenciado. Todavia, mesmo quando o amortecimento da estrutura é considerado (ver Figura 6.15b), é possível constatar que o amortecimento por radiação, induzido pela interacção solo-estrutura, é um aspecto relevante. A esse propósito, note-se que nos cenários em que o solo exibe menor rigidez, alguns dos efeitos de ressonância são tão amortecidos que deixam de ser perceptíveis, como é por exemplo o caso da ressonância em torno da frequência de 33 Hz.

Avaliação da impedância da fundação por abordagem alternativa e comparação de resultados

No presente trabalho os efeitos da interacção solo-estrutura são tidos em conta por meio da incorporação da impedância do solo de fundação (ou da sua rigidez dinâmica) nas equações que regem o equilíbrio da estrutura. Como apresentado no Capítulo 5 o cálculo da impedância das fundações pode ser realizado através de diferentes metodologias, tais como o MEC 3D ou os modelos discretos condensados, entre outras.

As análises previamente apresentadas da interacção solo-estrutura foram desenvolvidas adoptando o método dos elementos de contorno (MEC 3D) para o cálculo da rigidez dinâmica da fundação. Como mencionado anteriormente, o tempo de computação necessário, bem como a complexidade numérica inerente ao próprio método, são desvantagens não despicientes, justificando assim a investigação de abordagens alternativas, como por exemplo, o modelo discreto condensado aqui designado por modelo cauda de macaco. A Figura 6.16 compara as curvas FRF do deslocamento vertical do ponto H avaliadas pelos dois métodos em causa (incluindo ainda a representação negligenciando a interacção solo-estrutura) e para diferentes valores da rigidez do solo de fundação. Para os cenários em que o solo exibe maior rigidez (Figura 6.16b e c), os resultados obtidos pelo modelo cauda de macaco ajustam-se muito bem aos provenientes da abordagem pelo MEC 3D para frequências até 60 Hz. Não obstante, a atenuação da resposta em torno da frequência natural de 70 Hz, propiciada pela

interacção solo-estrutura, não é bem reflectida quando o modelo discreto condensado é considerado. No entanto, como se verá numa fase posterior do presente capítulo, o conteúdo em frequência do campo de onda incidente centra-se, principalmente, numa gama de frequências inferior a 60 Hz, pelo que esta potencial falta de acuidade do modelo não apresenta consequência em termos de resposta dinâmica do edifício induzida pelo tráfego ferroviário no túnel.

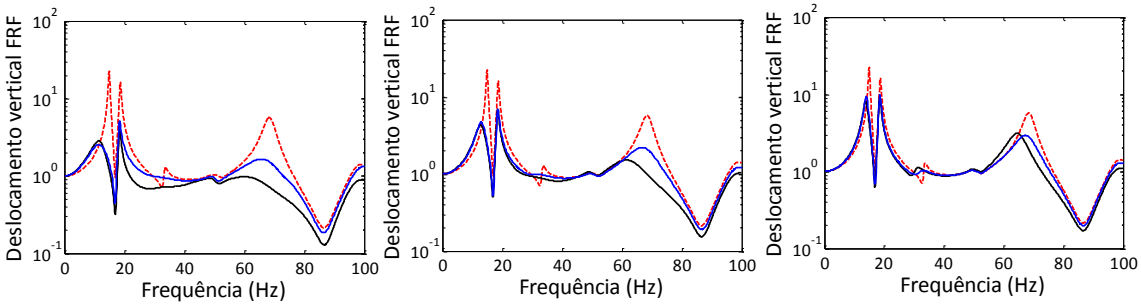


Figura 6.16 – Representação das funções FRF do deslocamento vertical do ponto H, devido a um deslocamento vertical unitário harmónico aplicado nas fundações da estrutura, para solos com diferentes propriedades e aplicando métodos distintos para avaliar a impedância da fundação: a) Cs=150 m/s; b) Cs=250 m/s; c) Cs=410 m/s (linha preta- MEC 3D; linha azul- Modelo cauda de macaco; linha vermelha interrompida- negligenciando a interacção solo-estrutura).

Comparando os resultados da Figura 6.16a com os restantes cenários, é bastante evidente que ocorre uma perda de precisão do modelo cauda de macaco com a diminuição da rigidez do solo. Este efeito pode ser atribuído a vários factores dado o carácter simplificado dos modelos discretos condensados. No entanto, no presente caso, é devido, no entender da autora, principalmente, ao facto de no modelo cauda de macaco as sapatas serem consideradas como elementos individuais desacoplados, em contraste com o que acontece na formulação pelo MEC 3D onde a interacção entre as fundações é levada em consideração na avaliação da rigidez dinâmica do conjunto das sapatas. Obviamente, este efeito de acoplamento entre as várias fundações do edifício é tão mais pronunciado quanto menor é a rigidez do solo. No entanto, deve-se ressaltar que, mesmo para o pior cenário, o modelo discreto condensado permite reproduzir muito bem o efeito da interacção solo-estrutura para frequências próximas das frequências naturais associadas a modos locais que implicam movimento vertical das lajes (frequências até cerca de 25 Hz).

6.2.4.3 Resposta dinâmica do edifício devido às vibrações induzidas pelo tráfego

Atendendo à discussão apresentada na secção anterior, é possível antever que a resposta dinâmica do edifício será condicionada pelas suas propriedades dinâmicas assim como pelas

características do campo de onda incidente (magnitude e conteúdo em frequência) induzido pela passagem do comboio no túnel.

Na análise a seguir apresentada consideram-se como pontos de observação os pontos designados pelas letras H e J na Figura 6.3 (pontos centrais de lajes do primeiro e segundo pisos) e a sapata aí indicada com a letra D. O estudo irá incidir primeiro sobre a resposta dinâmica do edifício na direcção vertical, sendo também abordada a resposta da estrutura na direcção horizontal.

Atendendo ao modelo de interacção exposto no capítulo anterior, pode pois afirmar-se que a resposta dinâmica das fundações do edifício é determinada pelas propriedades dinâmicas da estrutura e pela sua interacção com o solo de fundação. Por conseguinte, a resposta dinâmica das sapatas do edifício é distinta do campo de onda incidente, o que aliás se ilustra na Figura 6.17, onde o conteúdo em frequência do campo de onda incidente é comparado com a resposta dinâmica da fundação D (ver Figura 6.3), ambos avaliados em termos de velocidade na direcção vertical. De facto, a análise da Figura 6.17 permite identificar algumas amplificações ou atenuações da resposta, resultantes do mecanismo de interacção solo-estrutura.

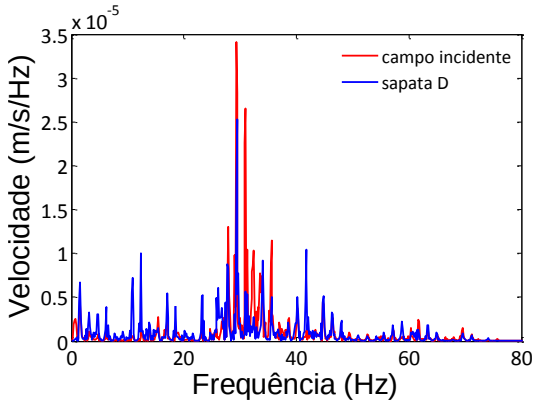


Figura 6.17 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada na fundação D e do campo de onda incidente nessa mesma localização.

A Figura 6.18 mostra o registo temporal da velocidade vertical experimentada na fundação D e no ponto de observação H, localizado no centro de uma das lajes do 1º piso. Atentando nas respostas dinâmicas apresentadas verifica-se desde logo que ocorre uma amplificação da resposta, registando-se valores de pico da velocidade vertical no ponto H superiores aos obtidos na fundação do edifício. Note-se ainda que a observação do registo temporal permite adiantar a ocorrência de uma alteração do conteúdo de frequências dominantes na resposta, dependendo do ponto em análise.

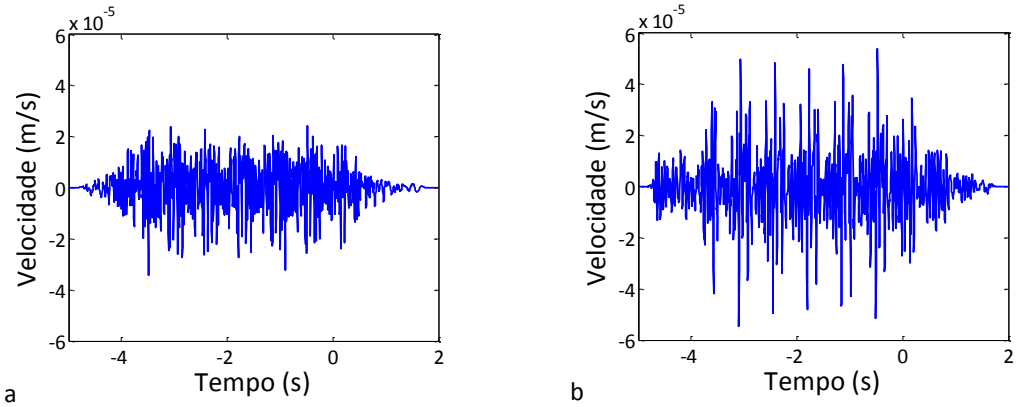


Figura 6.18 – Registo temporal da velocidade vertical experimentada nos pontos de observação: a) fundação D; b) ponto H (ponto central de laje do 1º piso).

Na Figura 6.19 a velocidade vertical avaliada nos dois pontos de observação é representada no domínio da frequência. Comparando o conteúdo em frequência da resposta dinâmica do ponto inscrito na laje do edifício com o registado ao nível da sua fundação, constata-se que ocorre de facto uma alteração das frequências dominantes, sendo a resposta do ponto H dominada por frequências entre os 10 Hz e os 20 Hz. Note-se que é exactamente nessa gama de frequências que ocorre a amplificação dos níveis de vibração vertical já mencionada anteriormente. Procedendo a uma análise mais detalhada do conteúdo em frequência da resposta do ponto H, é possível identificar que os picos mais acentuados ocorrem em torno dos 13Hz, 16,7 Hz e 18,6 Hz. A frequência do primeiro pico é coerente com a frequência de passagem dos bogies do comboio à velocidade de 40 m/s. No que diz respeito aos outros dois picos de frequência, verifica-se que estão em correspondência com as frequências naturais associadas ao 9º e 10º modos de vibração da estrutura, os quais implicam o movimento vertical da laje onde está inscrito o ponto H (ver Figura 6.10). Deste modo, a preponderância na resposta das últimas frequências referidas é justificada pelo comportamento dinâmico do edifício considerado, ao passo que o primeiro pico é ditado essencialmente pelo conteúdo em frequência do campo incidente.

Face ao exposto no parágrafo anterior, pode então afirmar-se que a resposta no ponto de observação H é condicionada pelo campo de onda incidente e pelas frequências naturais interessadas aos modos de vibração que implicam movimento vertical da laje onde o ponto H se inscreve.

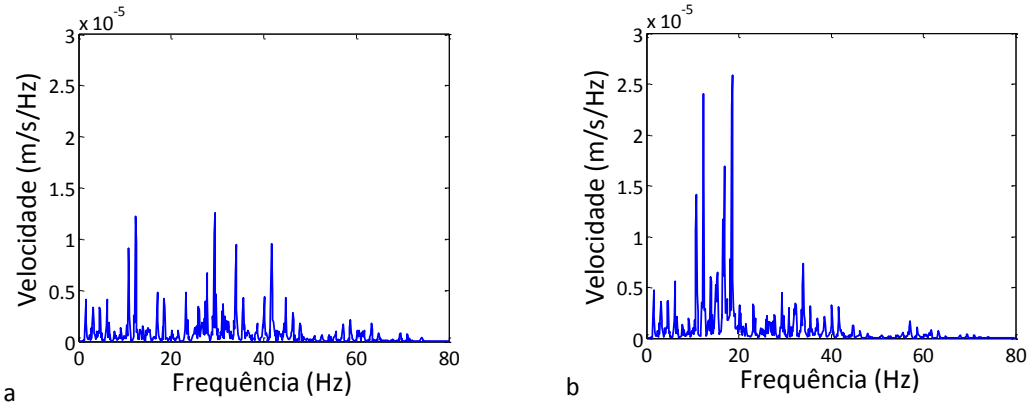


Figura 6.19 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada nos pontos de observação: a) fundação D; b) ponto H (ponto central de laje do 1º piso).

Atentando ainda na Figura 6.19, da comparação dos resultados relativos à fundação do edifício com os obtidos para a laje é possível observar que ocorre, no caso do ponto H, uma atenuação do conteúdo em frequência da resposta para frequências superiores a cerca de 25 Hz. Este facto é também explicado pelas características dinâmicas do edifício, uma vez que o movimento vertical das lajes está sobretudo associado a modos de vibração com frequências naturais que ocorrem entre os 14 Hz e os 20 Hz. Este facto pode ser bem atendido observando a Figura 6.13a, onde de facto se verifica que a curva FRF apresenta valores inferiores à unidade no intervalo de frequência entre 25 Hz e 50 Hz. Este aspecto deve ser analisado com cuidado, pois a função FRF ilustrada refere-se à incidência de um campo uniforme em todas as fundações e apenas dirigido na direcção vertical. Ora, dada a tridimensionalidade do problema em estudo, os pressupostos que levaram ao desenvolvimento dos resultados ilustrados na Figura 6.13 poderão não apresentar uma aderência perfeita à complexidade do problema agora em estudo.

No que concerne à resposta dinâmica do edifício na direcção horizontal, e tendo em consideração as informações fornecidas pelas curvas FRF ilustradas na Figura 6.14, é expectável que a estrutura actue como um “filtro”, atenuando o conteúdo em frequência das vibrações que impelem as suas fundações na gama de frequências mais elevada, sendo por seu turno amplificada a resposta na gama das frequências mais baixas. Este efeito está bem patente na Figura 6.20, a qual compara o conteúdo em frequência da velocidade horizontal de vibração na direcção x experimentada na fundação D e no ponto de observação J (ponto central da laje do 2º piso).

Analisando a Figura 6.20, relativa à resposta na direcção horizontal, verifica-se que ocorre de facto uma amplificação do conteúdo em frequência da resposta do ponto J (ponto inscrito na laje do edifício), relativamente ao ponto D (fundação), para as frequências mais baixas, a qual

é acompanhada de uma drástica redução da resposta dinâmica na laje para frequências superiores a cerca de 8 Hz, deixando, inclusive, praticamente de haver conteúdo de resposta. Estes resultados são coerentes com a análise dos modos de vibração da estrutura realizada na secção anterior (ver Figura 6.10), e justificam-se atendendo às frequências naturais da estrutura, onde o movimento horizontal das lajes está implícito, as quais ocorrem na gama de frequências mais baixa, isto é inferiores a 10 Hz. Para frequências de excitação superiores, a estrutura funciona efectivamente como um "filtro", sendo responsável por uma atenuação da resposta dinâmica quando comparada com a resposta na fundação.

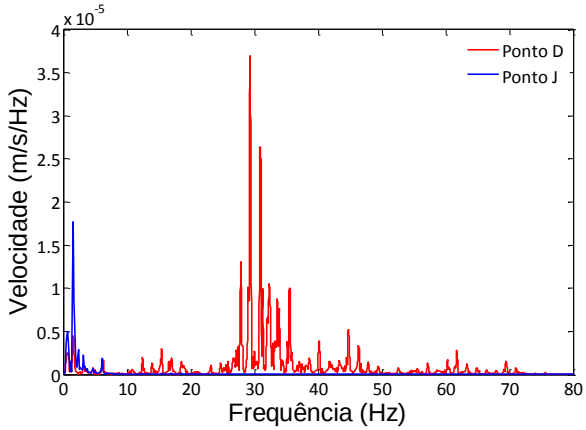


Figura 6.20 – Comparação do conteúdo em frequência da velocidade horizontal de vibração na direcção x experimentada na fundação D e no ponto J (ponto central de laje do 2º piso).

Perante os resultados apresentados do estudo da resposta dinâmica do edifício aqui desenvolvido, pode afirmar-se que as características dinâmicas da estrutura desempenham um papel muito relevante nos níveis de vibração ocorrentes no interior do edifício.

6.3 Influência da rigidez da manta resiliente

6.3.1 Descrição geral

Um modelo global como o proposto neste trabalho, incluindo a fonte, o meio de propagação e também o receptor, permite o desenvolvimento de novos estudos sobre a eficiência de medidas de mitigação na resposta dinâmica de edifícios. Como já mencionado, uma medida de mitigação de vibrações comum e com elevada potencialidade prática consiste na incorporação de elementos resilientes na via, sendo exemplos de aplicação desta medida de isolamento ao nível da fonte as soluções de via em laje flutuante.

Assim, nesta secção é desenvolvido um estudo numérico que pretende contribuir para melhor avaliar a eficiência dos sistemas de via em laje flutuante na mitigação das vibrações induzidas

em edifícios localizados nas imediações de túneis ferroviários. Com esse intuito são consideradas diferentes condições para o sistema de via em laje flutuante, sendo comparada a sua eficácia e discutida a influência da rigidez da manta resiliente introduzida entre a laje e a soleira do túnel como medida de isolamento.

No estudo apresentado de seguida assume-se o cenário de referência descrito na secção 6.2.1 do presente capítulo. Porém, uma vez que a eficiência do sistema de laje flutuante é condicionada pela rigidez do elemento resiliente são consideradas as variantes de propriedades indicadas no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Propriedades das mantas de isolamento.

Cenário	Rigidez por metro de desenvolvimento longitudinal k (N/m^2)	Amortecimento viscoso por metro de desenvolvimento longitudinal c (Ns/m^2)
Manta flexível	$0{,}04x10^9$	$5{,}5x10^4$
Manta intermédia	$0{,}153x10^9$	$5{,}5x10^4$
Manta rígida	$0{,}283x10^9$	$5{,}5x10^4$
Não isolado	∞	0

Atendendo às propriedades da via enunciadas e com base no modelo físico simplificado (sistema massa-mola) e nas expressões [4.3] e [4.4] apresentadas no Capítulo 4, prevê-se que o comportamento do sistema de laje flutuante seja caracterizado pelas frequências naturais e de corte indicadas no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 – Frequências naturais e de corte dos cenários isolados.

Cenário	f_n (Hz)	f_{corte} (Hz)
Manta flexível	18,6	26,3
Manta intermédia	36,4	51,5
Manta rígida	49,5	70,1

Atendendo aos resultados preliminares expostos no Capítulo 4, é expectável que a introdução das mantas resilientes resulte numa atenuação da energia que é transmitida pela via férrea ao restante sistema para frequências de excitação superiores à frequência de corte, ocorrendo todavia uma amplificação para frequências inferiores. Porém, o impacto que tal efeito tem ao nível das vibrações percepcionadas no interior de edifícios próximos à infraestrutura ferroviária ainda não se encontra totalmente escrutinado, tendo os primeiros estudos

integrados sobre a temática sido levados a cabo pela autora da presente dissertação [44, 93, 176].

Refira-se que as frequências notáveis apresentadas foram calculadas atendendo apenas ao comportamento dinâmico da via, não sendo assim considerada a dinâmica do sistema túnel-maciço. Deve ainda ser mencionado que a abordagem seguida para a definição da frequência natural apenas é válida desde que a flexibilidade da soleira do túnel possa ser desprezada quando comparada com a flexibilidade da via. Se este pressuposto não se verificar, é desejável que se adopte um procedimento mais detalhado, como por exemplo, o conceito de factor de transferência de carga proposto por Auersch [175] e Alves Costa et al [110] .

6.3.2 Resposta dinâmica da via férrea

A Figura 6.21 apresenta a velocidade vertical de vibração do carril, na posição x=0m, durante a passagem do comboio Alfa-Pendular à velocidade de 40 m/s para os diferentes tipos de via férrea atrás definidos. Tal como no cenário base, considerou-se que no instante t=0s, o último eixo do comboio ocupa a posição geométrica definida por x=0m.

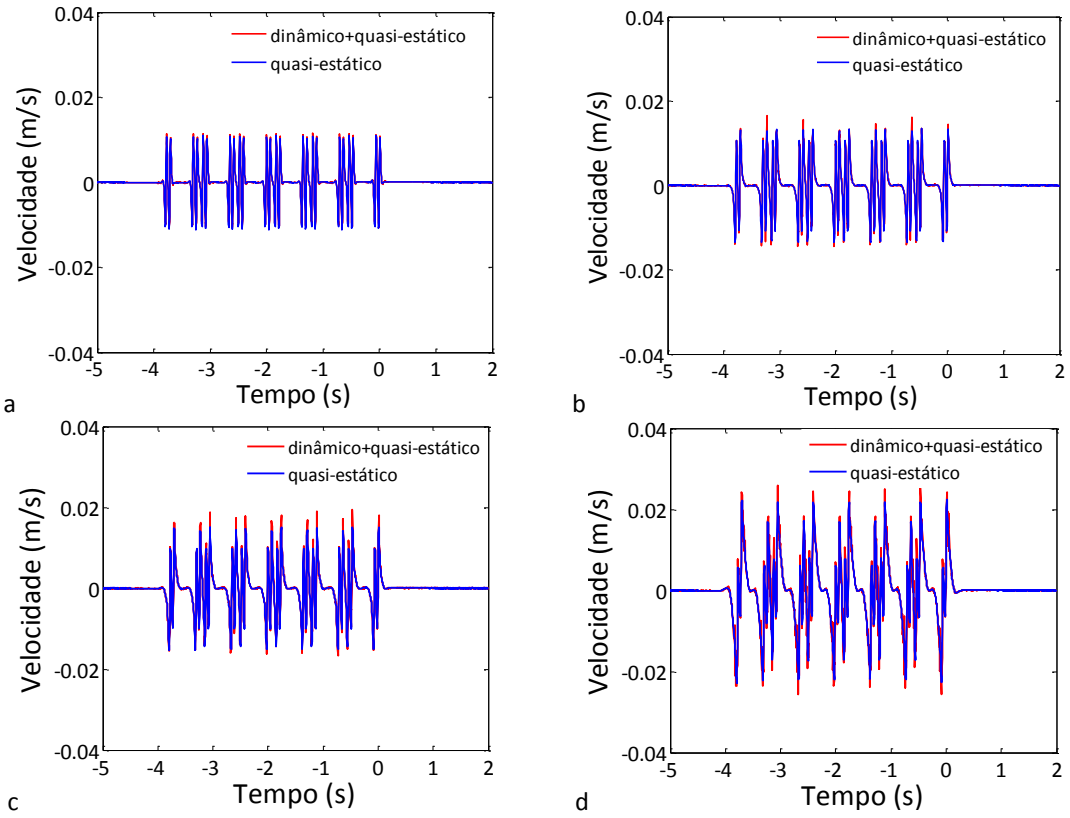


Figura 6.21 – Registo temporal da velocidade vertical do carril para diferentes condições de suporte da laje: a) sem manta resiliente; b) manta com rigidez elevada; c) manta com rigidez intermédia; d) manta com rigidez baixa.

Os resultados provenientes do cálculo considerando a excitação total (mecanismos quasi-estático e dinâmico) e os resultados oriundos de um cálculo em que apenas se atende à excitação quasi-estática encontram-se sobrepostos no registo temporal ilustrado na Figura 6.21, e na representação no domínio da frequência patente na Figura 6.22.

A passagem de cada um dos eixos do comboio pode ser claramente identificada a partir do registo temporal, que mostra uma resposta praticamente uniforme para todos os eixos, independentemente da rigidez adoptada para a manta introduzida debaixo da laje. É no entanto observada uma tendência de amplificação da resposta com o aumento da flexibilidade da manta resiliente utilizada.

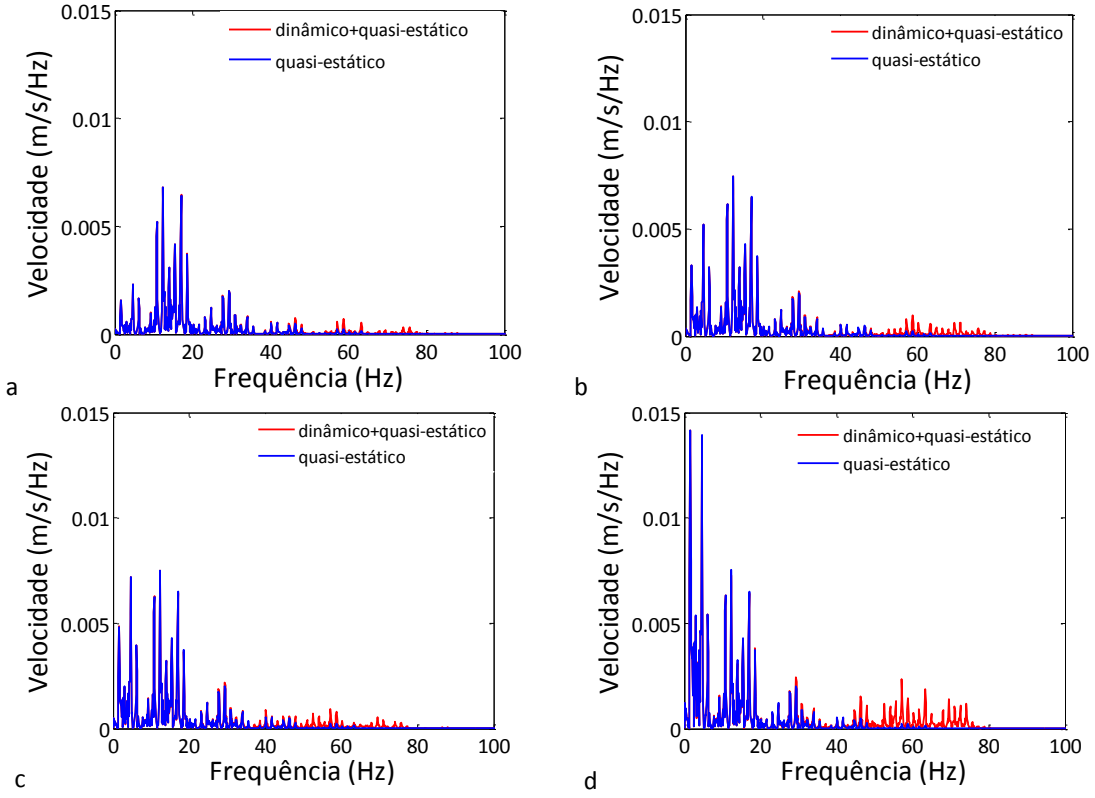


Figura 6.22 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical do carril para diferentes condições de suporte da laje: a) sem manta resiliente; b) manta com rigidez elevada; c) manta com rigidez intermédia; d) manta com rigidez baixa.

Os resultados expostos na Figura 6.21 permitem concluir que a resposta do carril é dominada pela influência do mecanismo de excitação quasi-estático. Este aspecto é corroborado pela análise do conteúdo em frequência da resposta ilustrada na Figura 6.22, onde também se constata a preponderância do mecanismo quasi-estático na resposta dinâmica do carril, qualquer que seja da rigidez da manta considerada. Não obstante, é de referir que embora se verifique, para frequências até 40 Hz, que a resposta dinâmica é dominada pelo mecanismo quasi-estático, para a gama de frequências acima de 50 Hz, a resposta é totalmente

condicionada pelo mecanismo de excitação dinâmica. Mais uma vez, observa-se um incremento na resposta dinâmica do carril com a diminuição da rigidez da manta instalada.

De modo a facilitar a comparação dos resultados ditados pelos diferentes modelos de via férrea, na Figura 6.23 ilustra-se a representação do conteúdo em frequência em banda de terço de oitava para as diferentes soluções em análise. Como se pode verificar, as maiores diferenças ao nível da velocidade vertical do carril ocorrem na gama de frequências mais baixa, ou seja até aos 8 Hz, as quais se devem claramente a diferenças ao nível da rigidez do suporte. Sem embargo, diferenças também notáveis são verificadas na gama acima dos 30 Hz, neste caso associadas ao comportamento dinâmico do sistema de via flutuante.

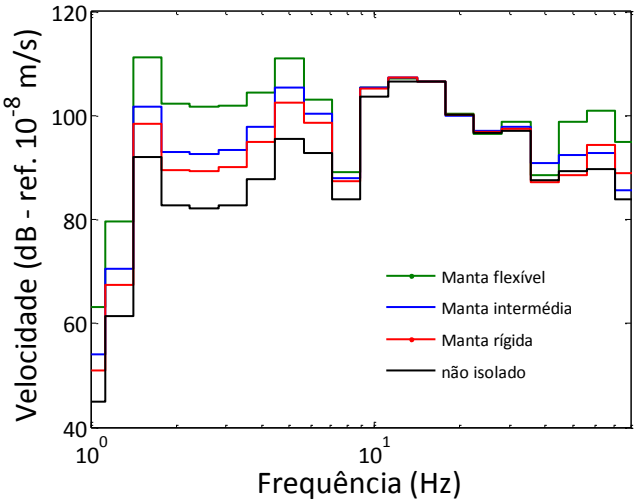


Figura 6.23 – Espectro de terço de oitava da resposta do carril para os diferentes sistemas de via férrea em análise.

Pese embora os resultados relativos à laje não sejam aqui apresentados, um comportamento semelhante foi observado para a resposta dinâmica deste elemento.

O efeito de mitigação induzido pela introdução do elemento resiliente na via (entre a laje e a soleira do túnel) pode ser observado na Figura 6.24, que ilustra o conteúdo em frequência da velocidade vertical do ponto central do *invert*, na posição x=0m, para as diferentes soluções de isolamento da via em laje flutuante. A resposta dinâmica do ponto homólogo, mas para o caso da via sem isolamento, está também representada na mesma figura, a fim de facilitar a comparação dos resultados.

A presença da manta resiliente permite uma atenuação da energia que é transmitida pela via férrea ao seu suporte (*invert* do túnel) para frequências de excitação superiores à frequência de corte da via. Este efeito encontra-se bem patente na Figura 6.24, em que é possível observar uma considerável redução da energia transmitida ao *invert* do túnel para frequências

acima de 68 Hz, 50 Hz e 30 Hz, para as soluções de isolamento com manta de rigidez elevada, intermédia e baixa, respectivamente. Por outro lado, assiste-se a uma amplificação clara da resposta no conteúdo em frequência próximo das frequências naturais dos sistemas isolados (ver Quadro 6.4). Refira-se que resultados com tendências semelhantes foram também obtidos por Alves Costa et al. [110] e Auersch [228] para o caso de mantas em vias balastradas e sistemas de via em laje flutuante, respectivamente.

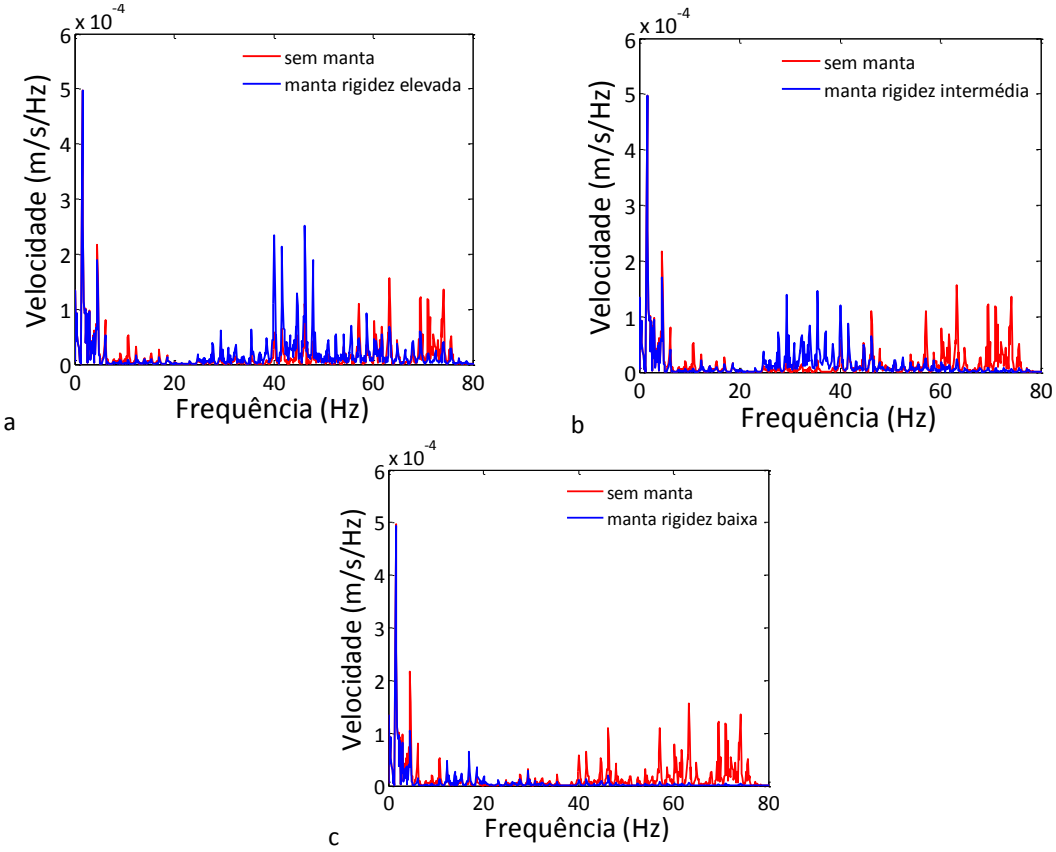


Figura 6.24 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical do ponto central do *invert*, na posição x=0m, para diferentes soluções de isolamento: a) manta com rigidez elevada; b) manta com rigidez intermédia; c) manta com rigidez baixa.

Uma forma mais evidente de avaliar a eficiência da medida de mitigação em análise consiste na representação do conteúdo da resposta em banda de terço de oitava (Figura 6.25a), ou, ainda de uma forma mais evidente através da análise das curvas de IL (*insertion loss*), as quais permitem avaliar o ganho efectivo, por banda de frequência, alcançado pela solução flutuante face ao cenário não isolado. Como é evidente, as conclusões reflectidas nos parágrafos anteriores são directamente transpostas para a análise da Figura 6.25a, pelo que se abstém de comentário adicional. Sem embargo, no que concerne à Figura 6.25b, compete referir que quanto menor a rigidez da manta, maior é o seu potencial de redução de vibrações transmitidas da via ao seu suporte (*invert* do túnel). Um aspecto interessante desta figura prende-se com a redução de vibração entre os 3 Hz e os 8 Hz, a qual ocorre para uma gama de

frequência inferior à frequência natural de qualquer um dos sistemas de mitigação sob análise. De facto, esta atenuação de vibrações não se deve propriamente ao comportamento dinâmico do sistema, mas sim ao efeito estático resultante da flexibilização do suporte da laje. Assemelhado o comportamento da laje a um modelo de Winkler, quanto maior for a flexibilidade do seu suporte maior é o seu comprimento elástico e, consequentemente, a acção aplicada é equilibrada por uma pressão "espalhada" por um comprimento longitudinal maior, logo, a pressão transmitida a um ponto discreto do *invert* é menor.

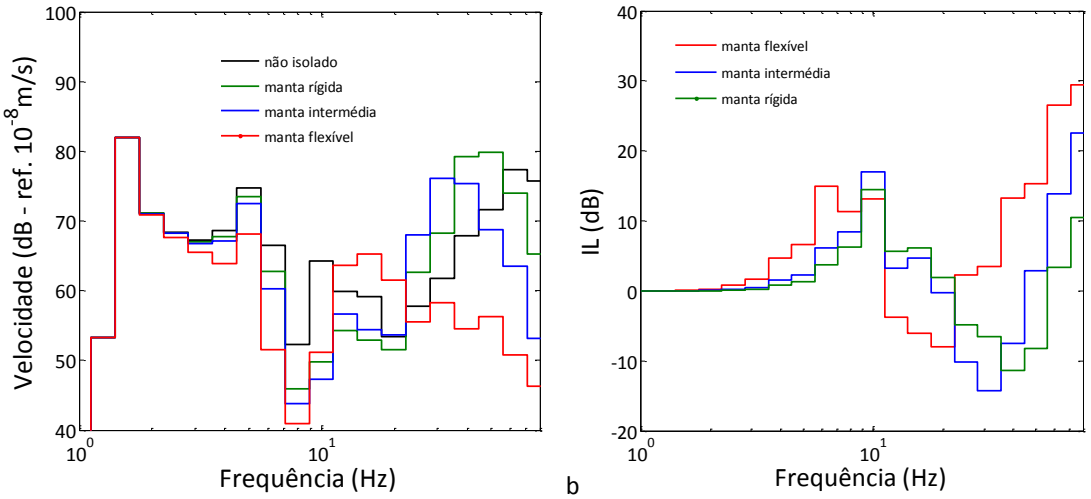


Figura 6.25 – Velocidade vertical do ponto central do *invert*, na posição x=0 m: a) espectro de terço de oitava; b) espectro de IL (*insertion loss*)

6.3.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio

Procede-se agora à análise das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário nas proximidades da via férrea, assumindo que não existe qualquer edificação (condição de campo livre) e admitindo diferentes soluções de isolamento da via em laje flutuante. Para o estudo consideram-se os três pontos de observação situados na superfície do maciço anteriormente referidos: P1 (0,0,0); P2 (0,10,0); P3 (0,20,0).

Na Figura 6.26 apresentam-se os espectros de banda de terço de oitava relativos à velocidade vertical experimentada pelos pontos de observação considerados à superfície do terreno, num cenário em que a presença do edifício é negligenciada (condição de campo livre), e para diferentes condições de isolamento da via.

Comparando a resposta dinâmica da superfície do terreno para as diferentes soluções de via é possível concluir que a presença de elementos resilientes na via não afecta a resposta dinâmica no campo livre para frequências até cerca de 8 Hz, para o caso da solução com manta

mais flexível, ou até um valor ligeiramente mais elevado, para as restantes situações. No entanto, para a gama de frequências em torno da frequência de ressonância do sistema de isolamento, as soluções isoladas dão origem a amplificações consideráveis da resposta dinâmica, sendo este efeito acompanhado por uma redução da amplitude da resposta para a gama de frequências acima da frequência de corte. Este efeito está bem patente na Figura 6.27, onde as curvas de IL (*insertion loss*) da velocidade vertical, que traduzem o ganho em termos de redução de vibração devido à introdução da medida de mitigação, são ilustradas para os três pontos em análise.

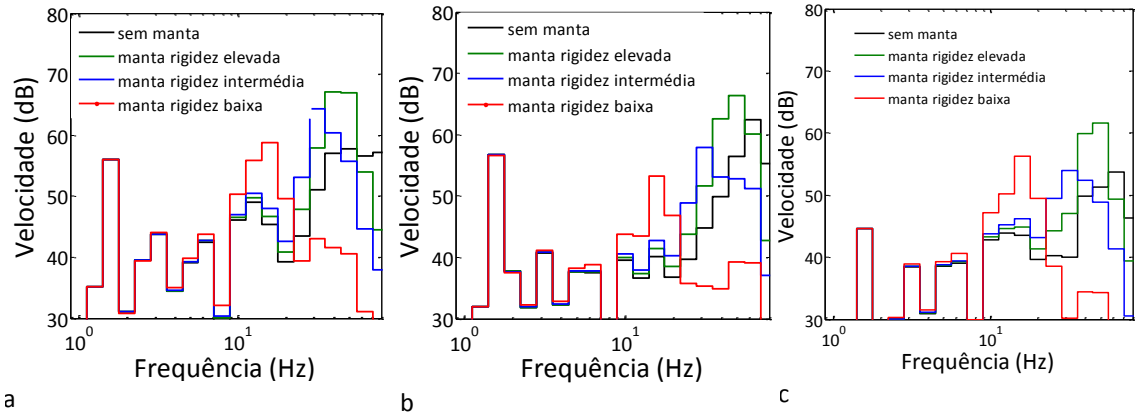


Figura 6.26 – Representação em banda de terço de oitava da velocidade vertical experimentada nos diferentes pontos localizados à superfície do terreno, na condição de campo livre, e para condições de isolamento da via distintas (dB-ref. 10^{-8} m/s): a) P1 (0,0,0); b) P2 (0,10,0); c) P3 (0,20,0).

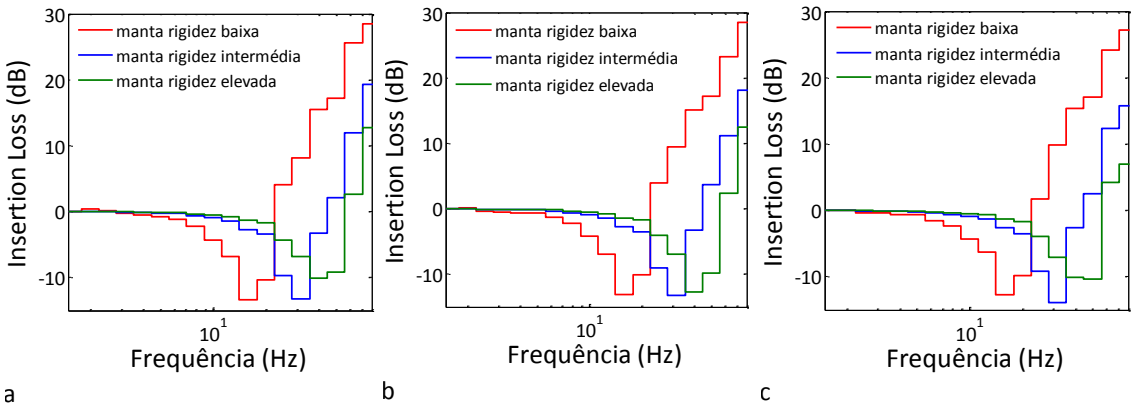


Figura 6.27 – Representação dos espectros de IL (*insertion loss*) da velocidade vertical para os diferentes pontos localizados à superfície do terreno, na condição de campo livre, e para soluções de isolamento da via distintas: a) P1 (0,0,0); b) P2 (0,10,0); c) P3 (0,20,0)

Como se observa, uma alta eficiência na redução das vibrações no campo livre pode ser alcançada através de soluções de via férrea em laje flutuante, principalmente quando elementos resilientes de baixa rigidez são utilizados, ou seja, no caso de soluções com menor frequência de ressonância (assumindo que a massa da laje permanece constante). De facto, quando a manta menos rígida é adoptada, uma significativa redução da velocidade vertical, de mais de 20 dB, é alcançada para o conteúdo de frequências mais elevadas. Por outro lado, a

opção por mantas de elevada rigidez só permite alcançar uma redução considerável da velocidade vertical no campo livre para a gama de frequências acima de 80 Hz, onde a relevância da solução de atenuação não é tão interessante do ponto de vista da análise de vibrações estruturais.

Em relação à resposta dinâmica na direcção horizontal, deve mencionar-se que os resultados seguem a mesma tendência observada para a direcção vertical, dispensando deste modo uma análise detalhada no presente contexto.

Apesar dos efeitos de atenuação evidenciados no conteúdo de frequências mais elevadas, não deve ser descurado que ocorre uma amplificação da resposta dinâmica na gama de frequências em torno da frequência natural da solução de isolamento. No caso da manta mais flexível, que corresponde à solução mais eficiente na atenuação de vibrações, a amplificação ocorre, principalmente, na gama de frequências entre os 10 Hz e os 25 Hz. Este aspecto é particularmente relevante, uma vez que a gama de frequências em que as amplificações são observadas pode coincidir com as frequências naturais das lajes de edifícios vizinhos, o que resulta numa amplificação das vibrações percepcionadas nesses elementos. Este aspecto será discutido na secção seguinte, onde é analisada a resposta dinâmica do edifício devido às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, atendendo à interacção solo-estrutura.

6.3.4 Resposta dinâmica do edifício devido ao tráfego ferroviário no túnel

Com base nos estudos previamente apresentados do comportamento dinâmico do edifício e da sua interacção com o solo de fundação, pode-se afirmar que a resposta dinâmica do edifício será condicionada pelas suas características dinâmicas e pelo campo de onda incidente induzido pela passagem do comboio no túnel. Este último aspecto é dependente das medidas de mitigação implementadas, nomeadamente da rigidez da manta introduzida no sistema de via em laje flutuante, ou seja, da frequência de ressonância da via (ver Figura 6.26 e Figura 6.27).

Dado que se assume que as propriedades dinâmicas do edifício são constantes, independentemente do cenário de isolamento considerado para a via, as diferenças registadas na resposta dinâmica das fundações, em função da rigidez da manta introduzida na via férrea, resultam das diferenças obtidas no campo de onda incidente. Assim, a Figura 6.28 mostra o registo temporal da velocidade vertical da fundação D do edifício (ver Figura 6.3) para as

diferentes soluções de mitigação. Uma primeira análise dos resultados não permite identificar diferenças significativas na resposta dinâmica da sapata. De facto, à excepção dos valores de pico mais elevados evidenciados na solução com a manta mais rígida, os registos ilustrados para as outras situações, incluindo o caso do cenário não isolado, são bastante idênticos. No entanto, uma análise mais profunda, tendo em consideração o conteúdo em frequência da resposta, como se apresenta na Figura 6.29, permite extrair algumas informações interessantes.

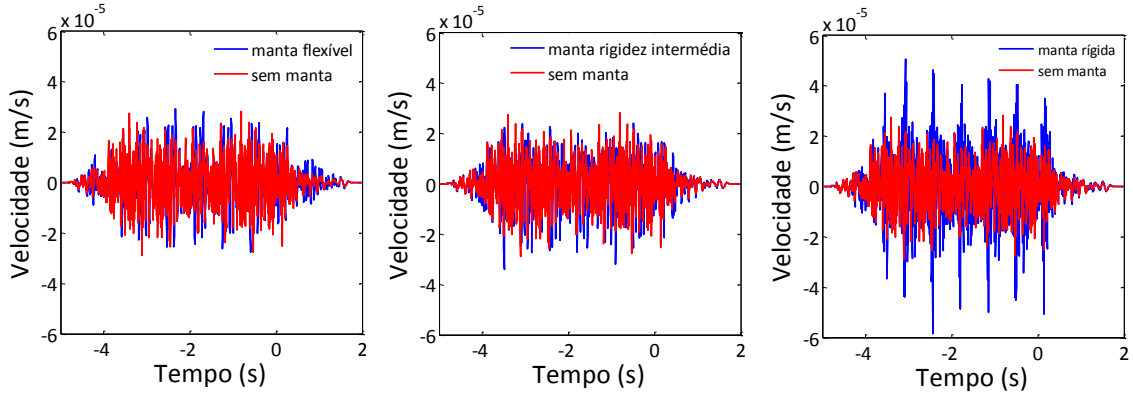


Figura 6.28 – Registo temporal da velocidade vertical da fundação D para os diferentes cenários de rigidez da manta: a) rigidez baixa; b) rigidez intermédia; c) rigidez elevada.

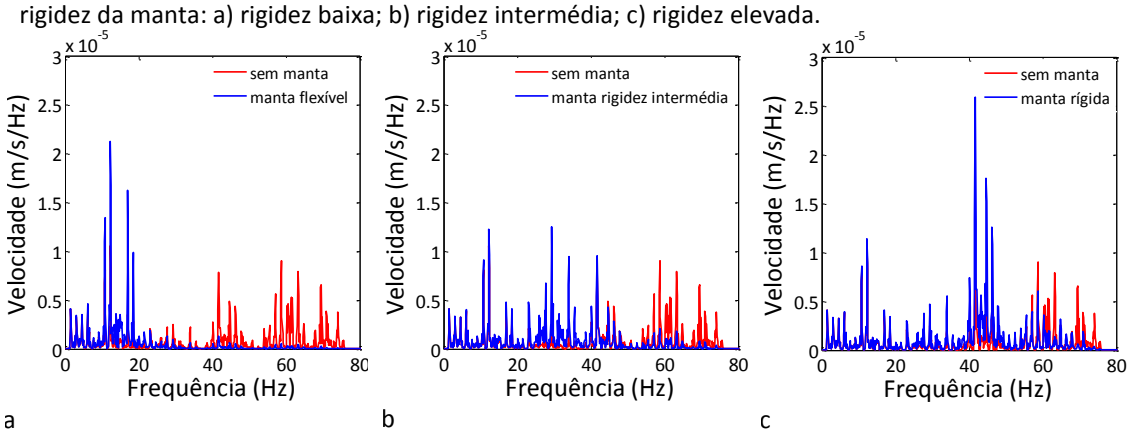


Figura 6.29 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical da fundação D para os diferentes cenários de rigidez da manta: a) rigidez baixa; b) rigidez intermédia; c) rigidez elevada.

A partir da análise do conteúdo em frequência da velocidade vertical da fundação D é possível observar que a resposta dinâmica é amplificada para a gama de frequências em torno da frequência de ressonância do sistema de isolamento, sendo este efeito acompanhado por uma atenuação da resposta dinâmica para frequências superiores à frequência de corte. Este aspecto é particularmente interessante para o caso em que se utiliza a manta mais flexível, onde a resposta dinâmica da fundação D é quase completamente dominada por uma gama de baixas frequências, inferiores a 25 Hz, com uma forte componente de conteúdo para frequências entre 10 Hz e 20 Hz.

Os aspectos mencionados no parágrafo anterior são corroborados pela observação dos espectros de IL (*insertion loss*) referentes ao ponto D e às diferentes soluções de mitigação, os quais se ilustram na Figura 6.30a. Dado que o IL corresponde apenas a um rácio entre resultados, podendo não reflectir totalmente a relevância da atenuação alcançada para fins de engenharia, na Figura 6.30b ilustra-se a velocidade vertical da fundação D em termos de espectro de banda de terço de oitava. A observação conjunta das duas grandezas em questão permite não só perceber qual a eficiência alcançada pela solução, mas também o seu reflexo prático.

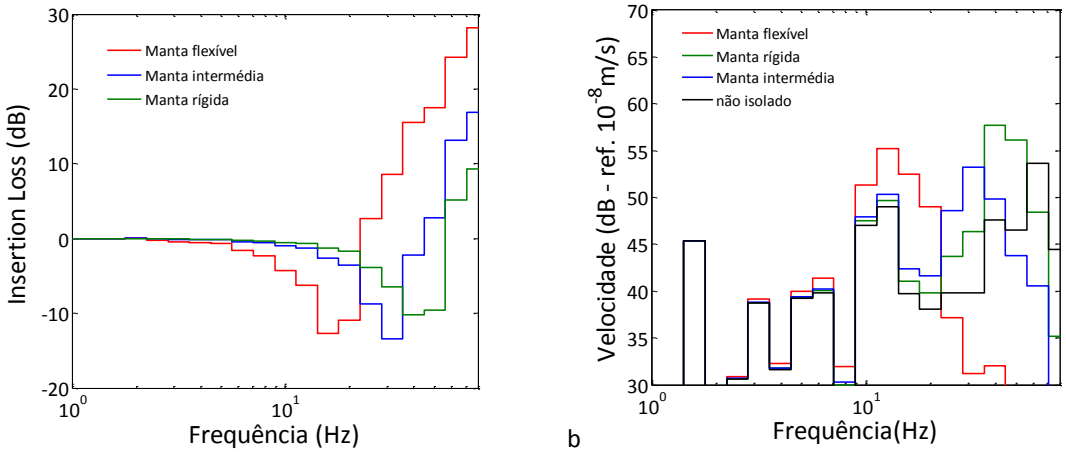


Figura 6.30 – Velocidade vertical da fundação D para os diferentes cenários de isolamento: a) espectro de IL (*insertion loss*); b) espectro de terço de oitava.

Atendendo às características dinâmicas do edifício, ou seja, às frequências de ressonância e aos modos descritos na Figura 6.10, bem como às curvas FRF ilustradas na Figura 6.13, é possível antecipar que a opção por uma solução com mantas bastante flexíveis dá origem a uma amplificação considerável da resposta dinâmica vertical das lajes do edifício. De facto, havendo uma correspondência entre as frequências de ressonância associadas aos modos de vibração que implicam o movimento vertical das lajes do edifício e a frequência natural do sistema de isolamento da via, é previsível que ocorram efeitos de amplificação apreciáveis nas lajes.

A questão acima referida é confirmada pela inspecção da Figura 6.31, onde os registos temporais da velocidade vertical dos pontos centrais das lajes do primeiro piso do edifício (ponto H e ponto G) são apresentados. A fim de facilitar a comparação, os resultados para o cenário não isolado (sem manta resiliente) são sobrepostos nas figuras.

Como se pode observar, a opção pela instalação de uma manta pouco rígida por baixo da laje da via férrea dá origem a uma amplificação considerável da resposta dinâmica vertical das lajes do edifício. Ao contrário do que acontece nas outras situações, quando a manta mais flexível é

adoptada, a resposta dinâmica das lajes é totalmente dominada pela gama de frequências em torno das frequências naturais do edifício que implicam modos locais de flexão das lajes. Este aspecto está bem ilustrado na Figura 6.32, onde o conteúdo em frequência da velocidade vertical do ponto H é descrito para as diferentes soluções de via em laje flutuante em análise.

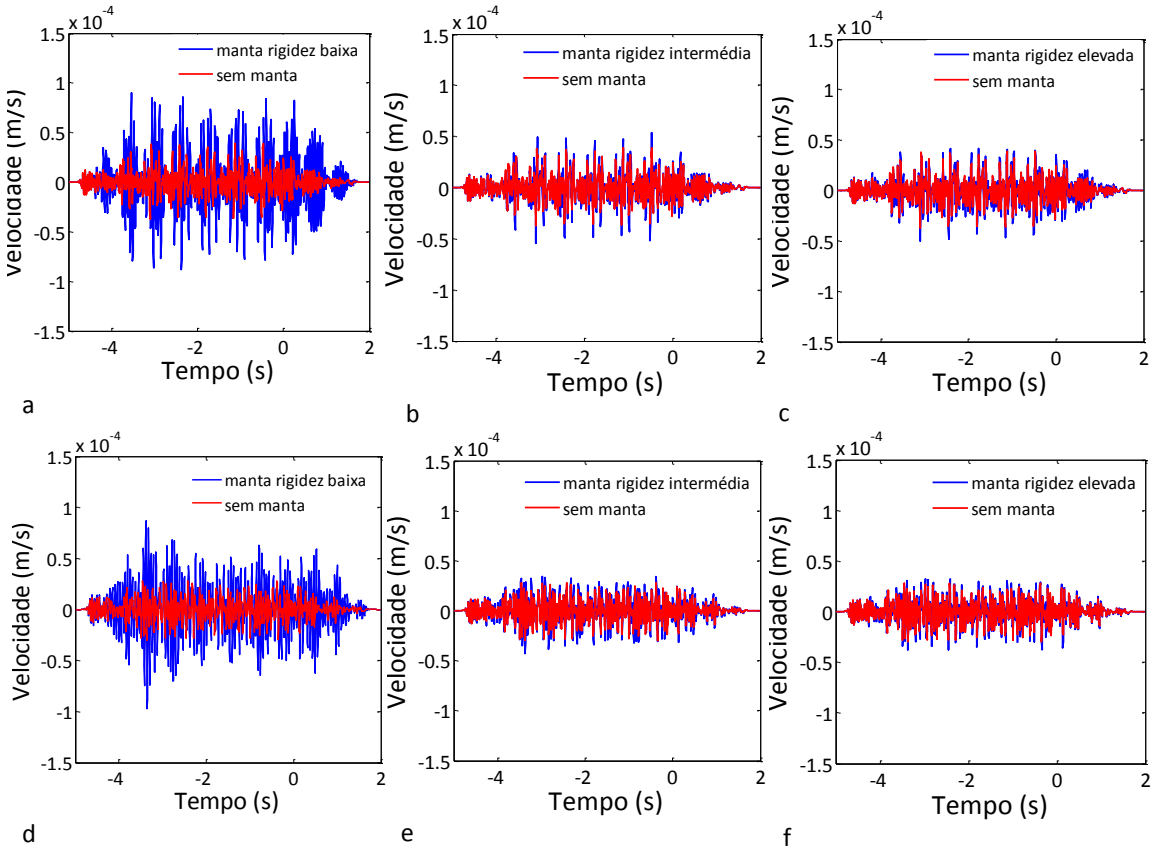


Figura 6.31 – Registo temporal da velocidade vertical experimentada nos pontos centrais das lajes do 1º piso para as diferentes soluções de via em laje flutuante: a) Ponto H- manta com rigidez baixa; b) Ponto H- manta com rigidez intermédia; c) Ponto H- manta com rigidez elevada; d) Ponto G- manta com rigidez baixa; e) Ponto G- manta com rigidez intermédia; f) Ponto G- manta com rigidez elevada.

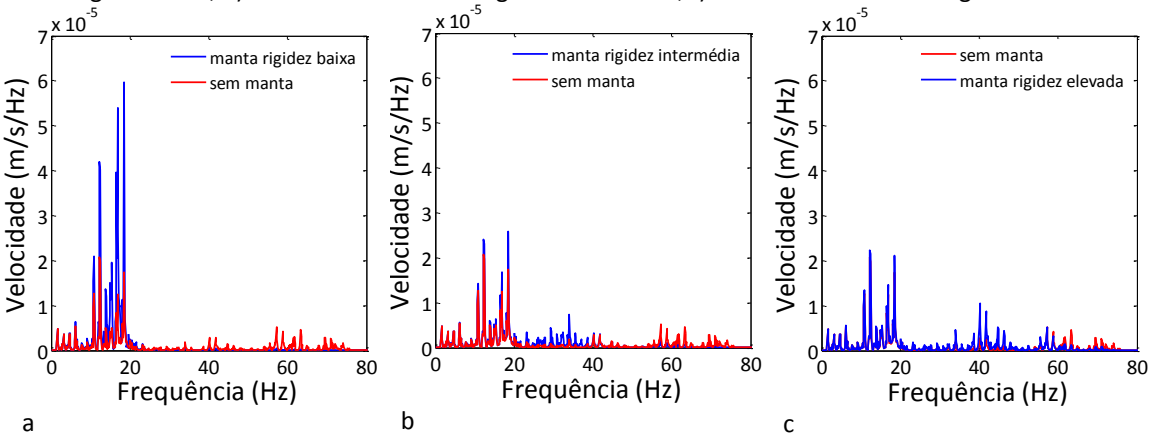


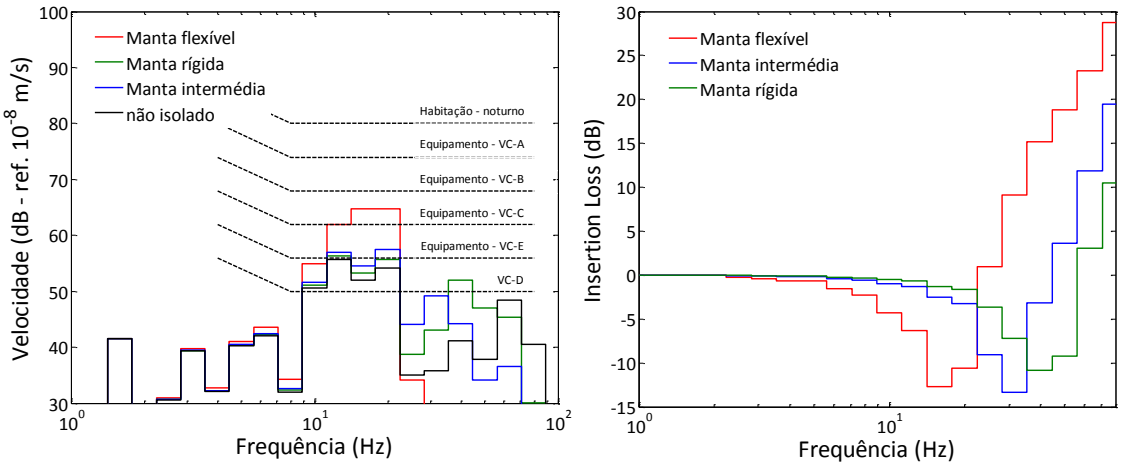
Figura 6.32 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada no ponto H para as diferentes soluções de via em laje flutuante: a) manta com rigidez baixa; b) manta com rigidez intermédia; c) manta com rigidez elevada.

Uma análise detalhada do conteúdo em frequência ilustrado na Figura 6.32 permite identificar que, independentemente das propriedades do sistema de laje flutuante, ocorrem três picos principais na resposta, para frequências próximas dos 13 Hz, 16,7 Hz e 18,6 Hz, à semelhança do já verificado em análise anterior efectuada para o cenário de referência. Como aliás já constatado, a frequência do primeiro pico é consistente com a frequência de passagem dos bogies do comboio à velocidade de 40 m/s, estando por outro lado as frequências associadas aos restantes dois picos em consonância com o 9º e 10º modos de vibração da estrutura. Como expectável, esses picos são amplificados no caso da opção pela solução com manta mais flexível, uma vez que há uma correspondência entre o intervalo de frequências em que há amplificação devido à solução de isolamento e as frequências de ressonância da estrutura do edifício. Tal observação reveste-se de uma grande pertinência, pois uma análise simplista do problema tenderia a afirmar que a adopção de sistemas de laje flutuante de menor frequência natural (utilização da mantas mais flexíveis ou aumento da massa da laje) conduziria a resultados mais satisfatórios, dado que a frequência de corte seria mais baixa e, consequentemente, valores mais elevados do IL (*insertion loss*) seriam alcançados. Contudo, como associado ao efeito de atenuação para frequências superiores à frequência de corte ocorre um efeito de amplificação em torno da frequência natural do sistema flutuante, a coincidência das frequências naturais da estrutura com esse efeito pode conduzir a uma amplificação da velocidade de pico percepcionada na estrutura (ver Figura 6.31a).

Pese embora os espectros lineares ilustrados na Figura 6.32 permitam uma análise detalhada de efeitos locais, tais como a identificação clara dos picos da resposta, a sua interpretação energética torna-se mais complexa dado o carácter irregular dos mesmos. De modo a tornar mais enfática a conclusão alcançada no parágrafo anterior, considere-se a Figura 6.33a, onde se ilustra o espectro de banda de terço de oitava da velocidade vertical observada no ponto H para os vários cenários em estudo. Na Figura 6.33b, ilustram-se os espectros de IL (*insertion loss*) para as diferentes soluções de isolamento.

Com o intuito de permitir uma melhor percepção da potencial consequência das vibrações em causa, encontram-se representadas na Figura 6.33a as curvas limite propostas por Gordon [13] para vibrações compatíveis com a operação de equipamentos sensíveis. O mesmo autor, numa versão mais recente [14], inclui também uma curva limite para a velocidade de vibração no interior de edifícios em período nocturno. Como se pode verificar, atendendo ao critério representado na figura, a solução de mitigação através da incorporação de manta flexível não é compatível com a curva VC-C (esta curva define o limite para a condução de operações de litografia ou de inspecção com detalhe não inferior a 1 micrometro). Porém, caso o foco de

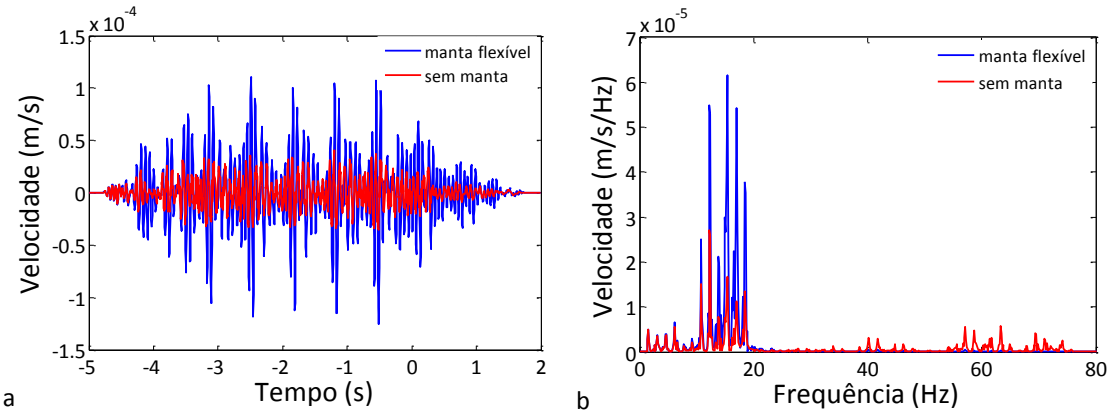
análise não se prendesse com vibrações, mas com ruído re-radiado, então a solução com melhor desempenho seria a alcançada com a manta mais flexível dado que permite uma atenuação drástica da amplitude da resposta para frequências pouco superiores a 20 Hz, tal como se observa na Figura 6.33b.



a b

Figura 6.33 – Espectro de terço de oitava da resposta no ponto H: a) velocidade vertical; b) *insertion loss*.

Relativamente à evolução da resposta dinâmica vertical do edifício em função da altura do piso, é possível concluir que as diferenças nos resultados não são muito relevantes. Com efeito, comparando os resultados apresentados na Figura 6.34, que ilustram a velocidade vertical do ponto J (ponto central da laje do segundo piso) para o caso da solução com manta mais flexível, com os homólogos apresentados na Figura 6.31a e na Figura 6.32a para o ponto H, é possível afirmar que as diferenças não são significativas, uma vez que se registam as mesmas tendências independentemente da altura do piso do edifício.



a b

Figura 6.34 – Velocidade vertical do ponto J (ponto central da laje do 2º piso) para a solução de via em laje flutuante com manta de baixa rigidez: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

No que diz respeito à resposta dinâmica do edifício nas direcções horizontais, e com base nas informações transmitidas pelas curvas FRF representadas na Figura 6.14 e nos estudos

anteriormente apresentados, prevê-se que a estrutura funcione como um "filtro", atenuando as vibrações que atingem as fundações na gama de frequências mais elevadas, registando-se contudo uma amplificação significativa da resposta dinâmica para as frequências mais baixas, que é justificada atendendo às frequências naturais da estrutura associadas aos modos de vibração onde o movimento horizontal das lajes está implícito. Este efeito está efectivamente ilustrado na Figura 6.35, que compara o conteúdo em frequência da velocidade de vibração nas direcções horizontais da fundação D com o do ponto J (ponto central da laje do 2º piso), para o cenário de via não isolada. Da análise da Figura 6.35 fica então claro que o conteúdo em frequência da resposta do ponto inscrito na laje do edifício é agora limitado a uma faixa estreita na gama de frequências mais baixa.

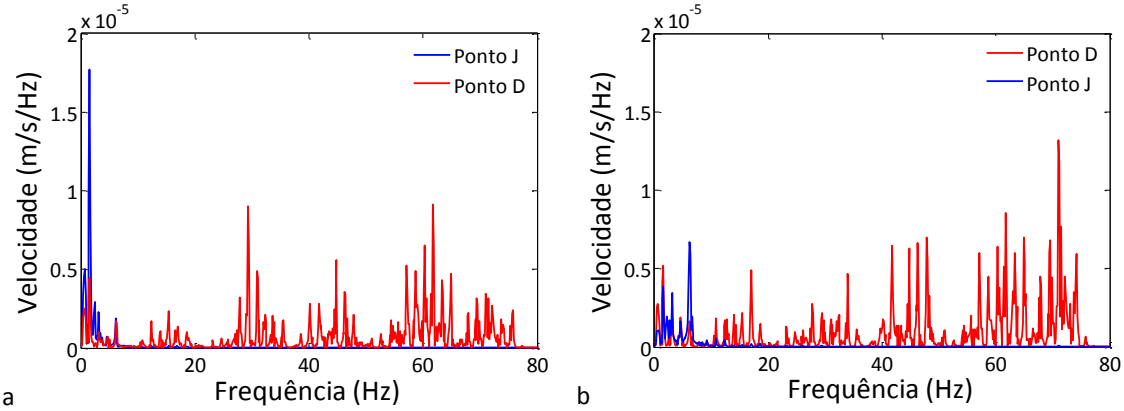


Figura 6.35 – Conteúdo em frequência da velocidade horizontal de vibração da fundação D e do ponto J (ponto central da laje do 2º piso) para o cenário de via não isolada: a) direcção x; b) direcção y.

Atendendo a que a gama de frequências para a qual ocorre amplificação da resposta horizontal das lajes do edifício é muito inferior à frequência de ressonância dos sistemas de isolamento em análise, não é expectável que se observem alterações significativas na resposta dinâmica do edifício em função das propriedades da via férrea. Este aspecto pode ser confirmado pela inspecção da Figura 6.36, onde se mostram os espectros de banda de terço de oitava referentes à velocidade horizontal na direcção x experimentada pelos pontos H e J (ver Figura 6.3) para diferentes condições de isolamento.

Como se pode constatar, a consideração de mantas com valores de rigidez distintos em sistemas de laje flutuante não afecta substancialmente a resposta dinâmica da estrutura na direcção horizontal, uma vez que a sua resposta está confinada à gama de frequências até cerca de 8 Hz. Note-se que este resultado é consistente com a análise modal do edifício realizada anteriormente (ver Figura 6.10). Comparando os resultados apresentados na Figura 6.36a e b, é perceptível um acréscimo da resposta dinâmica na direcção horizontal com o aumento da altura do ponto de observação, contrariamente ao verificado nos resultados

relativos à resposta dinâmica vertical onde não se registou nenhuma alteração significativa na resposta dinâmica em altura.

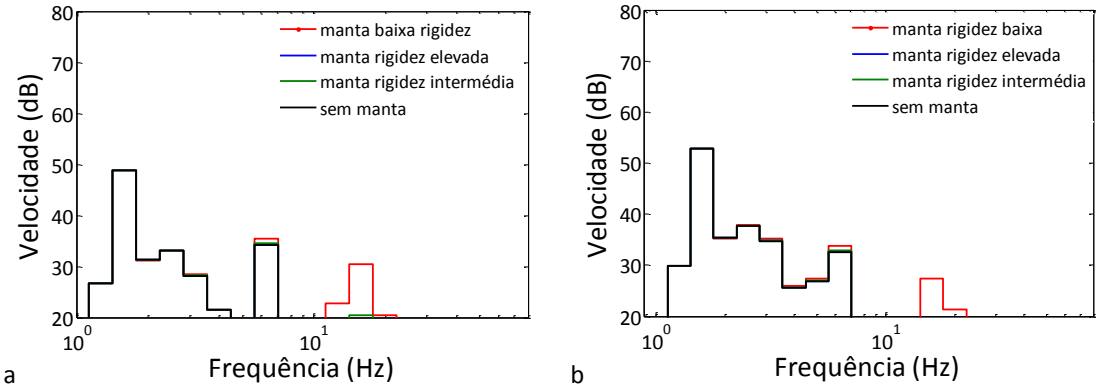


Figura 6.36 – Representação em banda de terço de oitava da velocidade horizontal na direcção x experimentada em dois pontos distintos e para diferentes condições de isolamento (dB-ref. 10^{-8} m/s): a) Ponto H; b) Ponto J.

Perante as análises desenvolvidas até ao momento, torna-se evidente que a dinâmica do edifício é consideravelmente influenciada pela sua interacção com o solo de fundação, principalmente no que respeita ao mecanismo de vibração vertical das lajes, que é uma das principais causas de incómodo dos habitantes de edifícios próximos de linhas ferroviárias. Pretendendo realçar a relevância da interacção solo-estrutura, a Figura 6.37 mostra a velocidade vertical do ponto J do edifício para o caso em que a manta mais flexível é instalada na via férrea. Os resultados agora apresentados foram calculados seguindo duas abordagens distintas: a) com base numa abordagem que contempla a interação solo-estrutura (SSI), ou seja, considerando a impedância do solo de fundação na análise da resposta dinâmica da estrutura (através de uma formulação MEC – 3D); b) a partir de uma metodologia com fraco acoplamento entre o solo e a estrutura, em que o solo é assumido como um meio infinitamente rígido e os graus de liberdade das fundações do edifício são excitados pelo campo de vibração incidente gerado pela passagem do comboio no túnel.

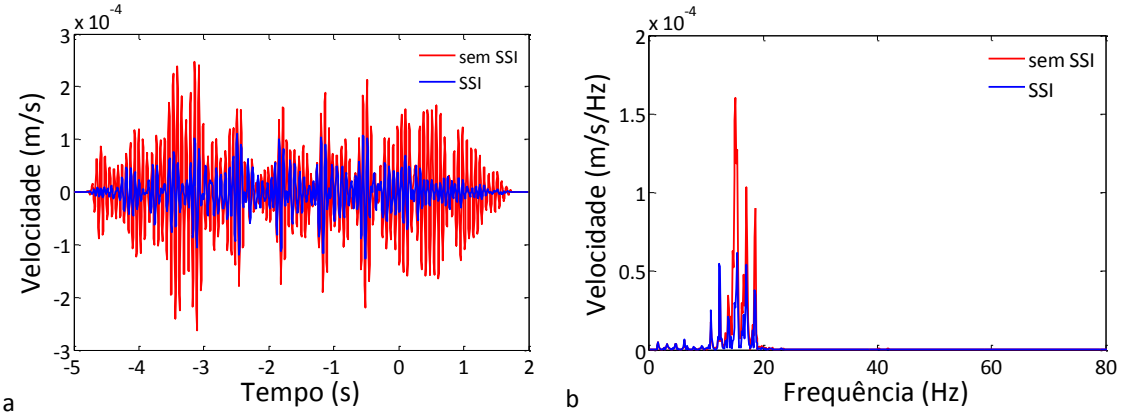


Figura 6.37 – Velocidade vertical experimentada no ponto J considerando duas abordagens distintas, com e sem interacção solo-estrutura: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

Como expectável, quando a interacção solo-estrutura é negligenciada, regista-se uma sobreavaliação da resposta dinâmica das lajes. Este efeito, que se verifica independentemente da medida de mitigação adoptada na via, é particularmente relevante para a resposta dinâmica das lajes na direcção vertical, a qual é dominada por modos de flexão locais. Conclusões semelhantes foram obtidas por François et al. [229], que efectuou um estudo detalhado sobre a interacção solo-estrutura, e também por Romero et al. [230], acerca do comportamento dinâmico de pontes sujeitas a solicitações de tráfego.

Em suma, a partir do estudo aqui desenvolvido é possível concluir que a concepção de sistemas de via em laje flutuante deve ser realizada tendo em consideração as características dinâmicas dos edifícios situados na proximidade da infraestrutura ferroviária. Isto porque se verifica que, em determinadas situações, a frequência natural do sistema de laje flutuante pode ser muito próxima da frequência de ressonância das lajes do edifício, originando deste modo uma amplificação dos valores de pico da resposta.

6.4 Influência da rigidez do solo

6.4.1 Descrição geral

Nesta secção é apresentado um estudo numérico acerca da influência da rigidez do solo nas vibrações induzidas pelo trafégo ferroviário em túneis. A partir dos estudos já apresentados, é possível afirmar que a rigidez do solo não só desempenha um papel importante nas vibrações verticais induzidas na superfície do terreno e, portanto, no mecanismo de propagação de vibrações, como se concluiu do estudo paramétrico levado a cabo no Capítulo 4, mas também condiciona de modo relevante o mecanismo de interacção solo-estrutura, como se tornou evidente na análise do comportamento dinâmico do edifício realizada na secção 6.2.4.2 do presente capítulo. Do exposto, fica claro que a rigidez do solo é um parâmetro que irá influenciar significativamente a resposta dinâmica da estrutura devido às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, surgindo assim como pertinente um estudo mais detalhado, realizado de forma integrada, acerca da influência deste parâmetro na resposta dinâmica do edifício.

Atendendo a que a rigidez do solo é um parâmetro que se assume como relevante em várias vertentes do problema em análise, na presente secção é desenvolvido um estudo integrado, contemplando agora o problema na sua globalidade, ou seja, tendo em conta a geração de vibrações devido à interacção veículo-via, a propagação das vibrações pelo meio envolvente, bem como a recepção de vibrações no interior de edifícios situados nas proximidades do túnel.

No estudo paramétrico apresentado de seguida considera-se o cenário de referência descrito na secção 6.2.1 do presente capítulo. Todavia, com o intuito de avaliar a influência da rigidez do solo, assumem-se dois cenários distintos adicionais para o solo de fundação, em correspondência com as propriedades indicadas no Quadro 6.5 (Cs corresponde à velocidade de propagação das ondas de corte, ν é o coeficiente de Poisson, ρ a massa volúmica e ξ é o amortecimento material do solo).

Quadro 6.5 – Propriedades mecânicas do maciço geotécnico.

Cenário	Cs (m/s)	ν	ρ (kg/m3)	ξ
1	150	0.3	1900	0.04
2	250	0.3	1900	0.04
3	410	0.3	1900	0.04

6.4.2 Resposta dinâmica da via férrea

A Figura 6.38 apresenta o registo temporal da velocidade vertical de vibração do carril, na posição x=0m, durante a passagem do comboio Alfa-Pendular à velocidade de 40 m/s para os diferentes cenários atrás definidos (no instante t=0s, o último eixo do comboio ocupa a posição geométrica definida por x=0m). Atendendo a que a deformabilidade da via é praticamente conferida na sua totalidade pelos elementos resilientes (palmilhas e mantas instaladas sob a laje), a resposta dinâmica da via quase não é afectada pelas propriedades elásticas do maciço onde se inscreve o túnel. No entanto, fora do contexto da via, como é por exemplo o caso da soleira do túnel, as propriedades do maciço começam a assumir alguma relevância. Este aspecto está bem evidenciado na representação dos espectros de banda de terço de oitava ilustrados na Figura 6.39, referentes à velocidade vertical experimentada no carril e no ponto central do *invert* do túnel (na secção transversal definida por x=0 m), para os diferentes cenários de rigidez do solo em análise.

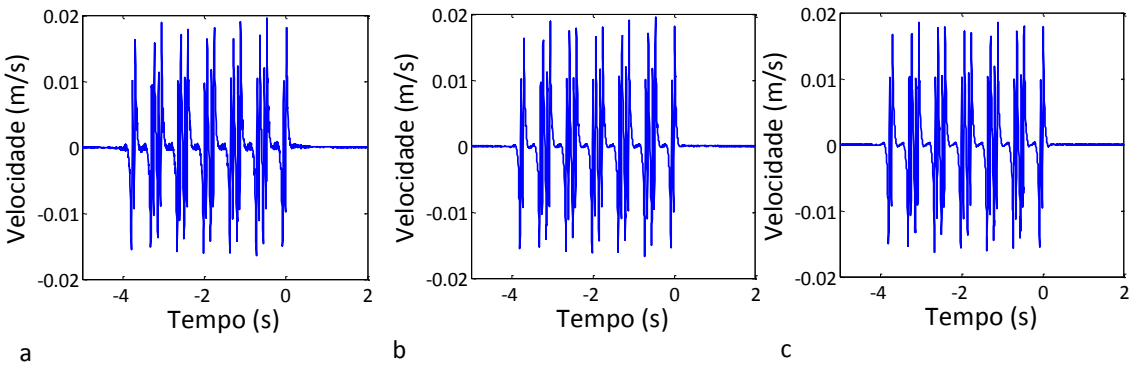


Figura 6.38 – Registo temporal da velocidade vertical de vibração do carril para diferentes propriedades do solo de fundação: a) Cs=150 m/s; b) Cs=250 m/s; c) Cs=410 m/s.

Uma primeira análise dos resultados apresentados na Figura 6.39 permite constatar a importância dos elementos resilientes da via na redução dos níveis de vibração que são transmitidos da via à soleira do túnel. Comparando os resultados apresentados na Figura 6.39a, relativos ao carril, com os da Figura 6.39b, referentes ao *invert* do túnel, é possível observar uma considerável redução da velocidade de vibração, superior a 20 dB, independentemente da banda de frequência em questão. Verifica-se ainda que este efeito de atenuação é tanto mais pronunciado quanto maior a rigidez do solo de fundação. De facto, se no que diz respeito à resposta dinâmica da via as propriedades do solo não desempenham um papel relevante, a mesma afirmação não pode ser generalizada para o caso da resposta dinâmica do *invert* do túnel, dado que se registam diferenças de alguns dB em função da rigidez do maciço (Figura 6.39b). Esta conclusão deve contudo ser apresentada com prudência, uma vez que é dependente do contraste de rigidez entre a via e o restante meio que lhe serve de suporte.

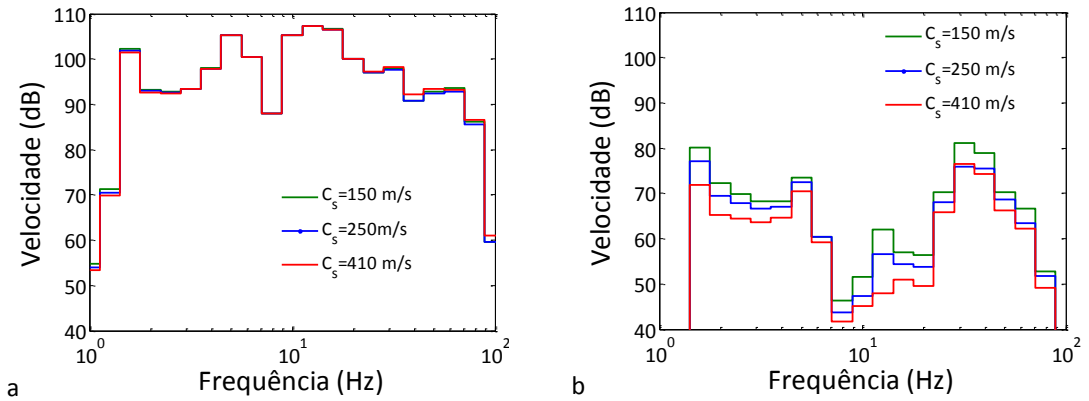


Figura 6.39 – Representação em banda de terço de oitava da velocidade vertical experimentada em dois pontos distintos (na posição x=0 m), e para os diferentes cenários em análise (dB-ref. 10^{-8} m/s): a) carril; b) *invert* do túnel.

Pese embora os resultados referentes à laje não sejam aqui apresentados, o comportamento dinâmico deste elemento é muito idêntico ao do carril, sendo apenas os níveis de vibração alcançados ligeiramente menores devido à presença da palmilha entre a laje e o carril.

Com base nos resultados até agora apresentados é possível avançar com duas conclusões distintas: a) as propriedades do solo não são um aspecto relevante para o problema da geração de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis (pelo menos quando os sistemas de via em laje flutuante adoptados exibem condições de rigidez média a baixa); b) as propriedades do solo, nomeadamente a sua rigidez, desempenham um papel importante nas vibrações percepcionadas no túnel e, por conseguinte, no problema de propagação de vibrações pelo meio envolvente. Esta última questão vai ser alvo de análise mais detalhada na secção que se segue.

6.4.3 Resposta dinâmica do campo livre induzida pela passagem do comboio

A resposta dinâmica do campo livre, como já explanado previamente, resulta da convolução das forças de interacção dinâmica geradas na interface roda-carril (veículo-via) com as funções de transferência do sistema via-túnel-maciço. Conforme abordado na secção anterior, a resposta dinâmica do carril é praticamente independente das propriedades do terreno. Atendendo ao mecanismo de interacção veículo-via, expresso pela equação [5.4], é possível concluir que o problema da fonte de vibração, ou seja, da geração de forças dinâmicas devido à interacção dinâmica entre o comboio e a via, é também ele praticamente independente da rigidez do solo. Por conseguinte, as diferenças registadas entre os resultados obtidos para cada um dos três cenários em análise devem-se às características dos mecanismos de transmissão de vibrações inerentes aos diferentes meios considerados.

Com vista à análise das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário nas proximidades da via férrea para os diferentes cenários de rigidez do solo de fundação, consideram-se vários pontos de observação, todos situados à superfície do maciço e na secção transversal definida por x=0m, mas localizados a diferentes distâncias do plano de simetria do túnel: o ponto P1, que pertence ao próprio plano, e os pontos Q1, Q2 e P3 que se encontram afastados de 5 m, 16 m e 20 m, respectivamente.

A Figura 6.40 compara os espectros de banda de terço de oitava relativos à velocidade vertical experimentada em pontos de observação considerados na superfície do terreno, assumindo a inexistência de edificações (condição de campo livre) e para os três cenários em análise, a que correspondem valores do módulo de distorção do solo distintos (ou velocidades de propagação das ondas de corte, tal como indicado no Quadro 6.5).

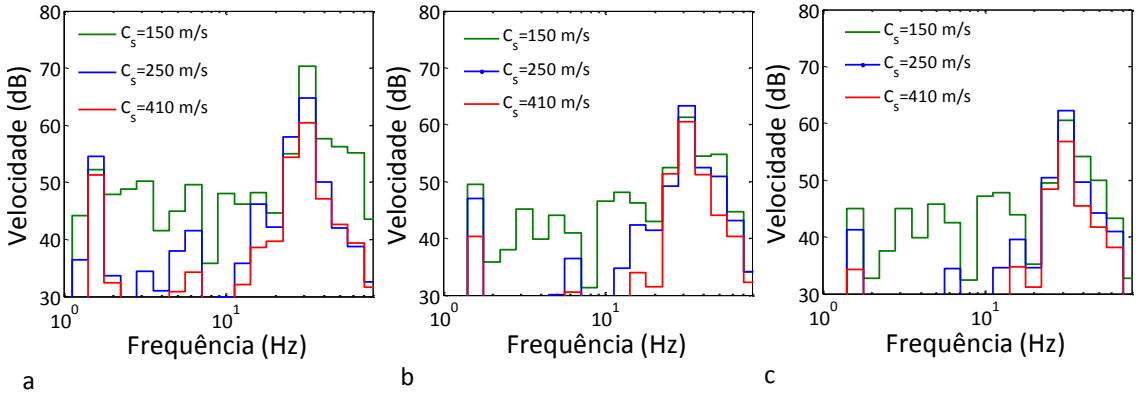


Figura 6.40 – Representação em banda de terço de oitava da velocidade vertical experimentada em diferentes pontos localizados à superfície do terreno, na condição de campo livre, e para condições de rigidez do solo de fundação distintas (dB-ref. 10^{-8} m/s): a) P1 (0,0,0); b) Q2 (0,16,0); c) P3 (0,20,0).

Atentando na Figura 6.40 observa-se que na gama das baixas frequências há uma tendência para a diminuição da velocidade vertical de vibração com o aumento da rigidez do maciço. Quando o receptor está localizado directamente acima do túnel (Figura 6.40a), a observação anterior também se estende à gama de frequências mais elevada, uma vez que a resposta para estas frequências é largamente influenciada pela propagação das ondas de compressão (ondas P) na direcção vertical, ao contrário do que se verifica, no caso da resposta dinâmica vertical, em pontos mais afastados do túnel, onde as ondas de corte (ondas S) e as ondas de Rayleigh (ondas R) desempenham um papel mais relevante na resposta.

Em relação à componente horizontal da resposta, a qual está representada na Figura 6.41, pode-se afirmar o oposto, sendo a contribuição das ondas de compressão para a resposta horizontal dos pontos mais distantes do túnel muito importante. Este aspecto é em todo justificado pelas características de decaimento da resposta mediante o tipo de onda associado, como aliás já discutido em capítulo precedente da presente dissertação.

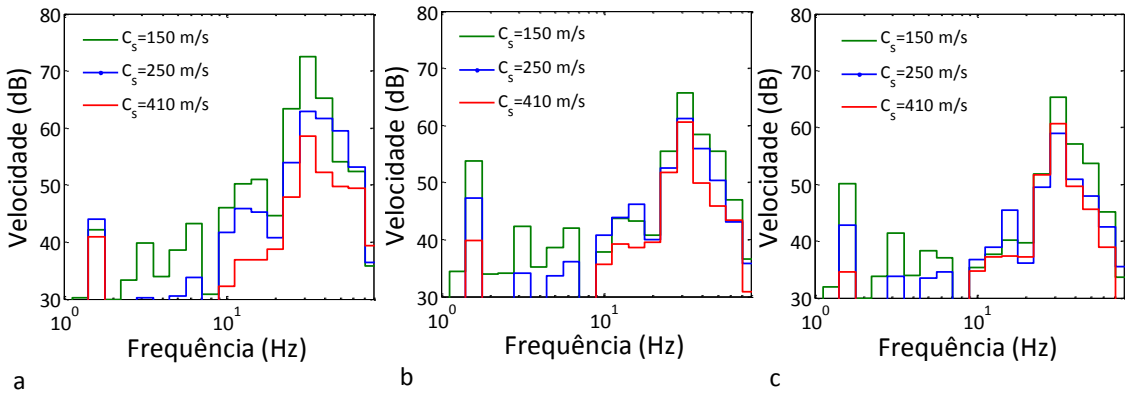


Figura 6.41 – Representação em banda de terço de oitava da velocidade horizontal (na direcção y) experimentada em diferentes pontos localizados à superfície do terreno, na condição de campo livre, e para condições de rigidez do solo de fundação distintas (dB-ref. 10^{-8} m/s): a) Q1 (0,5,0); b) Q2 (0,16,0); c) P3 (0,20,0).

Comparando os resultados obtidos para os vários pontos de observação em análise, conclui-se que é bastante difícil estabelecer uma tendência clara de comportamento. A resposta dinâmica na gama de frequências média apresenta uma complexidade elevada, que é consequência da interacção túnel-maciço, como aliás discutido por Gupta et al. [36, 128] e Lopes et al. [75, 88] e também no Capítulo 4 da presente dissertação. No entanto, apesar da complexidade da resposta, é possível constatar que para as frequências mais elevadas, a influência da variação da rigidez do solo na velocidade vertical registada tende a diminuir com o aumento da distância do ponto de observação em relação ao túnel. Este comportamento deve-se à compensação do "efeito da rigidez" pelo "efeito do amortecimento". A diminuição da rigidez do solo dá efectivamente origem a um incremento na resposta dinâmica, porém,

este acréscimo é parcialmente compensado pelo aumento do efeito do amortecimento material, uma vez que os cumprimentos de onda propagantes são mais curtos, o que se repercute numa maior atenuação da resposta. Obviamente que este efeito se torna mais evidente com o aumento da frequência de excitação e da distância entre o túnel e o receptor. Refira-se ainda uma outra observação interessante, que está relacionada com o facto de na gama de frequências entre os 5 Hz e os 30 Hz se verificar que a rigidez do solo desempenha um papel mais relevante na componente vertical da resposta do que na sua componente horizontal. Esta constatação deve todavia ser atendida com cautela pois é bastante dependente do mecanismo de interacção túnel-maciço.

Em suma, apesar da assumida complexidade do problema, é possível afirmar que a rigidez do maciço influência de modo relevante o campo de vibrações percepcionado à superfície do maciço. A sua influência é mais pronunciada na componente vertical da resposta e para a gama de frequências abaixo de 40 Hz, principalmente quando o ponto receptor se encontra mais afastado do túnel.

6.4.4 Resposta dinâmica do edifício ao tráfego subterrâneo

Dos estudos efectuados anteriormente sobre o comportamento dinâmico do edifício e sua interacção com o solo de fundação é possível inferir que a resposta dinâmica do edifício é condicionada pelas suas propriedades dinâmicas e pelo campo de onda incidente induzido pela circulação do comboio no túnel. Ambos os aspectos referidos são profundamente afectados pelas propriedades do solo, uma vez que a rigidez do solo além de influenciar de modo significativo o mecanismo de propagação de vibrações pelo meio envolvente até à superfície, como se constata da análise efectuada na secção anterior (ver Figura 6.40 e Figura 6.41), também condiciona claramente o comportamento dinâmico da estrutura, dada a sua relevância no mecanismo de interacção solo-estrutura (edifício), conforme abordado na secção 6.2.4.2 do presente capítulo (ver Figura 6.15 e Figura 6.16). Resulta do exposto a evidência de que a rigidez do solo é um parâmetro que irá certamente influenciar de modo relevante a resposta dinâmica da estrutura devido à excitação induzida pelo tráfego ferroviário no túnel.

Contudo, a partir dos resultados até agora apresentados, e da sua análise detalhada, não é fácil estabelecer uma tendência clara de como a rigidez do solo afecta os níveis de vibração percepcionados no interior dos edifícios devido ao tráfego ferroviário. Refira-se o seguinte

exemplo, foi salientado que a diminuição da rigidez do solo é acompanhada por um aumento da velocidade do campo de onda incidente para a gama de frequências até 40 Hz (Figura 6.40), no entanto, os solos que exibem menor rigidez permitem uma maior radiação de energia pelo maciço de fundação (através do mecanismo de SSI), tal como se ilustra na Figura 6.15, o que pode compensar, pelo menos parcialmente, o efeito anteriormente referido. Surge deste modo a necessidade de desenvolver um estudo integrado que permita avaliar melhor a influência da rigidez do maciço na resposta dinâmica do edifício, o qual é apresentado na presente secção.

Como já discutido anteriormente, devido aos efeitos da interacção solo-estrutura, a resposta dinâmica das sapatas do edifício é distinta do campo de onda incidente. A diferença registada é tão mais pronunciada quanto menor a rigidez do solo de fundação, conforme está ilustrado na Figura 6.42, onde o conteúdo em frequência da velocidade de resposta na direcção vertical da fundação D (ver Figura 6.3) é comparado com o da velocidade vertical do campo de onda incidente correspondente, para os diferentes cenários de rigidez do maciço em análise.

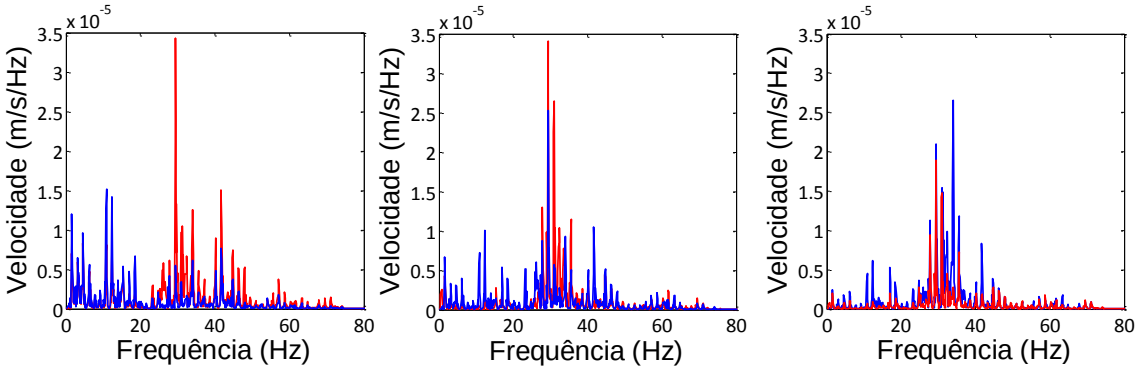


Figura 6.42 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada na fundação D e do campo de onda incidente nessa mesma localização, para diferentes propriedades do solo de fundação: a) Cs=150 m/s; b) Cs=250 m/s; c) Cs=410 m/s (linha vermelha- campo de onda incidente; linha azul- resposta da fundação D).

Da análise da Figura 6.42 constata-se que para a gama de frequências até aos 25Hz ocorre amplificação do campo de onda incidente, ou seja, a velocidade vertical registada na fundação é superior à velocidade vertical do campo incidente, independentemente da rigidez do solo. Como expectável, este efeito é tão mais acentuado quanto menor a rigidez do solo de fundação. No entanto, para frequências acima dos 25 Hz, é visível, para o caso do cenário menos rígido (Figura 6.42a), uma clara redução da velocidade vertical da fundação quando comparada com a do campo de onda incidente. Esta tendência, embora parcialmente ocorrente, não é tão perceptível para os restantes cenários.

No que diz respeito à resposta dinâmica vertical das lajes do edifício, a inspecção da Figura 6.43, a qual ilustra o registo temporal da velocidade vertical do ponto H (ponto central de uma laje do primeiro piso), permite constatar uma clara influência da rigidez do solo na resposta dinâmica do sistema.

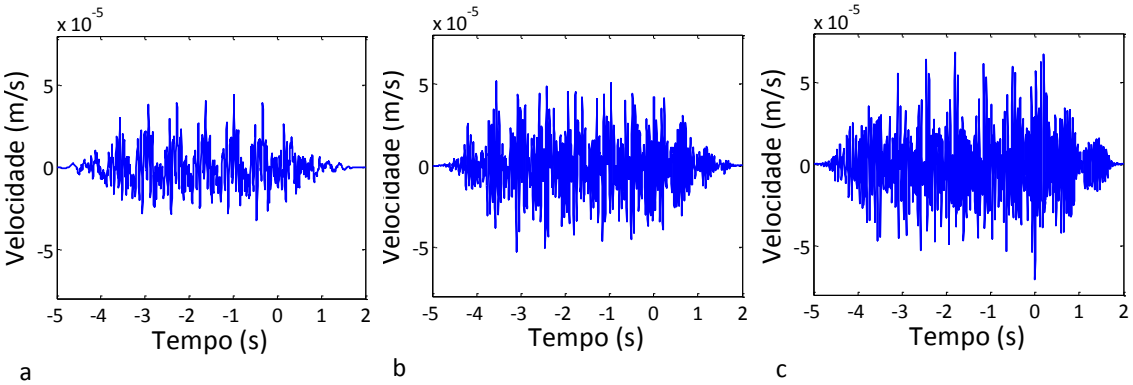


Figura 6.43 – Registo temporal da velocidade vertical experimentada pelo ponto H (ponto central de laje do 1º piso) para diferentes propriedades do solo de fundação: a) Cs=150 m/s; b) Cs=250 m/s; c) Cs=410 m/s.

Uma primeira análise dos resultados permite concluir que os valores de pico da velocidade vertical aumentam à medida que aumenta a rigidez do solo de fundação. Note-se que o efeito de amortecimento induzido pelo mecanismo de interacção solo-estrutura, que é tanto mais notório quanto menos rígido é o maciço de fundação, está aqui bem evidenciado. No caso do cenário mais rígido, é possível identificar um registo final de vibração livre do edifício após a passagem do comboio, o qual só é perceptível, face aos restantes cenários, pelo facto do efeito de amortecimento associado ao mecanismo de SSI ser aqui menos relevante. Refira-se que estas observações são também corroboradas pela análise do conteúdo em frequência da resposta do ponto H, que está representado na Figura 6.44.

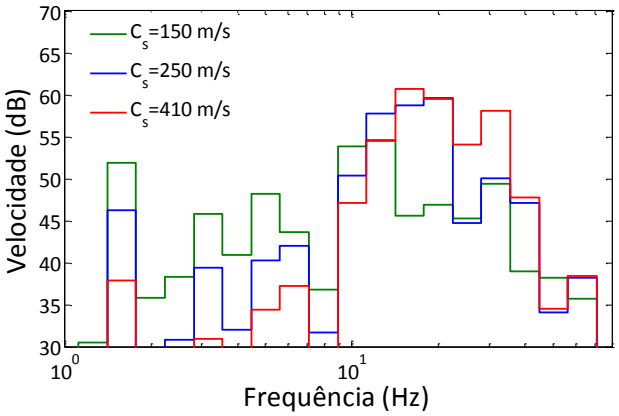


Figura 6.44 – Representação do espectro de banda de terço de oitava da velocidade vertical do ponto H para diferentes propriedades do solo de fundação (dB-ref. 10^{-8} m/s).

Focalizando na Figura 6.44, verifica-se que na gama de frequências mais baixa, até cerca dos 10 Hz, a velocidade vertical aumenta com a diminuição da rigidez do maciço de fundação. Após

esse limite esta tendência inverte-se, sendo este resultado explicado pela influência da interacção solo-estrutura no comportamento dinâmico do edifício. Com efeito existe uma perfeita compatibilidade entre os resultados agora ilustrados e os ditados pela Figura 6.15b, onde o efeito da rigidez do maciço de fundação nos mecanismos de SSI foi abordado.

De modo geral, a maior preocupação quando se lida com o problema das vibrações induzidas em edifícios devido ao tráfego, diz respeito à componente vertical da resposta [18, 231]. Todavia, as propriedades do maciço de fundação também afectam as componentes horizontais da resposta, como se mostra nos espectros de banda de terço de oitava referentes à velocidade horizontal (na direcção y) experimentada pelo ponto H, os quais estão representados na Figura 6.45. Como se pode visualizar, o conteúdo em frequência da resposta está concentrado numa estreita faixa na gama das baixas frequências, em correspondência com as frequências naturais associadas ao 2º e 4º modos de vibração da estrutura do edifício (ver Figura 6.10), onde o movimento horizontal das lajes na direcção y está implícito. Para a gama de frequências mais elevada, a estrutura do edifício actua como um "filtro" em relação às vibrações do campo de onda incidente, deixando assim praticamente de haver conteúdo de resposta. Não obstante, é notório que a velocidade horizontal aumenta com a diminuição da rigidez do solo de fundação, dado que para a gama de frequências em causa a resposta do sistema apenas é condicionada pela rigidez quasi-estática do solo.

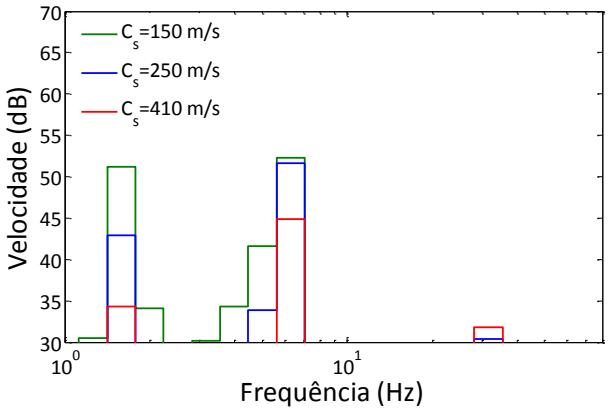


Figura 6.45 – Representação do espectro de banda de terço de oitava da velocidade horizontal (na direcção y) do ponto H para diferentes propriedades do solo de fundação (dB-ref. 10^{-8} m/s).

6.4.5 Relevância da análise da interacção solo-estrutura e abordagens alternativas

Os resultados apresentados na última secção foram calculados recorrendo a uma análise detalhada do sistema maciço-edificação pelo MEF-MEC 3D. Contudo, abordagens alternativas, de preferência mais simples e que permitam reduzir o esforço de cálculo sem comprometer em demasia a acuidade da solução, devem também ser consideradas. No limite, a alternativa

mais simples consiste em negligenciar o contributo do maciço de fundação para o comportamento dinâmico do edifício, ou seja, assumir que a rigidez do solo é tão elevada que a sua contribuição para a resposta não é relevante. Tendo em consideração as funções FRF apresentadas anteriormente (secção 6.2.4.2) torna-se evidente que esta opção só é aceitável nos casos em que é considerado um maciço de fundação muito rígido. No entanto, entre esta abordagem e a avaliação da impedância do solo de fundação através de uma formulação detalhada como o método dos elementos de contorno (MEC 3D), importa analisar e verificar mais em detalhe a razoabilidade dos modelos discretos condensados, como por exemplo, o modelo apresentado no Capítulo 5 e designado por modelo cauda de macaco.

A Figura 6.46 compara o registo temporal da velocidade vertical do ponto H, calculada pelos três métodos distintos atrás mencionados, para os dois dos cenários extremos em análise: maciço mais flexível e maciço mais rígido (ver Quadro 6.5).

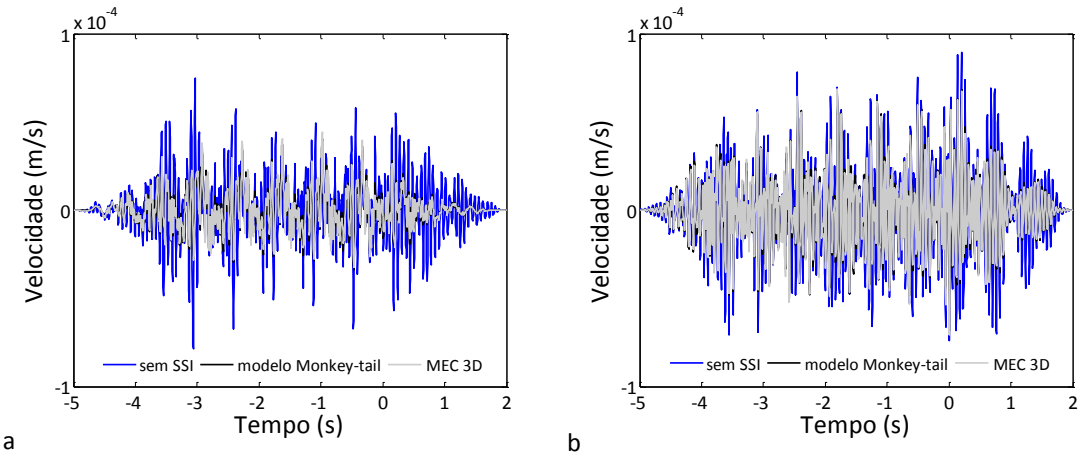


Figura 6.46 – Influência da interacção solo-estrutura (SSI) e do método de avaliação da impedância do solo de fundação no registo temporal da velocidade vertical experimentada pelo ponto H (ponto central de laje do 1º piso) para os dois cenários de rigidez do solo em análise: a) Cs=150 m/s; b) Cs=410 m/s.

A partir dos resultados agora apresentados podem tecer-se dois comentários principais, que pela sua evidência aqui se destacam: i) a consideração dos efeitos da interacção solo-estrutura é imprescindível para uma avaliação precisa das vibrações induzidas no interior de edifícios devido ao tráfego ferroviário no túnel; ii) no presente caso, os resultados obtidos usando o modelo cauda de macaco para o cálculo da rigidez dinâmica do solo, ajustam-se muito bem à solução proveniente da abordagem pelo MEC 3D. A primeira observação é particularmente notória na Figura 6.46a, onde se verifica uma significativa sobrestimação dos valores de pico da velocidade vertical quando os efeitos do mecanismo de interacção solo-estrutura são negligenciados. As observações realçadas ganham robustez através da análise dos resultados homólogos no domínio da frequência, os quais se encontram representados na Figura 6.47.

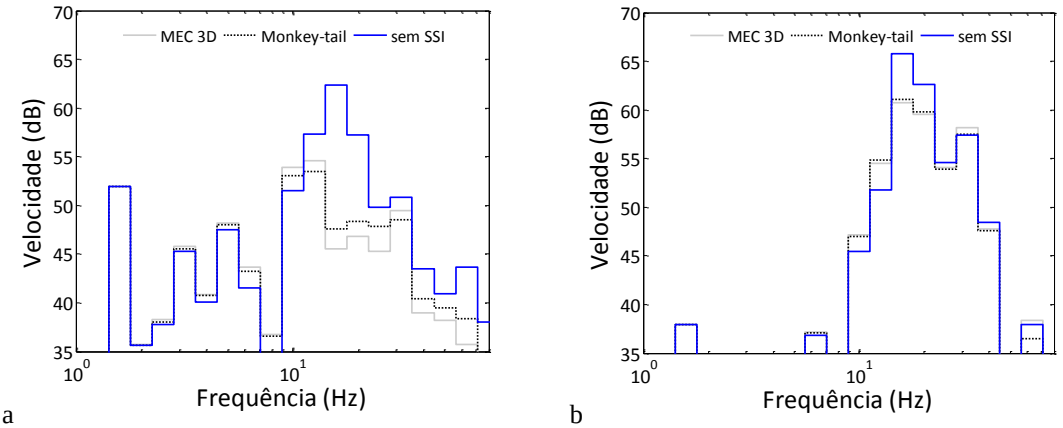


Figura 6.47 – Influência da interacção solo-estrutura (SSI) e do método de avaliação da impedância do solo de fundação no conteúdo em frequência da velocidade vertical experimentada no ponto H (ponto central de laje do 1º piso) para os dois cenários de rigidez do solo em análise: a) Cs=150 m/s; b) Cs=410 m/s.

Como é possível visualizar, no cenário em que o maciço exibe menor rigidez (Figura 6.47a) a não inclusão dos efeitos da interacção solo-estrutura pode dar origem a uma sobreavaliação da resposta até cerca de 15 dB na gama de frequências em torno dos 20 Hz, verificando-se que esta sobrestimação é minimizada para 5 dB quando se considera o cenário mais rígido. Apesar das diferenças registadas quando se comparam os resultados obtidos através do modelo discreto condensado com os oriundos da abordagem pelo MEC 3D, pode afirmar-se que, regra geral, se obtém uma boa concordância, mesmo quando a rigidez do solo é muito baixa (que corresponde ao cenário mais desfavorável), o que evidencia as potencialidades do modelo em causa.

6.5 Considerações finais e conclusões

No capítulo que agora termina, com base na ferramenta numérica proposta neste trabalho, que consiste num modelo abrangente que permite simular de modo eficiente as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis, foi desenvolvido um estudo numérico integrado desde a fonte (comboio) até ao receptor (edifício). A metodologia adoptada compreende a simulação dos principais aspectos do problema, ou seja, a geração de vibrações, a sua propagação através do solo e a recepção de vibrações no interior de edifícios situados nas proximidades da infraestrutura ferroviária. A abordagem de subestruturação, recorrendo a modelos distintos para a simulação das diferentes partes do domínio, mostrou um alto padrão de eficiência computacional, o qual, aliás permitiu conduzir o conjunto de estudos paramétricos apresentados.

O estudo efectuado procurou não só ilustrar as potencialidades do modelo de cálculo proposto, nomeadamente na análise da resposta dinâmica de edifícios devido às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, de uma forma integrada e interagindo com os diferentes módulos apresentados em capítulos precedentes, mas também avaliar a eficiência de medidas de mitigação, como é o caso das soluções de via em laje flutuante, e a influência da rigidez do solo nas vibrações percepcionadas no interior de edifícios localizados nas imediações de túneis ferroviários. O estudo realizado, de carácter abrangente e vocacionado para a compreensão fundamental dos fenómenos, permitiu retirar diversas ilações que se apresentam em seguida.

A partir do estudo desenvolvido, e de um ponto de vista geral, foi possível concluir que as características dinâmicas do edifício desempenham um papel muito relevante nas vibrações percepcionadas no seu interior. Do mesmo modo, verificou-se que a consideração da impedância do solo de fundação, e portanto dos efeitos da interacção solo-estrutura, na solução do problema dinâmico do edifício é um aspecto fundamental para alcançar uma avaliação precisa das vibrações induzidas no interior dos edifícios devido ao tráfego ferroviário em túneis. De facto, se a impedância do solo de fundação não for considerada, ou seja, se se assumir que o movimento das fundações do edifício é igual ao campo de vibração incidente, negligenciando deste modo os efeitos do mecanismo de interacção solo-estrutura, a resposta dinâmica das lajes do edifício na direcção vertical é claramente sobreavaliada. Com efeito, a interacção solo-estrutura tem uma influência relevante no comportamento dinâmico do edifício, induzindo um efeito de amortecimento na resposta devido à radiação de energia pelo maciço de fundação. Tendo em linha de conta este mesmo aspecto, investigou-se a possibilidade de recurso a metodologias alternativas, tais como modelos discretos condensados, para a inclusão, ainda que de forma simplificada dos efeitos de interacção solo-estrutura. O estudo realizado permitiu concluir que é alcançada uma concordância notável entre os resultados vaticinados por essas metodologias e os ditados por métodos mais completos, como por exemplo o MEC 3D. Essa concordância é tanto mais significativa quanto maior a rigidez do maciço de fundação.

Em relação à evolução da resposta dinâmica do edifício em função da altura do ponto de observação, foi possível concluir que ocorre uma amplificação da resposta na direcção horizontal, permanecendo a resposta na direcção vertical praticamente inalterada. A este respeito, refira-se ainda que, para o problema em estudo, a influência dos mecanismos de interacção solo-estrutura é mais notória na componente vertical da resposta do que na componente horizontal.

O estudo paramétrico realizado considerando soluções distintas para a via férrea instalada no túnel permite avançar com várias conclusões, as quais agora se sintetizam:

i) A eficiência da utilização de mantas resilientes na mitigação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário é claramente dependente da frequência de ressonância do sistema de isolamento. Na verdade, admitindo que a massa da laje da via permanece constante, pode afirmar-se que a solução é dependente da rigidez da manta. Para obter uma redução considerável das vibrações, são necessárias mantas de baixa rigidez, dado que induzem uma frequência de corte do sistema mais baixa. Por outro lado, essa mesma opção implica uma amplificação da resposta dinâmica da via férrea, o que pode limitar o campo de aplicação desta solução de atenuação;

ii) Apesar do efeito de atenuação proporcionado pela presença das mantas sob a laje da via férrea, um efeito pernicioso resulta da amplificação do campo de onda incidente (o qual excita o edifício) na gama de frequências em torno do valor de ressonância do sistema de isolamento instalado na via férrea. Este efeito é particularmente prejudicial quando mantas de baixa rigidez são adoptadas, uma vez que a frequência de ressonância da via férrea pode coincidir com as frequências naturais associadas aos modos locais de flexão das lajes do edifício (na gama de frequência entre 14 Hz e 20 Hz, no presente caso). Quando isso ocorre, a opção por mantas de baixa rigidez, embora possibilite uma considerável atenuação das vibrações na gama de frequências mais elevada, resulta numa significativa amplificação da resposta dinâmica das lajes na direcção vertical, permitindo que se atinjam valores de pico da velocidade vertical de cerca do dobro dos verificados para o caso dos cenários não isolados. Este efeito pode ser evitado usando mantas mais rígidas, com frequências de ressonância consideravelmente superiores às frequências naturais associadas aos modos locais de flexão das lajes. No entanto, a sua eficiência na redução de vibrações nas frequências mais elevadas, que são bastante importantes para a questão do ruído re-radiado, será minimizada;

iii) A resposta dinâmica das lajes do edifício na direcção horizontal não é especialmente afectada pela medida de isolamento adoptada ao nível da via férrea instalada no túnel. Na verdade, a resposta dinâmica na direcção horizontal é dominada por uma estreita faixa na gama das baixas frequências, sendo estas

muitos inferiores à frequência de ressonância dos sistemas de isolamento analisados neste trabalho.

Atendendo às observações anteriores, é possível concluir que a concepção de sistemas de via em laje flutuante com vista à mitigação das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis deve ser realizada de forma criteriosa. Se, por um lado, a opção por mantas de baixa rigidez permite alcançar elevada eficiência na atenuação de vibrações nas frequências acima de 25 Hz (quase 30 dB para frequências acima de 60 Hz, no caso aqui estudado), não poderá ser negligenciado que este tipo de solução implica amplificações consideráveis na gama de frequências mais baixa. Esta gama de frequências em que as vibrações são amplificadas é, em algumas situações, coincidente com a gama de frequências naturais associadas aos modos locais de flexão das lajes de edifícios próximos da via férrea subterrânea. Por conseguinte, nestes casos, em vez de uma atenuação das vibrações percepcionadas no interior do edifício, uma forte amplificação pode ocorrer, com valores de pico da velocidade vertical substancialmente superiores aos verificados em caso de ausência de medidas de mitigação.

No que se refere ao estudo paramétrico desenvolvido sobre a influência da rigidez do solo na resposta dinâmica do sistema, as seguintes conclusões são sumariadas:

i) A resposta dinâmica da via férrea, bem como a do comboio, não é particularmente afectada pela rigidez maciço geotécnico. Esta observação deve ser feita com prudência, uma vez que apenas é válida quando elementos resilientes estão incluídos na via. Nestes casos, praticamente toda a flexibilidade da via é conferida por estes elementos resilientes e a influência da rigidez do solo é negligenciável;

ii) Os mecanismos de propagação de vibrações são fortemente afectados pelas propriedades do solo. A dependência da resposta dinâmica do campo livre, induzida pela passagem do comboio, face às propriedades do solo é bastante complexa e também dependente da posição do receptor em relação ao túnel. Para os receptores localizados directamente acima do túnel, há um aumento da resposta vertical com a diminuição da rigidez do solo, independentemente da gama de frequências em questão. No entanto, quando a distância túnel-receptor aumenta, a participação das ondas R e S na resposta dinâmica torna o problema mais complexo, minimizando a influência da rigidez do solo na resposta para a gama de frequências mais elevada;

iii) A influência da rigidez do solo na resposta dinâmica do edifício compreende dois aspectos principais: a) a influência da rigidez do solo no campo de onda incidente;

b) a influência da rigidez do solo no comportamento dinâmico do edifício. O primeiro aspecto é apenas dependente do mecanismo de propagação, não sendo para a sua análise necessário considerar a interacção solo-estrutura. Relativamente ao último aspecto mencionado, verifica-se que a influência da rigidez do solo no mecanismo de interacção solo-estrutura é bastante relevante, sobretudo quando se trata de solos com rigidez relativamente baixa. Em todo o caso, a inclusão da interacção solo-estrutura resulta num maior amortecimento da resposta vertical das lajes do edifício. Os valores de pico da velocidade vertical das lajes diminuem com a diminuição da rigidez do solo, uma vez que os efeitos de ressonância das lajes são tanto mais amortecidos quanto menor é a rigidez do solo de fundação. Da análise do conteúdo em frequência da resposta, constatou-se que para a gama de frequência mais baixa, ou seja, até aos 10 Hz, a velocidade vertical das lajes aumenta com a diminuição da rigidez do solo, ocorrendo o oposto para as frequências superiores.

iv) Atendendo a que a resposta do edifício nas direcções horizontais é dominada pela gama de frequências mais baixas, até cerca dos 8 Hz, é possível estabelecer uma tendência de diminuição da resposta à medida que aumenta a rigidez do solo. No entanto, deve ser notado que esta tendência é bastante dependente das características estruturais do edifício, de modo que a generalização desta conclusão deve ser atendida com cautela.

Em síntese, neste capítulo desenvolveu-se um estudo numérico, em que se procede à aplicação integrada dos modelos até agora apresentados, e que tem como finalidade contribuir para uma melhor compreensão do problema na sua globalidade. Foi investigada a influência de alguns parâmetros intervenientes e evidenciada a grande utilidade da ferramenta numérica proposta para a concepção de novas infraestruturas, bem como no apoio ao projecto de medidas de mitigação de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis. No capítulo subsequente da presente dissertação apresenta-se a validação experimental do modelo numérico desenvolvido. A ferramenta numérica é aplicada a um caso de estudo, correspondendo a um cenário real, sendo os resultados vaticinados pelo modelo em causa confrontados com os homólogos avaliados por via experimental.

Validação experimental: túnel ferroviário em Madrid

7.1 Preâmbulo

Face aos estudos apresentados até ao momento é lícito afirmar que a previsão de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis se reveste de elevada complexidade, exigindo ferramentas numéricas avançadas para a sua correcta avaliação. Relativamente a este último aspecto, compete referir que as exigências do ponto de vista computacional não se centram apenas na complexidade e acuidade das técnicas de previsão adoptadas, mas também na capacidade das mesmas poderem ser aplicadas a cenários reais e em condições habituais da prática de engenharia, ou seja, por um lado, têm de ser suficientemente robustas e precisas mas, por outro, a sua aplicação não pode ser proibitiva do ponto de vista dos recursos computacionais exigidos, sob pena de a sua transferência da academia para a industria ser excessivamente limitada. No entender da autora da presente dissertação, os modelos propostos e aplicados no decorrer dos capítulos precedentes dão cobertura aos requisitos agora expostos.

Em capítulos antecedentes foram apresentados modelos teóricos, acompanhados de pequenos estudos de experimentação numérica, os quais proporcionam uma melhor compreensão da dinâmica de sistemas integrados resultantes do acoplamento veículo-via-túnel-maciço-edifício, o que por si só justifica a sua pertinência.

Todavia, a elaboração de ferramentas teóricas de previsão, tenham elas carácter numérico, analítico ou empírico, carece sempre da validação experimental dos resultados por elas enunciados, ou seja, da confrontação entre resultados experimentais e numéricos, de forma a avaliar a fiabilidade dessas formulações na representação da realidade física. A este respeito importa salientar que a autora se deparou com o desafio de desenvolvimento de um campo experimental de raiz, localizado numa secção do Metro do Porto, e especialmente concebido com o intuito de permitir a validação experimental dos modelos concebidos, implementados e aplicados no decorrer da presente dissertação. Pese embora tal desafio esteja em curso,

estando a decorrer as actividades de experimentação no Campo Experimental do Pólo Universitário, devido a diversas condicionantes externas, não foi possível a sua conclusão a tempo de inclusão na presente dissertação. Sem embargo, decorrente de uma colaboração entre investigadores da Universidade do Porto e da Universidade da Corunha, foi possível aceder a dados experimentais de medições de vibrações devidas ao tráfego ferroviário num túnel da rede ferroviária de Madrid. Assim, no presente capítulo procede-se ao confronto entre as medições de vibrações realizadas em tal caso de estudo e os resultados vaticinados pelos modelos numéricos propostos ao longo da presente dissertação.

Note-se que existe uma grande carência de dados experimentais relativos a vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis. De facto, se para o caso de vibrações induzidas por tráfego superficial está disponível, na presente data, um acervo considerável de casos de estudo que permitem de alguma forma a validação experimental de modelos numéricos desenvolvidos para o efeito [35, 133, 189, 232-234], o mesmo não acontece no caso de tráfego subterrâneo. Com efeito, a generalidade dos poucos casos de estudo reportados sobre vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis peca pela ausência de informação detalhada sobre diferentes aspectos, nomeadamente sobre o contexto geotécnico, a tipologia de via férrea ou as características do material circulante [235-237]. Pese embora o anteriormente referido, deve salientar-se os trabalhos desenvolvidos no âmbito do projecto europeu CONVURT, no decurso do qual foram realizados estudos experimentais detalhados num túnel da rede de metropolitano de Londres [36, 238].

Ainda que o caso de estudo seleccionado não corresponda a um cenário ideal, existindo inclusive carência de alguma informação muito relevante para a exploração dos modelos numéricos, essa lacuna pode ser encarada como um desafio à prática de engenharia, tanto mais que o analista é muitas vezes defrontado com cenários idênticos onde o julgamento de engenharia toma relevância. O caso de estudo seleccionado foi abordado na Tese de Doutoramento de Jesús Fernández Ruiz [71], apresentada na Universidade da Corunha, visando a validação experimental de um modelo numérico bi-dimensional para a previsão de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis.

Explanados o enquadramento e os objectivos do presente capítulo, cabe apenas uma pequena nota relativamente à sua organização. Numa secção inicial é feita a descrição geral do caso de estudo, seguindo-se a apresentação detalhada de algumas das actividade desenvolvidas. Posteriormente analisa-se o processo de desenvolvimento dos modelos numéricos, dando-se especial ênfase às opções tomadas, e, em seguida, procede-se à confrontação dos resultados

daí advindos com os coligidos por via experimental. Por último, o capítulo culmina com uma discussão sobre as medidas que poderiam ser tomadas para mitigar o problema identificado.

7.2 Descrição geral do caso de estudo

7.2.1 Localização e aspectos gerais

O caso de estudo corresponde a uma secção em túnel da ligação ferroviária suburbana entre as estações de Atocha e Príncipe Pio da cidade de Madrid. Na verdade, este caso de estudo resulta de um problema prático resultante de um conjunto avultado de reclamações apresentadas pelos proprietários de um imóvel localizado na Cuesta de San Vicente devido aos níveis de vibração excessivos percepcionados no interior das habitações devido ao tráfego ferroviário no túnel que passa por baixo do edifício. Como resultado das reclamações apresentadas, a ADIF encarregou o CEDEX, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Publicas, de proceder a uma campanha de medição de vibrações, que teve lugar no ano de 2002 [239].

No que concerne à localização da secção instrumentada, a Figura 7.1 ilustra a localização em planta do local onde foram realizadas as medições.

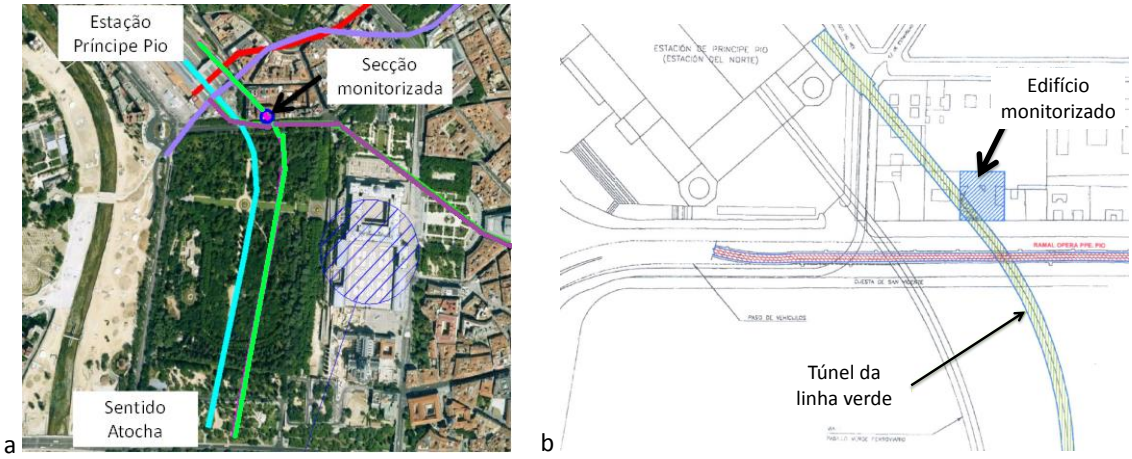


Figura 7.1 – Localização do caso de estudo: a) mapa de Madrid; b) esquema ilustrativo da secção em estudo (adaptado de [239]).

Como se pode verificar, a linha férrea em causa tem um alinhamento que implica o atravessamento em túnel por baixo de vários edifícios nas proximidades da estação Príncipe Pio. O facto da infraestrutura ferroviária ser utilizada pela rede suburbana de transportes de Madrid fazia com que os episódios de distúrbio dos habitantes do edifício fossem recorrentes, dado o elevado número de passagens de comboio no túnel.

7.2.2 Descrição do túnel e infra-estrutura ferroviária

O túnel da linha verde corresponde a um túnel antigo de via única, construído em meados do século XIX. Trata-se de um túnel superficial, com secção transversal em ferradura, cuja construção é anterior à dos edifícios existentes na Cuesta de San Vicente. O recobrimento do túnel relativamente às fundações dos edifícios é de apenas cerca de 5,80 m, dado que os edifícios apresentam um piso enterrado. Na Figura 7.2a mostra-se uma imagem fotográfica do emboquilhamento do túnel na estação Príncipe Pio, sendo uma representação esquemática da secção transversal do túnel ilustrada na Figura 7.2b.

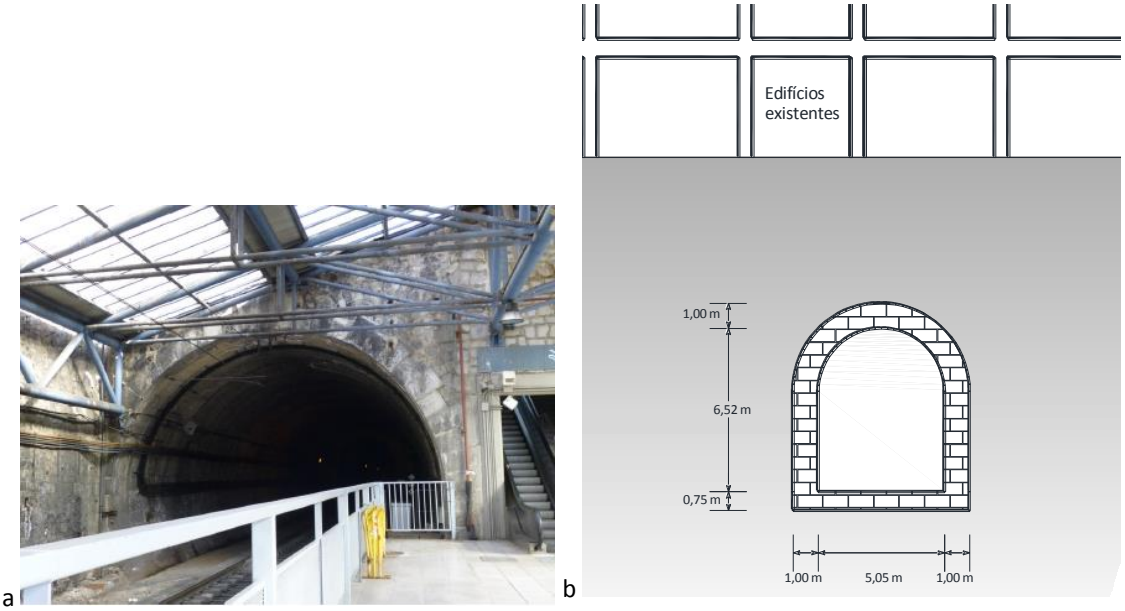


Figura 7.2 – Geometria do túnel: a) fotografia do emboquilhamento na estação Príncipe Pio; b) corte esquemático.

O revestimento do túnel é em alvenaria de pedra. Dado que não foram realizados ensaios específicos para a caracterização das propriedades do revestimento, no presente trabalho segue-se a proposta de valores das propriedades deformacionais da alvenaria apresentada por Fernández [71], correspondendo a um módulo de deformabilidade de 5 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,2 e uma massa volúmica de 2500 kg/m^3.

Relativamente à via férrea, a infraestrutura ferroviária é constituída por uma via em laje do tipo STEDEF, solução muito usual em túneis ferroviários. A solução de via STEDEF corresponde a uma tipologia de via em laje em que as travessas não são dispensadas e são parcialmente embebidas na laje de betão que lhes serve de suporte. Intercalada entre as travessas e a laje de betão, é incluída uma palmilha de elastómero a fim de conferir algum isolamento relativamente às vibrações de alta frequência que, caso contrário, seriam transmitidas à laje de betão e poderiam danificá-la. A vista geral da via férrea é proporcionada pela Figura 7.3a,

sendo apresentada uma ilustração esquemática da travessa do tipo STEDEF na Figura 7.3b. A travessa é bi-bloco, sendo estes ligados por uma cantoneira metálica de forma a garantir a bitola requerida. O embebimento parcial da travessa na laje de betão (cerca de 8 cm no presente caso) garante a estabilidade transversal da via férrea.

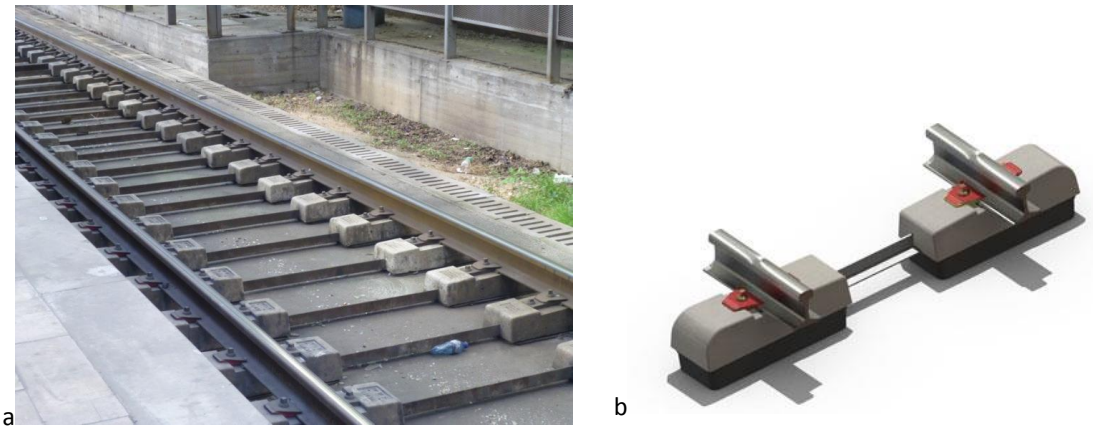


Figura 7.3 – Via férrea STEDEF: a) vista geral na estação Príncipe Pio [71]; b) representação esquemática da travessa STEDEF.

Como se constata da observação da Figura 7.3b, os carris, do tipo UIC-54, assentam em travessas STEDEF espaçadas longitudinalmente de 0,6 m e com massa de 182 kg/un. A fixação do carril à travessa é do tipo NABLA, sendo intercalada uma palmilha com rigidez de 200 kN/mm. No que concerne ao elemento elastomérico colocado entre a travessa e a laje de betão, a sua rigidez é de cerca de 40 kN/mm. Relativamente às propriedades de amortecimento das palmilhas, não foi possível a sua avaliação com exactidão, pelo que se admitiram, respectivamente, os seguintes valores para as palmilhas sob o carril e sob a travessa: 2 kN/mm.s e 0,4 kN/mm.s.

A laje de betão, que serve de suporte às travessas, foi betonada directamente sobre a soleira do túnel, sem inclusão de qualquer elemento resiliente na interface. A geometria da laje é ilustrada na Figura 7.4. Para efeito de cálculo, consideraram-se as seguintes propriedades para o material constituinte da laje: módulo de deformabilidade – 50 GPa; coeficiente de Poisson – 0,2; massa volúmica – 2500 kg/m^3.

Nas secções seguintes é apresentada uma descrição sucinta do cenário geotécnico, do edifício onde foram efectuadas as medições de vibrações, bem como do material circulante envolvido nos testes desenvolvidos pelo CEDEX em 2002.

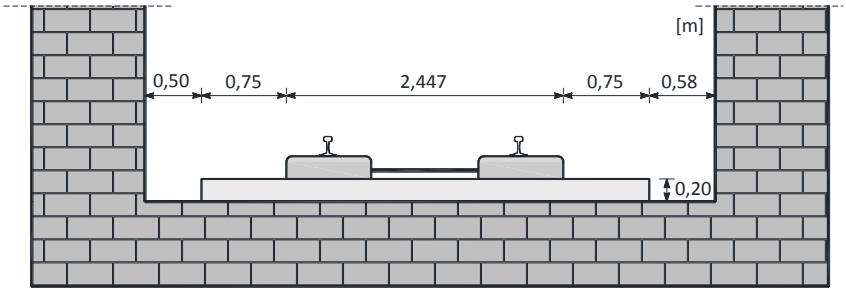


Figura 7.4 – Pormenor da solução de via em laje.

7.2.3 Descrição do cenário geotécnico

No que concerne ao cenário geotécnico refira-se desde já que, no âmbito da presente tese, não foram desenvolvidos trabalhos específicos de reconhecimento geológico-geotécnico associados ao caso de estudo. Assim, a informação constante na presente secção resulta dos estudos elaborados por Férnandez [71], que desenvolveu um avultado trabalho de pesquisa sobre as propriedades mecânicas das formações geotécnicas em questão. Segundo este autor os estudos elaborados por Melis [240], que compilou informação geotécnica relativa à construção de túneis de metro nas proximidades do túnel em consideração, apontam para que o maciço seja constituído por duas formações geotécnicas principais:

i) Areias de Miga, com desenvolvimento desde praticamente a superfície do terreno até à profundidade de cerca de 10 m.
ii) "Tosco", formação de grande possança cujo tecto confronta com o limite inferior da "Areia de Miga".

Os estudos realizados por Melis [240] permitem avançar com a proposta de estratificação do maciço e evolução de propriedades dinâmicas em profundidade ilustrada na Figura 7.5. Dado que os edifícios sobrejacentes ao túnel apresentam um piso enterrado, a cota do terreno natural situa-se cerca de 3,0 m acima da cota da laje de fundo das edificações. Independentemente da profundidade ou da formação em causa, admitiu-se o valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson.

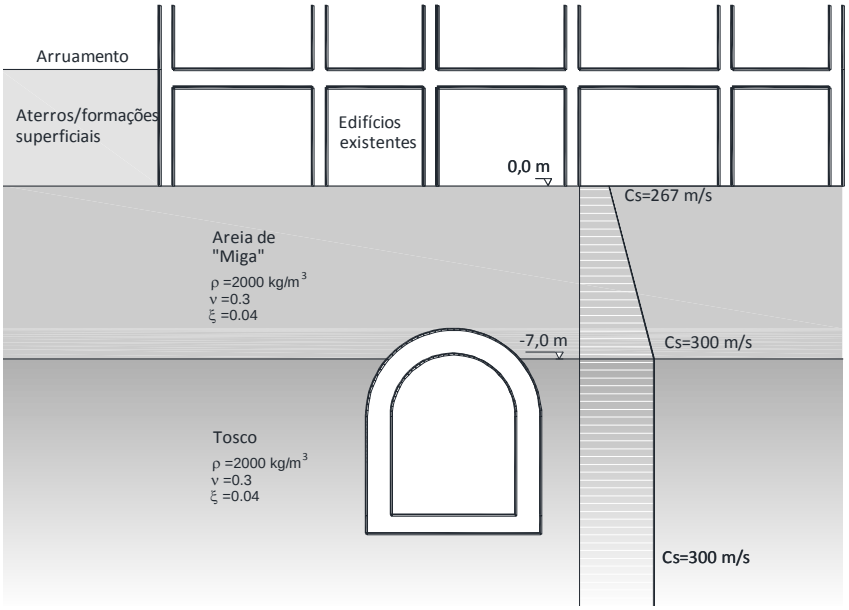


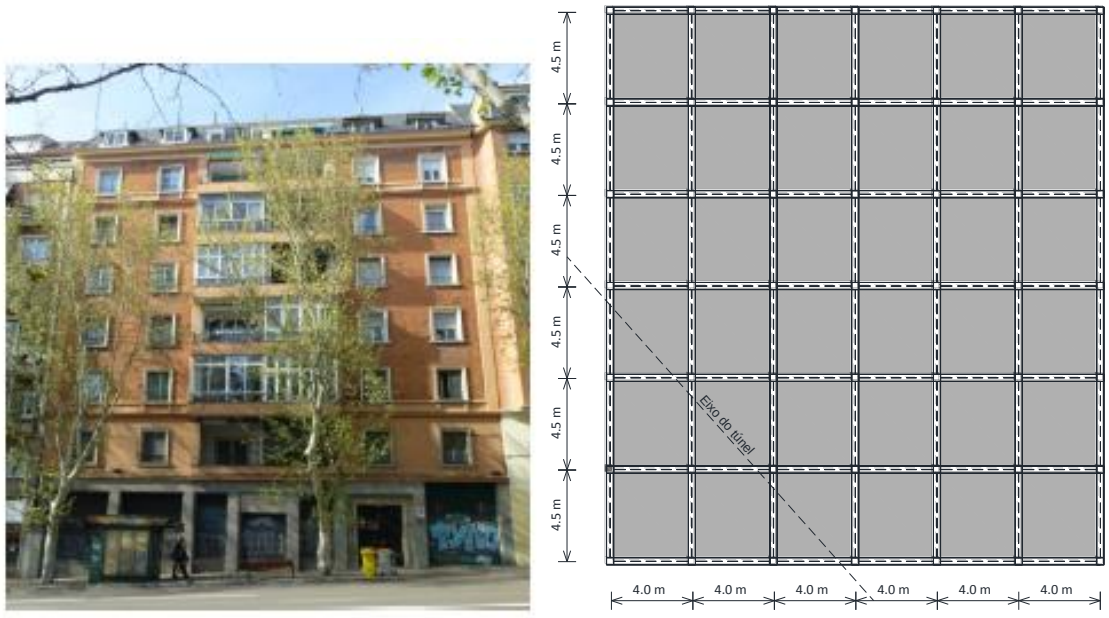
Figura 7.5 – Perfil esquemático da evolução em profundidade das propriedades mecânicas do terreno.

No que se refere ao amortecimento material, uma vez mais, na ausência de informação detalhada a esse respeito, tomou-se o valor de 0,04 para o amortecimento histerético como representativo para as diferentes formações interessadas.

7.2.4 Breve descrição do edifício sobrejacente ao túnel

O edifício onde foram realizadas as medições de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, sito na Cuesta de San Vicente, foi construído em meados da década de 50 do século passado. Apresenta um piso enterrado e seis pisos elevados, sendo a sua fachada ilustrada na Figura 7.6a. Do ponto de vista estrutural, o levantamento realizado por Fernández [71] permitiu identificar a existência de uma estrutura porticada bidireccional em betão armado, cuja planta estrutural tipo se apresenta na Figura 7.6b.

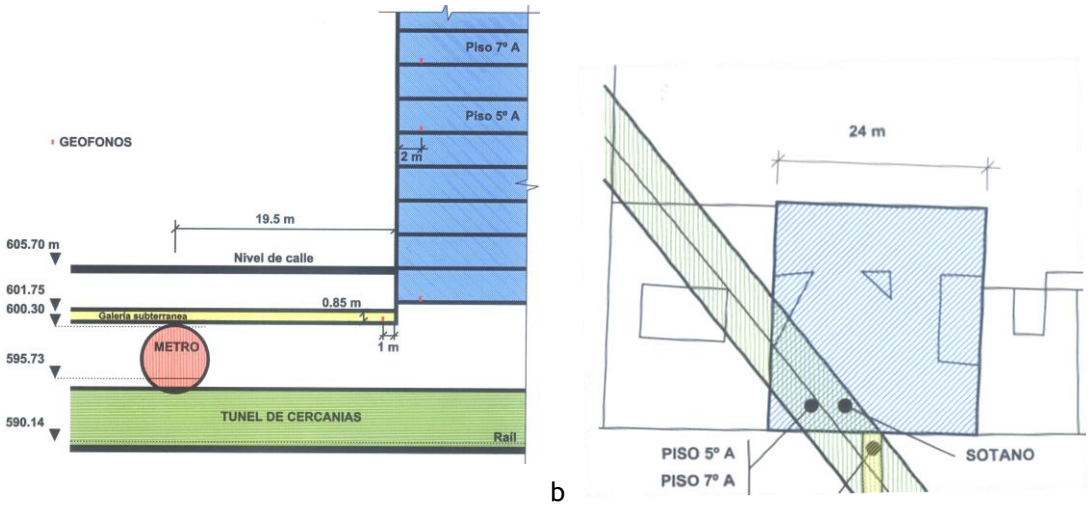
Tal como anteriormente mencionado e está bem patente na Figura 7.1b, o túnel em estudo atravessa o maciço de fundação do edifício a uma profundidade relativamente reduzida. Na Figura 7.7 mostra-se um corte transversal do edifício, onde o túnel em estudo ("*túnel de cercanias*") é representado, bem como uma planta com o desenvolvimento longitudinal do túnel face à edificação.



a b

Figura 7.6 – Edifício em estudo: a) fotografia da fachada; b) planta estrutural do piso tipo.

a



b

Figura 7.7 – Implantação do túnel e edifício: a) corte esquemático; b) planta (adaptado de [239]).

Para efeito de análise numérica, o modelo simplificado do edifício atendeu às propriedades indicadas no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 – Propriedades dos elementos estruturais do edifício.

Elementos	Propriedades E(GPa);ν;ρ (kg/m^3)	Dimensões
Lajes	30; 0,2; 2500	espessura: 0,25 m
Vigas	30; 0,2; 2500	0,30x0,60 m^2
Pilares	30; 0,2; 2500	0,35x0,35 m^2

Refira-se ainda que para além da massa dos elementos estruturais contemplados no Quadro 7.1 , considerou-se ainda uma massa uniformemente distribuída pelas lajes de 450 kg/m^2, a qual visa atender à presença de massas não estruturais tais como revestimentos, paredes divisórias e sobrecargas de utilização.

7.2.5 Material circulante utilizado nos testes desenvolvidos pelo CEDEX

A ligação ferroviária onde se insere o caso de estudo é explorada pelo serviço suburbano de Madrid, sendo utilizados comboios do tipo série 446, semelhantes ao ilustrado na Figura 7.8. As composições deste tipo são electromotrizes, tendo duas unidades motoras, uma em cada extremo, e um veículo não motor na posição intermédia.



Figura 7.8 – Comboio de serviço suburbano de Madrid – série 446.

Nos testes realizados pelo CEDEX recorreu-se a composições duplas, ou seja, constituídas por seis veículos. Na Figura 7.9 apresenta-se a geometria e a distribuição de carga estática por eixo da composição simples.

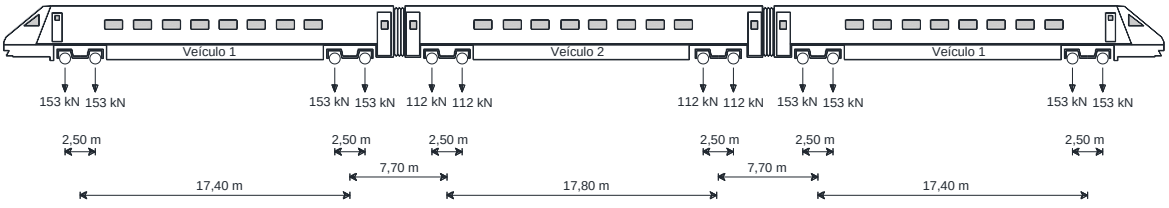


Figura 7.9 – Geometria e distribuição de carga por eixo do comboio – série 446 – composição simples (RENFE).

Infelizmente não foi possível ter acesso a informação consistente sobre as características dinâmicas do veículo, nomeadamente no que se refere à distribuição de massa pelos bogies ou às características dos componentes de suspensão. O único dado referente às massas do veículo a que foi possível o acesso refere-se à massa do eixo, a qual, segundo Fernández [71], toma o valor de cerca de 1500 kg, independentemente do veículo em causa. Pese embora a

informação seja escassa, estudos recentes levados a cabo por Colaço et al. [37] mostram que a massa do eixo é o aspecto condicionante das características do comboio para o processo de geração de vibrações induzidas por tráfego ferroviário.

7.2.6 Breve nota sobre a campanha de monitorização elaborada pelo CEDEX

Como anteriormente referido, o caso de estudo que agora se aborda resulta de um problema concreto e não de um estudo de investigação exaustivo. Como tal, a campanha de instrumentação, na qual a autora da presente dissertação não teve qualquer participação, visou dar resposta ao problema em apreço e foi orientada com tal objectivo.

Atendendo ao acima exposto, o CEDEX elaborou uma campanha de instrumentação que visou dois aspectos essenciais: i) avaliação da resposta dinâmica da via férrea; ii) avaliação da resposta, na direcção vertical, das lajes do 5º piso e 7º piso do edifício sobrejacente ao túnel. Na Figura 7.7 mostra-se a localização em planta dos pontos de observação nas lajes do edifício.

A resposta dinâmica da via foi monitorizada durante a passagem de comboios com a configuração apresentada anteriormente através da instalação de acelerómetros no carril e na laje da via férrea. Na Figura 7.10 apresenta-se uma imagem fotográfica dos acelerómetros instalados na via férrea.

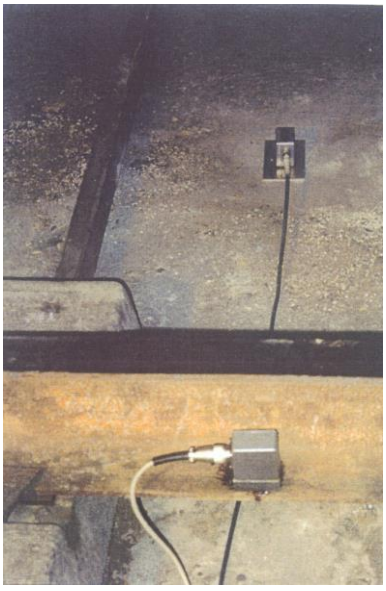


Figura 7.10 – Instrumentação colocada na via férrea.

No que concerne à instrumentação no interior do edifício, a resposta dinâmica na direcção vertical das lajes do 5º e 7º pisos foi avaliada com recurso a geofones.

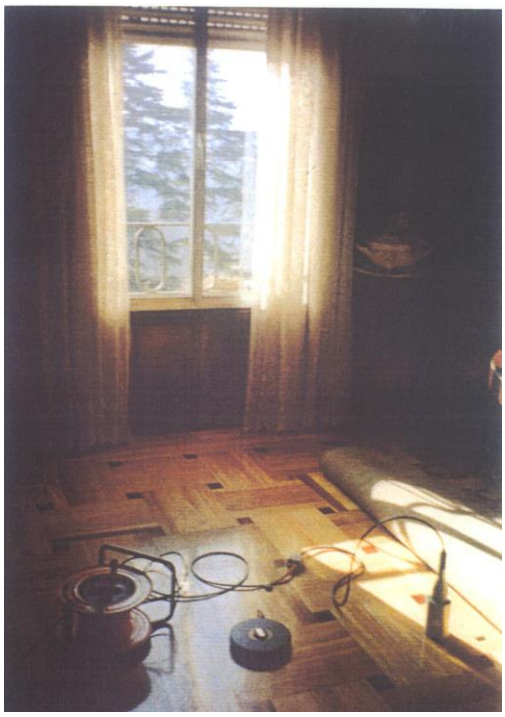
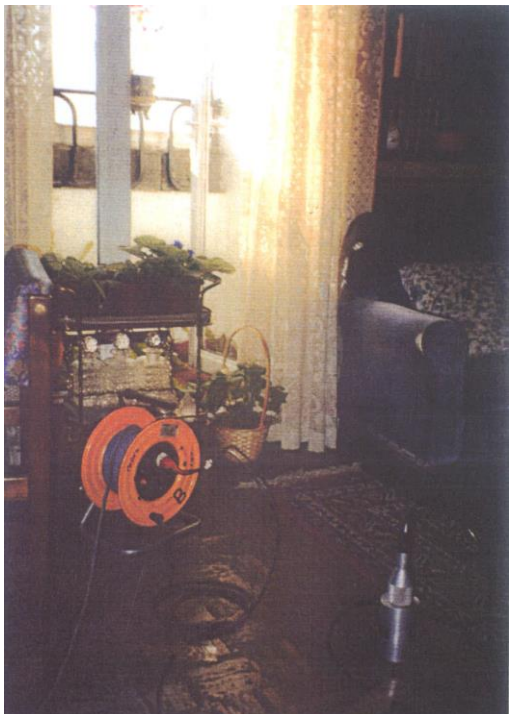
a  b 

Figura 7.11 – Geofones para medição de velocidade de vibração das lajes na direcção vertical: a) 5º piso; b) 7º piso.

Dado que o plano de instrumentação não esteve a cargo da autora da presente dissertação, não é aqui apresentada uma descrição detalhada dos equipamentos e procedimentos adoptados, podendo contudo essa informação ser consultada no trabalho recentemente apresentado por Fernández [71].

7.3 Modelação numérica

7.3.1 Descrição geral do modelo

Atendendo às características do caso de estudo anteriormente descrito, bem como à metodologia de análise apresentada em capítulos antecedentes, construiu-se um modelo numérico sub-estruturado contemplando as várias vertentes do problema: i) geração de vibrações; ii) propagação de vibrações; iii) recepção de vibrações no interior do edifício. Dado o facto de tanto o túnel como o edifício se encontrarem num cenário altamente urbanizado, um conjunto de simplificações foi introduzido de modo a não tornar a análise proibitiva do ponto de vista computacional. As simplificações adoptadas serão alvo de reflexão numa sub-secção posterior.

No que concerne à simulação do veículo, refira-se que, dadas as limitações de informação relativas aos principais componentes constituintes do veículo (massas suspensas, massas semi-

suspensas, massas não suspensas e suspensões primária e secundária), apenas se considerou a dinâmica das massas não suspensas, sendo o modelo construído com base na informação constante na secção 7.2.5. Mais problemático do que a ausência de informação relativa às massas suspensas e semi-suspensas é o facto de não haver informação precisa relativa às irregularidades geométricas da via férrea, sabendo-se apenas que o seu estado era muito precário à data de realização das medições, o que aliás motivou que, posteriormente, se tivesse procedido à substituição dos carris como forma de minimizar os níveis de vibração no interior do edifício. Esta lacuna de informação exigiu a geração artificial de perfis de irregularidades, aspecto que é abordado num ponto específico do presente capítulo.

Para a simulação do sistema túnel-maciço recorreu-se ao modelo 2.5D MEF-PML apresentado em capítulo precedente. Na Figura 7.12 mostra-se a malha adoptada para a discretização da secção transversal do problema. Dadas as condições de simetria apenas metade da geometria foi simulada. As propriedades dinâmicas do túnel e maciço geotécnico circundante foram definidas tendo em linha de conta a informação constante nas secções 7.2.2 e 7.2.3.

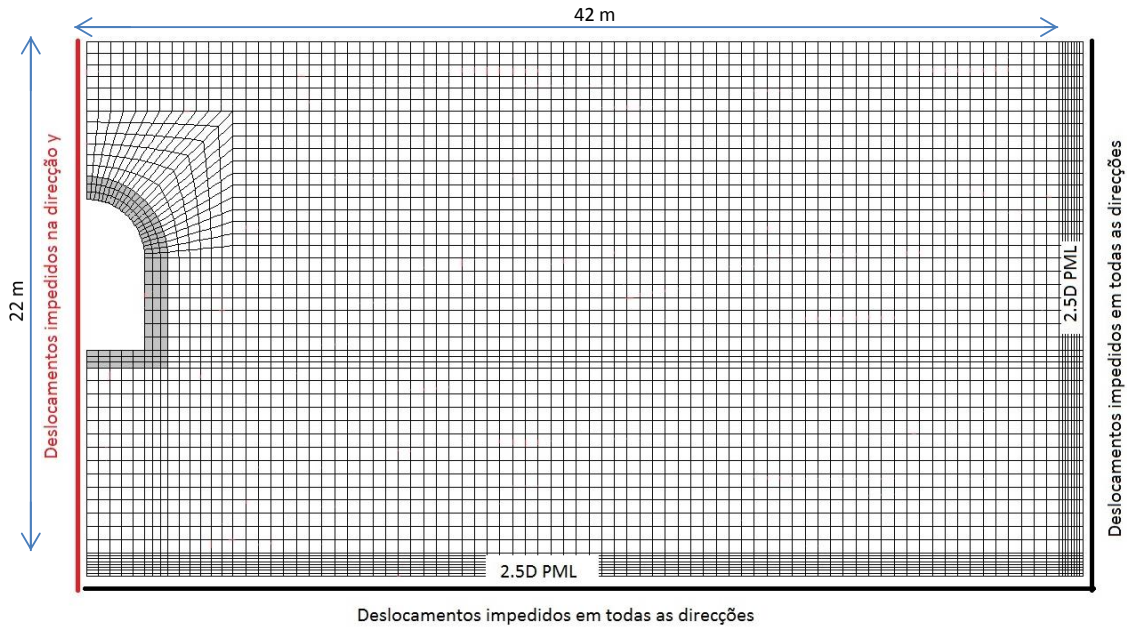


Figura 7.12 – Malha de MEF-PML adoptada na discretização da secção transversal do problema.

Relativamente à via férrea, considerou-se um sistema subestruturado, onde a via é simulada por um conjunto de vigas, molas e massas distribuídas, sendo o comportamento dinâmico do sistema túnel-maciço atendido através da consideração da impedância do sistema ao nível da soleira do túnel. Esta metodologia, utilizada em diversos trabalhos de investigação de âmbito semelhante [32, 77, 241, 242], permite uma grande economia de cálculo no caso de realização de estudos paramétricos. Uma descrição detalhada sobre formulações alternativas de

acoplamento via-túnel pode ser encontrada em Alves Costa [63]. Na Figura 7.13 apresenta-se uma representação esquemática do modelo de via férrea.

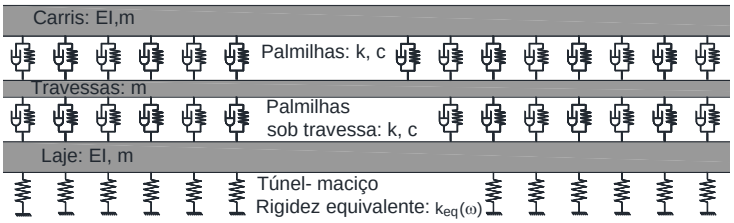


Figura 7.13 – Modelo adoptado para a simulação da via férrea.

No que concerne à simulação do edifício, a construção base do modelo foi alcançada por recurso ao programa de elementos finitos tridimensional EVOLUTION, desenvolvido por Ferraz [226]. Note-se que a utilização desse programa de cálculo automático visa apenas a geração das matrizes de rigidez e massa descritivas do comportamento dinâmico da edificação. Por sua vez estas matrizes são utilizadas no módulo de interacção solo-estrutura apresentado no Capítulo 5 da presente dissertação.

A Figura 7.14 ilustra a malha de elementos finitos adoptada para a representação do edifício.

Atendendo às conclusões alcançadas no capítulo antecedente relativamente às potencialidades e limitações inerentes à utilização de modelos discretos condensados para a representação da impedância conferida pelo solo de fundação, optou-se por uma análise simplificada recorrendo ao modelo "cauda de macaco" ao invés do recurso a uma solução obtida através de uma formulação por elementos de contorno. De facto, pese embora o modelo em causa constitua uma abordagem mais simplista ao problema, as análises efectuadas nos capítulos precedentes permitiram confirmar que a sua utilização não se repercute por uma perda de acuidade assinalável na estimativa dos níveis de vibração das lajes de edifícios existentes na proximidade da infraestrutura ferroviária. Sem embargo da opção tomada, não pode deixar de ser referido que os modelos de parâmetros condensados constituem tentativas simplificadas de representação do complexo mecanismo de interacção dinâmica entre a estrutura e o maciço de fundação. Uma limitação importante surge do facto de o maciço de fundação ser simulado como um meio homogéneo semi-indefinido equivalente, cenário que não corresponde às características do terreno no presente estudo visto que supostamente este exibe um aumento progressivo da sua rigidez em profundidade. Essa limitação foi ultrapassada admitindo-se o valor de 280 m/s como valor médio representativo da velocidade de propagação das ondas S no maciço geotécnico interessado pelo problema de interacção dinâmica entre as fundações do edifício e o respectivo maciço de fundação.

Ainda a respeito das fundações do edifício, na ausência de informação detalhada, a menos do facto da solução de fundação ser do tipo directo, consideraram-se, para todos os pilares, fundações quadradas com 2,75 m de lado.

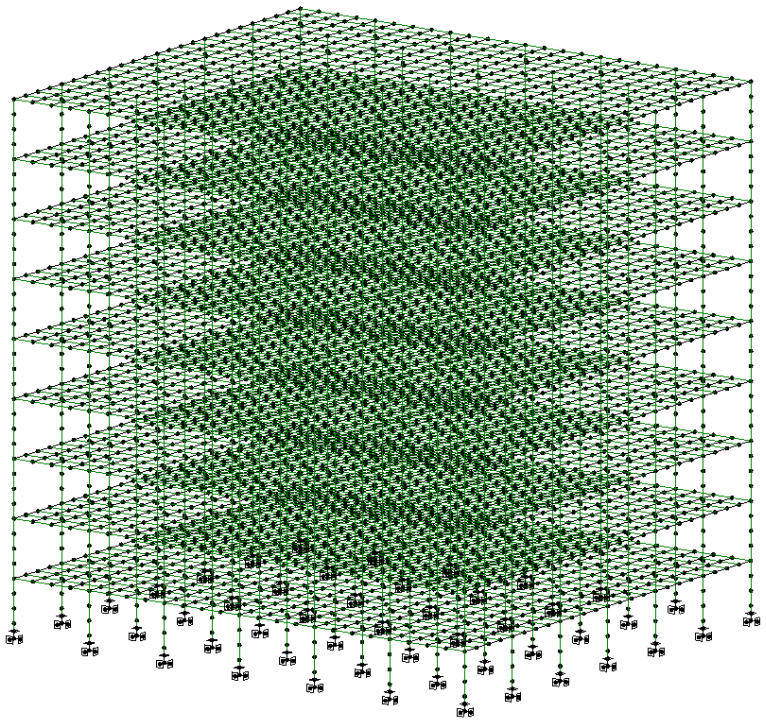


Figura 7.14 – Modelo de elementos finitos 3D representativo do edifício.

7.3.2 Reflexão sobre as hipóteses consideradas

7.3.2.1 Modelação do sistema túnel-maciço

O modelo concebido para a simulação do meio de propagação, ou seja o sistema túnel-maciço, reveste-se de alguma particularidade face aos cenários abordados em estudos antecedentes pelo facto de o maciço geotécnico não ser homogéneo. Se do ponto de vista meramente conceptual tal questão não se reveste de particular complexidade na simulação do domínio de interesse (região simulada pelo MEF), o mesmo não se pode afirmar relativamente ao procedimento baseado no PML para o tratamento das fronteiras artificiais. De facto, a adopção de maciços não homogéneos ou estratificados implica que as funções de esticamento a adoptar no PML sejam distintas consoante as propriedades elásticas do meio, podendo originar distorções da malha em que nós pertencentes a elementos adjacentes sofrem transformações para o domínio complexo distintas consoante as propriedades atribuídas aos elementos que integram.

Apesar de não se ter desenvolvido nenhum procedimento especial para o tratamento deste tipo de situações, sentiu-se a necessidade de proceder a alguns testes de modo a garantir a não ocorrência de reflexões espúrias. Com o intuito de reduzir os tempos computacionais, mas sem qualquer perda de generalidade, desenvolveram-se testes em estado plano de deformação (bastando para isso admitir k_1=0 no programa 2.5D), em que uma acção impulsiva concentrada é aplicada na soleira do túnel, sendo registada a história temporal de deslocamentos observados na própria soleira ou em pontos localizados à superfície do maciço. Na Figura 7.15 ilustra-se o impulso adoptado.

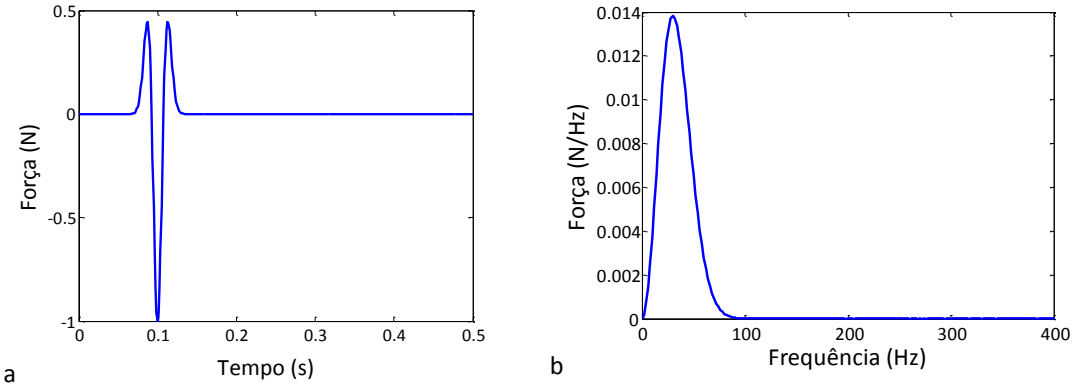


Figura 7.15 – Impulso de Ricker adoptado: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

A Figura 7.16 ilustra a história temporal do deslocamento vertical em diferentes pontos de observação. Atentando na Figura 7.16a, na qual se ilustra a resposta no ponto de aplicação do impulso, pode observar-se um carácter ondulante da resposta nos instantes posteriores à aplicação da acção. Contudo, este efeito não se deve a qualquer reflexão espúria, mas sim à reflexão de onda P na superfície livre e posterior incidência no túnel. Refira-se que aspectos como este apenas podem ser simulados por modelos detalhados como o proposto, não sendo passíveis de observação em modelos simplificados como o PiP [31]. No que concerne aos restantes pontos, independentemente da sua proximidade à fronteira artificial, não se observa qualquer reflexão espúria notável, o que denuncia o bom desempenho do modelo proposto.

Ainda relativamente à simulação do maciço geotécnico, deve ser assinalado que não foi realizada qualquer experimentação visando a estimativa do amortecimento material envolvido. De facto, o valor admitido para o amortecimento histerético resulta apenas do facto de este ser um valor considerado como plausível e não de um estudo detalhado sobre esta propriedade mecânica.

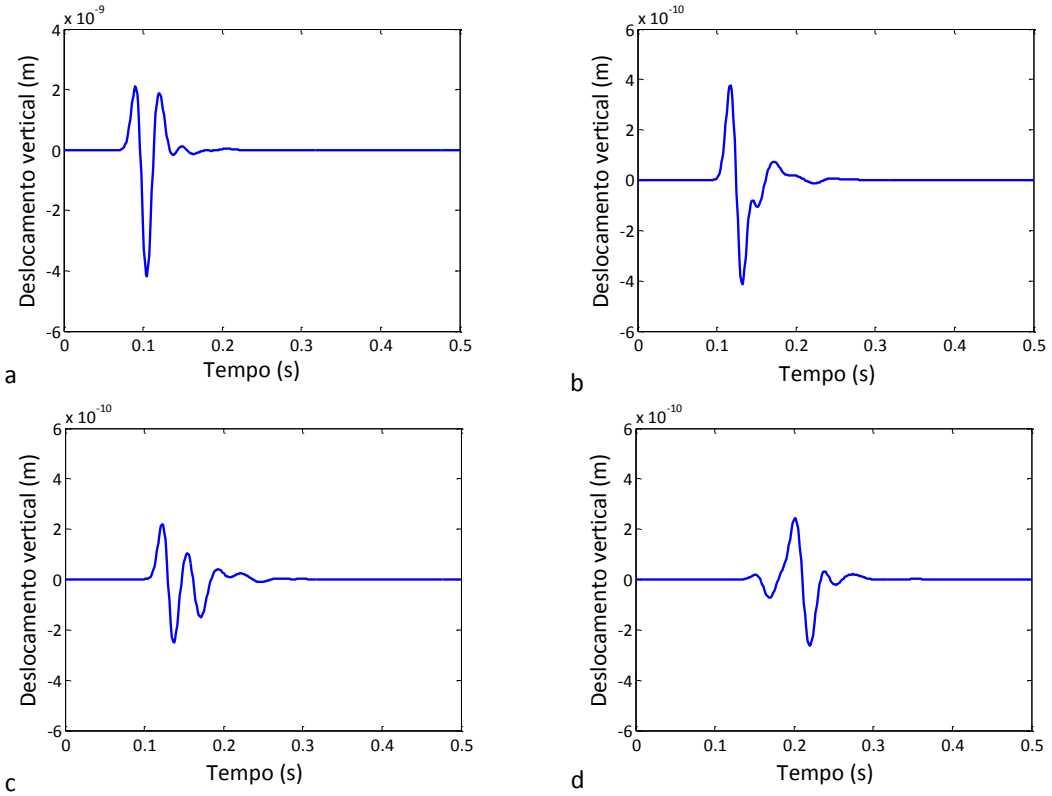


Figura 7.16 – Deslocamento vertical em diferentes pontos de observação: a) *invert*; b) superfície no eixo de simetria; c) superfície a 10 m do eixo de simetria; d) superfície a 30 m do eixo de simetria.

7.3.2.2 Modelação do edifício e sua interacção com o maciço de fundação

No que concerne ao modelo do edifício, existem vários aspectos que devem ser alvo de apreciação mais pormenorizada.

Como se compreende dos dados relativos à edificação descritos até ao momento, existe uma carência de informação detalhada sobre a edificação. De facto, do ponto de vista da autora, o detalhe estrutural apresentado nas figuras antecedentes é muito escasso, sendo de notar a omissão de qualquer referência a caixas de elevador ou outros núcleos rígidos do sistema estrutural. Dada a envergadura da edificação em causa é muito pouco plausível a sua inexistência, a qual condicionará certamente a resposta dinâmica da mesma, principalmente se o foco de interesse se centrar na avaliação da resposta na direcção horizontal, o que, agora, não é o caso. Com efeito, a análise aborda apenas a resposta dinâmica das lajes da edificação na direcção vertical, a qual, em princípio, não deve ser muito afectada pelo nível de detalhe impresso à modelação dos núcleos de rigidez da estrutura.

Ainda a respeito da configuração estrutural do edifício, saliente-se que não foi possível avaliar a dimensão das fundações, sendo a dimensão adoptada uma proposta da autora tida como

razoável atendendo ao cenário geotécnico bem como às acções previstas ao nível da base dos pilares.

Um outro aspecto que merece referência prende-se com o contexto urbano onde se inclui o caso de estudo, caracterizado por elevada densidade de construções (ver Figura 7.1). Como já explanado e ilustrado em capítulos anteriores, mesmo admitindo como lícito o princípio de que o mecanismo de geração de vibrações (interacção veículo-via) não é afectado pela presença das edificações, a excitação da edificação dá origem a um campo de vibração incremental que se propaga pelo terreno. Nesse contexto, a presença de edificações adjacentes, as quais não são alvo de consideração mas que são contudo excitadas pelo campo de vibração incidente induzido pelo tráfego ferroviário, gera incrementos no campo de vibração incidente na estrutura em análise que não são atendidos através da proposta de modelação contemplada no presente estudo. A este respeito, note-se que estudos recentes mostram que a presença de massas à superfície do terreno pode ser encarada como uma medida de mitigação de vibrações, passível de ser aplicada principalmente nos casos de tráfego ferroviário superficial [121], pelo que se entende que tal efeito possa ser uma fonte de incerteza não contemplada na presente análise.

Ainda no âmbito das limitações da análise proposta, a observação da Figura 7.7 permite constatar a ocorrência de um piso enterrado do edifício. Tal efeito não é contemplado de forma directa na análise desenvolvida, tanto mais que se presume que as edificações confrontantes possam ter uma configuração idêntica, pelo que, para efeito de análise, se admite que a superfície "livre" do terreno se encontra ao nível da cota do piso inferior dos edifícios. Assim, há uma incerteza devido à não consideração da interacção dinâmica entre os muros de suporte de terras e o terreno (caso alguma das faces do edifício não confronte com um outro de igual tipologia). Todavia, e uma vez mais, admite-se que para a vibração vertical das lajes dos pisos elevados este facto possa tomar pouca relevância.

Por último, releve-se ainda o facto da resposta dinâmica ser condicionada não só pelas propriedades dinâmicas dos elementos estruturais, mas também pelo contributo de elementos não estruturais, quer através do seu possível contributo para a rigidez quer pelo facto de corresponderem a massas importantes e de difícil contabilização. A correcta contabilização do contributo desses elementos (em termos de rigidez, massa e amortecimento) só poderia ser atendida através de um processo de calibração do modelo numérico com base em resultados experimentais decorrentes de ensaios de caracterização

dinâmica, tais como ensaios de vibração ambiental, aspecto que sai claramente fora do âmbito da presente dissertação.

Apesar das limitações da informação disponível, enfatizadas ao longo da presente secção, bem como das limitações e simplificações adoptadas na metodologia de modelação proposta, deve ser referido que este cenário não é muito distinto do que é frequente ocorrer em aplicações práticas, onde o analista se vê confrontado com a necessidade de dar uma resposta ao desafio/problema que lhe é colocado apesar das limitações inerentes ao seu desenvolvimento, sendo estas resultantes quer da carência de informação quer do próprio modelo, onde está implícito um grau de simplificação da realidade. Como tal, encara-se o presente caso de estudo como um desafio/teste à potencialidade de aplicação prática da metodologia de análise proposta ao longo da presente dissertação.

7.3.2.3 Consideração do mecanismo de excitação dinâmica – avaliação do perfil de irregularidades da via férrea.

Como bem evidenciado em vários momentos da presente dissertação, a fonte de excitação resulta de dois mecanismos fundamentais: i) o mecanismo quasi-estático, decorrente do movimento das cargas estáticas transferidas pelo comboio aos carris; ii) o mecanismo dinâmico resultante da interacção dinâmica veículo-via, fruto da presença de perturbações geométricas ou de rigidez que suscitem a geração de forças de inércia no material circulante. Se por um lado a informação constante na secção 7.2.5 é suficiente para a definição do mecanismo quasi-estático, o mesmo não pode ser afirmado para o mecanismo dinâmico. Com efeito, um dos dados principais para a simulação deste mecanismo consiste no conhecimento do perfil de irregularidades da via férrea, informação que não se encontrou ao alcance da autora do presente estudo.

A ausência de informação relativa ao perfil de irregularidades geométricas da via férrea constitui uma lacuna relevante, com a qual também já se deparou Fernandez [71] no desenvolvimento de simulações numéricas sobre o mesmo cenário. Na tentativa de dar resposta ao desafio colocado seguiu-se uma estratégia que consistiu na assunção de um perfil de irregularidades artificial que fosse compatível com o conteúdo em frequência da resposta do carril face à passagem do comboio. Porém, caso o perfil de irregularidades fosse gerado sem obedecer a uma qualquer dependência entre amplitude das irregularidades e respectivo comprimento de onda, o processo agora proposto corria o risco de conduzir a soluções sem

qualquer aderência à realidade física. Com o intuito de evitar tal cenário, os perfis de irregularidades considerados foram gerados tendo em conta a equação de PSD apresentada anteriormente (ver equação [5.10]).

O perfil de irregularidades ilustrado na Figura 7.17, gerado para comprimentos de onda compreendidos entre 7,2 m e 0,175 m, conduz a uma concordância razoável entre os conteúdos em frequência medido e simulado respeitantes à resposta vertical do carril, o que aliás se ilustra na secção seguinte. A selecção dos comprimentos de onda de interesse teve como finalidade cobrir frequências de excitação do material circulante compreendidas na gama entre os 2 Hz e os 80 Hz, dado que se considera a passagem do comboio à velocidade de 14,25 m/s.

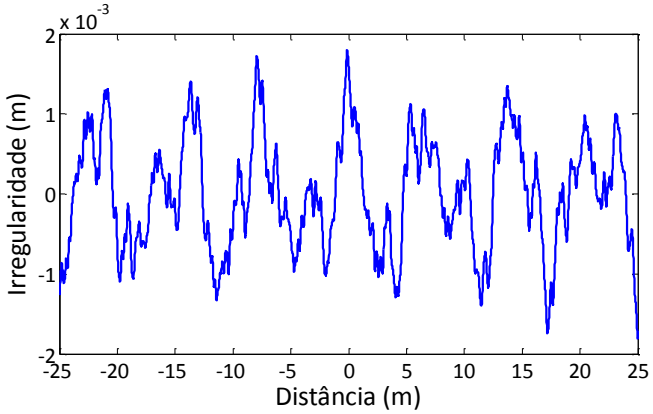


Figura 7.17 – Perfil de irregularidades adoptado no estudo.

Deve ser alvo de reparo o facto do perfil de irregularidades corresponder a uma via férrea em muito más condições de conservação de acordo com a proposta de Braun [196, 243]. Os parâmetros da função PSD compatíveis com o perfil ilustrado na Figura 7.17 são: S_0=1x10^{-6} m^3/rad e w=3. De facto, informações recolhidas por Fernandez [71] permitiram confirmar que, à data da realização dos ensaios, o estado de conservação da via era muito mau, o que justificou uma intervenção na via férrea, incluindo a substituição de carris. Informações recolhidas junto dos moradores do edifício em estudo permitiram confirmar a eficiência desta medida dado que segundo estes, após a dita intervenção, deixou de ser perceptível, no interior das habitações, a passagem dos comboios no túnel.

Apesar da metodologia adoptada implicar a consideração de um perfil de irregularidades sintético, o qual poderá não ter uma adesão perfeita à realidade, deve ser ressalvado que a validade do estudo não fica comprometida, já que os resultados de todo o processo de transmissão de vibrações, desde o carril ao interior do edifício, derivam directamente da aplicação dos modelos propostos e não de um qualquer procedimento de obtenção de uma

boa concordância entre resultados experimentais e numéricos avaliados nos pontos de observação, a menos, como já evidenciado, da resposta dinâmica do carril. Dito de outra forma, a informação ideal para alimentação dos modelos teria sido a própria geometria do perfil de irregularidades, mas, não tendo tal sido possível, no presente caso tomou-se como dado de entrada a resposta dinâmica do carril, a qual foi utilizada para a obtenção de uma estimativa do perfil de irregularidades.

7.4 Validação experimental

7.4.1 Resposta da via férrea

A Figura 7.18 compara os registos temporais medido e simulado da velocidade vertical do carril. Como já referido, este registo é utilizado na aferição de um perfil de irregularidades compatível com o conteúdo em frequência da velocidade vertical observada, o qual aliás se ilustra na Figura 7.19.

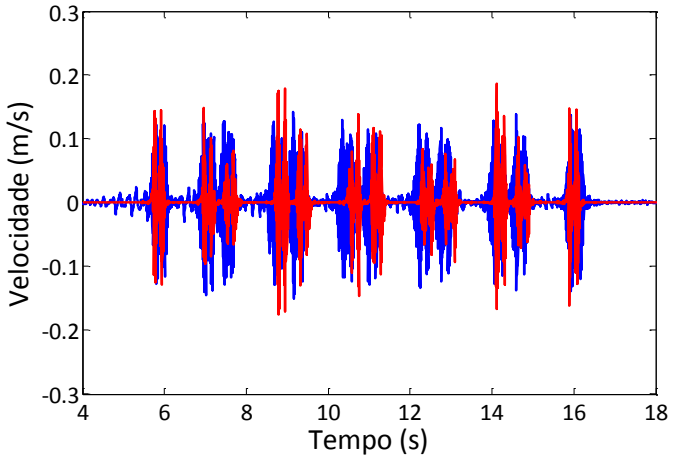


Figura 7.18 – Registo temporal da velocidade vertical do carril devido à passagem do comboio (linha azul – experimental; linha vermelha – numérico)

Analisando os registos temporais expostos na Figura 7.18 constata-se que há uma concordância razoável entre os resultados experimentais e os vaticinados pelo modelo numérico. Verifica-se contudo que há um desfasamento entre as respostas numérica e experimental durante a passagem dos bogies centrais do comboio. Este facto deve-se, muito provavelmente, a uma falta de coerência entre a geometria real do comboio e a considerada na simulação numérica.

A observação cuidada dos resultados da Figura 7.18 permite retirar ilações sobre a pertinência dos diferentes mecanismos de excitação na resposta da via férrea. Os estudos avançados até

ao momento evidenciaram que, regra geral, a resposta dinâmica da via férrea é essencialmente condicionada pelo mecanismo quasi-estático. Nesses casos, é possível identificar uma clara passagem de cada eixo na secção instrumentada, sendo o carácter oscilante da resposta diminuto. Como se constata pela Figura 7.18, o presente cenário não corresponde a tal idealização, denunciando um forte contributo do mecanismo de excitação dinâmica na resposta total, o qual aliás se deve às condições precárias de qualidade geométrica da via. Note-se que os resultados experimentais apresentados foram filtrados a 80 Hz e que, mesmo assim, há um conjunto significativo de picos da resposta que não são coerentes com a simples passagem do eixo pela secção instrumentada.

Relativamente ao conteúdo em frequência da velocidade vertical do carril, a Figura 7.19 permite constatar que o perfil de irregularidades seleccionado conduz a uma concordância muito satisfatória entre resultados experimentais e numéricos. Os resultados agora apresentados estão em coerência com as observações acima realizadas sobre a relevância do mecanismo de excitação dinâmica no presente caso. De facto, mesmo no carril, o maior conteúdo energético não se encontra centrado nas baixas frequências mas sim em torno dos cerca de 50 Hz. Este efeito, bem reproduzido pelo modelo numérico, é justificado por dois efeitos conjugados: i) a existência de irregularidades geométricas de carácter expressivo com comprimentos de onda compatíveis com a frequência referida; ii) o facto de nessa gama de frequências se verificar um efeito ressonante da massa não suspensa sobre a via férrea.

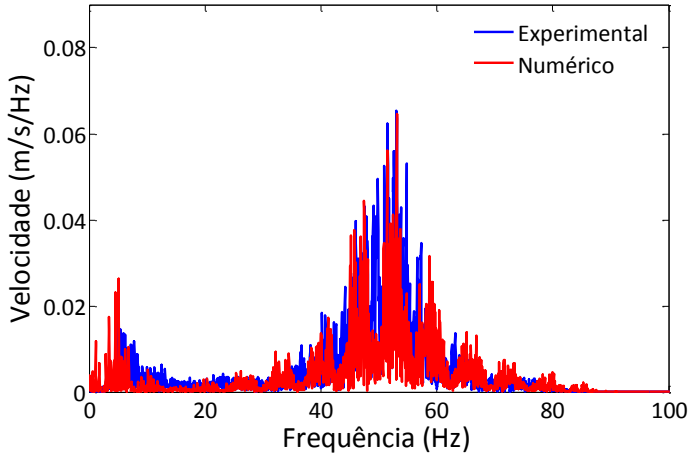


Figura 7.19 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical do carril induzida pela passagem do comboio.

Para melhor analisar o efeito ressonante das massas não suspensas sobre a via férrea, considere-se a Figura 7.20 onde se ilustra o deslocamento vertical do carril devido à passagem de uma acção de 1 N não oscilante à velocidade considerada no presente estudo. O inverso do deslocamento do ponto de contacto roda-carril corresponde à rigidez equivalente de um

sistema de um grau de liberdade onde a massa é consonante com a massa não suspensa. Para este sistema simplificado, ilustrado na Figura 7.21, é alcançada uma frequência natural não amortecida de 48.9 Hz. Tendo em conta a interacção entre os diferentes eixos do comboio propiciada pelo carril, bem como o facto da rigidez dinâmica do sistema de via ser ligeiramente distinta da homóloga em condições estáticas, percebe-se que a frequência ressonante da massa não suspensa sobre a via poderá sofrer algum desvio face ao valor apontado, nomeadamente entre os diferentes eixos do comboio, sendo contudo da mesma ordem de grandeza. Conjugando a análise agora apresentada com os resultados mostrados na Figura 7.19, concluiu-se que o domínio da resposta na gama de frequências circundante aos 50 Hz deve-se a este efeito ressonante, o qual é bem captado pelo modelo numérico.

A concordância razoável entre as medições experimentais e os resultados numéricos relativos à velocidade vertical do carril, cuja obtenção sustenta a metodologia usada, não implica, à partida, que o mesmo se verifique em outros pontos de observação. Para que tal aconteça é necessário que todos os aspectos da modelação sejam suficientemente ajustados à realidade. Considere-se, então, os resultados expostos na Figura 7.22, onde se ilustra a velocidade vertical do ponto central da laje da via férrea.

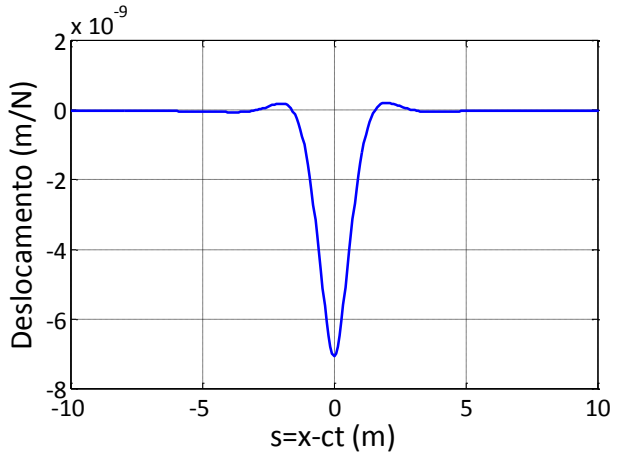


Figura 7.20 – Deslocamento do carril induzido por uma carga móvel unitária não oscilante.

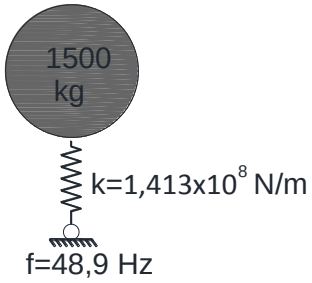


Figura 7.21 – Modelo com um grau de liberdade explicativo da ressonância do eixo sobre a via.

Os registos temporais ilustrados na Figura 7.22a permitem constatar, igualmente para este ponto de observação, uma concordância razoável entre resultados numéricos e experimentais, sendo as diferenças detectadas expectáveis *à priori*. Apesar dessas diferenças, o modelo numérico conseguiu reproduzir de forma razoável os valores de pico alcançados. Atentando agora no conteúdo em frequência das respostas mostrado na Figura 7.22b, é possível verificar uma semelhança assinalável entre resposta numérica e experimental, onde em ambos os casos

o maior conteúdo energético se centra entre os 45 Hz e os 60 Hz. Sem embargo, é de notar que o modelo numérico subestima a resposta para frequências até cerca de 40 Hz. Este facto, mais notório no caso da resposta da laje do que no da resposta do carril (ver Figura 7.19), poderá advir de várias fontes, nomeadamente a incerteza quanto ao perfil de irregularidades, da possibilidade de existirem pequenos defeitos do rodado, do facto de a modelação da via férrea assentar num modelo contínuo na direcção longitudinal, que não permite a contemplação da excitação paramétrica, ou do modo localizado como a carga é transmitida da travessa para a laje que lhe serve de suporte.

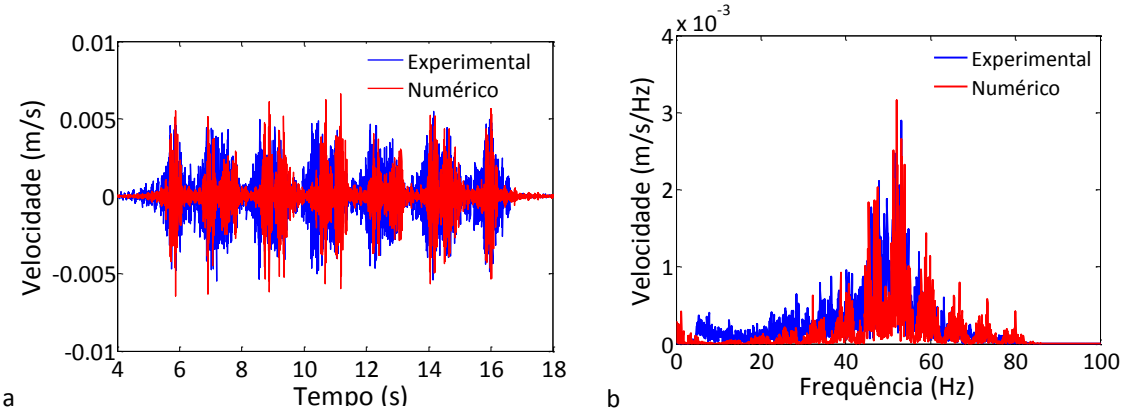


Figura 7.22 – Velocidade vertical da laje da via férrea induzida pela passagem do comboio: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

7.4.2 Resposta do edifício

Como referido em secções anteriores, o presente caso de estudo surgiu de um conjunto de medições requeridas pela ADIF e efectuadas pelo CEDEX no decurso de reclamações apresentadas pelos habitantes de um edifício sobrejacente ao túnel ferroviário. A campanha de medições efectuada incidiu na avaliação da resposta dinâmica das lajes do 5º e do 7 º pisos do edifício, em pontos directamente sobrejacentes ao túnel.

De acordo com a formulação numérica introduzida nos capítulos anteriores, a avaliação da resposta no interior do edifício implica a avaliação da resposta em campo livre, obtida através do modelo 2.5D MEF-PML, sem o edifício, sendo este resultado considerado um dado de entrada na segunda parte do modelo, onde a interacção dinâmica solo-estrutura é tida em consideração. Os resultados experimentais disponíveis para a elaboração do presente estudo não contemplam qualquer medição da resposta em campo livre. Dado que no capítulo anterior foi realizada uma discussão exaustiva sobre este aspecto, optou-se pela não discussão dos resultados em campo livre na presente secção, tanto mais que os mesmos não poderiam ser confrontados com medições experimentais.

Antes de passar à análise da resposta dinâmica das lajes do edifício devido à passagem do comboio pelo túnel, chama-se a atenção para o elevado nível de incerteza associado a este tipo de problemas, pelo que o comparativo entre resultados experimentais e numéricos deve ser realizado num sentido lato, sem demasiada ambição na tentativa de reprodução pormenorizada da realidade física através do modelo de simulação. A complexidade e os níveis de incerteza associados a este tipo de estudos são reconhecidos pela comunidade académica, tendo diversos especialistas enfatizado a dificuldade em reproduzir a realidade física com um nível de aproximação inferior a 10 dB [169, 244].

A Figura 7.23 compara os registos temporais, experimentais e simulados, referentes à velocidade vertical das lajes dos 5º e 7º pisos do edifício. Tanto os resultados experimentais como os numéricos, foram filtrados de modo a eliminar contributos em frequências superiores a 80 Hz.

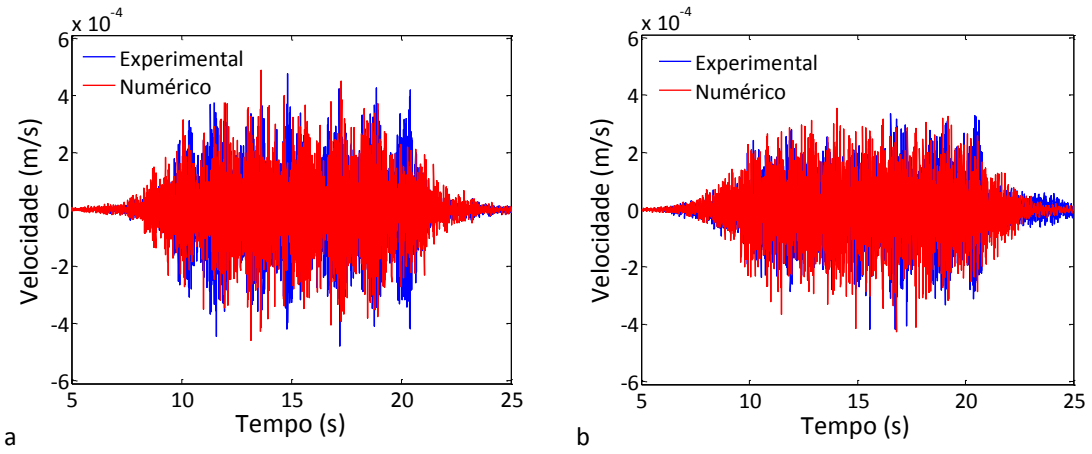


Figura 7.23 – Registo temporal da velocidade vertical nas lajes de diferentes pisos do edifício: a) piso 5; b) piso 7.

Note-se que o modelo numérico conseguiu reproduzir de forma muito razoável as principais características dos registos temporais observados, bem como as principais tendências de evolução dos mesmos quando o ponto de observação passa do 5º piso para o 7º piso. Em termos gerais refira-se que os valores de pico da velocidade vertical foram bem captados pelo modelo para ambos os pisos, bem como a diminuição da amplitude dos registos em função da elevação do ponto de observação. É de salientar que numa análise inicial se considerou um amortecimento de Rayleigh de cerca de 2 % para a gama de frequências entre 5 Hz e 80 Hz, o qual foi posteriormente reduzido para cerca de 1% de modo a permitir uma melhor concordância entre resultados experimentais e numéricos. Os resultados numéricos ilustrados na Figura 7.23 correspondem a esse ajuste.

Uma vez que as respostas dinâmicas ilustradas Figura 7.23 apresentam um carácter ondulante muito acentuado, onde os valores de pico, dado o seu carácter pontual, podem não implicar uma consequência propriamente gravosa, é comum proceder-se à análise de medidas mais medianizadas, como por exemplo o "*running* RMS", o qual, em termos práticos, representa uma média móvel da resposta dinâmica em intervalos de 0,125 s (*fast running* RMS). Esta grandeza foi avaliada para ambos os pisos, estando a sua evolução temporal ilustrada na Figura 7.24, tanto para os resultados numéricos como para os resultados experimentais. Como se pode verificar, existe uma proximidade assinalável entre os resultados experimentais e os vaticinados pelo modelo numérico.

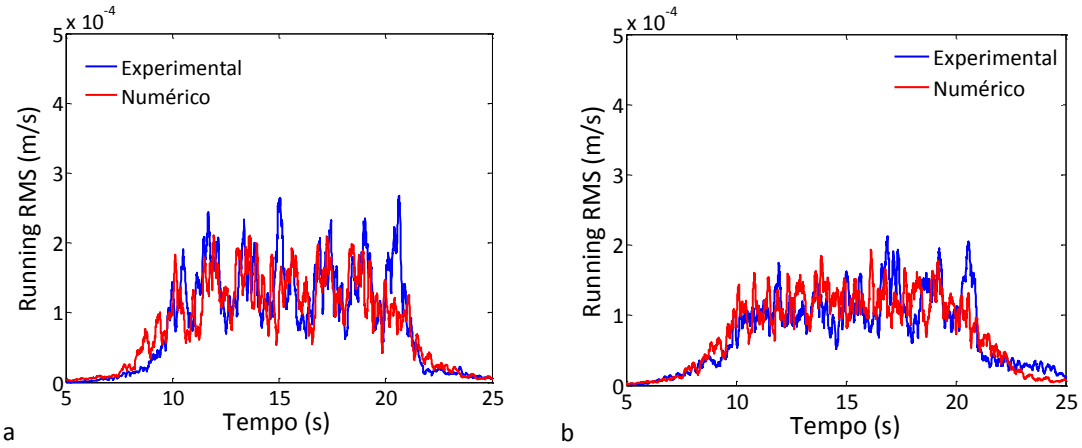


Figura 7.24 – Running rms da velocidade vertical nas lajes de diferentes pisos do edifício: a) piso 5; b) piso 7.

Note-se que o comparativo propiciado pelas Figura 7.23 e Figura 7.24 não permite por si só validar o modelo numérico, pois poder-se-ia dar o caso de haver uma concordância razoável em termos de RMS ou de valores de pico do registo temporal e sem embargo, haver uma total incoerência entre as gamas de frequência das respostas numérica e experimental. Na Figura 7.25 comparam-se os conteúdos em frequência, obtidos por via experimental e numérica, respeitante à velocidade vertical observada nas lajes do edifício.

Analisando a Figura 7.25a verifica-se que para a laje do 5º piso existe uma correspondência notável entre a resposta experimental e o resultado vaticinado pelo modelo numérico. De facto, as grandes linhas de tendência de evolução da resposta em função da frequência são devidamente reproduzidas pelo modelo numérico, nomeadamente o facto do maior conteúdo energético ocorrer entre os 25 Hz e os 55 Hz, e a quebra abrupta do conteúdo energético para valores de frequência acima desse limite superior. Obviamente, e como expectável, não há, mesmo para esta laje, uma concordância absoluta para todos os picos da resposta, mas sim uma reprodução muito aceitável das principais tendências.

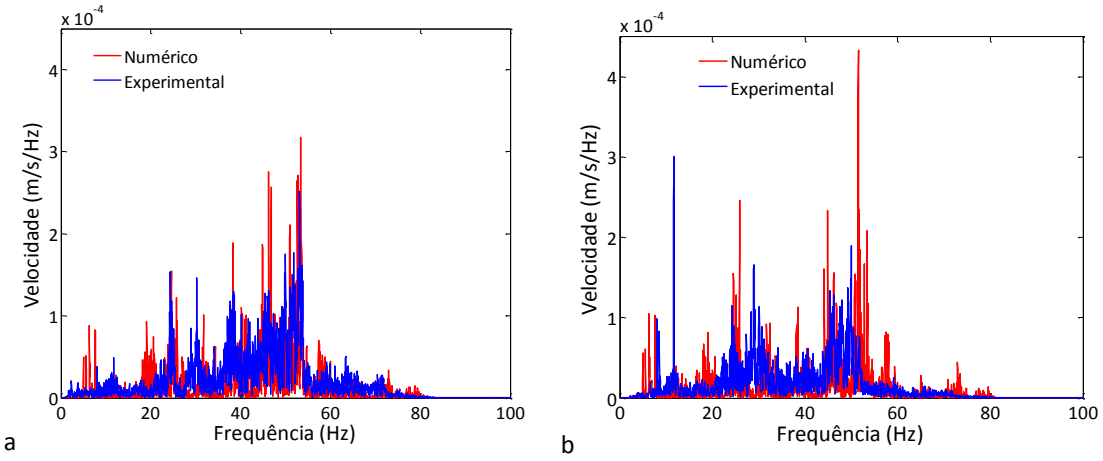


Figura 7.25 – Conteúdo em frequência da velocidade vertical nas lajes de diferentes pisos do edifício: a) piso 5; b) piso 7.

Comparando os resultados expostos na Figura 7.25a com os homólogos ilustrados na Figura 7.25b verifica-se uma certa perda de aderência entre resultados experimentais e numéricos. Pese embora o modelo continue a reproduzir de forma aceitável a resposta para o caso da laje do 7º piso, as diferenças entre resultados numéricos e experimentais começam a ser mais notórias, sendo de assinalar o facto de o modelo sobrestimar a gama de frequências de maior conteúdo energético. Um outro aspecto que sobressai da Figura 7.25b é o pico muito acentuado observado nos resultados experimentais para a frequência de cerca de 10 Hz. Esta evidência experimental poderá dever-se a ruído ou ao funcionamento de algum equipamento que tivesse perturbado a medição, pois não se encontra na passagem do comboio no túnel qualquer explicação para este facto.

Um aspecto curioso que resulta da análise conjunta dos resultados mostrados na Figura 7.24 e Figura 7.25 é o facto de se alcançar, para o 5º piso, uma maior aderência entre resultados experimentais e numéricos quando o comparativo é realizado no domínio da frequência, ocorrendo exactamente o oposto para o caso da resposta do 7º piso.

Os espectros de frequência apresentados na Figura 7.25 constituem uma ferramenta interessante para a análise ao nível do detalhe, nomeadamente por permitirem uma identificação das frequências associadas aos maiores conteúdos energéticos. Porém, dado o carácter muito irregular destes espectros, podem por vezes não reflectir de forma totalmente fidedigna a verdadeira consequência dos níveis de vibração envolvidos. Este efeito pode ser contornado utilizando uma representação em espectros de terço de oitava, os quais aliás se ilustram, para ambos os pisos, na Figura 7.26.

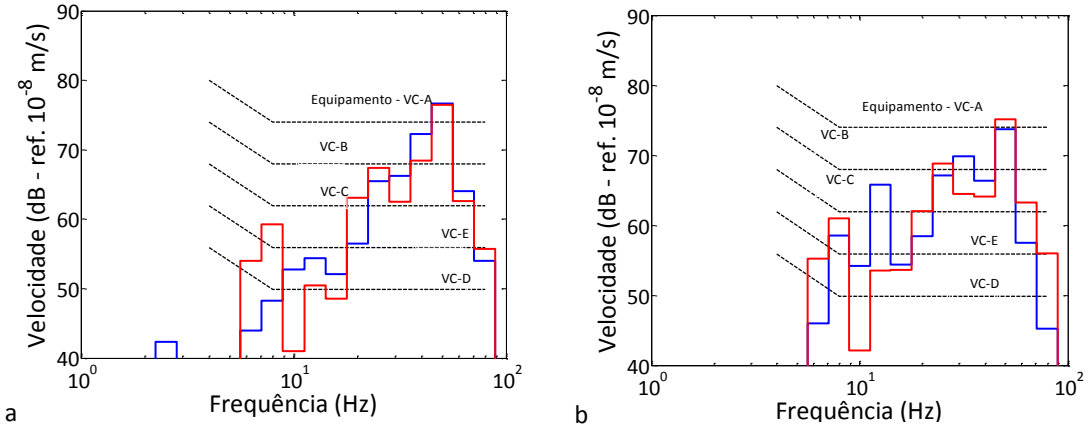


Figura 7.26 – Espectro de banda de terço de oitava da velocidade vertical avaliada nas lajes de diferentes pisos do edifício: a) piso 5; b) piso 7 (linha vermelha – resultado numérico; linha azul – resultado experimental).

O comparativo entre resultados experimentais e numéricos realizado com base nos espectros de terço de oitava permite atestar o elevado grau de acuidade atingido pelo modelo numérico. De facto, concentrando a atenção na gama de frequências com maior conteúdo energético, ou seja entre os 20 Hz e os 60 Hz, é possível verificar um muito bom desempenho do modelo, onde regra geral as diferenças são inferiores a 4 dB. Refira-se ainda que, mesmo no caso da Figura 7.26b, onde a qualidade da simulação é um pouco mais deficiente, o modelo apresentou capacidade para prever de forma muito aceitável os principais contornos da resposta, destacando-se principalmente o facto de os valores mais elevados da velocidade terem sido bem reproduzidos.

7.4.3 Reflexão sobre os resultados alcançados

O confronto entre resultados experimentais e numéricos realizado nas secções anteriores permite concluir que a metodologia integrada para previsão de vibrações em edifícios devido ao tráfego ferroviário em túneis proposta ao longo do presente trabalho constitui uma ferramenta robusta e fiável, de indubitável interesse prático. Com efeito, mesmo em casos como o presente, onde a carência de informação detalhada é notória, a combinação da capacidade da ferramenta proposta com o sentido crítico do analista, aspecto que nunca deve ser descurado numa análise de engenharia, permitiu reproduzir de forma muito assinalável a resposta dinâmica do sistema integrado, ou seja, desde a via férrea ao interior do edifício.

Face aos resultados e conclusões alcançados é então lícito afirmar que se deu um passo muito importante na validação experimental do modelo proposto, o que é sem dúvida uma mais valia na medida que aumenta o grau de confiança depositado não só na ferramenta proposta

mas também nas ilações retiradas do avultado conjunto de análises apresentadas nos capítulos antecedentes.

7.5 Proposta de medidas de mitigação

7.5.1 Considerações gerais

O objectivo principal deste capítulo consiste no confronto entre resultados experimentais e numéricos como forma de atestar a robustez da metodologia proposta. Esse objectivo foi perseguido e alcançado como aliás está bem patente nas secções precedentes. Contudo, uma das grandes vantagens de possuir uma ferramenta de cálculo robusta e fiável consiste no conjunto de possibilidades que se abrem no sentido de avaliar quais as melhores soluções que podem ser aplicadas para a mitigação de vibrações em edifícios decorrentes do tráfego ferroviário em túneis. Este aspecto, já de cariz de engenharia, foi devidamente detalhado em vários dos estudos apresentados nos capítulos anteriores, pelo que se poderia dispensar nesta fase a realização de mais estudos sobre a temática.

Porém, apesar do referido no parágrafo anterior, sentiu-se a autora tentada a explorar as potencialidades permitidas pela metodologia proposta no âmbito da avaliação dos benefícios decorrentes de algumas medidas simples com vista à mitigação dos níveis de vibração no interior do edifício estudado neste capítulo. Assim, na presente secção leva-se a cabo, ainda que de forma breve e resumida, uma análise comparativa sobre os potenciais benefícios decorrentes da melhoria da qualidade geométrica da via férrea e da instalação de material resiliente sob a laje da via férrea.

7.5.2 Melhoria da qualidade geométrica da via férrea

Uma das técnicas de mitigação de vibrações mais eficientes consiste num rigoroso controlo da qualidade geométrica da via férrea. Este tipo de intervenção permite minimizar as forças de interacção dinâmica veículo-via, reduzindo os níveis de energia que se propagam pelo maciço geotécnico e que, por sua vez, provocam incómodo em habitações vizinhas. Como já referido, a qualidade geométrica da via férrea no presente caso de estudo era claramente deficiente, o que justifica a realização de um breve estudo sobre o potencial efeito benéfico decorrente da sua melhoria. Assim, gerou-se um novo perfil de irregularidades, mas seleccionando agora o

valor de $5x10^{-7}$ m^3/rad para a constante S_0 (metade do anteriormente considerado) da função densidade espectral de potência dada pela equação [5.10].

Na Figura 7.27 compara-se a velocidade vertical do carril para estas novas condições da via férrea com os resultados numéricos obtidos anteriormente. Como seria expectável, verifica-se uma diminuição muito significativa da amplitude da resposta com o aumento da qualidade geométrica da via férrea. Contudo, a análise detalhada da Figura 7.27b permite constatar que para frequências até cerca de 20 Hz, a velocidade vertical do carril é praticamente independente da qualidade da via férrea. A justificação para tal efeito é simples: a gama de frequências mais baixa é praticamente dominada pelo mecanismo quasi-estático e, como tal, independente da maior ou menor amplitude das irregularidades da via férrea.

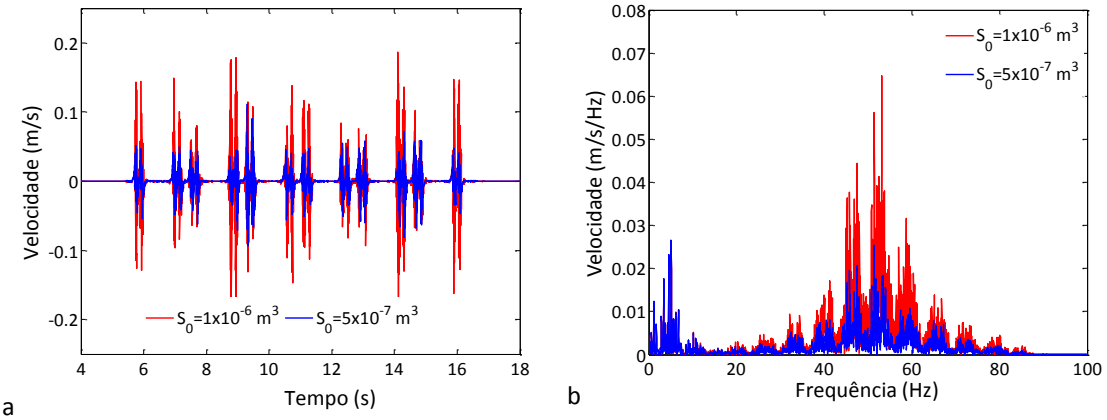


Figura 7.27 – Velocidade vertical do carril para diferentes níveis de qualidade geométrica da via férrea: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

Passando à análise dos níveis de vibração vertical avaliados nos pontos de observação localizados no 5º e 7º pisos, a Figura 7.28 ilustra o registo temporal da velocidade vertical de vibração nos pontos de observação. O resultado numérico obtido no estudo de validação encontra-se sobreposto nas figuras, sendo esse o resultado de referência.

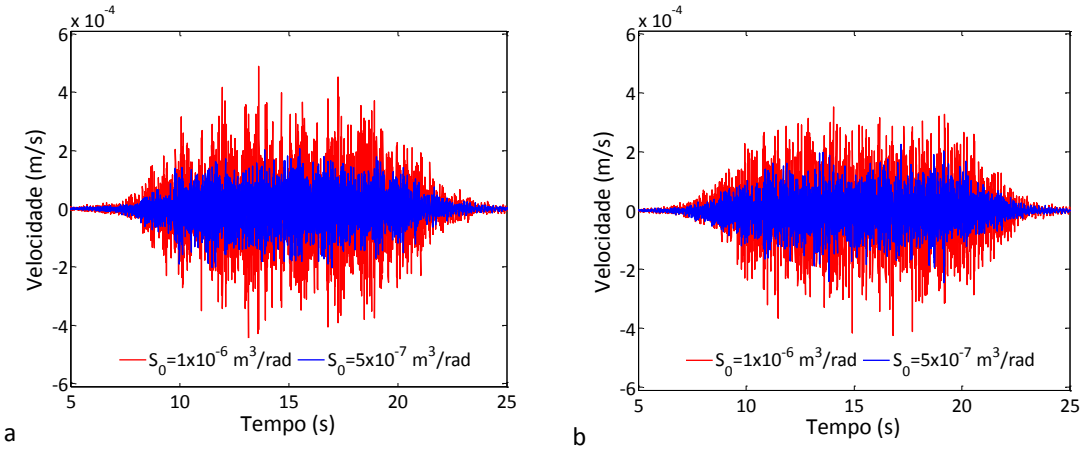


Figura 7.28 – Velocidade vertical observada em diferentes lajes do edifício e para diferentes níveis de qualidade geométrica da via férrea: a) 5º piso; b) 7º piso.

Tal como expectável, a melhoria da qualidade geométrica da via férrea traduz-se por uma diminuição acentuada da amplitude da velocidade vertical nos pontos da laje. Contudo, a análise da Figura 7.28 não permite alcançar conclusões muito mais profundas do que a simples constatação agora apresentada.

Dado que a análise da resposta em frequência permite, regra geral, uma melhor interpretação dos fenómenos físicos envolvidos, a Figura 7.29 ilustra o espectro de banda de terço de oitava da velocidade vertical avaliada no 5º e 7º pisos do edifício para os diferentes níveis de qualidade geométrica da via férrea em consideração.

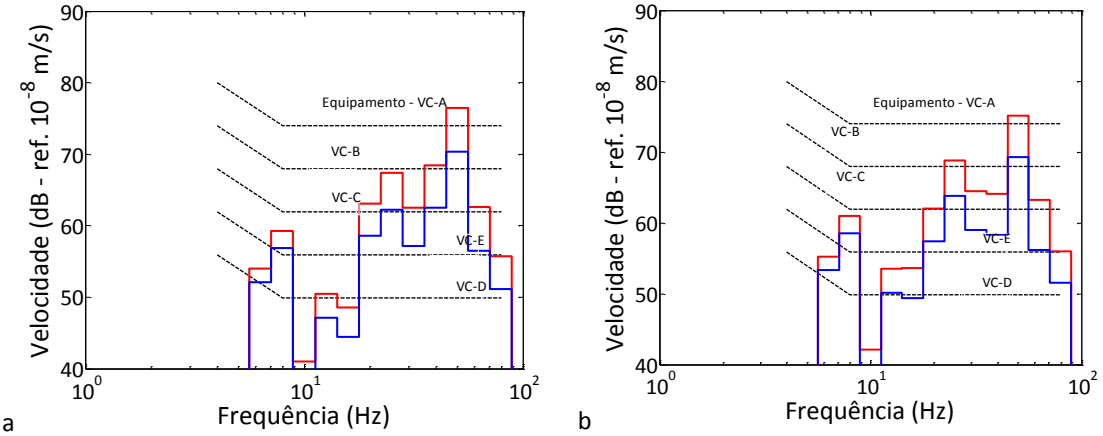


Figura 7.29 – Espectro de banda de terço de oitava da velocidade vertical observada em diferentes lajes do edifício e para diferentes níveis de qualidade geométrica da via férrea: a) 5º piso; b) 7º piso (linha vermelha -S_0=1x10^{-6} m^3/rad; linha azul -S_0=5x10^{-7} m^3/rad).

A análise da Figura 7.29 mostra que há um ganho significativo com a melhoria da qualidade geométrica da via férrea, o qual alcança mais de 6 dB na gama de frequências mais relevante. Note-se, contudo, que esse ganho é menor na gama de frequência abaixo dos 15 Hz, o que acaba por ter um significado de engenharia diminuto, pois o conteúdo energético associado a essas bandas é relativamente baixo quando comparado com o que se observa entre os 30 Hz e os 60 Hz.

O estudo agora apresentado, embora com um âmbito relativamente restringido, permite concluir que a boa qualidade geométrica da via férrea é um parâmetro determinante para que possa ser alcançado um desempenho satisfatório do sistema, principalmente no que concerne aos níveis de vibração percepcionados no interior dos edifícios próximos às infraestruturas ferroviárias. Como é evidente, os aspectos benéficos decorrentes da melhoria da qualidade geométrica da via férrea têm um carácter de proporcionalidade, ou seja, caso se considerasse uma via com qualidade ainda mais pronunciada do que a analisada, maior seria o ganho em termos de redução dos níveis de vibração no interior do edifício.

7.5.3 Introdução de um sistema de laje flutuante

Os aspectos fundamentais do dimensionamento e análise de sistemas de laje flutuante com o intuito de reduzir os níveis de vibração percepcionados no interior de edifícios foram já abordados no Capítulo 6. Como tal, a presente aplicação visa apenas ilustrar a potencialidade da ferramenta de cálculo desenvolvida num contexto de cariz prático.

Antes de passar à análise propriamente dita, convém referir que, na opinião da autora, qualquer solução de mitigação de vibrações passível de ser aplicada no contexto em estudo, deve ser sempre acompanhada de uma melhoria da qualidade geométrica da via férrea, pois o nível de degradação da mesma, à data da realização dos ensaios, era, de forma evidente, muito elevado. Além disso, refira-se que do ponto de vista técnico-económico a instalação de um sistema de laje flutuante de forma generalizada seria uma opção extremamente onerosa visto que a via férrea já se encontra construída. Uma opção alternativa poderia passar pela instalação do sistema de via em laje flutuante apenas nas secções críticas.

Os resultados apresentados nas Figura 7.25 e Figura 7.26 demonstram que o maior conteúdo energético associado à velocidade vertical de vibração das lajes do edifício está confinado entre os 35 Hz e os 60 Hz. Esta observação experimental é reproduzida de forma assaz pelo modelo numérico. Tendo em linha de conta a gama de frequências interessada, a eficiência do sistema de laje flutuante apenas será notória caso este permita a introdução no sistema de uma frequência de corte de valor não superior a 35 Hz, preferencialmente menor. Desse modo procede-se de seguida à avaliação do ganho potencialmente alcançado pela introdução de uma manta resiliente sob a laje da via férrea que conduza a uma frequência natural de 20 Hz, ou seja, introduza uma frequência de corte de cerca de 28 Hz.

Com a inclusão da manta resiliente, a resposta do carril sofre uma amplificação considerável, tal como se observa na Figura 7.30 onde se apresenta a velocidade vertical do carril para a solução de laje flutuante e para o caso de referência. É de notar que os valores de pico da velocidade vertical praticamente duplicam como resultado da flexibilização da via férrea proporcionada pela manta sob a laje.

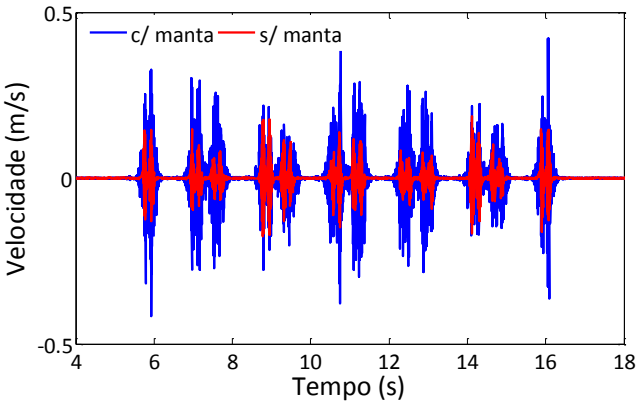


Figura 7.30 – Registo temporal da velocidade vertical do carril para os cenários de laje flutuante e não flutuante.

Mais relevante que o resultado anterior é o apresentado na Figura 7.31, onde se ilustra o IL (*insertion loss*) num ponto da secção de referência localizado no *invert* do túnel. Esta grandeza reflecte de alguma forma a eficiência da medida de mitigação, pois corresponde a uma medida da redução de energia que é transmitida da via férrea ao túnel e, consequentemente, ao maciço geotécnico. Como se pode verificar, a introdução do sistema de laje flutuante permite uma redução muito significativa, cerca de 18 dB, na gama de frequências mais relevante, ou seja em torno dos 50 Hz. O referido ganho é acompanhado por um aumento do conteúdo em frequência na banda em torno da frequência ressonante do sistema de isolamento.

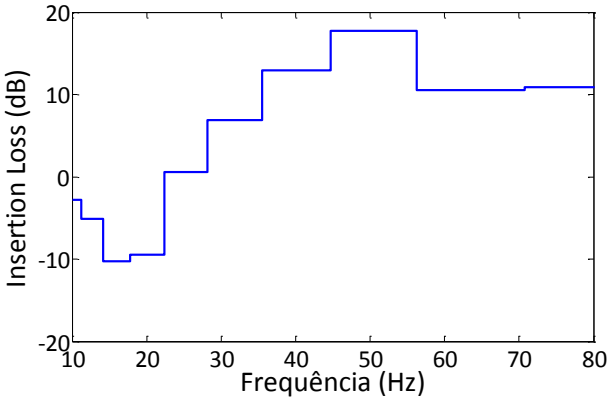


Figura 7.31 – Curva de IL avaliada no ponto central do *invert* (na secção de referência).

Face aos resultados ilustrados na Figura 7.31 é expectável que a introdução do sistema de laje flutuante tenha como consequência um aumento da amplitude de vibração das lajes do edifício para frequências próximas dos 20 Hz, sendo tal efeito acompanhado por uma redução de amplitude na gama de frequências mais elevada. Contudo, a magnitude de tais efeitos é, como decorre das análises e reflexões apresentadas no Capítulo 6, muito dependente não só dos campos de vibração incidentes na fundação do edifício, mas também da própria dinâmica do mesmo. No domínio do tempo, tais interferências pela presença do sistema de isolamento

inserido sob a laje da via férrea traduzem-se por uma diminuição dos valores de pico da vibração vertical das lajes, principalmente quando o ponto de observação de encontra no 5º piso (ver Figura 7.32).

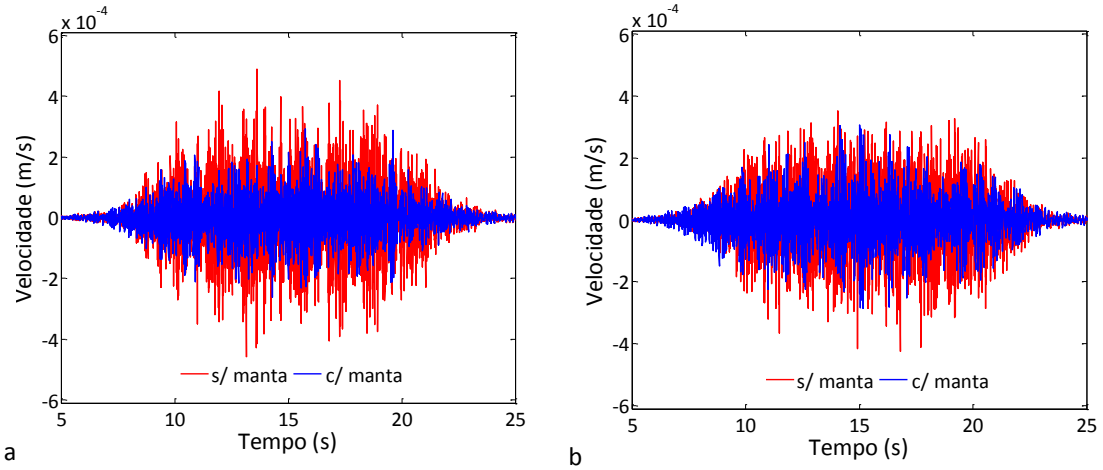


Figura 7.32 – Velocidade vertical observada em diferentes lajes do edifício perante a instalação do sistema de laje flutuante: a) 5º piso; b) 7º piso.

Analisando agora o conteúdo em frequência das respostas das lajes do edifício, exposto na Figura 7.33 através de espectros de banda de terço de oitava, é possível constatar que a introdução do sistema de laje flutuante resulta numa alteração da gama de frequências dominantes da resposta das lajes. Com efeito, se anteriormente a gama preponderante se centrava nos 50 Hz, agora esta é transferida para próximo dos 20 Hz. Contudo, mesmo com o aumento da amplitude da velocidade vertical em torno dos 20 Hz, assiste-se a uma redução algo apreciável dos níveis máximos de vibração.

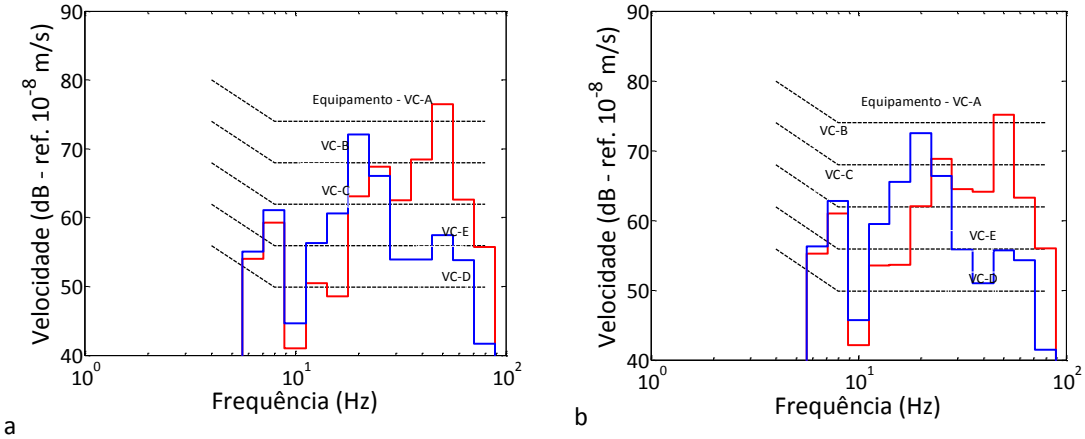


Figura 7.33 – Velocidade vertical observada em diferentes lajes do edifício para os cenários de laje flutuante e não flutuante: a) 5º piso; b) 7º piso (linha vermelha – sem manta; linha azul – com manta).

Face aos resultados agora apresentados, a solução de engenharia poderia passar por uma melhoria da qualidade geométrica da via, principalmente afectando os comprimentos mais elevados que são aqueles que suscitam o desenvolvimento de vibrações na gama inferior aos

25 Hz, sendo a solução acompanhada pela instalação de um sistema de via em laje flutuante, como o agora proposto, o qual permitiria uma redução significativa dos níveis de vibração associados à gama de frequências mais elevada. A esse respeito importa referir que esta é uma das vantagens da posse de um modelo fiável e robusto como o desenvolvido ao longo da presente dissertação, o qual permite a elaboração de estudos de sensibilidade avaliando os ganhos associados a efeitos sinergéticos resultantes da combinação de várias tipologias de medidas de mitigação de vibrações.

7.6 Considerações finais

No presente capítulo procedeu-se a uma aplicação prática do modelo desenvolvido no decurso da presente dissertação. O caso de estudo abordado, para o qual existiam medições experimentais, revelou-se fundamental para a validação experimental do modelo proposto, desafio que foi atingido com sucesso.

O nível de incerteza associado à simulação de problemas tão complexos como o abordado na presente dissertação, torna a validação experimental dos modelos não só um aspecto fundamental para a sua exploração prática mas também um desafio de elevada proporção na medida que nem todas as variáveis podem de facto ser englobadas nos modelos matemáticos desenvolvidos. No presente contexto, esta dificuldade foi incrementada pelo facto de existir uma elevada carência de informação que permitisse uma caracterização profunda do problema em causa. Contudo, merece aqui uma chamada de atenção o facto de esta ser uma situação recorrente em aplicações práticas, nas quais o senso de engenharia do analista toma grande relevância. Pese embora todos estes aspectos, o confronto entre medições experimentais e resultados vaticinados pelo modelo numérico revelou-se, em traços gerais, bastante satisfatório, o que permitiu um ganho de confiança nas metodologias propostas ao longo da presente dissertação.

Ainda a respeito do procedimento de validação adoptado, mostrou-se que tanto os mecanismos de geração como de propagação de vibrações conseguem ser representados de forma fiável pelo modelo proposto. Com efeito, após o ajuste da resposta ao nível do carril, operação essa resultante da carência de informação relativa ao perfil de irregularidades, o modelo conseguiu prever de forma satisfatória a resposta nos restantes pontos de observação, sejam esses localizados na via férrea ou no interior do edifício.

Para além da validação experimental propriamente dita, realizaram-se ainda alguns estudos numéricos que permitiram verificar que a qualidade geométrica da via férrea é um factor preponderante nos níveis de vibração percepcionados no interior dos edifícios.

Visando a demonstração das potencialidades do modelo, elaborou-se um estudo numérico sobre os potenciais ganhos que poderiam ser alcançados pela implementação de uma solução do tipo laje flutuante. Os resultados do estudo vão ao encontro dos já apresentados no capítulo precedente, pelo que se abstém da apresentação de considerações acessórias sobre esse assunto.

Conclusões e propostas de desenvolvimentos futuros

8.1 Conclusões

Entende-se ser pertinente apresentar uma resenha das principais conclusões, tendo presente os objectivos previamente traçados, a saber: i) desenvolvimento de uma ferramenta numérica integrada para a previsão e análise de vibrações induzidas por tráfego ferroviário subterrâneo, que permita uma abordagem completa desde a fonte (interacção veículo-via) até ao receptor (edifício), sem esquecer o meio de propagação (sistema túnel-maciço); ii) desenvolvimento de conhecimento sobre os factores condicionantes do problema; iii) proceder à validação experimental das metodologias propostas. Transversal a todas as etapas de desenvolvimento numérico dos modelos esteve sempre a preocupação de que deveriam representar de forma precisa os principais aspectos físicos do problema, sem que contudo sofressem de complexidade desnecessária ou implicassem um esforço computacional desproporcionado que impedissem a sua transferência da academia para a engenharia prática.

O Capítulo 2 constitui um capítulo introdutório, generalista, no qual são enunciados os aspectos basilares do problema abordado na dissertação, identificando-se os principais contributos previamente dados por outros autores, as técnicas de modelação disponíveis, bem como uma resenha de medidas de mitigação passíveis de serem aplicadas com vista à minimização de vibrações em edifícios devido ao trafego ferroviário em túneis. Complementarmente, são identificadas algumas das carências que justificam os estudos apresentados nos capítulos posteriores, bem como algumas das opções tomadas no desenvolvimento dos modelos posteriormente descritos.

Ao primeiro dos objectivos acima referidos devotou-se um acentuado esforço, bem patente nos Capítulos 3 e 5, dedicados à exposição pormenorizada dos modelos teóricos desenvolvidos, nas suas diversas componentes, objectivos e hipóteses basilares, fundamentação teórica físico-matemática, implementação numérica e validação teórica. A exposição dos assuntos segue uma orientação de crescente complexidade, iniciando-se pela

explanação dos aspectos físicos associados a cada uma das partes do problema, isto é, a geração de vibrações, a sua propagação e a recepção no interior de edifícios. Dadas as especificidades inerentes aos diferentes meios envolvidos são propostas metodologias distintas para a sua simulação. As opções tomadas para a modelação de cada um deles são justificadas, sendo o seu acoplamento introduzido numa fase posterior, justificando assim a estratégia de subestruturação seguida. Adoptando uma estratégia de validação passo-a-passo, todos os desenvolvimentos numéricos são sucedidos de pequenos exemplos numéricos que visam não só a verificação da acuidade das soluções obtidas mas também uma interpretação física dos problemas analisados.

Para a simulação de grandes domínios tridimensionais sujeitos a acções dinâmicas móveis, como é o caso do sistema túnel-maciço considerado, desenvolveu-se e implementou-se um modelo numérico alternativo aos existentes à data de início dos presentes estudos. Esse modelo, baseado no conceito 2.5D aplicado ao método dos elementos finitos e ao método das camadas de absorção perfeita (2.5D MEF-PML), é apresentado no Capítulo 3. A abordagem seguida mostrou ser muito eficaz: i) a sua relativa simplicidade permite a sua relativamente fácil aplicação na engenharia prática; ii) garante uma elevada qualidade dos resultados obtidos, suplantando-se claramente a metodologias alternativas, também baseadas no MEF, como o método dos elementos infinitos ou o recurso a fronteiras viscosas. A este respeito deverá ser dada enfase à proposta de funções de esticamento apresentada, a qual permite alcançar soluções de elevada precisão mesmo quando o meio discretizado é substancialmente inferior ao comprimento de onda propagante. Na verdade, os estudos de validação teórica, através da comparação dos resultados vaticinados pelo modelo com soluções analíticas ou com técnicas de modelação alternativa, ilustram claramente a elevada acuidade dos resultados obtidos.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação de um estudo paramétrico alargado visando uma melhor compreensão dos factores condicionantes da resposta do sistema via-túnel-maciço. Procurando uma interpretação clara dos fenómenos físicos envolvidos, optou-se por desenvolver o estudo com base no conceito de função de transferência de deslocamento em pontos localizados no túnel, no interior e à superfície do maciço. O estudo apresentado aborda de forma sistemática a influência das características geométricas e estruturais do túnel (*invert*, espessura do revestimento, geometria do túnel, etc.), do maciço (rigidez e amortecimento), do sistema túnel-maciço (profundidade do túnel) e da via férrea (propriedades mecânicas de elementos resilientes). De entre os diversos estudos elaborados ressalta o facto de muitos dos parâmetros referentes ao túnel e ao maciço não se mostrarem muito influentes na resposta do

próprio túnel, o que permite inferir que os mesmos têm influência reduzida nos mecanismo de interacção veículo-via, ou, dito de outra forma, que a problemática da geração de vibrações é, pelo menos para as condições estudadas, pouco afectada pelas propriedades do sistema túnel-maciço. Conclusão distinta é alcançada quando o foco de análise se centra nas vibrações induzidas à superfície ou no interior do maciço. Os estudos elaborados permitiram constatar que a resposta à superfície do maciço é ditada por mecanismos complexos onde ocorre amplificação ou atenuação de vibrações dependente de vários aspectos, tais como a distância fonte-receptor e a velocidade de propagação das diferentes ondas.

De entre as diversas variáveis analisadas, verificou-se que a rigidez do maciço é um parâmetro crucial no mecanismo de propagação de vibrações, sendo a influência do amortecimento material do maciço menos notória, pese embora se faça sentir de forma considerável na gama de frequências mais elevada e com o aumento da distância do ponto de observação em relação ao túnel. Um outro factor condicionante da resposta do sistema via-túnel-maciço é a rigidez das mantas dispostas sob as lajes nos sistemas de laje flutuante. A influência desses dois factores é analisada em maior detalhe no Capítulo 6, onde é apresentado um estudo integrado deste a fonte até ao receptor.

No Capítulo 5 apresentam-se os modelos do veículo e de interacção veículo-via adoptados e os modelos de interacção solo-estrutura desenvolvidos para simulação das vibrações no interior de edifícios devido ao tráfego ferroviário em túneis. Expõem-se os aspectos físico-mecânicos inerentes a cada um destes modelos, sendo propostas metodologias e procedimentos numéricos para a sua inclusão no processo de cálculo. Uma vez que o modelo global recorre a princípios de subestruturação são apresentados os pressupostos e simplificações considerados no acoplamento entre estes dois subsistemas (o veículo e o edifício) agora estudados e o sistema via-túnel-maciço abordado nos capítulos precedentes.

No que concerne ao modelo do veículo e respectiva interacção com a via, foi adoptado um modelo de corpos rígidos previamente implementado e utilizado por Alves Costa [63]. Em contrapartida, a incorporação de edifícios adjacentes à infraestrutura ferroviária constitui uma das inovações da presente dissertação. Procurando o desenvolvimento de uma ferramenta versátil, formulou-se o problema de interacção solo-estrutura no domínio da frequência, tendo-se desenvolvido para o efeito um módulo de cálculo no qual podem ser consideradas as matrizes que governam o equilíbrio dinâmico do edifício obtidas através de um qualquer programa de elementos finitos tridimensional. Este procedimento dota o modelo desenvolvido de grande versatilidade, podendo incorporar modelações estruturais complexas do edifício.

A problemática da interacção solo-estrutura foi tratada usando duas técnicas distintas, com graus de complexidade diferentes: i) uma baseada no acoplamento tridimensional entre o método dos elementos finitos, utilizado na simulação da estrutura, e o método dos elementos de contorno, utilizado na descrição do comportamento dinâmico do maciço de fundação; ii) outra baseada no acoplamento tridimensional entre o método dos elementos finitos e modelos de parâmetros condensados, os quais procuram, ainda que de um modo simplista, representar a resposta dinâmica do maciço de fundação.

Após a introdução e explanação dos modelos desenvolvidos e implementados no decorrer da presente dissertação, nos Capítulos 6 e 7 exploram-se as suas potencialidades em aplicações de cariz prático.

O Capítulo 6 é dedicado à apresentação de um estudo integrado, sendo as potencialidades dos modelos propostos exploradas com vista à melhor percepção da influência da rigidez do maciço geotécnico no problema global e ao estudo da eficiência dos sistemas de laje flutuante na mitigação de vibrações no interior de edifícios próximos ao túnel ferroviário.

Os estudos realizados permitiram alcançar conclusões relevantes a diversos níveis, nomeadamente evidenciaram que a rigidez do maciço é um factor de elevada influência não só nos mecanismos de propagação de vibrações, mas também no complexo comportamento dinâmico ditado pela interacção solo-estrutura. Saliente-se que a rigidez do maciço pode conduzir a tendências contraditórias em diferentes fases do problema. Se, por um lado, o aumento da rigidez do maciço conduz, em termos médios, a uma redução dos níveis de vibração induzidos no campo livre, também implica uma diminuição do amortecimento por radiação ao nível das fundações superficiais do edifício. Assim sendo, a conjugação dos dois aspectos conduz a um efeito global complexo, sem que haja uma tendência clara mediante a gama de frequências em análise, o que justifica claramente a necessidade de um modelo abrangente como o agora proposto. Por outro lado, verificou-se que, para a gama de frequências em análise e para maciços geotécnicos com rigidez não demasiado baixa (C_s>250 m/s), a opção por modelos de interacção solo-estrutura baseados em idealizações do maciço de fundação através de modelos de parâmetros condensados revela-se viável na medida em que os resultados vaticinados por esta via não diferiram significativamente dos resultados obtidos através do acoplamento MEF-MEC.

Relativamente à eficiência das medidas de mitigação do tipo laje flutuante, comprovou-se que o seu dimensionamento deve ser efectuado com muito cuidado. Caso a frequência natural do sistema de isolamento seja próxima das frequências naturais do edifício associadas a

movimentos verticais das lajes pode ocorrer uma amplificação dos valores de pico de vibração vertical das lajes face ao cenário não isolado. Uma vez mais, o problema em análise revelou-se muito complexo, confirmando mais uma vez a vantagem de dispor de um modelo de previsão global como o proposto nos capítulos precedentes.

Por fim, o Capítulo 7 trata da validação experimental do modelo proposto. O caso de estudo abordado refere-se a um túnel numa linha suburbana de Madrid, cujos resultados experimentais foram recentemente reportados na Tese de Doutoramento de Fernandez [71] e são constituídos por um conjunto de medições experimentais requeridas pela ADIF ao CEDEX, face a reclamações de excesso de vibrações apresentadas pelos habitantes de um edifício adjacente ao túnel ferroviário. As medições efectuadas contemplam as respostas dinâmicas da via férrea (aceleração do carril e da laje da via férrea) e do edifício (velocidade vertical nas lajes do 5º e 7º pisos) induzidas pela passagem de tráfego ferroviário num túnel superficial. A inexistência de informação precisa no que se refere a alguns aspectos importantes, como por exemplo a caracterização geométrica dos defeitos longitudinais da via férrea ou a definição clara de todos os elementos estruturais do edifício (por exemplo a localização de elementos de contraventamento, tais como paredes ou núcleos), obrigou à assunção de um conjunto de hipóteses. Sem descurar as dificuldades encontradas pela inexistência de tal informação, o estudo desenvolvido constituiu também um desafio de aproximação do conhecimento académico à engenharia prática, visto que a carência de informação detalhada é uma das dificuldades com que muitas vezes se depara o analista. Apesar de tudo (problema complexo e informação incompleta), os resultados vaticinados pelo modelo numérico revelaram uma aderência muito satisfatória à realidade física medida. Os níveis de vibração no interior do edifício foram reproduzidos de forma muito razoável, em termos de registo temporal ou de conteúdo em frequência, tanto para o 5º piso como para o 7º.

Em torno deste caso de estudo foram ainda realizadas análises numéricas que permitiram comprovar a grande influência da qualidade geométrica da via férrea nos níveis de vibração percepcionados no interior de edifícios. Procurando explorar as potencialidades do modelo, foi ainda realizada uma análise para a avaliação do potencial benefício que poderia ser alcançado através da introdução de um sistema de via férrea em laje flutuante.

Em jeito de síntese, entende-se que os principais objectivos a que a autora se havia proposto foram cumpridos com sucesso, tendo-se adquirido um conjunto de competências que contribuem significativamente para o incremento e sustentação do desenvolvimento da linha de investigação sobre vibrações associadas a infraestruturas ferroviárias, integrada no centro

de investigação onde a presente dissertação foi desenvolvida. O facto de todos os procedimentos numéricos descritos e aplicados na dissertação terem sido desenvolvidos de raiz no seio do grupo de investigação potencia os seus posteriores melhoramentos e contínuas adaptações aos desafios vindouros.

8.2 Propostas para investigação futura

Ao longo da realização do presente trabalho foram surgindo diversas perspectivas de investigação que, não tendo sido perseguidas por limitação de tempo ou de recursos, merecem, no entender da autora, uma atenção futura. Note-se que, tratando-se de uma linha de investigação muito activa, alguns dos pontos seguidamente indicados correspondem a investigações já em curso à presente data.

Em suma, sugere-se que se explorem as seguintes vias de investigação, complementares e consequentes ao presente estudo:

i) O desenvolvimento conceptual, implementação e exploração de um campo experimental dedicado à recolha de dados experimentais de qualidade sobre os mecanismos de geração, propagação e transmissão de vibrações aos edifícios devido a tráfego ferroviário urbano é um objectivo que urge perseguir. Com efeito a colectânea de informação experimental detalhada permitirá não só proceder a uma análise crítica da acuidade dos modelos teóricos vigentes, mas também adquirir conhecimentos mais profundos, visando uma melhoria contínua, sobre as técnicas de modelação numérica e sobre os factores condicionantes da problemática em estudo. A este respeito é de referir que parte dos desenvolvimentos aqui propostos já se encontram em curso num campo experimental envolvendo um troço da rede de metropolitano do Porto, nas proximidades da estação do Pólo Universitário.

ii) Todos os estudos concretizados no âmbito da presente dissertação tiveram como base o comportamento elástico e linear de todos os materiais. Esta aproximação é, na generalidade dos casos, bastante razoável para a simulação do túnel, do maciço geotécnico e do edifício. Contudo reconhece-se que, ao nível da via férrea, existem vários elementos, com especial destaque para os elementos resilientes, que apresentam um comportamento fortemente não linear (dependente do nível de

carga e da frequência de excitação) [179], o qual só aproximadamente pode ser simulado por recurso às técnicas adoptadas na presente dissertação. Dado que a inclusão do comportamento não linear dos materiais no procedimento de cálculo implica a formulação do problema no domínio do tempo, considera-se ser interessante a generalização dos modelos propostos através de uma formulação híbrida, onde o sistema via-veículo seja estudado mediante uma formulação no domínio do tempo, ao passo que os remanescentes meios, onde a assunção de elasticidade é razoável, continuariam a ser formulados no domínio da frequência. Muito recentemente, a formulação de técnicas híbridas de modelação tem recebido atenção especial pelos principais grupos de investigação mundiais, como aliás atestam as recentes publicações apresentadas por Triepaischajonsak e Thompson [241] e por Nielsen et al. [245]. Note-se que a adopção deste tipo de técnicas permite não só a incorporação do comportamento não linear dos elementos da via férrea, como também a inclusão de mecanismos de excitação advindos da não homogeneidade espacial do suporte, como é o caso da excitação paramétrica induzida pelo suporte discreto do carril [245]. Os estudos acima referenciados visaram apenas a análise da dinâmica de vias férreas superficiais, sendo por isso relevante a sua extensão ao estudo de problemas associados a vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis;

iii) No que concerne à simulação da interacção solo-estrutura, os estudos desenvolvidos no decorrer desta dissertação apenas contemplaram edifícios com fundações directas. A generalização dos modelos para cenários de edifícios fundados por estacas ou contemplando pisos enterrados corresponde a uma melhoria significativa do grau de versatilidade da ferramenta numérica que merece uma especial atenção. Estudos preliminares sobre este assunto foram apresentados por Hussein et al. [171] , derivados de uma investigação resultante da colaboração entre a U. Southampton, U. Cambridge e U. Porto;

iv) Como foi salientado, as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário em túneis podem reflectir-se no interior dos edifícios sob a forma de vibrações mecânicas ou sob a forma de ruído re-radiado. Na dissertação apenas o primeiro aspecto foi abordado, ficando em falta a simulação e análise do ruído re-radiado. O desenvolvimento e implementação de um modelo acústico passível de ser acoplado ao modelo estrutural do edifício é uma linha que interessa prosseguir,

sendo que estudos preliminares nesse sentido foram recentemente apresentados por Godinho et al. [96], como resultado de uma colaboração entre a U. de Coimbra e a U. Porto;

v) Os estudos elaborados na presente dissertação visaram sempre a análise determinística da resposta, não reflectindo por isso os níveis de incerteza associados à mesma. A realização de estudos não determinísticos é um desafio que merece uma atenção detalhada no futuro. A este propósito deverá ser dado destaque à implementação de técnicas de análise não determinísticas de carácter não paramétrico, as quais permitem uma redução significativa do volume de cálculo face às abordagens paramétricas, como por exemplo o método de Monte Carlo. Estudos iniciais sobre este aspecto, embora não explicitamente vocacionados para a problemática da geração de vibrações induzidas por tráfego em túneis, foram apresentados por Schevenels [246].
Ainda no âmbito da avaliação da incerteza, para além da variabilidade das propriedades dos materiais, importa ainda reflectir nos estudos a variabilidade espacial das propriedades, seja resultante da própria génese dos maciços geotécnicos, seja a induzida pelo próprio processo de construção do túnel, a qual implica uma alteração das propriedades deformacionais do maciço em torno do mesmo fruto das alterações do estado de tensão.

vi) A realização de mais estudos paramétricos, contemplando um conjunto avultado de parâmetros, tais como as propriedades dos veículos ou edifícios com diferentes tipologias, acrescentará conhecimento considerável ao nível da identificação dos factores condicionantes, aos quais deve ser dedicada especial atenção ao nível do rigor de modelação numérica, por um lado, e também ao nível da sua identificação e caracterização experimental, por outro;

vii) O desenvolvimento de estudos sobre a eficiência e eficácia de medidas de mitigação implementadas na fonte, no caminho de propagação ou no receptor é merecedor de uma maior atenção no futuro. Com vista à melhoria das credenciais ambientais dos sistemas ferroviários subterrâneos, os estudos deverão ser elaborados seguindo uma visão holística, onde aspectos de gestão da manutenção, de vibrações induzidas e de ruído percepcionado no interior das edificações adjacentes sejam tratados de forma integrada. A este respeito seria muito

relevante a integração de modelos de degradação do sistema para que a análise ganhe um carácter mais abrangente tendo em linha de conta o ciclo de vida do sistema.

BIBLIOGRAFIA

1. United Nations, D.o.E.a.S.A., Population Division *World Urbanization Prospects: The 2014 Revision, Highlights (ST/ESA/SER.A/352)*. 2014.
2. INCEJ, *The Regional Environmental Vibrations*. 2001: Tokyo.
3. Gidlöf-Gunnarsson, A., M. Ögren, T. Jerson and E. Öhrström, *Railway noise annoyance and the importance of number of trains, ground vibration, and building situational factors.* Noise Health, 2012. **14**(59): p. 190-201.
4. Croy, I., M.G. Smith and K. Waye, *Effects of train noise and vibration on human heart rate during sleep: an experimental study.* BMJ Open, 2013. **doi:10.1136/bmjopen-2013-002655**.
5. Smith, M.G., I. Croy, M. Ögren and K. Persson Waye, *On the Influence of Freight Trains on Humans: A Laboratory Investigation of the Impact of Nocturnal Low Frequency Vibration and Noise on Sleep and Heart Rate.* PLoS ONE, 2013. **8**(2): p. e55829.
6. Standard, I., *Mechanical vibration — Ground-borne noise and vibration arising from rail systems*, in *ISO 14837-1* 2005.
7. Hansen, H.M.M., *High-speed ground transportation. Noise and vibration impact assessment* 2005, Federal Railroad Administration.
8. François, S., *Nonlinear modelling of the response of structures due to ground vibrations*, in *Departement Burgerlijke Bouwkunde*. 2008, Katholieke Universiteit Leuven: Leuven.
9. Ohrstrom, E., *Effects of exposure to railway noise - a comparison between areas with and without vibration.* Journal of Sound and Vibration, 1997. **205**(4): p. 555-560.
10. Apud, H.E. and A.J. Brammer, *Effects of shock and vibration on humans*, in *Shock and Vibration handbook*, C.M. Harris, Editor. 1998.
11. Standardization, I.O.f., *ISO 10811-1 - Mechanical vibration and shock - Vibration and shock in buildings with sensitive equipment - Part 1: Measurement and evaluation.* . 2000.
12. Standardization, I.O.f., *ISO 10811-2 - Mechanical vibration and shock - Vibration and shock in buildings with sensitive equipment - Part 1: Classification.* . 2000.
13. Gordon, C., *Generic criteria for vibration-sensitive equipment*, in *Proceedings of International Society for Optical Engineering*, J. Merritt and S. Fisher, Editors. 1991: San Jose. p. 71-85.
14. Gordon, C., *Generic vibration criteria for vibration-sensitive equipment.* Proc. SPIE, 1999. **3786**: p. 22-39.
15. Remington, P.J., L.G. Kurzweil and D.A. Towers, *Low frequency noise and vibration from trains*, in *Transportation Noise Reference Book*, P.M. Nelson, Editor. 1987, Butterworth: London.
16. Ellis, P., *Effects of traffic vibration on historic buildings.* Science of the Total Environment, 1987. **59**(4): p. 37-45.
17. Clemente, P. and D. Rinaldis, *Protection of a monumental building against traffic-induced vibrations.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1998. **246**(2): p. 319-335.

18. Ma, M., V. Markine, W. Liu, Y. Yuan and F. Zhang, *Metro train-induced vibrations on historic buildings in Chengdu.* Journal of Zhejiang University - Science A (Applied Physics & Engineering), 2011. **12**(10): p. 782-793.
19. Yang, Y. and L. Hsu, *A review of researches on ground-borne vibrations due to moving trains via underground tunnels.* Advances in Structural Engineering, 2006. **9**(3): p. 377-392.
20. Melke, J., *Noise and vibration from underground railway lines: proposals for a prediction procedure.* Journal of Sound and Vibration, 1988. **120**: p. 391-406.
21. Kurzweil, L.G., *Ground-borne noise and vibration from underground rail system.* Journal of Sound and Vibration, 1979. **66**(3): p. 363-370.
22. Hood, R.A., R.J. Greer, M. Breslin and P.R. Williams, *The calculation and assessment of ground-borne noise and perceptible vibration from trains in tunnels.* Journal of Sound and Vibration, 1996. **193**: p. 215-225.
23. Nelson, J.T. and H.J. Saurenman, *A prediction procedure for rail transportation groundborne noise and vibration.* Transportation Research Record, 2008. **1143**: p. 3-12.
24. Lai, C., A. Callerio, E. Faccioli, V. Morelli and P. Romani, *Prediction of railway-induced ground vibrations in tunnels* Journal of Vibration and Acoustics, 2005. **127**(5): p. 503-514.
25. Verbraken, H., G. Lombaert and G. Degrande, *Verification of an empirical prediction method for railway induced vibrations by means of numerical simulations.* Journal of Sound and Vibration, 2011. **330**(8): p. 1692-1703.
26. Lombaert, G., S. François, H. Verbraken, G. Degrande and D.J. Thompson, *Numerical, experimental and hybrid methods for the prediction of railway-induced ground vibration*, in *9th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014*, A. Cunha, et al., Editors. 2014: Porto. p. 91-99.
27. Forrest, J.A. and H. Hunt, *Ground vibration generated by trains in underground tunnels.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **294**(4-5): p. 706-736.
28. Hussein, M. and H. Hunt, *A numerical model for calculating vibration from a railway tunnel embedded in a full-space.* Journal of Sound and Vibration, 2007. **305**(3): p. 401-431.
29. Kuo, K.A., H.E.M. Hunt and M.F.M. Hussein, *The effect of a twin tunnel on the propagation of ground-borne vibration from an underground railway.* Journal of Sound and Vibration, 2011. **330**(25): p. 6203-6222.
30. Razquin, A., *A dynamical model of a double-deck circular tunnel embedded in a full-space*, in *Department d'Enginyeria Mecànica*. 2014, Universitat Politècnica de Catalunya: Barcelona.
31. Hussein, M.F.M., S. François, M. Schevenels, H.E.M. Hunt, J.P. Talbot and G. Degrande, *The fictitious force method for efficient calculation of vibration from a tunnel embedded in a multi-layered half-space.* Journal of Sound and Vibration, 2014. **333**(25): p. 6996-7018.
32. Sheng, X., C. Jones and D. Thompson, *A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements.* Journal of Sound and Vibration, 2003. **267**(3): p. 621-635.
33. Auersch, L., *The excitation of ground vibration by rail traffic: Theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines.* Journal of Sound and Vibration, 2005. **284**(1-2): p. 103-132.
34. Lombaert, G. and G. Degrande, *Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains.* Journal of Sound and Vibration, 2009. **319**(3-5): p. 1036-1066.

35. Alves Costa, P., R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Track–ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012. **32**(1): p. 111-128.
36. Gupta, S., G. Degrande and G. Lombaert, *Experimental validation of a numerical model for subway induced vibrations.* Journal of Sound and Vibration, 2009. **321**: p. 786-812.
37. Colaço, A., P. Alves Costa and D. Connolly, *The influence of train properties on railway ground vibrations.* Structure and Infrastructure Engineering, 2015. **doi: 10.1080/15732479.2015.1025291**.
38. Neves, S., P. Montenegro, A. Azevedo and R. Calçada, *A direct method for analyzing the nonlinear vehicle-structure interaction.* Engineering Structures, 2014. **69**: p. 83-89.
39. Sheng, X., C.J.C. Jones and D.J. Thompson, *A theoretical study on the influence of the track on train-induced ground vibration.* Journal of Sound and Vibration, 2004. **272**(3-5): p. 909-936.
40. Auersch, L., *Ground vibration due to railway traffic - The calculation of the effects of moving static loads and their experimental verification.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **293**: p. 599-610.
41. Alves Costa, P., R. Calçada and A. Cardoso, *Influence of train dynamic modelling strategy on the prediction of track-ground vibrations induced by railway traffic.* Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit 2012. **226**(4): p. 434-450.
42. Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Análise numérica de vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis baseada em modelos 2.5D*, in *12º Congresso Nacional de Geotecnia*, G. Correia, Editor. 2010: Guimarães. p. CD-ROM publication.
43. Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *An efficient numerical model for the simulation of vibrations induced by railway traffic in tunnels*, in *ISEV 2013 - International Symposium on Environmental Vibrations*. 2013: Shangai, China. p. 105-118.
44. Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Mitigation of vibrations in buildings induced by railway traffic in tunnels: numerical study*, in *Railways 2014*, J. Pombo, Editor. 2014: Ajjacio, Corsica. p. 1-20.
45. Grundmann, H. and S. Lenz, *Nonlinear interaction between a moving SDOF system and a Timoshenko beam/halfspace support.* Archive of Applied Mechanics, 2003. **72**: p. 830-842.
46. Andersen, L., S. Nielsen and R. Iwankiewicz, *Vehicle moving along an infinite beam with random surface irregularities on a kelvin foundation.* Journal of Applied Mechanics, 2002. **69**: p. 69-75.
47. Bitzenbauer, J. and J. Dinkel, *Dynamic interaction between a moving vehicle and an infinite structure excited by irregularities - Fourier transform solution.* Archive of Applied Mechanics, 2002. **72**: p. 199-211.
48. Galvín, P., A. Romero and J. Domínguez, *Fully three-dimensional analysis of high-speed train-track-soil-structure dynamic interaction.* Journal of Sound and Vibration, 2010. **329**: p. 5147-5163.
49. Koroma, S., *Vibration of beams on non-linear and non-homogeneous elastic foundations with application to railway tracks*, in *Civil Engineering Departement* 2013, University of Nothingham: Nottingham.
50. Dieterman, H.A. and A. Metrikine, *The equivalent stiffness of a half-space interacting with a beam. Critical velocities of a moving load along the beam.* European Journal of Mechanics A/Solids, 1996. **15**(1): p. 67-90.
51. Dieterman, H.A. and A. Metrikine, *Steady-state displacements of a beam on an elastic half-space due to a uniformly moving constant load.* European Journal of Mechanics A/Solids, 1997. **16**(2): p. 295-306.

52. Hung, H. and Y. Yang, *Analysis of ground vibrations due to underground trains by 2.5D finite/infinite element approach.* Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010. **9**(3): p. 327-335.
53. Knothe, K. and Y. Wu, *Receptance behaviour of railway track and sub-grade.* Archive of Applied Mechanics, 1998. **68**: p. 457-470.
54. Vostroukhov, A. and A. Metrikine, *Periodically supported beam on a visco-elastic layer as a model for dynamic analysis of a high-speed railway track.* International Journal of Solids and Structures, 2003. **40**(21): p. 5723-5752.
55. Hussein, M. and H. Hung, *Modelling of floating-slab track with discontinuous slab Part 2: response to moving trains.* Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control, 2006. **25**(2): p. 111-118.
56. Hussein, M. and H. Hunt, *Modelling of floating-slab track with discontinuous slab part 1: response to oscillating moving loads* Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control 2006. **25**(1): p. 23-39.
57. Gupta, S. and G. Degrande, *Modelling of continuous and discontinuous floating slab tracks in a tunnel using periodic approach.* Journal of Sound and Vibration, 2010. **329**(8): p. 1101-1025.
58. Lane, H., P. Kettil and N. Wiberg, *Moving finite elements and dynamic vehicle interaction.* European Journal of Mechanics A/Solids, 2008. **27**: p. 515-531.
59. Zhang, S., X. Xiao, Z. Wen and X. Jin, *Effect of unsupported sleepers on wheel/rail normal load.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2008. **28**(8): p. 662-673.
60. Ribeiro, D., R. Calçada, R. Delgado, M. Brehm and V. Zabel, *Finite-element model calibration of a railway vehicle based on experimental modal parameters.* Vehicle System Dynamics, 2013. **51**(6): p. 821-856.
61. Zhai, W. and Z. Cai, *Dynamic Interaction between a lumped mass vehicle and a discretely supported continuous rail track.* Computers and Structures, 1997. **63**(5): p. 987-997.
62. Lamb, H., *On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid.* Philosophical Transaction of the Royal Society, 1904. **203**(Serie A): p. 1-42.
63. Alves Costa, P., *Vibrações do sistema via-maciço induzidas por tráfego ferroviário. Modelação numérica e validação experimental*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2011, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
64. Achenbach, J.D., *Wave propagation in elastic solids*. Vol. 16. 1973, North-Holland: North-Holland Series in Applied Mathematics and Mechanics.
65. Aki, K. and P. Richards, *Quantitative Seismology: Theory and Methods*. 1980, San Francisco: W.H. Freeman.
66. Miller, G.F. and H. Pursey, *The field and radiation of mechanical radiators on the free surface of a semi-infinite isotropic solid.* Proceedings of the Royal Society, 1954. **A223**: p. 521-541.
67. Miller, G.F. and H. Pursey, *On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid.* Proceedings of the Royal Society, 1954. **A223**: p. 55-69.
68. Auersch, L. and S. Said, *Attenuation of ground vibrations due to different technical sources.* Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010. **9**(3): p. 338-344.
69. Yaseri, A., M.H. Bazyar and N. Hataf, *3D coupled scaled boundary finite-element/finite-element analysis of ground vibrations induced by underground train movement.* Computers and Geotechnics, 2014. **60**(0): p. 1-8.
70. Xu, Q., Z. Xiao, T. Liu, P. Lou and X. Song, *Comparison of 2D and 3D prediction models for environmental vibration induced by underground railway with two types of tracks.* Computers and Geotechnics, 2015. **68**(0): p. 169-183.
71. Fernandez, J., *Estudio numérico de vibraciones provocadas por el tráfico ferroviario en túneles en el dominio del tiempo: análisis geotécnico, validación experimental y*

propuesta de soluciones, in *Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*. 2014, Universidad de Coruna: Coruna.

72. Adam, M., G. Pflanz and G. Schmid, *Two- and three-dimensional modelling of half-space and train-track embankment under dynamic loading.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000. **19**: p. 559-573.
73. Clouteau, D., M. Arnst, T. Al-Hussaini and G. Degrande, *Free field vibrations due to dynamic loading on a tunnel embedded in a stratified medium.* Journal of Sound and Vibration, 2005. **283**(1-2): p. 173-199.
74. Gupta, S., M. Hussein, G. Degrande, H. Hunt and D. Clouteau, *A comparison of two numerical models for the prediction of vibrations from underground railway traffic.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007. **27**(7): p. 608-624.
75. Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Numerical Modeling of Vibrations Induced in Tunnels: A 2.5D FEM-PML Approach*, in *Traffic Induced Environmental Vibrations and Controls: Theory and Application*, H. Xia and R. Calçada, Editors. 2013, Nova. p. 133-166.
76. Coulier, P., A. Dijckmans, S. François, G. Degrande and G. Lombaert, *A spatial windowing technique to account for finite dimensions in 2.5D dynamic soil-structure interaction problems.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014. **59**: p. 51-67.
77. Yang, Y., H. Hung and H. Hsu, *Ground vibrations due to underground trains considering soil-tunnel interactions.* Interaction and Multiscale Mechanics, 2007. **1**(1): p. 157-175.
78. Bian, X., W. Jin and H. Jiang, *Ground-borne vibrations due to dynamic loading from moving trains in subway tunnels.* Journal of Zhejiang University - Science A (Applied Physics & Engineering), 2012. **13**(11): p. 870-876.
79. Bian, X., E. Zeng and Y. Chen, *Ground motions generated by harmonic loads moving in subway tunnel*, in *Proceedings of the Third International Symposium on Environmental Vibrations: Prediction, Monitoring, Mitigation and Evaluation. ISEV 2007*. 2007: Taipei, Taiwan.
80. Alves Costa, P., R. Calçada, J. Couto Marques and A. Cardoso, *A 2.5D finite element model for simulation of unbounded domains under dynamic loading*, in *7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, T. Benz and S. Nordal, Editors. 2010: Trondheim. p. 782-790.
81. Galvín, P., S. François, M. Schevenels, E. Bongini, G. Degrande and G. Lombaert, *A 2.5D coupled FE-BE model for the prediction of railway induced vibrations.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. **30**(12): p. 1500-1512.
82. Amado Mendes, P., P. Alves Costa, L. Godinho and P. Lopes, *2.5D MFS-FEM model for the prediction of vibrations due to underground railway traffic.* Engineering Structures, 2015. **(em processo de revisão)**.
83. Amado Mendes, P., L. Godinho and P. Alves Costa, *2.5D modeling of soil-structure interaction using a coupled MFS-FEM formulation*, in *11th World Congress on Computational Mechanics*, E. Onate, J. Oliver, and A. Huerta, Editors. 2014: Barcelona.
84. Rieckh, G., W. Kreuzer, H. Waubke and P. Balazs, *A 2.5D-Fourier-BEM model for vibrations in a tunnel running through layered anisotropic soil.* Engineering Analysis With Boundary Elements, 2012. **36**: p. 960-967.
85. Muller, K., *Dreidimensionale dynamische Tunnel-Halbraum-Interaktion*, in *Lehrstuhl fur Baumechanik*. 2007, Technische Universitat Munchen: Munchen.
86. Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Modeling of Vibrations in Tunnels using the Finite Element Method with Perfectly Matched Layers*, in *First International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance*, J. Pombo, Editor. 2012: Las Palmas de Gran Canaria, Spain.
87. Coulier, P., G. Lombaert and G. Degrande, *The influence of source–receiver interaction on the numerical prediction of railway induced vibrations.* Journal of Sound and Vibration, 2014. **333**(12): p. 2520-2538.

88. Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Influence of soil stiffness on vibrations inside buildings due to railway traffic: numerical study.* Computers & Geotechnics, 2014. **61**: p. 277-291.
89. Pyl, L., G. Degrande and D. Clouteau, *Validation of a source-receiver model for road traffic induced vibrations in buildings. II: Receiver model* Journal of Engineering Mechanics, 2004. **130**(12): p. 1394-1406.
90. Pyl, L., G. Degrande, G. Lombaert and W. Haegeman, *Validation of source-receiver model for road traffic induced vibrations in buildings. I: Source model.* Jornal of Engineering Mechanics, 2004. **130**(12): p. 1377-1393.
91. Romero, A., M. Solís and P. Galvín, *HIGH-SPEED TRAIN PASSAGE EFFECTS IN BUILDINGS: VIBRATION ASSESSMENT AND ISOLATION*, in *COMPDYN 2013*, M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, and V. Plevris, Editors. 2013: Kos Island, Greece.
92. Hussein, M., H. Hunt, K. Kuo, P. Alves Costa and J. Barbosa, *The dynamic effect of a piled-foundation building on an incident vibration field from an underground railway tunnel*, in *20th International Congress on Sound and Vibration 2013, ICSV 2013*. 2013: Bangkok, Thailand. p. 1594-1601.
93. Lopes, P., P. Alves Costa, M. Ferraz, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Numerical modeling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: From the source to the nearby buildings.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014. **61-62**: p. 269-285.
94. Fiala, P., G. Degrande and F. Augusztinovicz, *Numerical modelling of ground-borne noise and vibration in buildings due to surface rail traffic.* Journal of Sound and Vibration, 2007. **301**(3-5): p. 718-738.
95. Fiala, P., G. Degrande, J. Granát and F. Augusztinovicz, *Structural and acoustic response of buildings in the higher frequency range due to surface rail traffic.*, in *The Thirteenth International Congress of Sound and Vibration*. 2006: Vienne, Austria.
96. Godinho, L., P. Amado Mendes and P. Alves Costa, *A two-step numerical procedure for the analysis of re-radiated noise from underground transportation means*, in *CMH 2015 - Congress on Numerical Methods in Engineering*. 2015: Lisbon.
97. Standardization, I.O.f., *ISO 2631-2 - Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz).* 2003.
98. Institute, N.S., *NS 8176 - Vibration and shock - Measurement of vibration in buildings from landbased transport and guidance to evaluation of its effects on human beings.* . 2005.
99. Normung, D.I.f., *DIN 4150-2 – Structural vibration – Part 2: Human exposure to vibration in buildings*. 1999.
100. Klaeboe, R., I. Turunen-Rise, L. Harvik and C. Madshus, *Vibration in dwellings from road and rail traffic - part ii: exposure-effect relationships based on ordinal logit and logistic regression models.* Applied Acoustics, 2003. **64**(1): p. 89-109.
101. Santos, N., *Vibrações por tráfego na via e na envolvente de linhas ferroviárias: modelação numérica 3D e validação experimental*, in *Faculdade de Engenharia*. 2013, Universidade do Porto: Porto.
102. Standardization, I.O.o., *ISO 2631-1 - Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements.* . 1997.
103. Qualidade, I.P.d., *NP-ISO 2631-1 - Vibrações mecânicas e choque - Avaliação da exposição do corpo inteiro a vibrações - Parte 1: Requisitos gerais.* . 2007.
104. Sun, X., W. Liu, H. Zhai, D. Ding and J. Guo, *Vibration effects of metro trains on sensitive instruments and the study of the mitigation measures.* Tunnelling and Underground Space Technology, 2006. **21**(3–4): p. 299.
105. Normung, D.I.f., *DIN 4150-3 - Structural vibration - Part 3: Effects of vibration on structures.* 1999.

106. Standardization, I.O.f., *ISO 4866 - Mechanical vibration and shock - Vibration of buildings - Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings.* 1990.
107. Jones, C.J.C., *Use of Numerical Models to Determine the Effectiveness of Anti-Vibration Systems for Railways,.* Proc. Instn Civ. Engrs Transp, 1994. **105**: p. 43-51.
108. Thompson, D., *Railway Noise and Vibration. Mechanisms, Modelling and Means Control* 2010, Oxford: Elsevier.
109. Johansson, A., J. Nielsen, R. Bolmsvik and A. Karlstrom, *Under sleeper pads - Influence on dynamic train-track interaction.* Wear, 2008. **265**: p. 1479-1487.
110. Alves Costa, P., R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012. **42**(0): p. 137-150.
111. Bongini, E., G. Lombaert, S. François and G. Degrande, *A parametric study of the impact of mitigation measures on ground borne vibration due to railway traffic*, in *EURODYN 2011*, G. De Roeck, et al., Editors. 2011: Leuven. p. 663-670.
112. Esveld, C., *Modern Railway Tracks*. 2001, Delft: MRT-Productions.
113. Bahrekazemi, M., *Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction*, in *Department of Civil and Architectural Engineering*. 2004, Royal Institute of Technology: Stockholm.
114. Barbosa, J., P. Alves Costa and R. Calçada, *Abatement of railway induced vibrations: Numerical comparison of trench solutions.* Engineering Analysis with Boundary Elements, 2015. **55**(0): p. 122-139.
115. Hung, H.H., Y.B. Yang and D.W. Chang, *Wave barriers for reduction of train-induced vibrations in soils.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004. **130**(12): p. 1283-1291.
116. Karlström, A. and A. Boström, *Efficiency of trenches along railways for trains moving at sub-or super sonic speeds.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007. **27**(7): p. 625-641.
117. Alzawi, A. and M. Naggar, *Full scale experimental study on vibration scattering using open and in-filled (GeoFoam) wave barriers.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011. **31**(3): p. 306-317.
118. Coulier, P., A. Dijckmans, V. Cuéllar, A. Ekblad, A. Smekal, G. Degrande and G. Lombaert, *Numerical and experimental study of stiff wave barriers for the mitigation of railway induced vibrations*, in *In International Conference on Noise and Vibration Engineering*, P. Sas, D. Moens, and H. Denayer, Editors. 2014: Leuven, Belgium. p. 3489-3504.
119. Takemiya, H., *Field vibration mitigation by honeycomb WIB for pile foundations of a high-speed train viaduct.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004. **24**: p. 69-87.
120. Coulier, P., S. François, G. Degrande and G. Lombaert, *Subgrade stiffening next to the track as a wave impeding barrier for railway induced vibrations.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013. **48**: p. 119-131.
121. Dijckmans, A., P. Coulier, J. Jiang, M. Toward, D.J. Thompson, G. Degrande and G. Lombaert, *Mitigation of railway induced vibrations by using heavy masses next to the track*, in *EURODYN 2014 - 9th International Conference on Structural Dynamic*, A. Cunha, et al., Editors. 2014: Porto. p. 751-758.
122. Chatterjee, S., T.K. Singha and S.K. Karmakar, *Effect of high-frequency low-amplitude vibration on the performance of a class of semi-active base isolation systems with on–off damping.* Journal of Sound and Vibration, 2004. **274**(3–5): p. 893-914.
123. Talbot, J. and H. Hunt, *On the Performance of Base-isolated Buildings and Isolation of Buildings from Rail-tunnel Vibration: a Review*, in *Collected Papers in Building Acoustics: Sound Transmission*, B. Gibbs, et al., Editors. 2009, Multi-science.

124. Talbot, J. and H. Hunt, *On the performance of base-isolated buildings.* Building Acoustics, 2001. **7**(3): p. 163-178.
125. Kawakami, F., T. Kobayashi, C. Jaffe, M. Holden and R. Cooper, *Sound and vibration control for the Tokyo International Forum.* Journal of the Acoustical Society of America, 1998. **103**(5): p. 2994-2998.
126. Forrest, J. and H. Hunt, *A three-dimensional tunnel model for calculation of train-induced ground vibration.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **294**: p. 678-705.
127. Gupta, S., H. Berghe, G. Lombaert and G. Degrande, *Numerical modelling of vibrations from a Thalys high speed train in the Groene Hart tunnel* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. **30**(3): p. 82-97.
128. Gupta, S., Y. Stanus, G. Lombaert and G. Degrande, *Influence of tunnel and soil parameters on vibrations from underground railways.* Journal of Sound and Vibration, 2009. **327**: p. 70-91.
129. Sheng, X., C. Jones and D. Thompson, *Prediction of ground vibration from trains using wavenumber finite and boundary element method.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **293**: p. 575-586.
130. Yang, Y. and H. Hung, *Soil Vibrations Caused by Underground Moving Trains.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008. **134**(11): p. 1633-1644.
131. Yang, Y.B. and H.H. Hung, *A 2.5D finite/infinite element approach for modelling visco-elastic body subjected to moving loads.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2001. **51**: p. 1317-1336.
132. Domínguez, J., *Boundary Elements in Dynamics*. 1993: Elsevier Applied Science.
133. Galvín, P. and J. Domínguez, *Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on Córdoba-Málaga line.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009. **29**(4): p. 641-657.
134. François, S., M. Schevenels, P. Galvín, G. Lombaert and G. Degrande, *A 2.5D coupled FE–BE methodology for the dynamic interaction between longitudinally invariant structures and a layered halfspace.* Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2010. **199**(23-24): p. 1536-1548.
135. Jones, S. and H. Hunt, *Voids at the tunnel–soil interface for calculation of ground vibration from underground railways.* Journal of Sound and Vibration, 2011. **330**: p. 245-270.
136. Jones, S. and H. Hunt, *Predicting surface vibration from underground railways through inhomogeneous soil.* Journal of Sound and Vibration, 2012. **331**: p. 2055-2069.
137. Sommerfeld, A., *Partial Differential Equations in Physics*. 1949, New York: Academic Press.
138. Godinho, L., P. Amado-Mendes, A. Pereira and D. Soares Jr, *A coupled MFS–FEM model for 2-D dynamic soil–structure interaction in the frequency domain.* Computers & Structures, 2013. **129**(0): p. 74-85.
139. Wolf, J.P., *The Scaled Boundary Finite Element Method*. 2003: Wiley.
140. Khani, M., *Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis Using the Scaled Boundary Finite Elements Method* in *School of Civil and Environmental Engineering*. 2007, University of New South-Wales: Sidney.
141. Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer, *Finite dynamic model for infinite media.* Journal of Engineering Mechanics Division, 1969. **95**: p. 859-877.
142. Liu, G. and S. Jerry, *A non-reflecting boundary for analyzing wave propagation using the finite element method.* Finite Elements in Analysis and Design, 2003. **39**(5-6): p. 403-417.
143. Johnson, S., *Notes on Perfectly Matched Layers (PMLs)*, L. notes, Editor. 2010, Massachusetts Institute of Technology.
144. Berenger, J., *A perfectly matched layer for absorption of electromagnetic waves.* Journal of computational physics, 1994. **114**: p. 185-200.

145. Chew, W. and Q. Liu, *Perfectly matched layers for elastodynamics: a new absorbing boundary condition.* Journal of Computational Acoustics, 1996. **4**: p. 341-359.
146. Basu, U. and A.K. Chopra, *Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynamics of unbounded domains: theory and finite-element implementation.* Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2003. **192**: p. 1337-1375.
147. Basu, U., *Explicit finite element perfectly matched layer for transient three-dimensional elastic waves.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2009. **77**: p. 151-176.
148. Barbosa, J.M.d.O., J. Park and E. Kausel, *Perfectly matched layers in the thin layer method.* Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2012. **217–220**(0): p. 262-274.
149. François, S., M. Schevenels, G. Lombaert and G. Degrande, *A 2.5D displacement-based PML for elastodynamic wave propagation*, in *IV European Conference on Computational Mechanics* 2010: Paris, France.
150. Alves Costa, P., R. Calçada, A. Silva Cardoso and A. Bodare, *Influence of soil non-linearity on the dynamic response of high-speed railway tracks.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. **30**(4): p. 221-235.
151. Tadeu, A. and E. Kausel, *Green's functions for two-and-a-half-dimensional elastodynamic problems.* Journal of Engineering Mechanics, 2000. **126**(10): p. 1093–1096.
152. Hwang, R. and J. Lysmer, *Response of buried structures to travelling waves.* Journal of Geotechnical Engineering Division, 1981. **107**(2): p. 183-200.
153. Alves Costa, P., *Moving loads on the ground: a 2.5D transformed finite element code for train-track-soil interaction*, in *(Relatório interno)*. 2008, FEUP: Porto.
154. Grundmann, H. and J. Dinkel, *Moving oscillating loads acting on a dam over a layered half space*, in *Wave 2000*, C. Schmid, Editor. 2000, Balkema: Bochum. p. 53-70.
155. Kulhánek, O., *Time Series Analysis - Lecture Notes*. 1995, Uppsala: Uppsala University.
156. Mazzotti, M., I. Bartoli, A. Marzani and E. Viola, *A coupled SAFE-2.5D BEM approach for the dispersion analysis of damped leaky guided waves in embedded waveguides of arbitrary cross-section.* Ultrasonics, 2013. **53**(7): p. 1227-1241.
157. Onate, E., *Structural Analysis with Finite Element Method. Linear Statics*. 2009: Springer.
158. Bettess, P., *Infinite Elements*. 1992: Phenshaw Press.
159. Zienkiewicz, O.C. and R.L. Taylor, *The Finite Element Method*. Vol. 1. 2000, Oxford: Butterworth-Heinemann.
160. Kausel, E. and J.M. de Oliveira Barbosa, *PMLs: A direct approach.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2012. **90**(3): p. 343-352.
161. Komatitsch, D. and J. Tromp, *A perfectly matched layer absorbing boundary condition for the second-order seismic wave equation.* Geophysical Journal International, 2003. **154**(1): p. 146-153.
162. Yang, Y., S. Kuo and H. Hung, *Frequency independent infinite elements for analyzing semi-infinite problems.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1996. **39**: p. 3553-3569.
163. Hussein, M.F.M. and H.E.M. Hunt, *A numerical model for calculating vibration due to a harmonic moving load on a floating-slab track with discontinuous slabs in an underground railway tunnel.* Journal of Sound and Vibration, 2009. **321**: p. 363-374.
164. Mann, A., *DYNATRACK: A survey of dynamic railway track properties and their quality*. 2002, Technische Universiteit Delft: Delft.
165. Sheng, X., C. Jones and D. Thompson, *Responses of infinite periodic structures to moving or stationary harmonic loads.* Journal of Sound and Vibration, 2005. **282**: p. 125-149.

166. Knothe, K. and S. Grassie, *Modelling of railway track and vehicle/track interaction at high frequencies.* Vehicle Systems Dynamics, 1993. **22**: p. 209-262.
167. Karlstrom, A. and B. Bostrom, *An analytical model for train-induced ground vibrations from trains.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **292**: p. 221-241.
168. Hussein, M. and H. Hunt, *A computationally efficient software application for calculating vibration from underground railways.* Journal of Physics Conference Series, 2009. **181**(1): p. 1-6.
169. Hunt, H. and M. Hussein, *Vibration from railways: can we achieve better than +/- 10dB pridiction accuracy?*, in *ICSV14 - 14th International Congress on Sound and Vibration*. 2007: Cairns, Australia.
170. Andersen, L. and C. Jones, *Coupled boundary and finite element analysis of vibration from railway tunnels - a comparison of two and three-dimensional models* Journal of Sound and Vibration, 2006. **293**(3): p. 611-625.
171. Hussein, M., H. Hunt, K. Kuo, P. Alves Costa and J. Barbosa, *The use of sub-modelling technique to calculate vibration in buildings from underground railways* Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 2015. **229**(3): p. 303-314.
172. Hussein, M., H. Hunt, K. Kuo, P. Alves Costa and J. Barbosa, *A numerical model for calculating vibration in a building with pile-foundation from underground railway trains*, in *ICOVP 2013 - 11th International Conference on Vibration Problems* Z. Dimitrovová, J. Rocha, and R. Gonçalves, Editors. 2013: Lisboa. p. 1-8.
173. Tadeu, A., J. Antonio and L. Godinho, *Green's function for two-and-a-half dimensional elastodynamic problems in a half-space.* Computational Mechanics, 2001. **27**: p. 484-491.
174. Harmad, W., H. Hunt, M. Hussein and J. Talbot, *Tunnel-pile interaction in the prediction of vibration from underground railways: validation of the sub-models*, in *Eurodyn 2014*, A. Cunha, et al., Editors. 2014: Porto. p. 767-774.
175. Auersch, L., *Dynamic Behavior of Slab Tracks on Homogeneous and Layered Soils and the Reduction of Ground Vibration by Floating Slab Tracks.* Journal of Engineering Mechanics 2012. **138**(8): p. 923-933.
176. Lopes, P., P. Alves Costa, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Mitigation of vibrations induced by railway traffic in tunnels through floating slab systems: numerical study*, in *Eurodyn 2014*, A. Cunha, et al., Editors. 2014: Porto. p. 871-878.
177. Lombaert, G., G. Degrande, B. Vanhauwere, B. Vandeborght and S. François, *The control of ground-borne vibrations from railway traffic by means of continuous floating slabs.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **297**: p. 946-961.
178. Alves Costa, P., P. Lopes, R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Efficiency of ballast mats for the reduction of vibrations induced by traffic: A parametric study* in *Ralways 2012*, J. Pombo, Editor. 2012: Gran Canaria.
179. Koroma, S.G., M.F.M. Hussein and J.S. Owen, *Vibration of a beam on continuous elastic foundation with nonhomogeneous stiffness and damping under a harmonically excited mass.* Journal of Sound and Vibration, 2014. **333**(9): p. 2571-2587.
180. Alves Costa, P., R. Calçada and A. Silva Cardoso, *Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2012. **32**(1): p. 111-128.
181. Dings, P.C. and M.G. Dittrich, *Roughness on dutch railway wheels and rails.* Journal of Sound and Vibration, 1996. **193**(1): p. 103-112.
182. Cordier, J. and P. Fodiman, *Experimental characterization of wheel and rail surface roughness.* Journal of Sound and Vibration, 2000. **231**(3): p. 667-672.
183. Diehl, R.J. and P. Holm, *Roughness measurements - have the necessities changed?* Journal of Sound and Vibration, 2006. **293**: p. 777-783.

184. Verheijen, E., *A survey on roughness measurements.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **293**: p. 784-794.
185. Nielsen, J., E. Berggren, T. Lölgen, R. Müller, B. Stallaert and L. Pesqueux, *Overview of Methods for Measurement of Track Irregularities Important for Ground-Borne Vibration* in *RIVAS_CHALMERS_ WP2_D2_5*. 2013.
186. Romero, A., A. Tadeu, P. Galvín and J. António, *2.5D coupled BEM-FEM used to model fluid and solid scattering wave.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 2015. **101**(2): p. 148-164.
187. Lombaert, G., *Development and Experimental Validation of a Numerical Model for the Free Field Vibrations Induced by Road Traffic*, in *Departement Burgerlijke Bouwkunde*. 2001, Katholieke Universiteit Leuven: Leuven.
188. Beskou, N. and D. Theodorakopoulos, *Dynamic effects of moving loads on road pavements: A review.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011. **31**: p. 547-567.
189. Lombaert, G., G. Degrande, J. Kogut and S. François, *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **297**: p. 512-535.
190. Muller, K., H. Grundmann and S. Lenz, *Nonlinear interaction between a moving vehicle and a plate elastically mounted on a tunnel.* Journal of Sound and Vibration, 2008. **310**: p. 558-586.
191. Remennikov, A. and S. Kaewunruen, *A review of loading conditions for railway track structures due to train and track vertical interaction.* Structural Control and Health Monitoring, 2007. **15**: p. 207-234.
192. Wu, T. and D. Thompson, *On the parametric excitation of the wheel/track system.* Journal of Sound and Vibration, 2004. **278**: p. 725-747.
193. Wu, T. and D. Thompson, *A hybrid model for the noise generation due to railway wheel flats.* Journal of Sound and Vibration, 2002. **251**(1): p. 115-139.
194. Vale, C., *Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade*, in *Faculdade de Engenharia*. 2010, Universidade do Porto: Porto.
195. Sheng, X., *Ground Vibrations Generated from Trains*, in *Faculty of Engineering and Applied Science*. 2001, University of Southampton: Southampton.
196. Braun, H. and T. Hellenbroich, *Messergebnisse von strassenunebenheiten.* VDI Berichte, 1991. **877**: p. 47-80.
197. Pyl, L., *Development and experimental validation of a numerical model for traffic induced vibrations in buildings*, in *Departement Bugerlijke Bouwkunde*. 2004, Katholieke Universiteit Leuven: Leuven.
198. Arnst, M., *Three-dimensional modelling of free-field and structural vibration due to harmonic and transient loading in a tunnel*, in *Laboratoire de Mecanique, Sols, Strutures et Materiaux* 2004, École Centrale Paris: Paris.
199. Fiala, P., S. Gupta, G. Degrande and F. Augusztinovicz, *A parametric study on countermeasures to mitigate subway traffic induced vibration and noise in buildings*, in *Proceedings of ISMA2008 International Conference on Noise and Vibration Engineering*, P.S.a.B. Bergen, Editor. 2008: Leuven. p. 2751-2764.
200. Kausel, E., *Commentaries on methods to estimate ground vibrations elicited by fast moving loads*, in *Noise and Vibration on high-speed railways*, R.D. Calçada, R.; Carvalho, A., Degrande, G., Editor. 2008: Porto.
201. Estorff, O.V. and E. Kausel, *Coupling of boundary and finite elements for soil-structure interaction problems.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1989. **18**: p. 1065-1075.
202. Andersen, L., *Wave propagation in infinite structures and media*. 2002, Aalborg University.
203. Andersen, L., *Linear elastodynamic analysis*. 2007, Aalborg: Aalborg University.

204. Andersen, L. and S. Nielsen, *Boundary element analysis of the steady-state response of an elastic half-space to a moving force on its surface.* Engineering Analysis with Boundary Elements, 2003. **27**(1): p. 23-38.
205. Bonnet, M., *Boundary integral equation methods for solids and fluids*. 1995, London: John Wiley and Sons.
206. Estorff, O.V., A.L. Pais and E. Kausel, *Some observations on time domain and frequency domain boundary elements.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1990. **29**: p. 785-800.
207. Andersen, L., S. Nielsen and S. Krenk, *Numerical methods for analysis of structure and ground vibration from moving loads.* Computers and Structures, 2007. **85**: p. 43-58.
208. Kausel, E. and J. Roesset, *Stiffness matrices for a layered soils.* Bulletin of the Seismological Society of America, 1981. **71**(6): p. 1743-1761.
209. Haskell, N., *The dispersion of surface waves on multilayered medium.* Bulletin of the Seismological Society of America, 1953. **73**: p. 17-43.
210. Kausel, E., *An explicit solution for the green functions for dynamic loads in layered media*, R.R. R81-13, Editor. 1981, MIT: Boston.
211. Andersen, L. and J. Clausen, *Impedance of surface footings on layered ground.* Computers and Structures, 2008. **86**: p. 72-87.
212. Wolf, J.P., *Dynamics soil-structure interaction*. 1985, New Jersey: Prentice Hall.
213. Wolf, J.P., *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*. 1994, Englewood Cliffs: Prentice Hall.
214. Sheng, X., C. Jones and M. Petyt, *The Fourier Transformed Stationary and Moving Dynamic Flexibility Matrices of a Layered Ground*. 1999, Institute of Sound and Vibration Research: Southampton.
215. Çelebi, E., S. Firat and I. Çankaya, *The evaluation of impedance functions in the analysis of foundations vibrations using boundary element method.* Applied Mathematics and Computation, 2006. **173**: p. 636-667.
216. Andersen, L., *Assessment of lumped-parameter models for rigid footings.* Computers & Structures, 2010. **88**(23–24): p. 1333-1347.
217. Wolf, J.P. and C. Song, *Finite-element modeling of unbounded media*. 1996, New York: Wiley.
218. Wu, W.H. and W.H. Lee, *Systematic lumped-parameter models for foundations based on polynomial-fraction approximation.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002. **31**(7): p. 1383-1412.
219. Wu, W.H. and W.H. Lee, *Nested lumped-parameter models for foundation vibration.* Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004. **33**(9): p. 1051-1058.
220. Ibsen, L. and M. Liingaard, *Lumped-parameter models*. 2006, Aalborg University. p. 36.
221. Ibsen, L. and M. Liingaard, *Application of lumped-parameter models*, in *DCE Technical Report No. 12*. 2006, Aalborg University: Aalborg. p. 39.
222. Veletsos, A. and Y. Tang, *Vertical vibration of ring foundations.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1987. **15**: p. 1-21.
223. Auersch, L., *Force and ground vibration reduction of railway tracks with elastic elements.* Journal of Vibration and Control, 2013. **DOI: 10.1177/1077546313507099**.
224. Galvín, P., A. Romero and J. Domínguez, *Vibrations induced by HST passage on ballast and non-ballast tracks.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2010. **30**(9): p. 862-873.
225. Alves Costa, P., A. Colaço, R. Calçada and A.S. Cardoso, *Critical speed of railway tracks. Detailed and simplified approaches.* Transportation Geotechnics, 2015. **2**(0): p. 30-46.
226. Ferraz, M., *A model for the assement of the strutural behaviour of bridges*, in *Civil Engineering*. 2010, Faculty of Engineering of University of Porto.
227. Gazetas, G., *Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations.* Journal of Geotechnical Engineering, 1991. **117**(9): p. 1363-1381.

228. Auersch, L., *The dynamic force transfer of slab tracks and floating slab tracks and the corresponding ground vibration*, in *EURODYN 2011*, G. De Roeck, et al., Editors. 2011: Leuven. p. 820-827.
229. François, S., L. Pyl, H. Masoumi and G. Degrande, *The influence of dynamic soil-structure interaction on traffic induced vibrations in buildings.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2007. **27**(7): p. 655-674.
230. Romero, A., M. Solís, J. Domínguez and P. Galvín, *Soil–structure interaction in resonant railway bridges.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013. **47**(0): p. 108-116.
231. Xia, H., Y. Cao, G. Roeck and G. Degrande, *Environmental problems of vibrations induced by railway traffic.* Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China 2007. **1**(2): p. 142-152
232. Connolly, D.P., G. Kouroussis, P.K. Woodward, P. Alves Costa, O. Verlinden and M.C. Forde, *Field testing and analysis of high speed rail vibrations.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014. **67**: p. 102-118.
233. Zhai, W., K. Wei, X. Song and M. Shao, *Experimental investigation into ground vibrations induced by very high speed trains on a non-ballasted track.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015. **72**(0): p. 24-36.
234. Degrande, G. and L. Shillemans, *Free fields vibrations during the passage of a Thalys high-speed train at variable speed.* Journal of Sound and Vibration, 2001. **247**(1): p. 131-144.
235. Sanayei, M., A. Kayiparambil P, J.A. Moore and C.R. Brett, *Measurement and prediction of train-induced vibrations in a full-scale building.* Engineering Structures, 2014. **77**(0): p. 119-128.
236. Sanayei, M., P. Maurya and J.A. Moore, *Measurement of building foundation and ground-borne vibrations due to surface trains and subways.* Engineering Structures, 2013. **53**(0): p. 102-111.
237. Sanayei, M., P. Maurya and J.A. Moore, *Corrigendum to "Measurement of building foundation and ground-borne vibrations due to surface trains and subways" Eng. Struct. 53 (2013) 102–111.* Engineering Structures, 2014. **72**(0): p. 160.
238. Degrande, G., M. Schevenels, P. Chatterjee, W. Van de Velde, P. Hölscher, V. Hopman, A. Wang and N. Dadkah, *Vibrations due to a test train at variable speeds in a deep bored tunnel embedded in London clay.* Journal of Sound and Vibration, 2006. **293**(3–5): p. 626-644.
239. CEDEX, *Estudio de vibraciones inducidas por la explotación ferroviaria en la Cuesta de San Vicente nº36 y en el túnel del campo del moro en el pasillo verde ferroviario de Madrid*. 2003, CEDEX: Madrid.
240. Melis, M., *Apuntes de introducción al Proyecto y Construcción de Túneles y Metros en suelos y rocas blandas o muy rotas*, C. de and E.T.S.d.I.d.C. ferrocarriles, Canales y Puertos, Editors. 2011, Universidad Politécnica de Madrid: Madrid.
241. Triepaischajonsak, N. and D.J. Thompson, *A hybrid modelling approach for predicting ground vibration from trains.* Journal of Sound and Vibration, 2015. **335**(0): p. 147-173.
242. Grundmann, H., M. Lieb and E. Trommer, *The response of a layered half-space to traffic loads moving along its surface* Archive of Applied Mechanics, 1999. **69**: p. 55-67.
243. Van den Broeck, P., *A prediction model for ground-borne vibrations due to railway traffic*, in *Departement Burgerlijke Bouwkunde*. 2001, Katholieke Universiteit Leuven: Leuven.
244. Jones, S., K. Kuo, M. Hussein and H. Hunt, *Prediction uncertainties and inaccuracies resulting from common assumptions in modelling vibration from underground railways.* Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 2012. **226**(5): p. 501-512.

245. Nielsen, J., G. Lombaert and S. François, *A hybrid model for prediction of ground-borne vibration due to discrete wheel/rail irregularities.* Journal of Sound and Vibration, 2015. **345**: p. 103-120.
246. Schevenels, M., *The impact of uncertain dynamic soil characteristics on the prediction of ground vibrations*, in *Departement Bugerlijke Bouwkunde*. 2007, Katholieke Universiteit Leuven: Leuven.