



FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

**TRANSIÇÕES ATERRO – ESTRUTURA EM
LINHAS FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE:
ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA**

Ana Cristina Carvalhinho Alves Ribeiro
2012

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

Orientador: Rui Calçada (Professor Associado)
Co-Orientador: Raimundo Delgado (Professor Catedrático)



RESUMO

A presente dissertação visa contribuir para a compreensão do comportamento dinâmico a curto e longo prazo das zonas de transição em vias férreas tendo por base estudos numéricos e experimentais.

Com o objetivo de contextualizar o estudo das zonas de transição apresentam-se primeiramente os principais problemas identificados nestas zonas, como as variações de rigidez, a variação das forças dinâmicas, os assentamentos diferenciais e o aparecimento de travessas flutuantes. Face às suas características as zonas de transição envolvem formas de conceção próprias que são também apresentadas.

Tendo em vista o desenvolvimento de estudos de simulação numérica apresentam-se os aspetos mais relevantes sobre o comportamento estático e dinâmico da via férrea balastrada, dando-se particular atenção às formas mais usuais de modelação dinâmica da via, do veículo e da interação entre ambos. A modelação do comportamento a longo prazo da via constitui também um ponto de interesse que é referido ainda neste contexto.

Depois de referidas as formas de modelação mais usuais apresentam-se as metodologias numéricas envolvidas na análise dinâmica do sistema veículo-via. Referem-se os fundamentos teóricos inerentes aos métodos diretos de integração recorrendo a algoritmos implícitos e explícitos que constituem, respetivamente, a base de cálculo dos programas comerciais de elementos finitos ANSYS e LS-DYNA, usados nas aplicações da tese. São ainda referidos os fundamentos inerentes à utilização dos algoritmos de contacto e a sua aplicação no contexto dos elementos finitos. Especial atenção é dada à modelação e validação do contacto roda-carril nos dois programas de cálculo adotados.

Com o intuito de estudar a evolução da deformação permanente da via nas zonas de transição, propõe-se ainda uma metodologia para simular numericamente a evolução do perfil deformado da via resultante da passagem do tráfego ferroviário. Com base num processo iterativo, esta ferramenta permite considerar no modelo numérico a deformação permanente dos materiais tendo por base leis de deformação que dependem do número de ciclos de carregamento e do estado de tensão a que os materiais estão sujeitos.

Estas metodologias são aplicadas à análise dinâmica de dois casos de estudo, um primeiro caso em que se considera uma zona de transição brusca de rigidez da fundação da via e um segundo caso que consiste numa zona de transição aterro-passagem hidráulica.

Tendo por base o primeiro caso de estudo desenvolvem-se os dois tipos de modelos usualmente adotados para a simulação do comportamento dinâmico das zonas de transição, um modelo tridimensional e um modelo bidimensional em apoios elásticos, bem como um outro modelo bidimensional onde a infraestrutura da via é constituída por elementos finitos em estado plano de tensão. A resposta dinâmica do sistema veículo-via obtida no modelo tridimensional permitiu aferir o bom desempenho do modelo bidimensional em estado plano de tensão e comprovar as limitações do modelo bidimensional em apoios elásticos.

Com base na simulação dinâmica deste caso de estudo analisa-se a influência de fatores como a variação de rigidez da via, a velocidade de circulação do veículo, o modelo adotado para o veículo, o sentido de circulação do veículo na transição e a introdução de elementos resilientes na resposta dinâmica do sistema veículo-via. Ainda neste contexto analisa-se o comportamento a longo prazo da via e os seus principais efeitos na zona de transição.

O segundo caso de estudo foi desenvolvido fundamentalmente com o intuito de validar os modelos numéricos. Assim, efetuou-se a monitorização de uma zona de transição aterro-passagem hidráulica localizada ao km 40+250 da Linha do Norte no trecho de Vila Franca de Xira (norte) - Azambuja. Este trabalho consistiu na realização de ensaios de receptância da via e na monitorização de várias grandezas, como deslocamentos da via, acelerações das travessas e cargas de tráfego, para a passagem de comboios Alfa Pendular a 220 km/h.

Para a simulação do comportamento dinâmico desta zona de transição desenvolvem-se dois modelos numéricos, um tridimensional e um bidimensional em estado plano de tensão, cuja calibração é efetuada com base nos resultados dos ensaios de receptância. Depois de comprovado que os modelos numéricos apresentam resultados concordantes, efetua-se a validação experimental do modelo bidimensional através da comparação com os resultados experimentais. Os resultados comprovam o bom desempenho deste modelo na previsão da resposta dinâmica da zona de transição. Com o modelo bidimensional convenientemente calibrado e validado estudam-se ainda alguns cenários de simulação que visam explorar o comportamento dinâmico desta zona de transição a curto e a longo prazo.

ABSTRACT

This thesis intended to contribute to the understanding of the short and long term dynamic behaviour of railway transition zones based in both numerical and experimental studies.

Firstly, a general overview covering the main issues that are typically found when studying transition zones, such as variations of stiffness or dynamic loads, differential settlements or the arising of unsupported sleepers, is carried out. In addition, due to their specific characteristics, the transitions zones require particular conception procedures, which are also presented.

With a view to develop numerical simulation studies, the most important aspects concerning the static and dynamic behaviour of the ballasted railway track are presented, paying special attention to the currently most employed approaches for the dynamic modelling of the track, the vehicle and corresponding interaction. The modelling of the long term behaviour of the track is also addressed.

After going through the most popular modelling alternatives, the numerical methodologies involved in the dynamic analysis of the train-track system are presented. The theoretical formulations behind the direct methods of integration based in implicit and explicit algorithms, are presented. Such algorithms constitute, respectively, the basis of the finite element programs ANSYS and LS-DYNA, used in the applications that were carried out in this thesis. Furthermore, the fundamental concepts within the use of contact algorithms are also presented, together with their application in a finite element context. Special attention is given to the modelling and validation of the wheel-rail contact in both of the adopted computer programs.

In order to study the evolution of the track permanent deformation in transition zones, a methodology has been developed to numerically simulate the deformed track profile evolution that results from the railway traffic. Based on an iterative procedure, the developed tool allows the numerical model to take in consideration the permanent material deformations, which are estimated through deformation models that depend of the number of loading cycles and the stress state the materials are subjected to.

All the referred methodologies are applied to the dynamic analysis of two case studies, the first considering an abrupt change in the track foundation stiffness and the second consisting of an embankment-underpass transition zone.

Within the first case study two types of models, usually adopted in the simulation of the dynamic behaviour of transition zones, are developed: a 3D model and a 2D model in elastic supports, as well as an additional 2D model where the track infrastructure is modelled with plane stress finite elements. The dynamic response of the vehicle-track in the 3D model enables to assess the accuracy of the 2D model in plane stress and to highlight the limitations of the 2D model in elastic supports.

Moreover, the dynamic simulation of the first case study is used to evaluate the influence of a number of parameters, such as the track stiffness variation, the train speed, the adopted train model, the moving direction of the train in the transition or the consideration of resilient elements, in the dynamic response of the vehicle-track system. The long term behaviour of the track and its main effect in the transition zone are also analysed.

The second case study, considered with the main purpose of validating the numerical models, consisted in monitoring an embankment-underpass transition located in the km 40+250 at the Northern line of the Portuguese railway network between Vila Franca de Xira (north) and Azambuja. This experimental part involved track receptance tests and the monitoring of several parameters (e.g. track displacements, sleeper accelerations and traffic loads) for the passage of Alfa Pendular trains at 220 km/h.

For the numerical simulation of the dynamic behaviour of this transition zone two models were developed, a 3D model and a 2D model in plane stress, calibrated with the results from the track receptance tests. After confirming the agreement between the predictions coming from the two models, the validation of the 2D model, with respect to the prediction of the dynamic response of the transition zone, was successfully carried out by comparison with the experimental results. The calibrated and validated 2D model was then used in simulation scenarios to better understand the short and long term dynamic behaviour of this transition zone.

AGRADECIMENTOS

O trabalho que agora se apresenta é resultado de um percurso pautado por crescimento em termos de conhecimento científico e técnico na área estudada, mas também um enriquecimento intelectual e pessoal que resultou da interação com diferentes pessoas, que direta ou indiretamente influenciaram este percurso. De uma forma particular pretendo agora agradecer:

- Ao Professor Rui Calçada pelo acompanhamento empenhado que deu aos trabalhos, pelo espírito crítico e pelo rigor e também pelo entusiasmo e otimismo que me ajudaram a ultrapassar alguns momentos mais críticos.
- Ao Professor Raimundo Delgado responsável pelo gosto que nutro pela área das estruturas e particularmente pela dinâmica das estruturas, pelos ensinamentos transmitidos, pela sua disponibilidade e espírito prático.
- Ao Professor Tore Dahlberg pela forma calorosa e altruísta como me recebeu na Universidade de Linköping na Suécia, pelo apoio, pelos ensinamentos e disponibilidade para discussão.
- Ao Professor Felipe Gabaldón pela grande ajuda nos primeiros passos de validação dos algoritmos de contacto roda-carril, pela sua disponibilidade e paciência.
- Ao Professor Arêde pela forma como articulou os trabalhos experimentais desenvolvidos com a disponibilidade de equipamentos e pessoal do laboratório.
- À REFER pela colaboração demonstrada e pela informação disponibilizada durante a realização do campo experimental. Ao Eng. Hugo Patrício, ao Paulo Martins e ao Sr. Mário Berardo pelo acompanhamento próximo e interesse demonstrado pelo trabalho.
- À CP por ter facultado os dados do comboio Alfa Pendular.
- À Fundação para a Ciência e Tecnologia, pela Bolsa de Doutoramento atribuída.
- Ao projeto “HSR-RISK” do Programa MIT-Portugal pelo apoio financeiro concedido.
- Ao Nuno Pinto pelo apoio dado nos ensaios experimentais, por todos os momentos passados em campo onde, apesar da grande responsabilidade, preocupação e cansaço, houve sempre um ambiente divertido, essencial para o sucesso dos trabalhos.
- Ao Sr. Valdemar e ao André por toda a ajuda dada no decurso dos trabalhos experimentais.

- Aos colegas e amigos que fazem ou já fizeram parte da sala H301, onde sempre imperou a boa disposição, bom ambiente de trabalho e companheirismo: Nuno Santos, Ricardo Monteiro, Mário Marques, Fernando Bastos, Sérgio Neves, João Barbosa, Miguel Araújo e Ricardo Pimentel.
- A todos os colegas do grupo de investigação, pelas trocas de ideias e conhecimentos muito úteis para o decurso do trabalho, em particular: Diogo Ribeiro, Pedro Costa, Joana Delgado e Cecília Vale.
- Aos colegas Rikard Larsson, Oscar Björklund, Daniel Leidermark, David Lönn e Stephen Witt o ambiente de trabalho que me proporcionaram na Universidade de Linköping e todos os momentos de convívio que fizeram com que me sentisse perfeitamente integrada.
- Aos amigos Sara, Inês, Carla, Luciana, João, Adriano, Daniel e André.
- Aos meus familiares e amigos que se preocupam comigo e que sempre me brindam com palavras de incentivo e alento e que, por felizmente serem muitos, não os posso referir todos.
- Aos meus avós que me acompanham sempre com tanto carinho e preocupação. Ao meu avô Carvalhinho que gostava tanto de me ver estudar...
- Ao meu irmão Gonçalo por estar sempre tão presente e por me ter acompanhado particularmente durante a escrita da tese, nunca me vou esquecer destes tempos.
- Aos meus pais pela preocupação e carinho, pelos conselhos amigos e pelo interesse que demonstram por tudo o que faço.
- Ao Ruben por me acompanhar sempre de forma tão dedicada e atenta, pelo carinho, pela boa disposição e humor contagiante e por estar sempre presente mesmo quando fisicamente longe.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Motivação e objetivos	5
1.3. Organização do trabalho	6
2. ZONAS DE TRANSIÇÃO DA VIA FÉRREA	9
2.1. Introdução	9
2.2. A problemática das zonas de transição	11
2.2.1. A rigidez vertical da via	13
2.2.1.1. Métodos para avaliação contínua da rigidez	15
2.2.1.2. Variação de rigidez em zonas de transição	19
2.2.2. Variação das forças dinâmicas	20
2.2.3. Assentamentos diferenciais	21
2.2.3.1. Assentamentos induzidos pelo tráfego ferroviário	23
2.2.3.2. Assentamentos dos solos de fundação e aterros	26
2.2.3.3. Assentamentos induzidos pela estrutura	27
2.2.3.4. Efeitos dinâmicos	31
2.2.4. Travessas flutuantes	32
2.2.5. Limites regulamentares	35
2.3. Soluções para as zonas de transição	37
2.3.1. Soluções correntes	37
2.3.1.1. Blocos técnicos	37
2.3.1.2. Lajes de transição	41

2.3.2.	Soluções complementares	42
2.3.2.1.	Reforço com geossintéticos.....	43
2.3.2.2.	Aplicação de material betuminoso	44
2.3.2.3.	Incorporação de elementos resilientes.....	46
2.3.2.4.	Intervenção ao nível das travessas.....	48
2.3.2.5.	Aumento da rigidez à flexão da via.....	49
2.3.2.6.	Injeção de caldas de cimento	49
2.4.	Monitorização de zonas de transição	50
3.	MODELAÇÃO DINÂMICA DA VIA FÉRREA BALASTRADA.....	53
3.1.	Introdução	53
3.2.	A via férrea balastrada	54
3.2.1.	Funcionamento da via férrea balastrada	54
3.2.2.	Comportamento dinâmico da via férrea balastrada	58
3.3.	Modelação dinâmica da via férrea	62
3.3.1.	Modelos analíticos.....	63
3.3.2.	Modelos numéricos	66
3.3.2.1.	Modelos bidimensionais.....	66
3.3.2.2.	Modelos tridimensionais	68
3.3.3.	Modelação de alguns componentes da via	70
3.3.3.1.	Modelação do carril.....	70
3.3.3.2.	Modelação das palmilhas	72
3.3.3.3.	Modelação do balastro.....	76
3.3.4.	Modelos para as zonas de transição.....	78
3.4.	Modelação do veículo e da interação com a via	81
3.4.1.	Modelação do veículo	82
3.4.2.	Interação veículo-via	84
3.5.	Modelação do assentamento permanente da via	89
3.5.1.	Métodos para modelação do assentamento permanente.....	90

3.5.2.	Assentamento permanente da via.....	91
3.5.2.1.	Assentamento do balastro	93
3.5.2.2.	Assentamento do sub-balastro.....	97
3.5.2.3.	Influência das camadas de fundação no assentamento da via	100
3.6.	Considerações finais	100
4.	METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA VEÍCULO-VIA	103
4.1.	Introdução	103
4.2.	Modelos numéricos.....	104
4.2.1.	Equação de equilíbrio dinâmico.....	104
4.2.2.	Resolução da equação de equilíbrio dinâmico	105
4.2.2.1.	Métodos implícitos.....	105
4.2.2.2.	Métodos explícitos	106
4.2.3.	Construção da matriz de amortecimento.....	107
4.2.4.	Definição das condições fronteira	108
4.3.	Algoritmos de contacto.....	110
4.3.1.	A cinemática do contacto	110
4.3.2.	Imposição das condições de contacto.....	112
4.3.3.	Discretização espacial e solução	114
4.4.	Resolução do problema de interação veículo-via nos programas ANSYS e LS-DYNA.....	115
4.4.1.	Introdução	116
4.4.2.	Exemplo de aplicação dos algoritmos de contacto na análise de um problema de interação veículo-viga.....	117
4.4.3.	Particularidade da utilização dos elementos alvo.....	123
4.4.4.	Modelação do contacto roda-carril.....	126
4.4.4.1.	Modelação no programa ANSYS.....	126
4.4.4.2.	Modelação no programa LS-DYNA	130
4.5.	Simulação do assentamento permanente da via.....	137

4.5.1. Método de simulação.....	137
4.5.2. Leis de deformação permanente dos materiais da via	139
4.5.3. Transição entre estados de tensão.....	140
4.6. Considerações finais	141
 5. CASO DE ESTUDO 1: TRANSIÇÃO BRUSCA DE RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO DA VIA.....	143
5.1. Introdução	143
5.2. Descrição.....	144
5.3. Modelação numérica	146
5.3.1. Modelo tridimensional	146
5.3.2. Modelo bidimensional em estado plano de tensão	150
5.3.3. Modelo bidimensional em apoios elásticos	159
5.3.4. Discussão da modelação proposta	162
5.4. Modelação do veículo	163
5.5. Análise dinâmica com interação veículo-via	166
5.5.1. Descrição	166
5.5.2. Resultados	167
5.5.2.1. Deslocamento da roda e força de interação roda-carril	167
5.5.2.2. Forças de interação travessa-balastro	170
5.5.2.3. Acelerações na via	171
5.5.2.4. Tensões nas camadas da via	177
5.5.3. Influência da variação de rigidez da via	182
5.5.3.1. Deslocamento dinâmico da roda	184
5.5.3.2. Variação das forças de interação roda-carril	186
5.5.3.3. Aceleração vertical das travessas	190
5.5.4. Influência de outros fatores na resposta dinâmica.....	191
5.5.4.1. Influência da velocidade de circulação.....	191
5.5.4.2. Influência da modelação do veículo	192

5.5.4.3.	Influência do sentido de circulação do veículo	195
5.5.4.4.	Influência da introdução de elementos resilientes.....	197
5.5.5.	Discussão dos resultados e do desempenho dos modelos numéricos.....	202
5.6.	Modelação do assentamento permanente da via.....	204
5.6.1.	Considerações gerais.....	204
5.6.2.	Nível de tensão e deformação	205
5.6.3.	Resultados da análise dinâmica.....	210
5.6.4.	Influência da componente dinâmica da carga na evolução da deformação permanente da via	218
5.7.	Considerações finais	222
6.	CASO DE ESTUDO 2: TRANSIÇÃO ATERRO-PASSAGEM HIDRÁULICA.....	225
6.1.	Introdução.....	225
6.2.	Descrição	226
6.2.1.	Passagem hidráulica	228
6.2.2.	Cunhas de transição.....	230
6.2.3.	Via e fundação.....	230
6.2.4.	Levantamento da geometria das camadas da via.....	232
6.3.	Ensaio experimentais	233
6.3.1.	Introdução	233
6.3.2.	Ensaio de receptância da via	234
6.3.3.	Ensaio com tráfego ferroviário.....	240
6.3.3.1.	Caracterização do comboio Alfa Pendular.....	240
6.3.3.2.	Descrição geral.....	241
6.3.3.2.1.	Sistema para medição do deslocamento da via.....	243
6.3.3.2.2.	Sensor para medição do deslocamento relativo carril-travessa.....	245
6.3.3.2.3.	Sensores para medição de acelerações.....	246
6.3.3.2.4.	Sensores para medição de cargas aplicadas na via	246
6.3.3.3.	Resultados	254

6.3.3.3.1. Deslocamentos da via.....	254
6.3.3.3.2. Deslocamento relativo carril-travessa	257
6.3.3.3.3. Acelerações da via.....	258
6.3.3.3.4. Cargas aplicadas na via	260
6.3.4. Monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via	262
6.4. Modelos numéricos.....	267
6.4.1. Modelo tridimensional da transição	268
6.4.2. Modelo bidimensional da transição.....	271
6.4.3. Modelo do comboio Alfa Pendular	272
6.5. Calibração dos modelos	275
6.5.1. Calibração do modelo tridimensional.....	276
6.5.2. Calibração do modelo bidimensional	278
6.5.2.1. Calibração estática.....	278
6.5.2.2. Calibração dinâmica	280
6.6. Análise dinâmica.....	282
6.6.1. Deslocamento da roda e força de interação roda-carril	282
6.6.2. Deslocamentos e acelerações da via.....	283
6.7. Validação experimental.....	285
6.7.1. Resultados obtidos.....	285
6.7.2. Discussão do desempenho dos modelos numéricos	289
6.8. Simulação da resposta dinâmica	289
6.8.1. Cenários de simulação.....	289
6.8.2. Comportamento a curto prazo	289
6.8.2.1. Influência da velocidade de circulação.....	289
6.8.2.2. Influência da introdução de cunhas de transição	290
6.8.3. Comportamento a longo prazo	292
6.9. Considerações finais	297
7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	301

7.1. Conclusões.....	301
7.2. Desenvolvimentos futuros	305

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O transporte ferroviário de Alta Velocidade na Europa tem a sua génese com a construção da linha Paris-Lyon na década de 80 do século XX e desde então foram já construídos e encontram-se em operação cerca de 6637 km de linhas de Alta Velocidade (Barron de Angoiti, 2008; UIC, 2011).

Registou-se nos últimos anos um aumento muito significativo da construção de novas linhas não só a nível Europeu mas também a nível Mundial. De acordo com o panorama global de construção, projeto e planeamento de novas linhas prevê-se um crescimento exponencial das redes de alta velocidade (onde é possível viajar a velocidade superior ou igual a 250 km/h), podendo atingir-se 37000 km de linhas em 2025 (Barron de Angoiti, 2008; UIC, 2011) conforme se pode observar no gráfico de previsão de evolução apresentado na Figura 1.1.

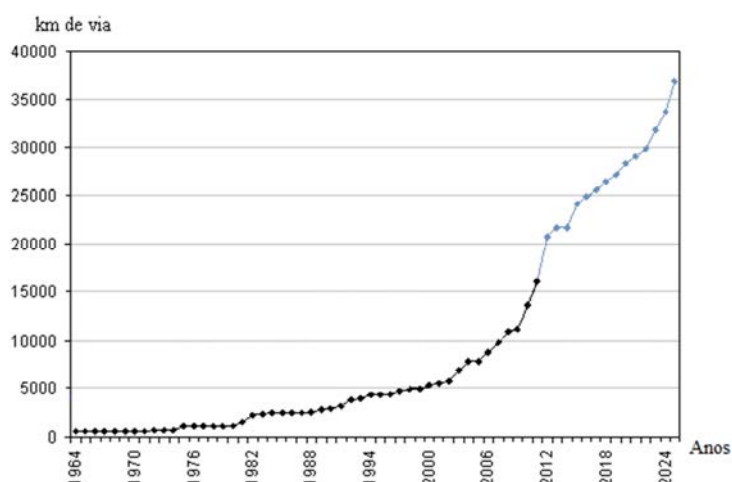


Figura 1.1 - Previsão da evolução temporal de km de via de Alta Velocidade no Mundo (adaptado de Barron de Angoiti (2008))

A análise da experiência adquirida nos países com Linha de Alta Velocidade em operação permite compreender os efeitos deste meio de transporte no desenvolvimento dos países em diferentes áreas. Por exemplo, Sánchez Doblado (2007) refere que em Espanha a

implementação de linhas de alta velocidade fortaleceu a coesão social e territorial e aumentou a qualidade e segurança dos serviços de transporte, tendo ainda potenciado o desenvolvimento do conhecimento técnico e científico e constituído um indiscutível elemento dinamizador da economia. É interessante referir neste contexto que, com o início da circulação do comboio AVE na linha de Alta Velocidade Madrid-Sevilha, se verificou um aumento de 51% da preferência dos passageiros pelo comboio face ao avião, passando a quota deste tipo de transporte a representar 84 % do total de passageiros transportados (Barron de Angoit, 2008).

Na XIX Cimeira Luso-Espanhola, realizada na Figueira da Foz em 2003, a ligação ferroviária de Alta Velocidade entre Portugal e Espanha, integrada na rede Transeuropeia, é apontada como uma opção estratégica com grandes vantagens para o país no plano de desenvolvimento económico e social.

O transporte de Alta Velocidade constitui um novo conceito de transporte ferroviário que se caracteriza por elevada fiabilidade e segurança, assumindo-se como uma opção extremamente interessante para a circulação de pessoas e mercadorias.

Neste sentido as soluções adotadas nas fases de dimensionamento e execução da via e das infraestruturas devem ser convenientemente organizadas no sentido de se conseguir um compromisso de equilíbrio entre os custos associados e a durabilidade e sustentabilidade da linha construída. Assim é fundamental ponderar, ainda em fase de projeto, os custos associados e as técnicas disponíveis não só para a conceção das linhas mas também para a realização das operações de manutenção de forma a não condicionar a fiabilidade e plena exploração da via.

A conceção destas linhas implica cuidados especiais, desde o dimensionamento das estruturas até à construção dos aterros, uma vez que o aparecimento de defeitos ou irregularidades na via, num contexto de circulação a velocidade elevada, induz efeitos dinâmicos importantes no sistema veículo-via.

As zonas de transição constituem singularidades importantes na via que têm atraído especial atenção por parte das entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias de vários países. A grande necessidade de manutenção e renovação específicas, que implicam custos muito elevados, estão na origem de uma preocupação generalizada.

Em 1999 é formada pelo ERRI uma comissão de especialistas, D230.1, dedicada ao estudo da problemática das zonas de transição aterro-ponte e que envolveu a participação de 19 entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias europeias. O projeto dividiu-se em duas fases sendo a primeira dedicada essencialmente ao estado do conhecimento sobre as transições aterro-ponte e ao estabelecimento de recomendações para os desenvolvimentos de uma segunda fase, onde se

pretendia estabelecer algumas linhas orientadoras para o dimensionamento, construção e manutenção das zonas de transição (ERRI, 1999a).

As principais conclusões retiradas da primeira fase de estudo traduzem precisamente o que se passa no contexto da conceção das zonas de transição, nomeadamente nas transições aterro-ponte (ERRI, 1999b):

- i) Existe insuficiente coordenação entre as disciplinas de engenharia de estruturas, de via e de geotecnia;
- ii) As normas das diferentes áreas do projeto são preparadas separadamente sem haver articulação e aceitação entre elas;
- iii) Existem muitas zonas de transição em vias em operação que apresentam problemas graves e necessitam de reabilitação urgente;
- iv) É necessário desenvolver métodos de intervenção nas zonas de transição que permitam corrigir os problemas detetados sem causar perturbação no tráfego;
- v) É necessário redigir uma ficha UIC dedicada exclusivamente às transições aterro-estrutura onde seja possível encontrar: aspetos sobre o dimensionamento de forma integrada da via, das pontes e dos aterros; métodos e soluções para a conceção de estruturas de transição; recomendações específicas para o cálculo e ainda linhas orientadoras para os trabalhos de manutenção.

As variações de rigidez nas zonas de transição causam efeitos dinâmicos, aumentando as forças na via e os assentamentos. Aliado a este facto surgem muitas vezes assentamentos provocados pela compactação inadequada dos aterros ou pela presença de solos de fundação de fraca qualidade. A problemática destas zonas resulta assim de uma interação complexa entre cargas dinâmicas, assentamentos, e movimentos das estruturas que conduzem à rápida degradação da geometria da via e dos diferentes componentes que a constituem. Como consequência, registam-se custos de ciclos de vida muito elevados e problemas no desempenho e disponibilidade da via. A representação esquemática da Figura 1.2 foi usada neste relatório para ilustrar o fenómeno típico de deformação da via identificado em zonas de transição aterro-ponte.

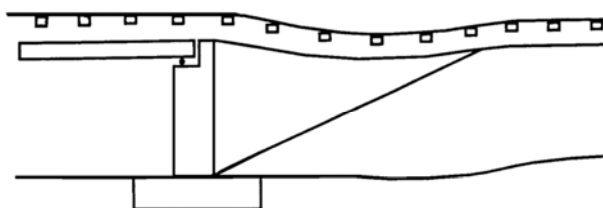


Figura 1.2 - Esquema usado para ilustrar o fenómeno típico de deformação da via em zonas de transição aterro-ponte (ERRI, 1999b)

Na segunda fase deste estudo é possível encontrar algumas recomendações e regulamentação para a construção da via, das pontes e das obras geotécnicas em linhas ferroviárias que podem ser adotadas para a conceção das zonas de transição. Apresentam-se ainda algumas indicações sobre a manutenção específica destas zonas. Toda a informação que consta no relatório final desta fase (ERRI, 1999c) resulta claramente da conjugação do contributo dado pelos diferentes intervenientes.

Uma outra referência onde é possível encontrar informações sobre a conceção das zonas de transição é o documento UIC-719R (UIC, 2008) onde, integrada na secção dedicada ao dimensionamento e construção de aterros, existe uma subsecção onde são apresentadas recomendações para a construção das transições entre aterros e estruturas, bem como soluções usadas pelas entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias de diversos países como, a DB (Alemanha), a RFI (Itália), a INFRABEL (Bélgica), a SNCF (França), a ADIF (Espanha), entre outros.

A problemática aqui referida relativamente às zonas de transição aterro-ponte é também identificada noutras zonas como em transições aterro-túnel, transições aterro-atravesamentos inferiores à linha ou transições entre via balastrada e via não balastrada.

Face à complexidade desta problemática muitos investigadores têm dedicado a sua atenção à realização de estudos, fundamentalmente estudos numéricos, que visam compreender os problemas das zonas de transição. De uma forma geral, diversos autores concluem que as variações de rigidez nas transições provocam amplificação dos efeitos dinâmicos no sistema veículo-via.

Sobre o comportamento a longo prazo das zonas de transição é aceite que ocorre deformação excessiva da zona de aterro que se encontra mal compactada ou é constituída por terrenos de má qualidade. Neste contexto alguns investigadores propõem perfis teóricos da via deformada, onde verificam que os efeitos dinâmicos são muito significativos.

Algumas destas conclusões apoiam as observações feitas pelas entidades gestoras das infraestruturas ferroviária mas a compreensão da problemática carece ainda de desenvolvimento.

Verifica-se acima de tudo uma lacuna importante relativamente ao estudo completo e integrado do comportamento destas zonas que permita compreender de forma fundamentada a génese do problema, que permita estudar a evolução e que permita por fim estabelecer medidas mitigadoras eficazes na resolução do problema. A monitorização de zonas de transição, numa perspetiva de longo prazo, pode dar respostas muito interessantes neste âmbito.

Também a simulação numérica, quando baseada em modelos convenientemente calibrados, constitui uma ferramenta muito poderosa que pode dar um contributo muito válido na análise do

comportamento estrutural a curto e longo prazo e até mesmo no estudo e desenvolvimento de novas soluções.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

A motivação para o desenvolvimento do trabalho que se apresenta nesta dissertação provém fundamentalmente do facto de o estudo das zonas de transição ser ainda um campo em pleno desenvolvimento. Apesar da problemática associada às zonas de transição ter sido já identificada por muitos investigadores e reportada pelas entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias existem ainda dúvidas, principalmente no que concerne ao comportamento a longo prazo das zonas da via onde ocorrem importantes variações de rigidez.

Face ao estado atual do conhecimento entende-se ser possível dar um contributo relevante na interpretação dos efeitos induzidos pelas cargas de tráfego no comportamento dinâmico das zonas de transição a curto e longo prazo. Para este efeito pretende-se recorrer a estudos numéricos e experimentais.

Numa primeira fase apresenta-se de forma integrada a problemática das zonas de transição através da análise e contraposição de diferentes estudos de investigação e documentos técnicos existentes na bibliografia.

Tendo em vista a simulação do comportamento dinâmico pretende-se desenvolver três formas diferentes de modelação de zonas de transição: modelos tridimensionais, mais complexos, e dois tipos de modelos bidimensionais, um modelo de via em apoios elásticos, que é vulgarmente usado na modelação destes casos, e um modelo bidimensional em estado plano de tensão. Estes modelos baseiam-se no método dos elementos finitos associado a métodos diretos de integração numérica no tempo recorrendo a algoritmos implícitos e explícitos que constituem, respetivamente, a base de cálculo dos programas ANSYS e LS-DYNA adotados. A incorporação de algoritmos de contacto que permitam considerar o contacto roda carril deverá ser o denominador comum de todos os modelos desenvolvidos.

Com base no caso de estudo de uma zona de transição brusca de rigidez da fundação da via pretende-se analisar a aplicabilidade destes modelos ao estudo do comportamento dinâmico das zonas de transição.

O desenvolvimento de uma metodologia capaz de simular numericamente a evolução do perfil deformado da via numa zona de transição, resultante da passagem do tráfego ferroviário, constitui também um objetivo importante da tese. Assim, propõe-se um método que, tendo por base num processo iterativo que articula o programa ANSYS e o programa MATLAB, permite

considerar no modelo numérico a deformação permanente dos materiais dada por leis que dependem do número de ciclos de carga e do estado de tensão a que os materiais estão sujeitos.

Dando cumprimento ao estudo experimental de zonas de transição que constitui um dos objetivos desta tese, pretende-se monitorizar uma transição aterro-atravesamento inferior à via localizada numa zona renovada da Linha do Norte. Para além da análise do comportamento dinâmico da zona de transição pretende-se com este estudo calibrar e validar os modelos numéricos. Para realizar esta parte do trabalho é necessário desenvolver valências na área da monitorização da via, nomeadamente na realização de ensaios de receptância, e de ensaios com tráfego ferroviário de onde se destaca, por exemplo, a monitorização de deslocamentos na via sem contacto recorrendo a um sistema laser. Ainda no contexto do estudo desta zona de transição pretende-se desenvolver uma metodologia para a monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via que permita identificar eventuais efeitos dinâmicos associados à passagem por zonas de transição.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação encontra-se organizada em sete capítulos sendo este o primeiro, dedicado fundamentalmente à realização de um enquadramento geral do tema sublinhando-se as principais motivações e objetivos do trabalho desenvolvido.

No Capítulo 2 é abordada com detalhe a problemática das zonas de transição da via, dando-se especial relevo a aspetos como: variações de rigidez vertical da via, variação das forças de interação dinâmica roda-carril, ocorrência de assentamentos diferenciais, aparecimento de travessas flutuantes, fazendo-se algumas referências a aspetos regulamentares aplicáveis neste contexto. As soluções específicas para as zonas de transição são também exploradas neste capítulo. Por fim faz-se uma análise de aspetos relativos à monitorização da via férrea com especial relevo para a monitorização das zonas de transição.

Uma vez que a modelação domina grande parte do trabalho desenvolvido, efetua-se no Capítulo 3 uma abordagem de aspetos relativos à modelação dinâmica da via férrea balastrada, do veículo e da interação entre ambos. Referem-se neste contexto os modelos usados frequentemente para a modelação de zonas de transição. A modelação da deformação permanente da via constitui um aspeto importante do estudo desenvolvido no âmbito desta tese pelo que, uma parte deste capítulo é dedicada à exposição de aspetos relevantes para esta modelação, apresentando-se algumas metodologias e leis que permitem traduzir a evolução da deformação com o número de ciclos de carregamento e com o estado de tensão a que os materiais estão sujeitos.

No Capítulo 4 dedica-se especial atenção às metodologias para a análise dinâmica do sistema veículo-via. Neste contexto aborda-se a resolução da equação diferencial de equilíbrio dinâmico através de métodos diretos recorrendo a algoritmos implícitos e explícitos que constituem a base de cálculo, respetivamente, dos programas ANSYS e LS-DYNA usados nos estudos de simulação numérica. Procura-se compreender com pormenor estas ferramentas, nomeadamente os métodos de cálculo aplicados e algumas particularidades inerentes à sua utilização. Aspetos como a consideração do amortecimento ou das fronteiras não-refletoras nos modelos são convenientemente explorados. Particular atenção é dada neste capítulo à resolução do problema de contacto entre corpos, apresentando-se com algum detalhe os algoritmos que estão na base da resolução deste problema. Recorrendo a exemplos simples de validação procura-se explorar as potencialidades e limitações das ferramentas adotadas no contexto de problemas de contacto. Face à sua importância nos estudos desta tese, foi abordada com pormenor a simulação do contacto roda-carril, explorando-se a comparação e validação de diferentes formas de modelar a roda, o carril e o contacto entre ambos. Por fim apresenta-se uma metodologia para simular a evolução do perfil deformado da via, que permite considerar no modelo numérico a deformação permanente dos materiais tendo por base leis de deformação que dependem do número de ciclos de carregamento e do estado de tensão a que os materiais estão sujeitos.

Depois de abordados os aspetos fundamentais de base contextual e teórica, efetua-se no Capítulo 5 a descrição pormenorizada dos modelos numéricos adotados no estudo de uma transição brusca de rigidez da fundação da via: um modelo tridimensional, um modelo bidimensional em estado plano de tensão e um modelo bidimensional em apoios elásticos. A análise dos resultados obtidos com o modelo tridimensional, em termos de acelerações do carril e travessas, tensões nas camadas da via, forças dinâmicas de interação roda-carril ou variação de deslocamentos verticais da roda, permite comprovar a adequabilidade do modelo bidimensional em estado plano de tensão no estudo do comportamento dinâmico de zonas de transição. Efetua-se nesta fase um extenso estudo paramétrico que permite verificar a influência de fatores como a velocidade de circulação do veículo, o modelo do veículo ou a incorporação de elementos resilientes na via no comportamento dinâmico das zonas de transição. Tendo por base a metodologia proposta para a simulação da evolução da deformação permanente da via realiza-se o estudo a longo prazo desta zona de transição.

O Capítulo 6 é inteiramente dedicado aos estudos experimentais desenvolvidos numa zona de transição aterro-atravesamento inferior à via, situado ao km 40+250 da Linha do Norte no trecho Vila Franca de Xira (norte) - Azambuja. A monitorização efetuada teve como objetivos fundamentais a avaliação do comportamento dinâmico da zona de transição e a validação dos modelos numéricos. Apresenta-se numa primeira fase uma descrição detalhada do trabalho experimental que consistiu na realização de ensaios de receptância da via, ensaios com tráfego

ferroviário e na monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via. Relativamente ao ensaio com tráfego ferroviário realizou-se a monitorização de deslocamentos recorrendo a um sistema de medição sem contacto baseado em tecnologia laser, de deslocamentos relativos entre o carril e a travessa, de acelerações das travessas e de cargas de tráfego. Posteriormente apresentam-se os modelos numéricos tridimensional e bidimensional em estado plano de tensão, desenvolvidos para a simulação do comportamento desta zona de transição, e os procedimentos de calibração adotados. Depois de comparadas as respostas dinâmicas dos dois modelos realiza-se a validação experimental do modelo bidimensional através da comparação com os resultados experimentais. Com base neste modelo numérico calibrado e validado efetua-se a de simulação do comportamento desta zona de transição a curto e longo prazo.

As principais conclusões do trabalho encontram-se resumidas no Capítulo 7 onde também se apresentam alguns dos possíveis desenvolvimentos futuros do trabalho.

2. ZONAS DE TRANSIÇÃO DA VIA FÉRREA

2.1. INTRODUÇÃO

A designação 'zonas de transição' é vulgarmente empregue para identificar zonas da via onde ocorrem variações mais ou menos bruscas ao nível das condições de suporte, como sejam:

- i) transição de via em aterro para via sobre uma estrutura, como uma ponte, um túnel ou um atravessamento inferior;
- ii) transição proporcionada pela variação das características do solo de fundação, como o aparecimento de zonas rochosas ou zonas de terrenos aluvionares;
- iii) transição de uma zona de via em aterro para uma zona em escavação;
- iv) transição de uma via balastrada para uma via não balastrada;
- v) transição proporcionada pela presença de aparelhos de mudança de via.

A variação das condições de suporte da via traduz-se em variações da rigidez vertical da via que são experimentadas pelos veículos.

Apresentam-se agora, a título ilustrativo, algumas zonas de transição frequentemente identificadas na via férrea. Na Figura 2.1 (a) ilustra-se o caso de uma transição aterro-estrutura num viaduto sobre o rio Ebro na linha Valencia-Barcelona em Espanha (SUPERTRACK, 2005b). Esta é uma das zonas de transição mais estudadas pelo facto de ocorrer muito frequentemente ao longo da via.

Na Figura 2.1 (b) apresenta-se uma zona de transição num atravessamento inferior à via que consiste numa passagem hidráulica de secção retangular. Ao longo da via é também frequente encontrar estas zonas de transição devido a passagens agrícolas ou rodoviárias com secção retangular ou circular.

Na Figura 2.1 (c) ilustra-se uma transição para um túnel na ligação entre Londres e o canal da Mancha.

Na Figura 2.1 (d) apresenta-se uma transição entre via balastrada e via não balastrada na linha de alta velocidade Madrid-Valladolid nos túneis de Guadarrama (Galé, 2007). Estas zonas são muito frequentes nas imediações de túneis, uma vez que é frequente adotar via não balastrada nestas estruturas.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.1 – Zonas de transição ao longo da via férrea: (a) transição aterro-ponte, (b) atravessamento inferior à via, (c) transição para um túnel e (d) transição entre via balastrada e via não balastrada

Neste capítulo pretende-se primeiramente discutir e compreender diferentes problemas frequentemente associados à presença de zonas de transição, como as variações de rigidez vertical da via, a variação das forças de interação dinâmica roda-carril, o aparecimento de assentamentos diferenciais ou de travessas flutuantes.

Com o objetivo de minimizar estes efeitos, existem algumas soluções específicas para a construção das zonas de transição que são aqui apresentadas com algum detalhe.

Referem-se por fim na última secção deste capítulo alguns aspetos relativos à monitorização que, sendo ainda pouco aplicada no estudo das zonas de transição da via, pode constituir uma ferramenta de grande utilidade na compreensão de alguns dos problemas.

2.2. A PROBLEMÁTICA DAS ZONAS DE TRANSIÇÃO

Estudos desenvolvidos a nível Europeu (ERRI, 1999) identificaram as zonas de transição, nomeadamente de transição de via em aterro para ponte, como regiões que necessitam especial cuidado, particularmente nos trabalhos de inspeção, manutenção e renovação. Mediante informações recolhidas junto de várias empresas que gerem as infraestruturas ferroviárias concluiu-se que, comparativamente com a plena via, nas zonas de transição a frequência de manutenção é cerca de cinco vezes mais elevada e os custos inerentes duas vezes maiores.

A monitorização da aceleração da caixa de eixo do comboio AVE na linha de alta velocidade Madrid-Sevilha permitiu estudar os efeitos dinâmicos induzidos ao longo da via (López Pita, 2006). Para esta análise, foram consideradas secções de 10 m, cada uma associada a uma característica específica da infraestrutura: aterro, ponte, transição aterro-ponte, transição num atravessamento inferior à via, túnel, etc. Neste estudo não foram consideradas as zonas com dispositivos de dilatação ou aparelhos de mudança de via. Apresenta-se no Quadro 2.1 a frequência de excedência da aceleração vertical do eixo do comboio AVE, dada pelo número de vezes por quilómetro de via que a aceleração ultrapassou 30 m/s^2 , o que constitui um indicador direto das necessidades de manutenção da via. Apresenta-se ainda a variação relativa deste parâmetro tomando como referência o primeiro tipo de secção considerado.

Quadro 2.1 – Frequência de excedência da aceleração vertical no eixo do comboio AVE na linha Madrid-Sevilha (adaptado de López Pita (2006))

Secção da via considerada	Frequência de excedência	Variação relativa
Secção de via sem aparelhos de mudança de via, sem dispositivos de dilatação, sem estruturas e sem aterros de grande altura	0,075	100
Secção de via em aterro, sem aparelhos de mudança de via, sem dispositivos de dilatação ou pontes	0,094	125
Secção de via em ponte	0,159	194
Secção de via em zona de transição aterro-ponte	0,259	315
Secção de via sobre um atravessamento inferior	0,487	594
Secção de via balastrada em túnel	0,026	32

A análise destes resultados permite concluir que, comparativamente com a secção de referência, as necessidades de manutenção nas secções de transição aterro-ponte são cerca de três vezes superiores e nas secções com atravessamentos inferiores cerca de seis vezes superiores.

Devido à elevada necessidade de manutenção registada, as zonas de transição têm captado a atenção de muitos investigadores e principalmente das entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias. Sobretudo nos últimos anos, com a introdução do transporte ferroviário de alta velocidade e o consequente aumento do controlo dos critérios de segurança e conforto, as preocupações com o desempenho destas zonas têm-se intensificado.

Estudos desenvolvidos são unânimes em apontar as variações de rigidez que ocorrem nas zonas de transição como a principal causa de degradação registada ou, de forma mais rigorosa, como o motor da degradação. O aparecimento de assentamentos diferenciais é identificado como uma patologia comum das zonas de transição, que contribui grandemente para acelerar o processo de degradação da via. A par com os assentamentos diferenciais ocorrem também nas zonas de transição outras patologias que, sendo muitas vezes consequência dos assentamentos diferenciais, contribuem para o seu agravamento: aparecimento de travessas flutuantes ou partidas, ou a acumulação de águas por drenagem pouco eficiente.

Apresentam-se na Figura 2.2 (a) imagens de algumas travessas de betão na zona de transição aterro-ponte de uma ponte metálica em Itália. Conforme se pode observar algumas travessas encontram-se partidas (Figura 2.2 (b)), razão que justifica a sua frequente substituição nesta zona. Uma análise atenta permite verificar ainda que as travessas se encontram muito desgastadas nas extremidades e que a camada de balastro que as envolve nessa zona apresenta cor mais clara, que denuncia o desgaste das partículas. Este fenómeno é normalmente indicativo de que as travessas se encontram flutuantes sendo o desgaste das próprias travessas e das partículas de balastro resultado do movimento das travessas.

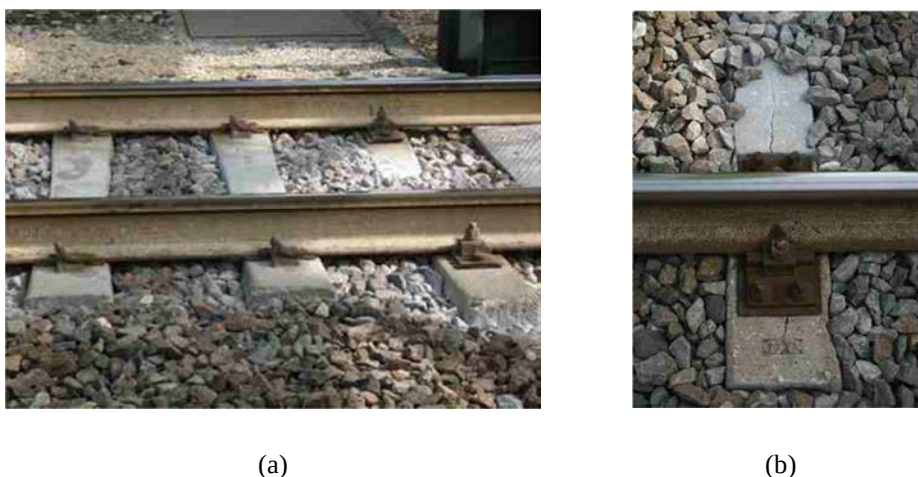


Figura 2.2 - Degradação das travessas na proximidade de uma ponte metálica em Itália: (a) travessas na zona de transição e (b) pormenor de uma travessa partida

O grande desafio consiste em criar nas zonas de transição condições que atenuem as variações de rigidez, de forma a obter um apoio uniforme, que propicie melhor desempenho da via reduzindo as necessidades de manutenção.

Neste contexto, a avaliação e controlo da rigidez da via assume grande importância e, apesar de se ter verificado nos últimos anos grande evolução nesta área com a proposta de novas metodologias, este constitui um campo de investigação ainda em franco desenvolvimento.

2.2.1. A rigidez vertical da via

A rigidez da via, k , é um parâmetro que relaciona a carga aplicada, P , com o deslocamento máximo, y_m , medido no ponto de aplicação da carga:

$$k = \frac{P}{y_m} \quad (2.1)$$

A avaliação deste parâmetro foi desde sempre um grande objetivo da engenharia ferroviária, uma vez que o seu conhecimento permite aferir sobre a capacidade de carga da via, sendo comum relacioná-lo com o desempenho, estado de conservação e qualidade da via.

Estudos desenvolvidos por Sussman et al. (2001) sublinham a grande utilidade da avaliação da rigidez da via na seleção de estratégias de manutenção que permitam intervir de forma eficiente, ou seja, intervir atempadamente com os recursos adequados. Assim, os autores propõem a relação apresentada no Quadro 2.2, onde os resultados da avaliação da rigidez vertical da via (troços com baixa rigidez, variação de rigidez entre secções próximas e aparecimento de vazios) são associados a possíveis problemas e às operações de manutenção mais adequadas.

Quadro 2.2 – Relação entre a rigidez da via e as necessidades de manutenção
(adaptado de Sussman et al. (2001))

Parâmetro	Problema	Manutenção / Reabilitação
Rigidez baixa	Fundação da via com más características resistentes ou degradação do balastro	Redimensionamento da subestrutura, estabilização da fundação da via
Rigidez variável	Variação das características da fundação da via	Colocação de palmilhas sob os carris com características adequadas, redimensionamento da subestrutura, colocação de mantas sob o balastro
Vazios	Degradação do balastro, assentamento localizado ou condições de fixação dos carris deficientes	Inspecionar os sistemas de fixação, efetuar operações de apiloamento

Verifica-se que a baixa rigidez da via é associada a problemas ao nível do solo de fundação e a variação de rigidez ao longo da via à variação das características das camadas de suporte. Estudos desenvolvidos por Selig e Li (1994) evidenciam também a importância das características da fundação da via na rigidez vertical, conforme se pode observar nos resultados apresentados na Figura 2.3 o módulo de deformabilidade e a espessura da fundação da via são os parâmetros que mais influenciam o módulo da via. De referir neste contexto que, enquanto que a rigidez da via representa uma medida da rigidez vertical de toda a estrutura da via, o módulo da via consiste numa medida de rigidez vertical da fundação do carril.

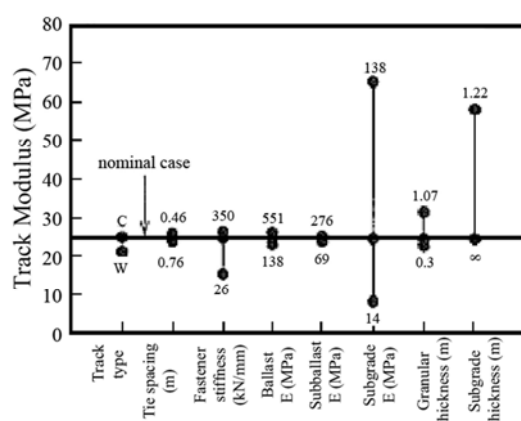


Figura 2.3 – Influência dos diferentes componentes da via na rigidez global (adaptado de Selig e Li (1994))

A busca pelo desempenho ótimo da via férrea, com consequente minimização das operações de manutenção e aumento da segurança e conforto de circulação, é o grande objetivo quer dos engenheiros ferroviários, quer dos responsáveis pela gestão das vias. Neste âmbito surgiram recentemente a nível Europeu alguns projetos de investigação desenvolvidos por universidades em parceria com entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias e com a indústria: EUROBALT II (1997-2000): “*European Research for an Optimised Ballasted Track*”, SUPERTRACK (2002-2005): “*Sustained Performance of Railway Tracks*” e INNOTRACK (2006-2009): “*Innovative track systems*” são exemplos de alguns destes projetos de investigação. A avaliação e controlo da rigidez bem como o seu efeito no desempenho global da via constituem uma preocupação transversal a vários estudos desenvolvidos no âmbito destes projetos.

Ao longo dos tempos, a avaliação de rigidez da via experimentou grande evolução, tendo sido propostos vários métodos, desde a determinação de parâmetros que permitem a avaliação estática e dinâmica em pontos discretos da via até à determinação contínua e dinâmica que é possível efetuar atualmente em alguns países.

Diversos estudos permitiram identificar pontos de degradação acelerada da via em zonas onde se registam variações bruscas de rigidez (Berggren, 2009; ERRI, 1999; FRA, 2007; Li and Davis, 2005; Sussman et al., 2001). Neste contexto, a avaliação contínua da rigidez constitui uma ferramenta importante, com especial interesse para as entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias, uma vez que permite detetar variações no desempenho da via, fornecendo informações úteis para o planeamento das operações de manutenção.

2.2.1.1. Métodos para avaliação contínua da rigidez

A avaliação da rigidez é importante, contudo, uma vez que esta não é constante ao longo da via, é sobretudo importante avaliar as suas variações. Com o intuito de responder a este novo desafio entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias e investigadores de diversas universidades uniram esforços no sentido de criar um sistema que permita efetuar a avaliação contínua da rigidez da via.

O princípio geral de funcionamento destes sistemas consiste na aplicação controlada de uma carga móvel e medição do deslocamento que resulta do peso do veículo e da deformabilidade da via. A passagem do veículo a determinada velocidade excita a via com frequências induzidas pela distância entre eixos do veículo, pelas irregularidades na via e rodas do veículo e pelo espaçamento entre travessas. Para além desta excitação com carácter marcadamente aleatório o sistema da Banverket permite ainda a excitação controlada da via, ou seja, a aplicação de uma solicitação com determinada frequência.

Deste modo, o valor da rigidez obtido nas medições efetuadas com esta técnica depende muito de fatores como a velocidade de circulação, uma vez que esta condiciona a frequência de excitação induzida à via e consequentemente o valor de rigidez obtido, e a presença de irregularidades, pois os deslocamentos medidos compreendem não só o deslocamento que resulta da deformabilidade da via mas também o deslocamento devido às irregularidades. De referir ainda que a escolha da resolução espacial da medição é importante para assegurar adequada prospeção uma vez que ao longo da via podem ocorrer grandes variações de rigidez em curtas distâncias (Berggren, 2009).

Integrado no projeto de investigação EUROBALT II (1997-2000), a Banverket iniciou o desenvolvimento de um sistema para medição contínua da rigidez da via, o RSMV (*Rolling Stiffness Measurement Vehicle*), que consistia num trolley, transportado pelo veículo de inspeção da via da Banverket, que solicitava a via estática e dinamicamente. Este sistema apresentava algumas limitações como o facto de não possibilitar a medição em curvas apertadas, com um raio inferior a 1200 m, e em aparelhos de mudança de via. Além disso a carga estática aplicada por este sistema era reduzida. Apesar destas limitações, este sistema permitiu obter bons

resultados que motivaram a construção de um novo sistema, com princípio de funcionamento semelhante, que resolvia todas as limitações identificadas.

Neste novo veículo, constituído por dois eixos, a excitação dinâmica da via é efetuada através de duas massas, com 4000 kg cada, instaladas sobre os eixos conforme se pode observar no esquema da Figura 2.4. Os transdutores de força instalados no eixo de medição permitem avaliar a força resultante, sendo o deslocamento obtido por dupla integração da aceleração vertical do eixo também medida (Berggren et al., 2005).

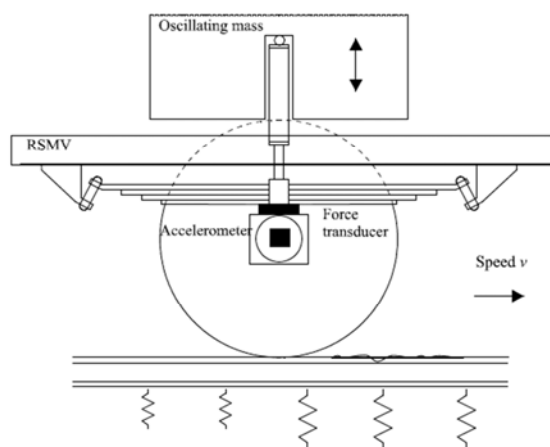


Figura 2.4 – Representação esquemática do sistema de medição do RSMV num eixo (Berggren, 2009)

O veículo possibilita o carregamento da via com uma carga estática de 180 kN e uma carga dinâmica com amplitude máxima de 60 kN e frequência máxima de excitação de 50 Hz. Podem ser efetuadas medições à velocidade máxima de 50 km/h considerando até três frequências de excitação sinusoidais em simultâneo, ou medições a velocidade mais reduzida, inferior a 10 km/h, com uma excitação que cobre toda a gama de frequências, de 0 a 50 Hz.

A Universidade de Nebraska nos Estados Unidos em conjunto com a empresa de administração ferroviária Americana, *Federal Railroad Administration* (FRA), desenvolveu um sistema de medição sem contacto, que permite a avaliação contínua do módulo da via (Norman, 2004).

O sistema de medição, esquematizado na Figura 2.5 (a), é constituído por dois lasers e uma câmara fixos numa viga rigidamente ligada ao eixo da roda do veículo, o que permite assumir que a distância entre o sistema e o ponto de contacto roda-carril (H) é constante. O sistema efetua a medição da distância entre a câmara e a superfície do carril (h). Conhecendo estas duas distâncias, H e h , pode calcular-se o deslocamento da superfície do carril relativamente ao plano de contacto roda-carril (y_r). Este deslocamento relaciona-se com o deslocamento absoluto do carril sob a secção da câmara (y_{camera}) e com o deslocamento absoluto do carril no ponto de contacto roda-carril (y_{wheel}) que são obtidos com base no modelo de viga de *Winkler*.

A distância entre a câmara e a superfície do carril (h) é determinada geometricamente a partir da distância entre os feixes dos lasers (d), registada pela câmara conforme esquematizado na Figura 2.5 (b). Consoante a câmara está mais próximo ou mais afastado da superfície do carril a distância entre os feixes dos lasers varia.

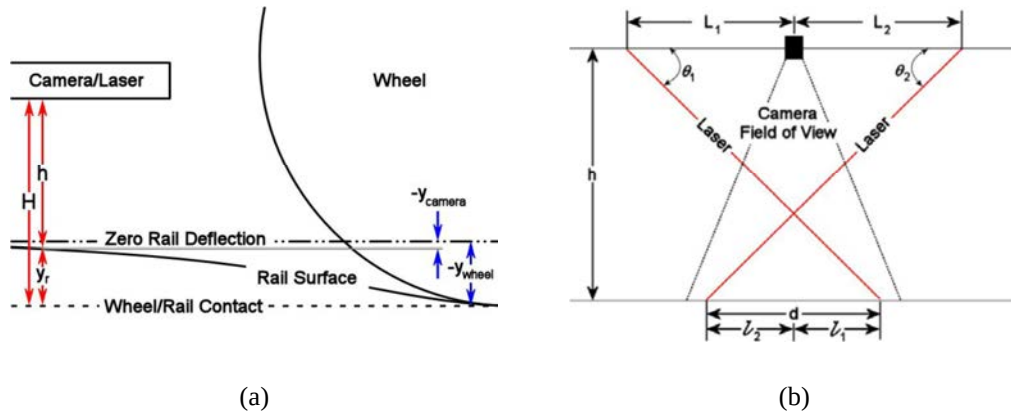


Figura 2.5 – Sistema de medição: (a) representação esquemática e (b) parâmetros geométricos consideradas na medição com os sensores laser (Norman, 2004)

Conjugando toda a informação é possível relacionar a distância d com o módulo da via para um determinado valor de H . O módulo obtido é um valor médio uma vez que se recorre à teoria de *Winkler* que considera uniformidade do módulo da via para determinado carregamento. Este sistema foi testado para velocidades muito reduzidas, sem consideração de efeitos dinâmicos.

Com o objetivo de efetuar prospeção contínua das condições estruturais da via a Universidade de Delft, em conjunto com a empresa dinamarquesa *Greenwood Engineering*, desenvolveu um sistema de medição sem contacto, designado por *High Speed Deflectograph*, cujo princípio de funcionamento se baseia em tecnologia laser e no princípio de *Doppler*. Com recurso a sensores de laser *Doppler* é medida a velocidade de deformação do carril como resultado de uma carga aplicada. Maior detalhe sobre a forma como o efeito *Doppler* é utilizado para a determinação da velocidade de deformação da superfície do carril pode ser encontrado em Esveld (2001).

Conforme esquematizado na Figura 2.6 os sensores de laser *Doppler* são instalados numa viga posicionada em frente ao eixo da roda de um veículo. Estes sensores examinam a superfície do carril registando a velocidade de deformação do carril quando carregado. Para a medição são necessários no mínimo dois sensores, um alinhado com a zona deformada (A1 e A2) e outro, de referência, alinhado com a zona onde não ocorre deformação (B). A colocação de mais sensores na zona deformada permite o conhecimento mais detalhado da deformada do carril.

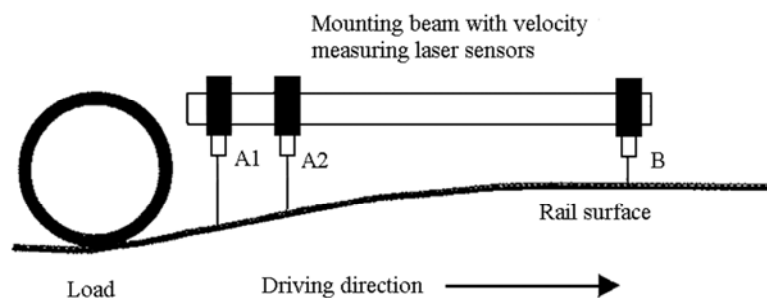


Figura 2.6 – Representação esquemática do princípio de medição do *High Speed Deflectometer* (Esveld, 2001)

Variações na velocidade de deformação indiciam descontinuidades da via devido a alterações ao nível da fundação ou do apoio do carril ou das travessas. Este sistema permite efetuar medições a uma velocidade máxima de 130 km/h.

Ainda sobre a caracterização da subestrutura da via, mas num contexto um pouco diferente, refere-se o georadar ou radar de penetração que é um sistema que permite efetuar a prospeção geotécnica da via de forma não destrutiva. As ondas emitidas propagam-se e são refletidas nas interfaces entre materiais com propriedades eletromagnéticas contrastantes, sendo depois captadas por um recetor e registadas sob a forma de imagem conforme esquematizado na Figura 2.7 (FRA, 2006). Este método de prospeção fornece informação sobre o estado da subestrutura da via, uma vez que permite a identificação de alterações significativas da profundidade e constituição de determinada camada que poderão estar relacionadas com problemas de desempenho da via (Sussmann et al., 2003).

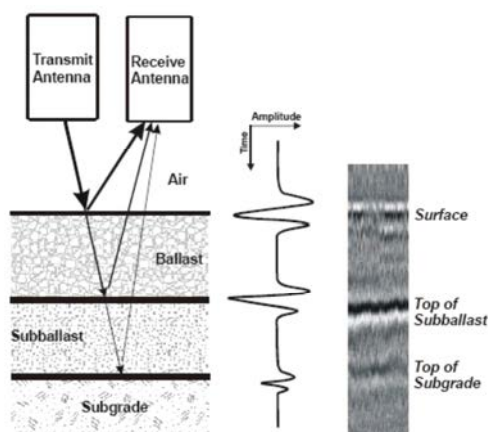


Figura 2.7 – Resultado obtido na prospeção com georadar (FRA, 2006)

A informação obtida na prospeção com georadar pode ser usada como complemento aos métodos de medição de rigidez da via, conforme evidenciam os estudos efetuados por Smekal et al (2003) recorrendo ao veículo de medição contínua de rigidez da via da Banverket, o RSMV, e a um sistema de georadar. A combinação destes dois sistemas demonstrou ser uma ferramenta

de grande utilidade para a monitorização e avaliação das condições da subestrutura das linhas existentes. No entanto, os autores sublinham ser necessário efetuar mais estudos de forma a poder obter melhor correlação e articulação entre as medições.

Ainda neste contexto, Narayanan et al. (2004) propõem estimar indiretamente o módulo da via através da prospeção com georadar, recorrendo a correlações entre as propriedades dielétricas dos materiais, fornecidas pelo georadar, e as propriedades resistentes dos materiais que constituem as camadas de fundação.

2.2.1.2. Variação de rigidez em zonas de transição

A medição contínua da rigidez e sua relação com o perfil longitudinal da via no local permite associar as variações de rigidez à existência de zonas de transição. Apresenta-se na Figura 2.8 os resultados obtidos com o sistema de medição contínua de rigidez da via, desenvolvido pela Banverket, ao longo de 3 km (Dahlberg, 2004), onde se pode observar que a presença de estruturas provoca um aumento súbito da rigidez. Por exemplo entre os quilómetros 11,4 e 11,65, devido à existência de uma ponte, verifica-se um valor de rigidez que é cerca do dobro do registado em plena via.

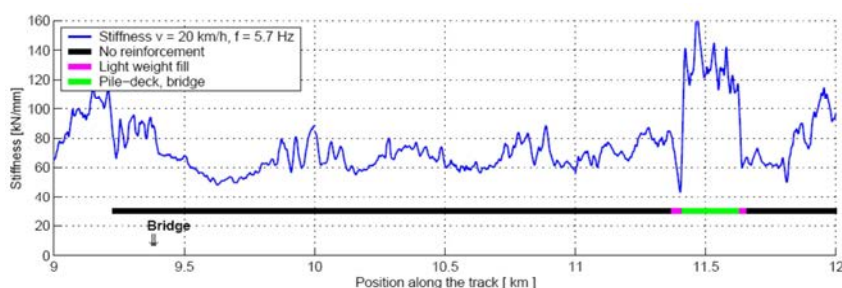


Figura 2.8 – Rigidez da via determinada numa linha na costa oeste da rede ferroviária sueca (Dahlberg, 2004)

Na Figura 2.9 apresenta-se uma outra medição de rigidez efetuada também pela Banverket, onde é possível observar que a simples variação da profundidade de uma camada de argila da fundação pode induzir importantes variações de rigidez (Berggren, 2009).

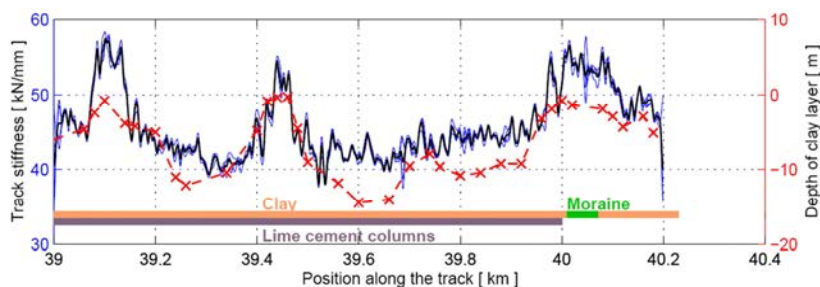


Figura 2.9 – Rigidez de um troço de via de aproximadamente 1,2 km (Berggren, 2009)

A prospeção efetuada por Li e Davis (2005) recorrendo ao sistema de medição de rigidez da *Federal Railroad Administration* permitiu identificar também variações significativas de rigidez em várias zonas de transição aterro-ponte localizadas numa linha ferroviária Estados Unidos. Conforme se pode verificar nos resultados apresentados na Figura 2.10, o valor do módulo da via sobre a ponte de betão é cerca do dobro do valor verificada na zona em aterro.

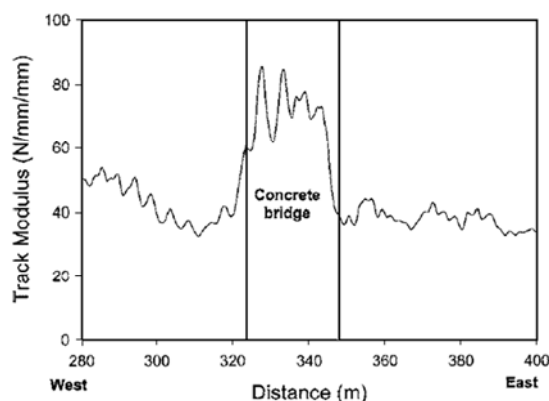


Figura 2.10 – Resultados da medição do módulo da via numa transição aterro-ponte (Li and Davis, 2005)

Comportamento semelhante foi registado também noutras zonas de transição aterro-ponte da mesma linha inspecionadas por estes autores.

2.2.2. Variação das forças dinâmicas

Vários estudos têm comprovado que a variação de rigidez provoca o aumento das forças de interação roda-carril. Na zona de transição são registados ‘picos’ de força que são tanto maiores quanto maior a diferença de rigidez no local e a velocidade de circulação do veículo.

No âmbito do projeto Europeu SUPERTRACK (2005a) foi analisada numericamente a variação das forças de interação roda-carril quando o veículo experimenta uma transição brusca de rigidez global da via de 45 kN/mm para 90 kN/mm.

Apresentam-se na Figura 2.11 os resultados obtidos quando o veículo se desloca da zona flexível para a zona rígida a diferentes velocidades: 60 m/s e a 90 m/s. Na passagem por esta zona de transição a força de interação roda-carril sofre um aumento que é seguido por uma redução brusca, sendo esta variação tanto maior quanto maior a velocidade de circulação do veículo. Conforme se pode observar verifica-se uma variação máxima de cerca de 13%, que corresponde a uma redução da força na zona de transição, quando o veículo se desloca a 90 m/s (Lundqvist et al., 2006).

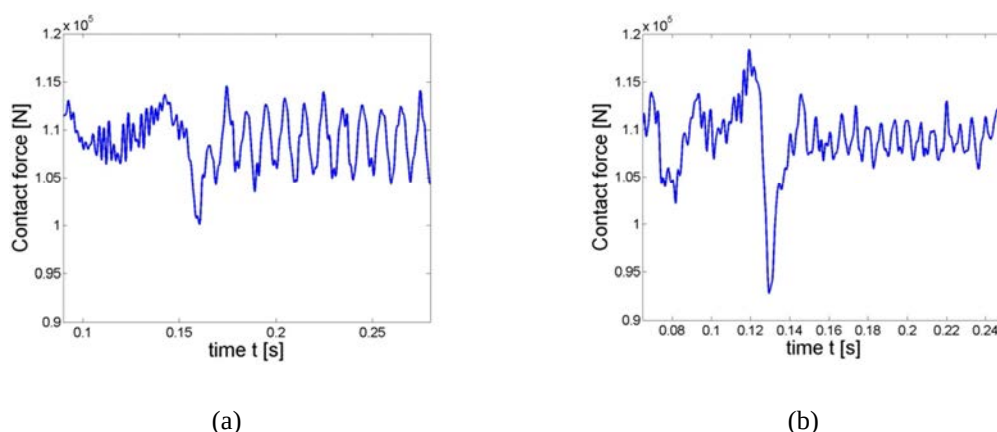


Figura 2.11 – Variação da força de interação roda-carril quando o veículo se desloca da zona flexível para a zona rígida (a) a 60 m/s e (b) a 90 m/s (Lundqvist et al., 2006)

Também os estudos de Nicks (2009), Lane et al. (2007), Banimahd e Woodward (2007) e Calçada e Delgado (1998) comprovam que as variações de rigidez da via implicam importantes variações da força de interação roda-carril, comprovando ainda que essa variação aumenta com o aumento da velocidade de circulação do veículo.

2.2.3. Assentamentos diferenciais

O assentamento da via é particularmente importante quando ocorre de forma diferencial, ou seja, de forma não uniformemente ao longo da via.

A degradação da geometria da via com o aparecimento de assentamentos diferenciais tem sido identificada como o principal problema das zonas de transição, conforme refere o relatório do ERRI (1999) elaborado na sequência de questionários efetuados a várias entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias europeias.

Desde a década de 80 do século XX diversos estudos têm sido desenvolvidos com o intuito de avaliar, ainda que qualitativamente, a influência da variação da rigidez da via no desenvolvimento de assentamentos diferenciais e o efeito na evolução da degradação da via.

Na Figura 2.12 apresenta-se uma imagem de uma das zonas de transição estudadas pela FRA (2007) onde foram detetados graves problemas de assentamentos, conforme se pode verificar existe uma alteração significativa do perfil da via na zona de transição aterro-ponte.



Figura 2.12 – Assentamento verificado numa zona de transição aterro-ponte (FRA, 2007)

Com o objetivo de estudar o funcionamento de quatro zonas de transição aterro-ponte que apresentavam problemas graves de degradação Li e Davis (2005) efetuaram medições de assentamentos em três zonas: sobre a ponte, na proximidade da ponte e em plena via. Os resultados médios destas medições apresentam-se na Figura 2.13 e permitem concluir que os assentamentos não são uniformes ao longo da zona de transição, verificando-se que sobre a ponte são cerca de 1/3 dos registados na proximidade da ponte.

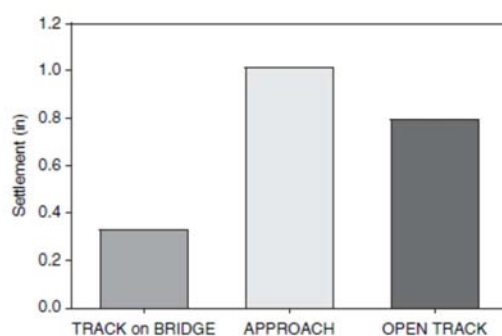


Figura 2.13 – Comparação do assentamento da via obtido (média dos quatro locais estudados) numa zona de transição aterro-ponte (Li and Davis, 2005)

Como consequência do desenvolvimento de estudos semelhantes aos apresentados, da observação e principalmente do testemunho dado pelos departamentos de manutenção da via das entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias de diferentes países, o desenvolvimento de assentamentos nas zonas de transição é um fenómeno aceite como característico e recorrente.

A entidade responsável pela gestão das infraestruturas ferroviárias dos Países Baixos efetuou também uma campanha de medições em via balastrada numa zona de transição aterro-ponte e verificou grande variação nos deslocamentos da via. Numa via submetida a cargas de 225 kN foram registados valores de deslocamento vertical de 0,4 mm na via sobre a ponte e valores entre 1,0 mm e 1,5 mm na via antes e depois da ponte. Segundo explicado neste estudo, estas diferenças de deformabilidade originam picos de acelerações do veículo com consequente aumento da carga na via antes e depois da ponte (ERRI, 1999).

O assentamento da via pode ter origem no tráfego ferroviário, verificando-se que após milhares de passagens dos veículos ocorre o assentamento das camadas da via. Por outro lado, ao longo

do tempo, como consequência de fenómenos de fluência ou assentamentos de segunda ordem, a via, principalmente nas zonas em aterro, tende a sofrer assentamentos. Particularmente em zonas de transição aterro-ponte a interação entre o aterro e a estrutura pode fomentar também o aparecimento de assentamentos.

O assentamento da via pode assim ter diversas origens que, separadamente ou de forma complementar, propiciam o aparecimento de assentamentos diferenciais.

2.2.3.1. Assentamentos induzidos pelo tráfego ferroviário

A passagem continuada de tráfego ferroviário é apontada como uma das causas para o aparecimento de assentamentos na via. Em zonas de transição, conforme apresentado na secção 2.2.2, as variações de rigidez induzem incrementos nas forças dinâmicas de interação via-comboio que se traduzem na sobrecarga localizada da via.

Com o intuito de estudar estes efeitos, alguns esforços têm sido realizados no sentido de obter uma estimativa, ainda que muitas vezes qualitativa, do nível de assentamento que se espera numa zona de transição de rigidez da via. Os estudos de previsão do assentamento permanente são efetuados com base em leis de deformação deduzidas em ensaios laboratoriais em equipamentos triaxiais cíclicos, em modelos à escala reduzida ou obtidos com base em medições na via férrea.

Neste contexto, Bruni et al. (2002) estudaram a evolução do assentamento permanente da via numa zona de transição ponte-viaduto, com o número de passagens dos veículos. Conforme evidenciado na Figura 2.14 o assentamento evolui com o número de ciclos de carga, verificando-se na zona de transição viaduto-ponte (ponto de abcissa igual a zero) um incremento mais significativo do assentamento. Identifica-se ainda uma tendência para a redução do incremento do assentamento com o aumento do número de ciclos.

Relativamente às forças de interação roda-carril, conforme se pode observar na Figura 2.14 (b), a passagem do primeiro eixo do comboio provoca uma variação da força de cerca de 3% relativamente à força estática, enquanto que, após a passagem de 345600 eixos (que corresponde a cerca de um ano de operação da via, segundo os autores) esta variação é já de cerca de 7%. Verifica-se que a variação da força neste caso se traduz principalmente numa redução.

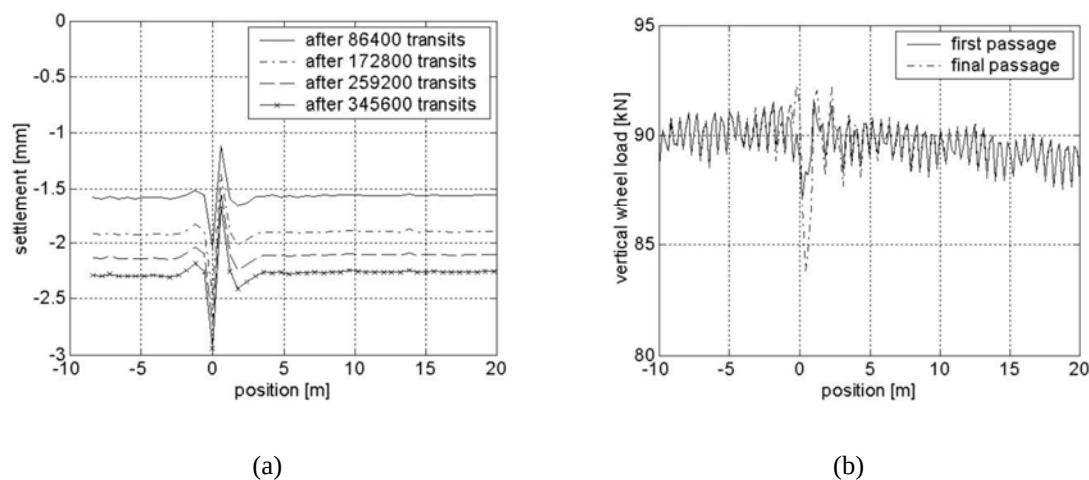


Figura 2.14 – Efeitos da deformação permanente da via numa zona de transição: (a) evolução dos assentamentos permanentes e (b) evolução da variação da carga vertical dinâmica (Bruni et al., 2002)

Como o carregamento da via não é uniforme ocorrem assentamentos diferenciais que implicam a alteração da geometria da via. Surgem assim irregularidades que induzem excitação do veículo e consequente variação da carga dinâmica que, podendo ser ainda maior do que a induzida pela variação de rigidez (Esveld, 2001), promove o agravamento dos assentamentos.

Quando a via apresenta condições de suporte homogêneas, não havendo variações significativas das forças dinâmicas, a previsão dos assentamentos por intermédio de uma análise estática ou quase estática é aceitável (Fröhling, 1997). No entanto, se surgirem variações significativas de geometria ou rigidez da via a componente dinâmica deverá ser sempre considerada.

Mauer (1995) estudou os efeitos da evolução do assentamento permanente da via numa transição, onde o veículo passa de forma brusca de uma zona com rigidez elevada (k_{hi}) para uma zona com rigidez duas vezes inferior (k_{lo}), conforme esquematizado na Figura 2.15. Neste estudo apenas se considerou a deformação permanente da camada de balastro sendo a lei de deformação adotada função da carga sob as travessas. O autor verificou que a carga sob as travessas na zona rígida é maior do que na zona flexível, o que implica que os assentamentos permanentes sejam maiores na zona rígida.

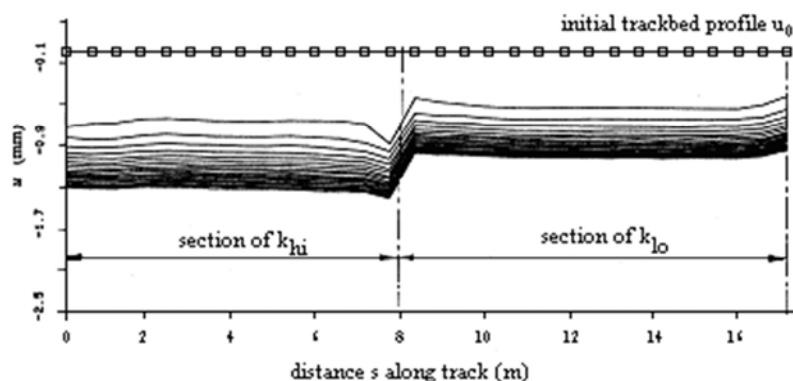


Figura 2.15 - Evolução do assentamento da via na zona de transição (Mauer, 1995)

Verifica-se que na zona flexível ocorre melhor distribuição do carregamento pelas travessas do que na zona rígida, onde a maior concentração das forças sob cada travessa origina maior degradação da via. O autor conclui o estudo dizendo que estes são resultados teóricos uma vez que se considerou que a zona rígida e a zona flexível apresentavam taxas de assentamento iguais.

Neste contexto, Hunt (1997) efetuou um estudo semelhante sobre a evolução do assentamento da via numa zona de transição de rigidez vertical, mas considerando uma relação de rigidez de três vezes, sendo que neste caso a transição entre as duas partes não é efetuada de forma brusca mas variável numa extensão de 2 m.

O autor considera que a taxa de assentamento da via na zona flexível é mais elevada do que a da zona rígida, desta forma obtém um assentamento da via mais elevado na zona mais flexível, que diz ser o mais lógico numa zona de transição deste género. Refere ainda que é necessário efetuar medições na via por forma a aproximar as taxas de assentamento consideradas de valores mais reais.

Ao obter forças de interação travessa-balastro de tração na via não carregada, e uma vez que isso não é fisicamente possível, Hunt (1997) conclui que o processo de assentamento conduz ao aparecimento de vazios sob as travessas. No entanto, os modelos usados pelo autor não permitem a correta simulação desse fenómeno uma vez que não é admitida a possibilidade de descolamento entre a base da travessa e o topo da camada de balastro.

Tendo por base as leis de evolução do assentamento permanente de uma via balastrada apresentadas por Guérin et al. (1999), Bodin (2001) estuda também a evolução do assentamento da via numa zona de transição brusca de rigidez semelhante à apresentada por Mauer (1995), mas considerando também um defeito inicial na zona de transição.

Os resultados apresentados na Figura 2.16 permitem verificar que as conclusões obtidas neste estudo de investigação contrariam as apresentadas por Mauer (1995). Os autores argumentam

que esta evolução do assentamento permanente é mais próxima daquela que se regista em zonas de transição da via férrea.

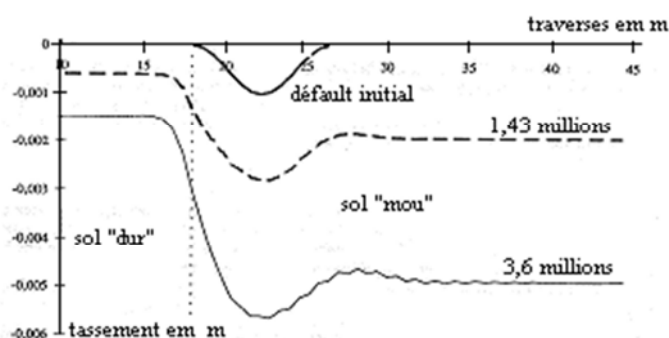


Figura 2.16 - Evolução do assentamento numa zona da via com variação brusca de rigidez e com um defeito geométrico inicial (Bodin, 2001)

Sabendo que, na presença de uma variação de rigidez vertical da via, ocorrem efetivamente assentamentos elevados, estudos como os apresentados por Mauer (1995), Hunt (1997) ou Bodin (2001) pretendem compreender a sua evolução. No entanto, a análise dos resultados obtidos pelos diferentes autores permite concluir que este fenómeno está longe de ser convenientemente compreendido.

Algumas ressalvas são necessárias relativamente aos estudos de simulação do assentamento permanente induzido pela passagem do tráfego ferroviário acima apresentados: i) Os modelos pretendem simular a evolução do assentamento da via na presença de uma variação de rigidez (que é em geral proporcionada pela variação das propriedades elásticas dos solos de fundação), contudo, foi apenas considerada degradação da via ao nível da camada de balastro; ii) nos diferentes estudos a previsão da evolução dos assentamentos foi efetuada com base em diferentes leis de degradação dos materiais; iii) a avaliação da resposta da via foi também analisada com base em diferentes modelos de via e veículo.

Pormenores relativos à modelação do sistema veículo-via, do assentamento permanente da via devido ao carregamento cíclico induzido pelo tráfego ferroviário e às diferentes leis de degradação existentes são detalhadamente explorados no Capítulo 3.

2.2.3.2. Assentamentos dos solos de fundação e aterros

Para além dos assentamentos induzidos pelo tráfego ferroviário, o assentamento da via pode também ter origem no assentamento dos terrenos de fundação ou no assentamento do aterro. Na Figura 2.17 apresenta-se esquematicamente as diferentes origens do assentamento dos aterros (UIC, 2008). De referir apenas que, embora o assentamento devido ao tráfego ocorra

exclusivamente durante a fase de operação da via, os restantes podem ocorrer após a construção devido a fenómenos de consolidação ou fluência.

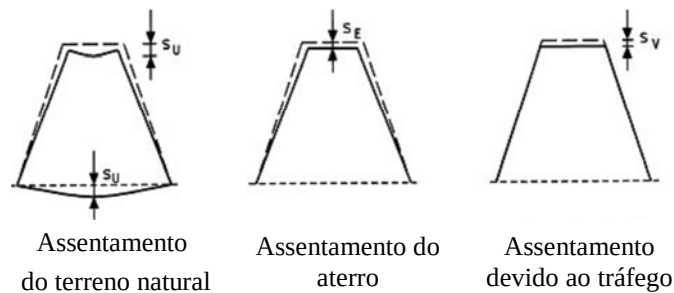


Figura 2.17 – Diferentes origens do assentamento do aterro (adaptado de (UIC, 2008))

O controlo dos materiais empregues na construção dos aterros e da sua compactação constituem os requisitos base de diversas especificações para construção de aterros, nomeadamente na proximidade de estruturas, como é o caso das zonas de transição aterro-ponte ou dos atravessamentos inferiores à via. Prova desta importância é a sua incorporação na recomendação UIC 719R (2008) na secção dedicada ao dimensionamento e construção de aterros.

A presença de água constitui um grande problema na estabilidade dos aterros, pelo que a incorporação de sistemas de drenagem eficientes é essencial. Mais uma vez em aterros próximos de estruturas como pontes ou atravessamentos inferiores à via, especial cuidado deverá ser tido no dimensionamento de sistemas de drenagem específicos, sendo prática corrente a incorporação de materiais geossintéticos ou material granular junto às estruturas de betão de forma a possibilitar a adequada condução das águas.

O cálculo da evolução do assentamento dos aterros após construção é de extrema importância, sendo o conhecimento das características do local, como o tipo de materiais empregues nos aterros, a altura das camadas, os reforços incorporados, a posição do nível freático, etc., fatores importantes a ponderar (Robison and Luna, 2004).

Em certos casos, e na presença de materiais lodosos, recorre-se muitas vezes a processos de aceleração da consolidação desses materiais com a aplicação de pré-cargas ou de geodrenos.

Quando devidamente controlado, em fase de construção, o assentamento dos aterros não assume grande importância ao longo da vida útil da via. No entanto, caso ocorram durante a fase de exploração podem representar um problema de resolução difícil e dispendiosa.

2.2.3.3. Assentamentos induzidos pela estrutura

Nas zonas de transição aterro-ponte para além dos assentamentos devidos ao carregamento cíclico induzido pelo tráfego ferroviário e dos assentamentos dos solos de fundação e aterros,

ocorrem ainda problemas particulares deste tipo de transição fundamentalmente relacionados com a interação via-ponte-aterro nos encontros da ponte.

Para esta interação contribuem as características da ponte, o tipo de via e o processo de construção do aterro (Smekal, 1997). Fatores como a localização das juntas de dilatação da via, o tipo de ponte e de encontro, o tipo de estrutura de transição, a maior ou menor facilidade de compactação junto ao encontro ou o sistema de drenagem adotado, contribuem largamente para a definição do comportamento a longo prazo de uma transição aterro-ponte. De uma forma geral as deformações que ocorrem nestas zonas de transição são devidas aos assentamentos do aterro por inadequada compactação, a movimentos da ponte ou da via induzidos pelo carregamento ou por variações de temperatura.

O levantamento da via na zona de transição na sequência da flexão da ponte é um problema típico. Quando o comboio está sobre a ponte, a via flete juntamente com o tabuleiro, impondo o levantamento da via na proximidade do encontro (cerca de 1 a 3 m). Sob as travessas desta zona o balastro é descarregado e carregado de forma cíclica, propiciando o desenvolvimento de tensões elevadas e o aparecimento de deformações no balastro e nas camadas subjacentes. Apresenta-se na Figura 2.18 uma representação esquemática do efeito de levantamento da via junto ao encontro da ponte (Hess, 2007).

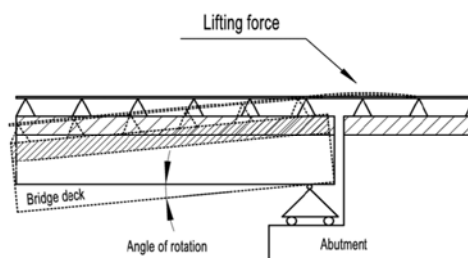


Figura 2.18 – Representação esquemática do efeito da rotação do tabuleiro da ponte (Hess, 2007)

As forças de levantamento são controladas recorrendo aos critérios de dimensionamento de pontes ferroviárias, estabelecendo limites para a rotação do tabuleiro da ponte, na transição entre tabuleiros consecutivos ou na transição entre um tabuleiro e o encontro, de acordo com a regulamentação. Em pontes de grande vão as forças necessárias para fixação do carril podem mesmo exceder os limites dos sistemas de fixação convencionais (Hess, 2007).

Apresenta-se na Figura 2.19 um pormenor do carril numa zona de transição aterro-ponte numa ponte metálica em Itália, onde as marcas deixadas pelos sistemas de fixação no patim do carril, assinaladas na figura, denunciam os movimentos longitudinais do carril.



Figura 2.19 - Pormenor das marcas deixadas pelo sistema de fixação no patim do carril na zona de transição aterro-ponte de uma ponte metálica em Itália

Outro problema típico das transições é o aparecimento de folgas junto ao encontro causadas por movimentos longitudinais da estrutura da ponte, induzidos por forças horizontais ou efeitos térmicos, cuja repetição origina a compactação gradual das camadas de balastro e fundação (Smekal, 1997). Este processo caracteriza-se pelo desenvolvimento de um plano de rutura passivo quando a ponte dilata e um plano de rutura ativo quando contrai conforme ilustrado na Figura 2.20.

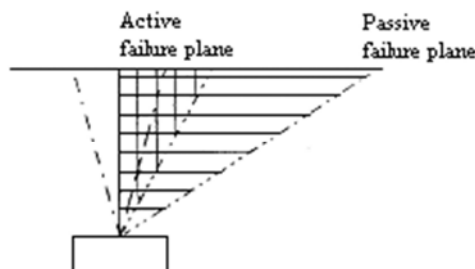


Figura 2.20 - Planos de rutura ativo e passivo devidos ao movimento longitudinal da estrutura (Smekal, 1997)

Este é um fenómeno muito frequente em pontes integrais onde não existem juntas de dilatação nem nos vãos, nem junto aos encontros, sendo a dilatação térmica da ponte responsável pela compactação das camadas da via.

Aspetos como o tipo de ponte ou o tipo e fundação do encontro podem condicionar toda a dinâmica da zona de transição.

O tipo de fundação do encontro depende das características resistentes e de deformabilidade do solo de fundação, do tipo de ponte e da implantação desta no terreno. A adoção de soluções que apoiam diretamente no aterro, ou seja, fundação direta, têm demonstrado bom desempenho nomeadamente na redução do aparecimento de assentamentos diferenciais, uma vez que tornam

o encontro numa estrutura mais flexível que assenta de forma mais solidária com o aterro (ERRI, 1999).

Na Figura 2.21 ilustram-se algumas soluções vulgarmente aplicadas na construção dos encontros nos Países Baixos, onde predominam terrenos moles (Duijvestijn et al., 2003). Conforme se pode verificar nas soluções A, R, B e C considerou-se o aterro fundado em estacas enquanto que na solução D a fundação é direta sendo neste caso considerado o tratamento dos solos de fundação do encontro e da zona de transição conforme esquematizado nesta figura. As soluções A e R são soluções construtivas tradicionalmente adotadas nestes países e as soluções B e C são semelhantes entre si com a diferença de que em B se considera laje de transição. De referir ainda que nas soluções A, C e D o aterro junto ao encontro foi tratado com cimento.

O estudo desenvolvido pelos autores consistiu na simulação do comportamento a longo prazo da zona de transição através da determinação da deformação obtida após seis meses de pré-carregamento e depois da construção dos encontros. As conclusões deste estudo indicam que o comportamento a longo prazo da zona de transição melhora consideravelmente nas soluções em que os solos de fundação são tratados com cimento (A, B e D), independentemente da solução construtiva adotada para o encontro. Verificaram ainda que na solução D ocorre também assentamento da estrutura do encontro o que faz com que as diferenças de assentamento entre a zona de aterro e a estrutura diminuam.

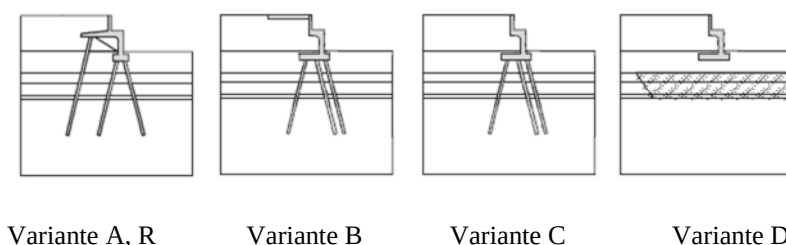


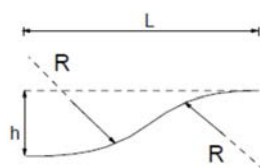
Figura 2.21 – Diferentes casos de fundação de encontros nos Países Baixos (adaptado de Duijvestijn et al. (2003))

A geometria dos encontros condiciona a compactação do aterro sendo necessário, em cada caso, estudar cuidadosamente o processo de execução de forma a garantir uma correta compactação em todos os pontos (Goicoechea, 2007). Por exemplo, os encontros fechados, constituídos por uma parede contínua transversal à via e com altura igual à altura do aterro, devem ser construídos antes da compactação do aterro e, idealmente, os muros de ala devem ser concebidos sem elementos que perturbem estes trabalhos. Os encontros abertos são geralmente construídos após a construção do aterro e por serem fundados em pilares o processo de compactação do material de aterro é em geral mais fácil.

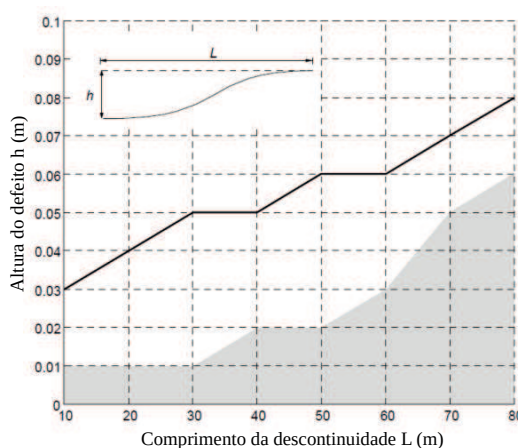
2.2.3.4. Efeitos dinâmicos

Admitindo que nas zonas de transição ocorrem alterações da geometria da via, devido a assentamentos diferenciais, alguns autores desenvolveram estudos teóricos com o intuito de avaliar os efeitos dinâmicos induzidos por essas alterações.

Na Universidade de Delft (Schooleman, 1996) foi desenvolvido um estudo cujo principal objetivo consistia em estabelecer limites para a variação da geometria da via numa zona de transição, com base nos efeitos que esta variação provoca no conforto dos passageiros. Para a geometria da via foi estabelecido um perfil com forma sinusoidal, semelhante ao esquematizado na Figura 2.22 (a), onde, em função de um raio de curvatura vertical (R) e um comprimento (L) é calculada uma altura (h) correspondente ao assentamento diferencial máximo. No gráfico da Figura 2.22 (b), estabelecem-se os valores limite para o assentamento diferencial máximo em função do comprimento do perfil deformado, admitindo como limite para a aceleração da caixa do veículo $1,0 \text{ m/s}^2$ na passagem do comboio TGV, simulado por um modelo de veículo correspondente a um eixo com carga de 170 kN, circulando à velocidade de 300 km/h.



(a)



(b)

Figura 2.22 – Assentamento diferencial numa zona de transição. (a) Perfil deformado adotado e (b) valores limite para o assentamento diferencial (Schooleman, 1996)

Mediante a análise efetuada neste estudo o autor conclui que no dimensionamento das zonas de transição será mais importante estabelecer limites para o assentamento diferencial admissível do

que para a variação de rigidez, referindo ainda que conclusões semelhantes foram obtidas em estudos desenvolvidos na Universidade de Cambridge.

Lei e Mao (2004) e Nicks (2009) estudaram também o comportamento dinâmico da zona de transição induzido pela alteração do perfil da via, assumindo uma irregularidade geométrica semelhante à apresentada na Figura 2.23. Os autores estudaram os efeitos provocados pela variação da inclinação desta irregularidade entre 1:50 e 1:250 (Nicks, 2009) e 1:83 e 1:333 (Lei and Mao, 2004) tendo concluído que quanto maior é a inclinação do perfil maiores são as forças de interação veículo-via e as acelerações no veículo. Verificaram ainda que o aumento da velocidade amplifica consideravelmente estes efeitos.

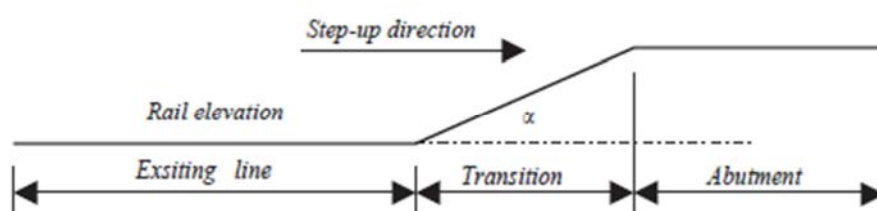


Figura 2.23 – Geometria da zona de transição (Lei and Mao, 2004)

A alteração da geometria da via na zona de transição induz efetivamente efeitos dinâmicos muito significativos no sistema comboio-via sendo a definição de limites admissíveis muito importante. No entanto, é importante referir que os assentamentos da via aqui apresentados por diferentes autores ocorrem em zonas de transição de rigidez da via. Salienta-se ainda que as alterações de geometria apresentadas nestes trabalhos são teóricas, cada zona de transição terá o seu perfil de degradação próprio e em função disso a via adotará determinada geometria.

2.2.4. Travessas flutuantes

Designam-se por travessas flutuantes as travessas cujo contacto com a camada de balastro é reduzido ou inexistente, em virtude da existência de vazios entre a base da travessa e a superfície da camada de balastro. O aparecimento destes vazios está normalmente associado a fenómenos de degradação da camada de balastro sob as travessas, que ocorre vulgarmente em zonas da via onde a camada de balastro está sujeita a maiores tensões. No entanto, a deficiente compactação na fase de instalação ou durante operações de manutenção, ou a má qualidade do material aplicado na camada de balastro são também fatores determinantes para este fenómeno de degradação. Em virtude das travessas estarem ligadas ao carril, cuja resistência à flexão é muito elevada, a travessa recupera a sua posição após carregamento, não acompanhando a deformação das camadas de apoio via.

O aparecimento de travessas flutuantes é muito frequente nas zonas de transição, uma vez que a amplificação das forças dinâmicas de interação roda-carril promove a concentração de tensões na camada de balastro. O carregamento continuado conduz à degradação da via sob as travessas, que pode originar perda de contacto entre a base destas e a camada de balastro.

Os resultados das medições efetuadas por Sussmann et al. (2001) em dois troços de via, que se apresentam na Figura 2.24, evidenciam precisamente a existência de vazios sob as travessas, indicando a presença de travessas flutuantes.

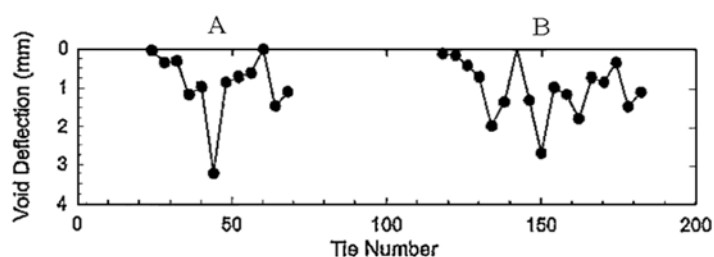


Figura 2.24 – Variação da deformação devido à existência de vazios em dois troços de via (Sussmann et al., 2001)

Alguns estudos revelam que a partir do momento em que surgem na via travessas flutuantes a degradação acelera significativamente com o aparecimento de outros fenómenos, como partículas de balastro fraturadas e travessas partidas.

A presença de travessas flutuantes na via provoca amplificação importante das forças de interação dinâmicas veículo-via. Este facto é comprovado num estudo de simulação numérica desenvolvido na Universidade de Linköping (Lundqvist and Dahlberg, 2005), onde foram analisados os efeitos induzidos pela existência de uma folga entre uma travessa e a camada de balastro. A análise da Figura 2.25 permite verificar que a variação das forças de interação roda-carril sofre considerável amplificação na presença de um vazio de 1 mm.

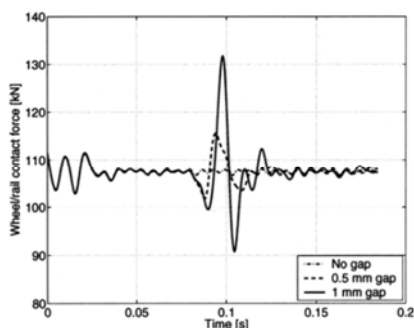


Figura 2.25 – Variação das forças de interação roda-carril na presença de vazios sob as travessas (Lundqvist and Dahlberg, 2005)

A função das travessas consiste em transmitir as cargas dos veículos à camada de balastro, assim, quando uma travessa se encontra flutuante, para além de não conseguir desempenhar adequadamente a sua função (Figura 2.26 (a)), induz uma irregularidade importante que origina maiores esforços nas travessas vizinhas (Lundqvist and Dahlberg, 2005; Nielsen and Igeland, 1995). Quando a via é carregada dinamicamente, as travessas vizinhas transmitem à via forças muito superiores às normalmente aplicadas, conforme demonstram os resultados apresentados na Figura 2.26 (b), onde se observa a variação das forças de interação travessa-balastro numa travessa adjacente a uma travessa flutuante.

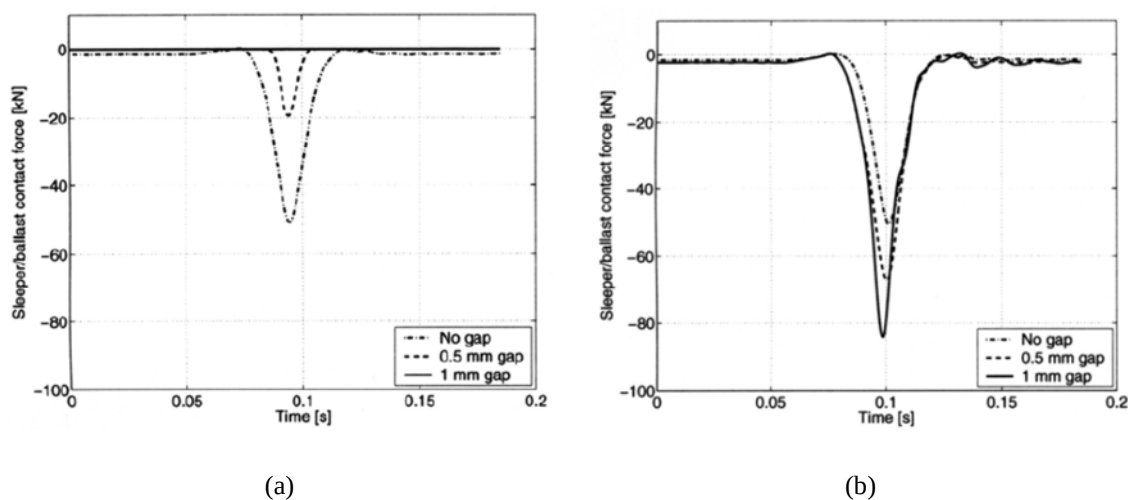


Figura 2.26 – Forças de contacto travessa-balastro (a) sob uma travessa flutuante e (b) sob uma travessa adjacente, para vazios de 0,5 mm e 1 mm (Lundqvist and Dahlberg, 2005)

Assim, o aparecimento de vazios entre as travessas e a camada de balastro, sendo consequência dos assentamentos da via, é também responsável pelo aumento destes assentamentos uma vez que propicia o aumento das forças dinâmicas. Numa via onde as travessas estão perfeitamente apoiadas o carregamento do balastro pode considerar-se cíclico. No entanto, na presença de travessas flutuantes, existe um novo cenário de carregamento da camada de balastro, com aplicação de forças de características singulares: forças reduzidas nas travessas flutuantes e elevadas nas travessas vizinhas.

Estudos efetuados por Baessler e Ruecker (2003) comprovaram que quando a camada de balastro é submetida a impactos a sua degradação é muito mais acelerada do que quando é submetido apenas a carregamento cíclico. Apresenta-se na Figura 2.27 o resultado de um estudo de laboratório realizado pelos autores no qual se solicitou a camada de balastro apenas com carregamento cíclico (cargas entre 10 e 240 kN e frequência de 1.5 Hz) ou com este carregamento cíclico alternado com a aplicação de cargas de impacto de cerca de 80 kN.

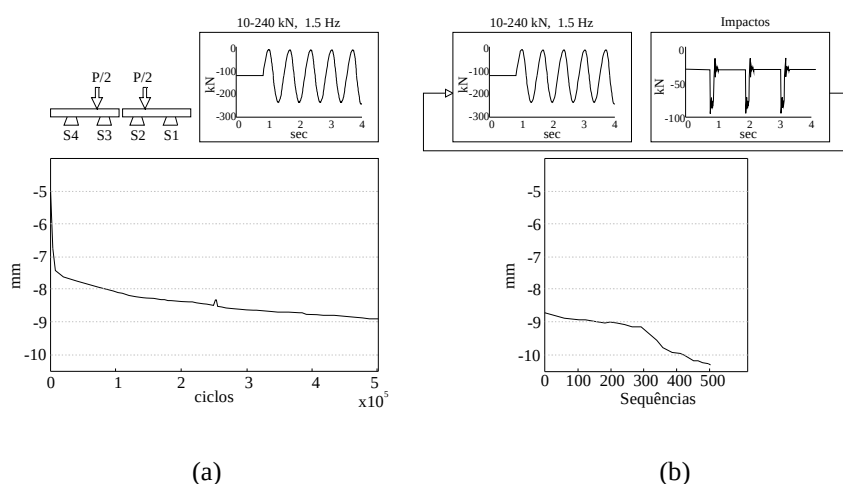


Figura 2.27 – Assentamentos sob a travessa S3 devido a: (a) carregamento cíclico e (b) carregamento cíclico alternado com cargas de impacto (Baessler and Ruecker, 2003)

A análise destes resultados permite concluir que a curva de assentamento da camada apresentada à esquerda, obtida para aplicação de carregamento cíclico, poderá ser aproximada por uma função logarítmica, enquanto que a curva da direita apresenta um comportamento mais difícil de prever e valores de deslocamento mais elevados.

É interessante observar que as cargas de impacto aplicadas apresentam magnitude muito inferior às cargas aplicadas ciclicamente, e ainda assim induzem um efeito de degradação da camada de balastro consideravelmente superior.

Ishida et al. (1999) referem que o aparecimento de travessas flutuantes tem grande influência na degradação dos restantes constituintes da via, nomeadamente do carril, uma vez que propiciam o aumento das tensões de flexão, colocando em causa as soldaduras, que podem romper precocemente por fadiga.

2.2.5. Limites regulamentares

Não existe atualmente regulamentação específica para o dimensionamento das zonas de transição, como consequência, quando há necessidade de adotar limites de referência é usual recorrer a regulamentação de distintas áreas: geotecnia, pontes ou via.

Os limites definidos no documento EN1990-Anexo2 (CEN, 2005), relativamente ao conforto dos passageiros, podem ser aplicados para verificar o desempenho das zonas de transição. Segundo este documento, são estipulados níveis de conforto dos passageiros com base na avaliação das acelerações no interior das carruagens, quando esta se desloca na zona de aproximação à ponte, sobre a ponte e na saída desta. No Quadro 2.3 apresentam-se valores limite da aceleração para diferentes níveis de conforto.

Quadro 2.3 – Valores limites da aceleração no interior de uma carruagem em função do nível de conforto (adaptado de CEN (2005))

Nível de conforto	Aceleração vertical (m/s^2)
Muito bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Ainda no contexto da verificação das acelerações ao nível do veículo, López Pita (2006) indica, para além dos limites de acelerações na caixa dos veículos, limites para as acelerações verticais dos eixos dos veículos que se resumem no Quadro 2.4. Estes limites foram estabelecidos para a linha de alta velocidade Madrid-Sevilha com base na experiência da SNCF (*Société Nationale des Chemins de fer Français*).

Quadro 2.4 – Limites para a aceleração vertical do eixo do veículo (adaptado de López Pita (2006))

Aceleração vertical no eixo (m/s^2)	Recomendação
$a < 30$	Controlo normal
$30 < a \leq 50$	Controlo cuidado
$50 < a \leq 70$	Programar correção
$a > 70$	Correção imediata

Face ao aparecimento de assentamentos diferenciais, o conhecimento de limites relativamente ao alinhamento vertical da via pode ser também interessante. Neste contexto, pode recorrer-se ao documento UIC-518OR (UIC, 2005) onde são especificados limites admissíveis de alinhamento vertical da via para o teste dos veículos, através da definição de três níveis de qualidade QN1, QN2 e QN3. Apresentam-se no Quadro 2.5 os valores dos defeitos máximos isolados no alinhamento vertical a respeitar, em função da velocidade de circulação, considerando comprimentos de onda entre 3 m e 25 m.

Quadro 2.5 - Definição de defeitos máximos isolados no alinhamento vertical da via para diferentes níveis de qualidade, em função da velocidade de circulação (adaptado de UIC (2005))

Velocidade de circulação (km/h)	QN1 (mm)	QN2 (mm)
$V \leq 80$	12,0	16,0
$80 < V \leq 120$	8,0	12,0
$120 < V \leq 160$	6,0	10,0
$160 < V \leq 200$	5,0	9,0
$200 < V \leq 300$	4,0	8,0

O defeito QN1 refere-se a valores que necessitam algum cuidado e se integram em ações de manutenção regular, QN2 refere-se a valores que requerem manutenção a curto prazo e QN3 refere-se a valores que, quando excedidos, implicam a interrupção desse trecho de linha, sendo QN3 igual a $1,3 \times \text{QN2}$.

2.3. SOLUÇÕES PARA AS ZONAS DE TRANSIÇÃO

Conforme evidenciado anteriormente a gênese dos problemas característicos das zonas de transição está associada às variações de rigidez da via. É assim necessário procurar soluções que visem atenuar as variações de rigidez, promovendo o adequado funcionamento da via. A construção das zonas de transição baseia-se neste princípio e é normalmente efetuada através de blocos técnicos. A incorporação de lajes de transição é atualmente menos adotada, principalmente em vias de alta velocidade.

As soluções construtivas correntes são muitas vezes complementadas com outras soluções mais simples que ajudam a uniformizar, tanto quanto possível, a rigidez vertical da via, destacam-se por exemplo, a incorporação de elementos resilientes, de geossintéticos ou de camadas de material betuminoso. Uma análise detalhada de diversas soluções presentes na bibliografia pode ser encontrada no relatório apresentado por Read e Li (2006).

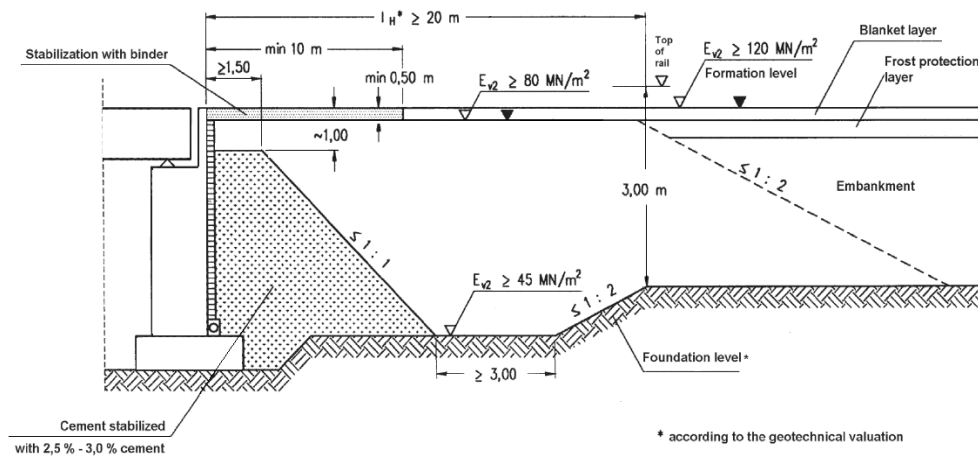
2.3.1. Soluções correntes

2.3.1.1. Blocos técnicos

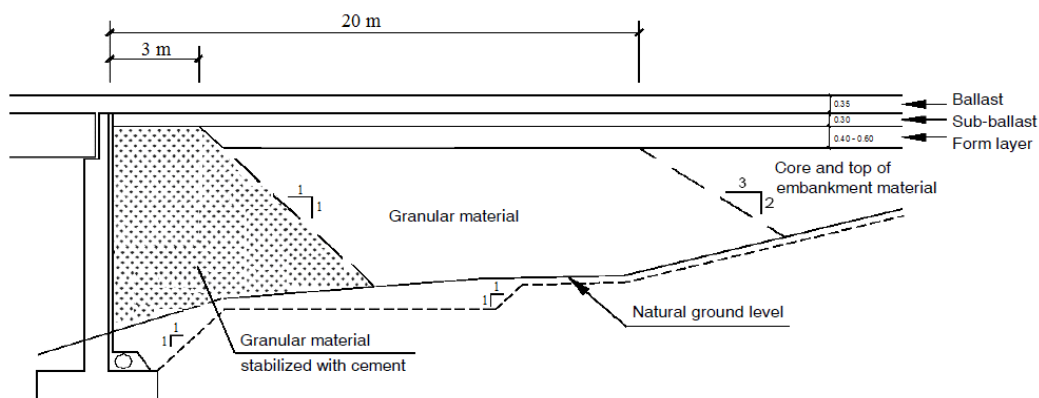
A construção de blocos técnicos junto a pontes, túneis ou atravessamentos inferiores é uma das soluções construtivas mais comuns, uma vez que, além de proporcionar uma variação de rigidez gradual entre a estrutura e o aterro, resolve um dos principais problemas das zonas de transição, a adequada compactação na proximidade da estrutura.

Os blocos técnicos são em geral constituídos por duas partes, uma cunha de material granular tratado com cimento e uma outra cunha do mesmo material não tratado. O material tratado é colocado entre o encontro da ponte e a cunha de material não tratado. Para além do reforço introduzido no material do bloco técnico, é também usual efetuar o reforço das camadas da via na zona de transição. Em algumas soluções prevê-se o tratamento do material de sub-balastro e da camada de forma com cimento ou a incorporação de uma camada adicional reforçada.

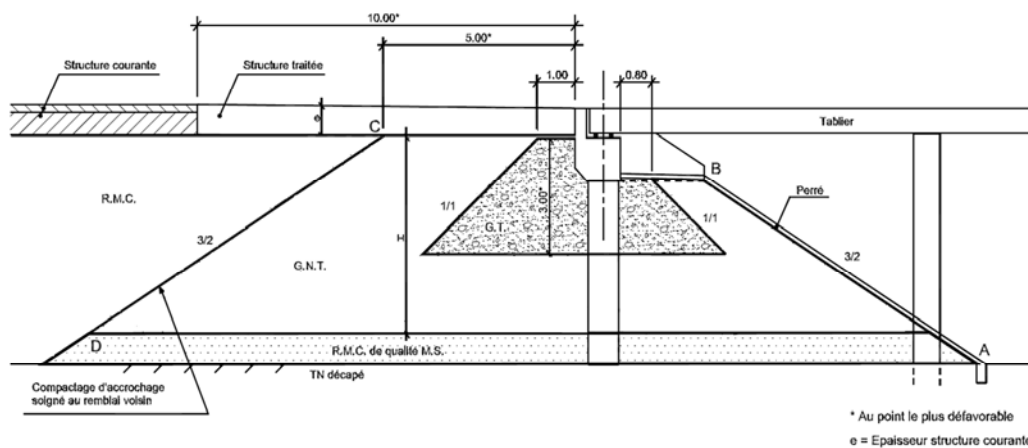
Apresenta-se na Figura 2.28 algumas soluções de bloco técnico utilizadas em zonas de transição aterro-ponte em linhas de alta velocidade europeias: (a) Alemanha (DB), (b) Espanha (ADIF), (c) França (SNCF) e (d) Itália (FS).



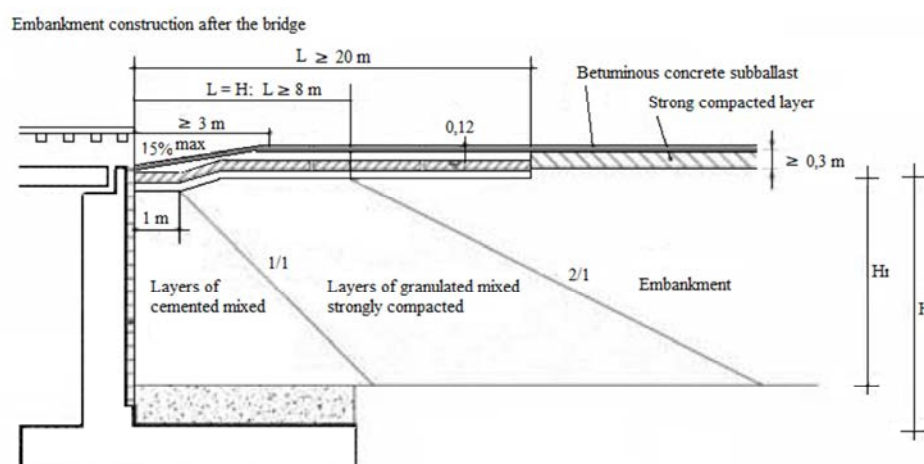
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.28 – Soluções de transição aterro-ponte em linhas de alta velocidade Europeias: (a) Alemanha, (b) Espanha, (c) França e (d) Itália (adaptado de UIC (2008))

A solução proposta pela DB na Alemanha, para vias onde se circule a velocidade superior ou igual a 250 km/h, encontra-se esquematizada na Figura 2.28 (a). Nesta solução o topo da cunha de material tratado encontra-se a cerca de 1 m da base da camada de balastro e tem 1,5 m de largura. A inclinação da cunha de material tratado, à semelhança do que acontece nas restantes soluções, é de 1:1. Como requisito é imposto o tratamento do solo com 2,5 a 3% de cimento, sendo ainda exigida uma compactação que garanta densidade superior ou igual a 0,98 no ensaio Proctor. Entre a cunha de material tratado e a estrutura de betão são incorporados dispositivos de drenagem vertical. A cunha do bloco técnico correspondente ao material não tratado tem inclinação de 2:1 (H:V) e estende-se desde a cunha de material tratado até a uma distância à estrutura, superior ou igual a 20 m. O topo desta cunha coincide com a base da camada de forma. Relativamente à sua compactação é exigida densidade igual ou superior a 1,0 no ensaio Proctor, estabelecendo-se ainda que no topo do bloco técnico deverá verificar-se um módulo de deformabilidade, obtido no segundo ciclo de ensaio com carga em placa, igual ou superior a 80 MPa. A camada de forma tem uma espessura mínima de 0,5 m e encontra-se tratada com ligantes hidráulicos, junto à estrutura de betão, numa extensão de 10 m. No topo da camada de forma é exigido um módulo de deformabilidade, obtido no segundo ciclo de ensaio com carga em placa, igual ou superior a 120 MPa. Nesta solução a altura do bloco técnico não é especificada diretamente sendo estabelecido apenas que, a base onde este assenta deverá ter características de deformabilidade correspondentes a um módulo no segundo ciclo do ensaio de carga em placa igual ou superior a 45 MPa.

A solução proposta pela entidade Administradora de Infraestruturas Ferroviárias (ADIF) em Espanha, que se apresenta esquematizada na Figura 2.28 (b), tem grande influência da solução

Alemã. A cunha de material tratado tem também uma inclinação de 1:1 mas o topo desta cunha coincide com a base da camada de sub-balastro e tem uma largura de 3 m. A geometria da cunha de material não tratado é em tudo idêntica à definida na solução Alemã com a exceção da inclinação que é, neste caso, de 3:2 (H:V). A altura dos blocos técnicos e aterros deverá também neste caso ser definida de acordo com as características dos solos de fundação. Na presença de terrenos de fundação inadequados, estes devem ser completamente removidos e a base da cunha convenientemente tratada.

Na Figura 2.28 (c) apresenta-se a solução de construção proposta em França para uma transição aterro-ponte, na situação em que a altura do bloco técnico é superior a 10 m e o encontro da ponte é aberto. A solução a adotar quando o encontro é fechado, ou nos casos de um atravessamento inferior é idêntica. Ao contrário do que se verifica nas soluções anteriores, na solução francesa, independentemente da altura do bloco técnico da zona de transição, a cunha de material tratado terá sempre 3 m de altura. Esta cunha tem uma largura de cerca de 1 m, no topo, e uma inclinação de 1:1 sendo o tratamento efetuado com 3 % de cimento. A cunha de material não tratado tem altura igual à altura definida para o bloco técnico, apresentando uma largura no topo, junto à base da camada de forma, de 5 m e uma inclinação de 3:2. Nos casos em que a altura do encontro é superior a 3 m o material não tratado deverá ser também colocado sob a cunha de material tratado. Como condição de receção é imposto que, sobre o bloco técnico, se deve obter um módulo de deformabilidade superior a 150 MPa. Prevê-se ainda o tratamento das camadas da via, sub-balastro e camada de forma, com 3 % de cimento numa zona, com extensão de 10 m, adjacente ao encontro da ponte. Analogamente ao que acontece nas soluções anteriores, a altura do bloco técnico não é estipulada diretamente, estando a sua definição totalmente dependente das condições do solo de fundação no local. Nos casos em que esta altura é superior a 10 m, deverá construir-se uma camada na fundação de material selecionado e convenientemente compactado.

Na Figura 2.28 (d) apresenta-se a solução adotada nas linhas de alta velocidade em Itália pela FS. À semelhança do que acontece na solução francesa, a altura da cunha de material tratado do bloco técnico é igual a 3 m, sempre que a altura do encontro é superior a 4 m. Nos casos em que a altura do encontro é igual ou inferior a 4 m, a altura da cunha de material tratado coincide com a altura do encontro. A geometria desta cunha é em tudo idêntica à apresentada na solução francesa. A altura da cunha de material não tratado é igual à altura da cunha de material tratado e apresenta inclinação de 2:1, como na solução Alemã. A largura do topo do bloco técnico é igual à altura do encontro, mas sempre superior ou igual a 8 m, sendo requerida uma densidade Proctor na compactação de, pelo menos, 0,98. É ainda estipulado o tratamento das camadas da via, prevendo-se a colocação de um reforço adicional sob a camada de sub-balastro numa zona, com extensão igual ou superior a 20 m, adjacente à estrutura de betão. Este reforço consiste em

camadas, com cerca de 20 cm, de solo reforçado com cimento e de solo bem compactado (densidade Proctor igual ou superior a 0,98), colocadas alternadamente.

2.3.1.2. Lajes de transição

A incorporação de lajes de transição constitui uma solução para zonas de transição aterro-ponte, ou aterro-túnel. Originalmente usada na engenharia rodoviária esta solução tem sido também empregue em zonas de transição ferroviárias. No entanto, e segundo explicitado no relatório do ERRI (1999) as lajes de transição não constituem em geral a preferência das entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias europeias com a exceção dos países Escandinavos, do Reino Unido, da Holanda e da Suíça.

As lajes de transição são estruturas de betão armado enterradas nas zonas de transição que têm normalmente comprimento entre 3 e 8 m e espessura entre 20 e 30 cm. No caso de aplicação desta solução a uma zona de transição aterro-ponte uma extremidade da laje apoia sobre o encontro da ponte e a outra diretamente sobre o aterro, sobre pilares ou até sobre uma fundação própria construída para o efeito. As principais funções desta estrutura consistem em eliminar o espaço que se pode desenvolver entre a estrutura e o aterro, evitar a degradação da camada de balastro, acomodar os assentamentos diferenciais que se desenvolvem entre a estrutura e o aterro e contribuir para uma adequada drenagem das águas evitando que estas se infiltrem no aterro (ERRI, 1999).

Sharpe et al. (2002) propõem algumas indicações para o dimensionamento de uma solução de laje de transição através da avaliação das tendências de assentamento de uma transição aterro-ponte no Reino Unido. Nesta transição, o carril apoia em via balastrada na zona de aterro, enquanto que sobre a ponte é instalado diretamente sobre a estrutura de betão, verificando-se grandes diferenças de rigidez e de deformação da via.

A solução proposta pelos autores consiste na instalação de uma laje de transição apoiada no encontro e com inclinação descendente desde a ponte, de forma a reduzir gradualmente a sua influência na rigidez global da via, conforme representado na Figura 2.29.

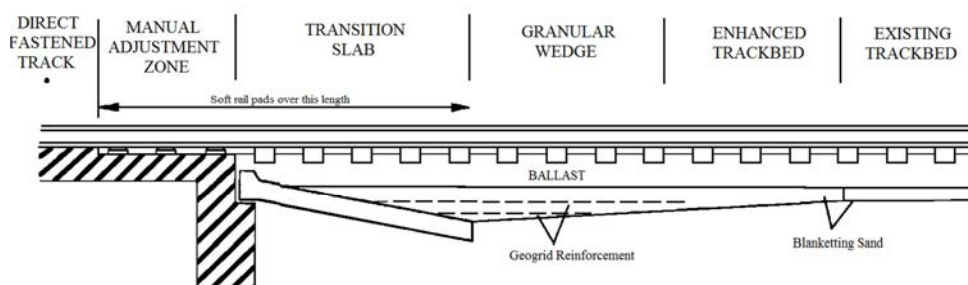


Figura 2.29 – Representação esquemática de uma solução de laje de transição (adaptado de Sharpe et al.(2002))

Conforme se pode verificar, a laje assenta sobre material selecionado preferencialmente material arenoso ou cascalhos bem graduados. Para evitar a formação de vazios sob a laje, especial atenção deve ser tida com os apoios e com a drenagem. Sobre a laje de transição e entre esta e a zona de aterro deve construir-se uma cunha de material granular, reforçada com geogrelhas junto ao apoio da laje no aterro, de forma a reduzir o efeito da descontinuidade nesta zona. Propõem ainda que sobre a laje de transição e o encontro da ponte se devem instalar palmilhas flexíveis nos carris. Os autores sublinham que é necessário assegurar que os efeitos da variação de temperatura não introduzem esforços adicionais na laje.

A adequada compactação do aterro antes da instalação da laje de transição é muito importante para evitar assentamentos sob a laje e consequente criação de vazios que comprometem o correto funcionamento desta solução. Estudos desenvolvidos por Cai et al. (2005) salientam a influência do assentamento do aterro sob a laje no comportamento estrutural desta, evidenciando a necessidade de considerar a interação laje-solo no dimensionamento da laje. No esquema da Figura 2.30 apresenta-se a evolução da posição da laje de transição devido ao assentamento do solo de fundação.

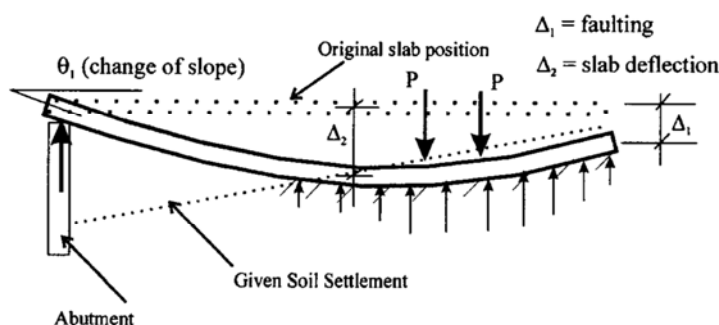


Figura 2.30 – Representação esquemática da interação da laje de transição com o aterro (Cai et al., 2005)

Recorrendo a um modelo de elementos finitos, onde a interação laje-solo é considerada, desenvolveram um extenso estudo paramétrico que, através da variação da espessura e comprimento da laje, permitiu estabelecer relações entre a resposta estrutural da laje, o assentamento do solo e alguns coeficientes adotados para o efeito.

2.3.2. Soluções complementares

Soluções como a incorporação de camadas de material betuminoso, de geotêxteis ou melhoramento da fundação através da injeção de caldas de cimento pretendem reforçar a zona mais flexível da via induzindo uma variação de rigidez gradual na zona de transição. A incorporação de elementos resilientes como palmilhas sob os carris ou travessas e mantas sob a camada de balastro, são exemplos de soluções para flexibilizar as zonas mais rígidas da via.

Os métodos de reforço das zonas mais flexíveis da via demonstram ser adequados para controlar a variação de rigidez quando esta é relativamente baixa. Quando esta é elevada as medidas são menos eficazes, sendo necessário incorporar elementos resilientes nas zonas rígidas para obter os efeitos desejados (Read and Li, 2006).

2.3.2.1. Reforço com geossintéticos

Os geossintéticos são atualmente muito usados na engenharia geotécnica, particularmente no reforço das camadas de solo, onde a aplicação de geogrelhas tem demonstrado grande eficiência, uma vez que os vazios da geogrelha proporcionam maior confinamento do material granular, além disso permitem a livre drenagem das águas na camada de solo.

Normalmente aplicada na reabilitação de vias com problemas, esta técnica é também usada na construção de novas vias, nomeadamente em zonas de transição. A título de exemplo, apresenta-se uma solução proposta na regulamentação da República Checa para a construção de uma zona de transição aterro-ponte com recurso a geossintéticos (ERRI, 1999).

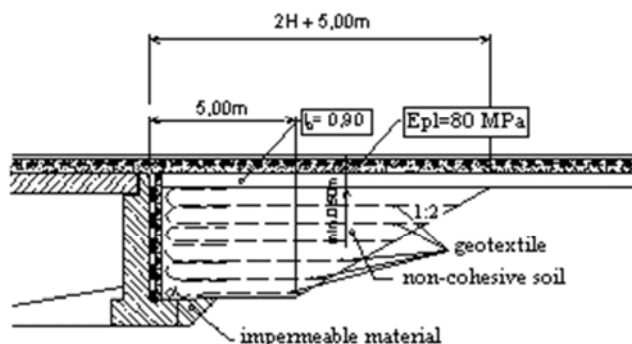


Figura 2.31 – Conceção de uma zona de transição aterro-ponte recorrendo a geossintéticos (ERRI, 1999)

Estudos de carregamento cíclico de várias amostras de solo revelaram que os solos reforçados com geossintéticos apresentam maior resistência, e consequentemente menor suscetibilidade ao desenvolvimento de deformação ao longo do tempo, do que os solos não reforçados.

Shin et al. (2002) estudaram o assentamento a longo prazo de várias soluções de reforço com geogrelhas propostas para a linha de alta velocidade de ligação entre Seoul e Pusan na Coreia do Sul. Os autores concluem que a diminuição do assentamento permanente do solo proporcionado pela incorporação de geossintéticos se deve ao aumento da rigidez e ao facto de a distribuição das tensões se efetuar de forma mais eficaz. Conclusões semelhantes foram retiradas num estudo desenvolvido por Montanelli e Recalcati (2003) onde o reforço da via foi efetuado por incorporação de uma geogrelha sob a camada de balastro e outra sob a camada de sub-balastro.

Brown et al. (2007) evidenciam que a seleção da geogrelha deverá ser efetuada em função do tipo de material que se pretende reforçar de forma a permitir o funcionamento ótimo do conjunto. Fatores como a geometria da grelha, a rigidez, a secção da nervura e a resistência da junta influenciam a eficácia do reforço concedido pela geogrelha, conforme demonstra o estudo de reforço de uma camada de balastro apresentado na Figura 2.32. Neste estudo os autores pretendiam compreender a interação geogrelha-agregado e melhorar a eficácia do reforço da camada de balastro.

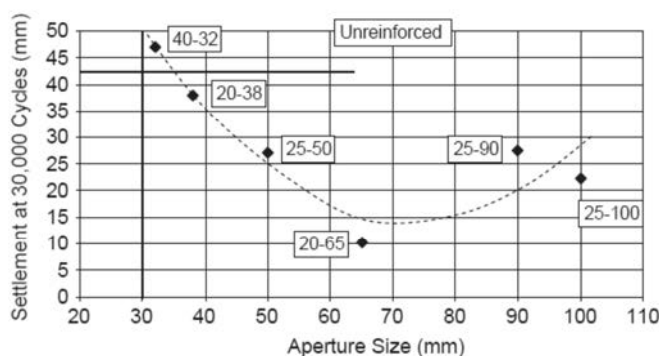


Figura 2.32 – Influência da abertura da geogrelha no assentamento da camada de balastro (Brown et al., 2007)

Verifica-se que para o material de balastro ensaiado pelos autores a geogrelha que apresenta uma resistência à tração de 20 kN/m e uma abertura de 65 mm (20-65) parece ser a que demonstra melhor desempenho. Na figura está também assinalado o deslocamento obtido quando nenhum reforço é aplicado, sendo que, a incorporação da geogrelha 40-32 é a única que não contribui para o reforço pretendido. Curiosamente, este era o reforço sugerido pela entidade gestora das infraestruturas ferroviárias do Reino Unido até à data deste estudo.

2.3.2.2. Aplicação de material betuminoso

O reforço da via em aterro através da incorporação de uma camada de material betuminoso, vulgarmente designado na bibliografia por HMA (*Hot Mixed Asphalt*), é uma prática corrente nos Estados Unidos. No entanto, também na Europa esta técnica de reforço tem suscitado interesse, nomeadamente em França onde, ao abrigo de um projeto financiado pela RFF (*Réseau Ferré de France*), a SNCF analisou a aplicabilidade desta técnica através da construção e monitorização de um troço experimental de 3 km (Gautier, 2006).

A camada de HMA é normalmente aplicada sob a camada de balastro em substituição da camada de sub-balastro conforme explicitado em alguns trabalhos (Li and Davis, 2005; Schooleman, 1996). Existe também a possibilidade de substituir as camadas de balastro e sub-balastro por uma camada de HMA, todavia, esta solução apresenta a grande desvantagem de

não permitir o decurso das operações de manutenção convencionais da via. Na instalação da camada de reforço de HMA é fundamental garantir que esta fica completamente protegida da oxidação e das variações de temperatura que afetam as propriedades do material (Selig and Waters, 1994). Apresenta-se na Figura 2.33 uma representação esquemática da aplicação deste reforço em duas soluções construtivas, a solução japonesa e a italiana (Teixeira, 2006), e também, para comparação, a solução construtiva convencional em linhas de alta velocidade.

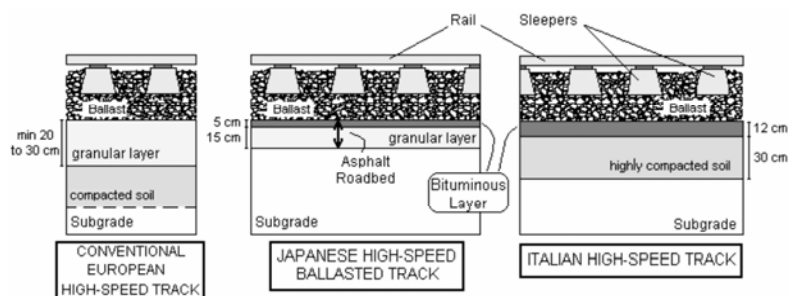


Figura 2.33 – Representação esquemática da incorporação de uma camada de HMA sob a camada de balastro em linhas de alta velocidade (Teixeira, 2006)

A incorporação desta camada permite reduzir a concentração de tensões nas camadas da via, permitindo um melhor controlo da geometria da via e da compactação ao mesmo tempo que evitam a migração de partículas finas provenientes das subcamadas da via que contaminam a camada de balastro (Selig and Waters, 1994).

As dimensões normalmente adotadas para a camada de HMA dependem do nível de tráfego da via e da rigidez das camadas de fundação. O dimensionamento efetuado na América do Norte aponta para uma camada de 10 a 20 cm com uma altura da camada de balastro de 12,5 a 25 cm desde a base da travessa até ao topo da camada de reforço. A camada de HMA deverá ser instalada sobre uma camada drenante constituída por material granular ou geossintéticos.

A aplicação de HMA nas zonas de transição aterro-ponte é também uma solução referida por alguns autores (FRA, 2001; Schooleman, 1996). Apresenta-se na Figura 2.34 a representação esquemática de uma solução proposta para este efeito num relatório emitido pela FRA (2001), conforme se pode observar a espessura da camada de HMA é maior junto ao encontro da ponte numa extensão de 30,5 m reduzindo-se depois para metade nos 30,5 m seguintes. As espessuras sugeridas para a camada de reforço nesta solução de transição variam entre os valores máximos e mínimos que são vulgarmente adotados para o reforço da via.

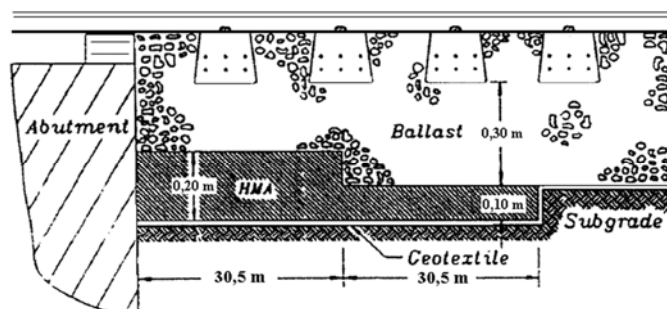


Figura 2.34 - Aplicação de HMA numa zona de transição aterro-ponte (adaptado de FRA (2001))

Apesar de referida em vários trabalhos o recurso a camadas de reforço de HMA para a construção das zonas de transição aterro-ponte não constitui uma solução tão recorrente como as que foram apresentadas anteriormente, sendo mais utilizada num contexto de reforço de estruturas existentes que apresentam problemas.

2.3.2.3. Incorporação de elementos resilientes

A incorporação de elementos resilientes influencia a rigidez global da via, sendo a variação das suas características uma ferramenta extremamente útil no controlo da variação de rigidez da via: palmilhas de borracha sob os carris, sob as travessas ou mantas elásticas sob a camada de balastro são alguns dos elementos mais frequentemente utilizados.

A utilização de palmilhas sob os carris, na construção da via férrea, generalizou-se no final da Segunda Guerra Mundial. Estes elementos, ao flexibilizarem o contacto entre o carril e a travessa, permitem atenuar as cargas de impacto evitando a degradação acelerada das travessas. Segundo Kerr and Bathurst (2000), o seu dimensionamento deve ser efetuado de forma a que a rigidez global da via na ponte coincida com a rigidez existente nas zonas adjacentes, mais flexíveis. A instalação de palmilhas sob os carris constitui um método de intervenção simples, pouco intrusivo e económico de controlar as variações bruscas de rigidez, tendo ainda a vantagem de poder ser facilmente aplicado após a construção da via.

Num trabalho desenvolvido por López Pita e Teixeira (2003) é referido que a incorporação de palmilhas flexíveis na via permite, não só reduzir o valor absoluto da rigidez vertical da via, como atenuar as variações de rigidez existentes nas zonas de transição. Estas conclusões foram retiradas com base em estudos pseudo-estáticos num modelo de elementos finitos, cujos resultados se apresentam no Quadro 2.6. É possível verificar o efeito da incorporação de palmilhas mais flexíveis na redução das diferenças de rigidez global da via sob travessas consecutivas.

Quadro 2.6 – Efeito da rigidez vertical das palmilhas (K_{Palmilha}) na rigidez global da via numa transição aterro-ponte (adaptado de López Pita e Teixeira (2003))

K_{Palmilha} (kN/mm)	K_{Ponte} (kN/mm)	K_{Aterro} (kN/mm)	$K_{\text{Ponte}} / K_{\text{Aterro}}$
500	252	196	1,29
100	145	130	1,12
60	111	103	1,08

Conforme se pode verificar, a incorporação de palmilhas mais flexíveis tende a reduzir a rigidez global da via, sendo esta redução tão mais significativa quanto maior a rigidez dos restantes componentes da via. Os autores referem ainda os resultados de medições efetuadas pela entidade gestora das infraestruturas ferroviárias Alemãs, que comprovam o efeito benéfico da utilização de palmilhas mais flexíveis na redução das vibrações ao nível da camada de balastro para tráfego ferroviário de alta velocidade.

A incorporação de palmilhas sob as travessas constitui também uma técnica de redução da rigidez global da via. Sendo uma prática relativamente recente na Europa, tem demonstrado resultados benéficos no controlo dos efeitos dinâmicos nas zonas de transição. Neste contexto, Larsson e Dahlberg (2006) analisaram numericamente o efeito da incorporação de palmilhas sob travessas na redução das forças de interação roda-carril numa zona de transição. No âmbito deste trabalho os autores efetuaram um estudo de otimização para determinar as características de rigidez a atribuir às palmilhas de cinco travessas ao longo da zona de transição de forma a reduzir a amplificação das forças registada sem a incorporação de palmilhas. Apresenta-se na Figura 2.35 (a) a variação das características de rigidez destes elementos ao longo da transição resultante do processo de otimização e na Figura 2.35 (b) a variação da força de interação obtida com e sem a incorporação das palmilhas.

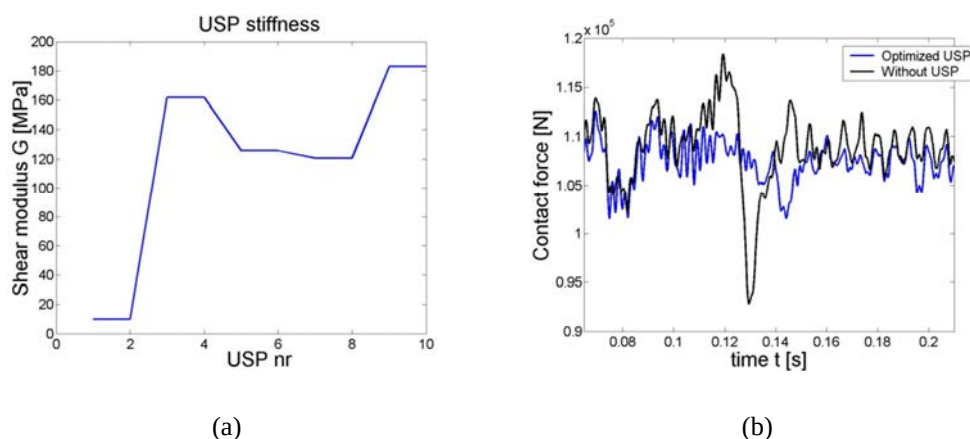


Figura 2.35 – Incorporação de palmilhas sob travessas numa zona de transição. (a) Variação ótima das características das palmilhas ao longo da transição e (b) Efeito das palmilhas na variação das forças dinâmicas de interação roda-carril (Lundqvist et al., 2006)

A utilização destas palmilhas sob as travessas permite não só atenuar os efeitos dinâmicos como reduzir a degradação da camada de balastro, existindo contudo ainda pouca informação sobre o seu comportamento a longo prazo (Read and Li, 2006).

2.3.2.4. Intervenção ao nível das travessas

A alteração da dimensão das travessas e do material que as constitui são também formas usadas para controlar a rigidez global da via nas zonas de transição. Num trabalho de investigação desenvolvido por Namura e Suzuki (2007) foi testado o desempenho de quatro tipos de travessas: a travessa vulgarmente utilizada (3H), uma travessa com características resilientes (3HE) e duas travessas de maior dimensão (CP e EJ) que diferem entre si essencialmente em termos de massa, conforme se pode verificar pela análise do Quadro 2.7.

Quadro 2.7 - Características das travessas consideradas no estudo (adaptado de Namura e Suzuki (2007))

Travessa	Massa (kg)	Área da base (m ²)
3H	159,5	0,352
CP	172,0	0,396
EJ	207,0	0,398
3HE	146,5	0,321

Com base numa lei de degradação da camada de balastro foi analisada a influência da incorporação dos diferentes tipos de travessa no assentamento desta camada ao longo do tempo, numa zona de transição entre via balastrada e via em laje. Apresenta-se na Figura 2.36 a razão de crescimento do assentamento da camada de balastro para as várias travessas estudadas, normalizada em relação aos resultados obtidos com a travessa 3H.

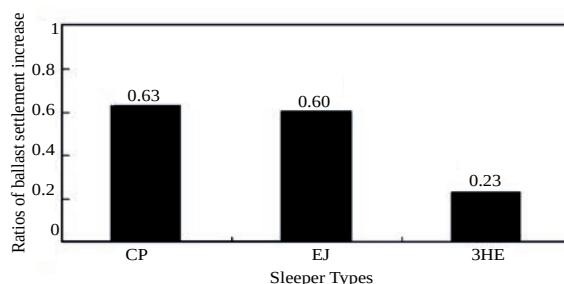


Figura 2.36 – Razão do aumento do assentamento da camada de balastro (normalizado relativamente à travessa tipo 3H) (Namura and Suzuki, 2007)

Os resultados permitem concluir que se consegue um assentamento da camada de balastro de cerca de 60% do obtido com as travessas vulgarmente aplicadas (3H), quando se recorre às travessas de maior dimensão (CP e EJ) e de 23 %, com a incorporação de travessas com características resilientes (3HE).

O aumento da dimensão das travessas permite aumentar a área de contacto com a camada de balastro, distribuindo a força aplicada por uma maior superfície, evitando a concentração de tensões e o consequente aumento dos assentamentos. A variação do espaçamento entre travessas é uma outra forma usada com o intuito de aumentar a rigidez da via na zona de transição.

2.3.2.5. Aumento da rigidez à flexão da via

O aumento da rigidez à flexão da via numa zona de transição é também uma solução aplicada por algumas entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias, como meio de controlar o comportamento destas zonas. A incorporação de carris adicionais constitui uma forma relativamente fácil de conseguir este aumento de rigidez à flexão da via. Esta solução foi adotada pela DB (na Alemanha) numa zona de transição aterro-túnel, no Mülbergtunnel (Schooleman, 1996). Conforme esquematizado na Figura 2.37 foram incorporados quatro carris adicionais, dois colocados no interior dos carris existentes e dois colocados exteriormente.



Figura 2.37 – Reforço da zona de transição por incorporação de carris adicionais (Schooleman, 1996)

Esta medida revela-se eficaz uma vez que o aumento de rigidez à flexão obtido permite uniformizar os deslocamentos verticais da via na zona de aproximação ao túnel.

2.3.2.6. Injeção de caldas de cimento

Esta solução consiste no reforço da plataforma da via através da injeção de caldas de cimento a alta pressão que se misturam com o solo destruindo a sua estrutura inicial e melhorando as suas propriedades mecânicas. Esta solução é normalmente aplicada como medida corretiva no caso de aparecimento de deformações significativas nas zonas de transição.

Para a aplicação desta técnica é necessário efetuar o reconhecimento das características dos solos no local onde se pretende efetuar o reforço de forma a planejar adequadamente a intervenção. Por exemplo, no trabalho de reforço de uma zona de transição na linha Fu-Xia, na província de Fujian na China, desenvolvido por Lin e Wong (1999), a realização de ensaios preliminares de amostras de solo condicionou determinantemente o reforço a aplicar. Em virtude de o solo apresentar elevado teor em água, a injeção de cimento em pó no solo revelou ser mais adequado do que a injeção de calda de cimento.

A definição do local e dimensão dos furos para aplicação de reforço, bem como da pressão de injeção a aplicar, são aspetos fundamentais para obter a resistência e deformabilidade pretendidas. É ainda importante controlar as deformações na zona de intervenção, sendo fundamental a monitorização de deslocamentos antes, durante e após a injeção.

Integrado no projeto Europeu SUPERTRACK (2005b) foi efetuado o reforço do aterro sul do viaduto sobre o rio Ebro na linha Valência-Barcelona. Durante o processo de injeção foram detetados vazios sob a laje de transição que justificaram o assentamento da via no local e a necessidade de intervenção frequente, com reposição da camada de balastro. Um aspeto interessante a salientar é que todo o trabalho de injeção decorreu com a via em operação.

2.4. MONITORIZAÇÃO DE ZONAS DE TRANSIÇÃO

A monitorização pode ser uma ferramenta de extrema utilidade especialmente em zonas de transição onde o funcionamento é ainda um aspeto que suscita muitas dúvidas. Neste contexto, e face ao referido por diversos autores em resultado de estudos de prospeção e/ou de simulação numérica, a monitorização a longo prazo assume especial interesse. No entanto, pouco trabalho tem sido desenvolvido nesta área sendo por isso um campo ainda pouco explorado.

De entre as formas mais comuns de monitorização das zonas de transição, destaca-se a medição da variação de rigidez vertical ao longo da via, referidas anteriormente neste capítulo (FRA, 2007; Li and Davis, 2005; Li and Berggren, 2010). Estes estudos são muito úteis na medida em que permitem averiguar a magnitude da variação de rigidez em determinadas zonas da via identificando locais onde pode ter interesse proceder a uma monitorização mais localizada.

As técnicas e procedimentos usados na monitorização das zonas de transição são em geral as usadas na monitorização da plena via. De entre essas técnicas, destacam-se as que têm maior interesse:

- Determinação de deslocamentos dinâmicos na via para a passagem de tráfego ferroviário;

- Instalação de acelerómetros ou geofones no carril e travessas;
- Determinação de cargas dinâmicas e reação sob as travessas através da instrumentação do carril com extensómetros conforme efetuado na plena via em dois projetos Europeus SUPERTRACK (2002-2005) e INNOTRACK (2006-2009);
- Determinação das tensões em profundidade, nas diferentes camadas da via, neste caso teria interesse analisar não só tensões verticais mas também a variação das tensões de confinamento;
- Monitorização dos veículos em movimento recorrendo a acelerómetros estrategicamente colocados.

Idealmente a adequada monitorização destas zonas deve ser efetuada em campo. A realização destes estudos em laboratório coloca sempre algumas dúvidas sobre as conclusões retiradas, uma vez que a reprodução das condições reais é complicada senão mesmo impossível. No entanto, uma alternativa interessante poderia ser a simulação recorrendo a modelos à escala reduzida ou numa caixa de ensaio semelhante à construída no Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) em Espanha.

A monitorização de zonas degradadas, onde já tenham sido identificados problemas de funcionamento graves, é extremamente complexa (Coelho, 2011) sendo nestes casos muito difícil encontrar correlações lógicas entre os problemas identificados e a presença da zona de transição. Assim, num estudo que vise a compreensão do comportamento destas zonas, a instrumentação deverá ser instalada durante a fase construtiva e deve ser tal que não coloque em causa o normal decurso das operações de manutenção.

De referir ainda que também para a calibração dos modelos numéricos, usados nas simulações do comportamento dinâmico a curto e longo prazo da via nas zonas de transição, a monitorização assume um papel determinante.

3. MODELAÇÃO DINÂMICA DA VIA FÉRREA BALASTRADA

3.1. INTRODUÇÃO

A via férrea balastrada constitui o sistema estrutural mais utilizado em todo o mundo e, apesar da evolução científica e tecnológica a que se tem assistido nos últimos anos, o conceito e princípios de funcionamento deste sistema mantêm-se. Face à sua relevância e ao facto de ter sido considerada em todos os estudos que se apresentam nesta tese, dedica-se neste capítulo alguma atenção à modelação da via férrea balastrada.

Depois de uma breve descrição sobre a constituição, o funcionamento estrutural e o comportamento dinâmico efetua-se a análise de diferentes modelos matemáticos correntemente usados na simulação do comportamento dinâmico da via férrea balastrada. Expõem-se as vantagens e limitações de modelos analíticos, semianalíticos e numéricos, sublinhando-se a sua aplicabilidade no estudo de diferentes problemáticas. Ainda no âmbito da modelação da via evidencia-se a aplicabilidade de diferentes modelos matemáticos na simulação específica do comportamento dinâmico das zonas de transição.

Face à importância da consideração do veículo no estudo do comportamento dinâmico da via, referem-se também alguns aspetos sobre a modelação do veículo e sobre a consideração da interação veículo-via.

No contexto da modelação da via férrea balastrada a simulação do comportamento a longo prazo é também um ponto importante, pelo que se expõem neste capítulo metodologias para considerar o assentamento permanente da via referindo-se com maior detalhe algumas leis que permitem traduzir o assentamento permanente do balastro e do sub-balastro. Sendo um aspeto relevante no estudo da via férrea balastrada, a modelação do comportamento a longo prazo assume especial interesse no contexto das zonas de transição da via.

3.2. A VIA FÉRREA BALASTRADA

Desde a sua génese que o princípio de construção da via férrea balastrada não sofreu grandes alterações, o que demonstra o seu bom desempenho a diferentes níveis. Para além de apresentar boas condições de funcionamento estrutural, de drenagem e de mitigação de ruído e vibrações, tem ainda a vantagem de ser uma solução de construção económica, que implica operações de manutenção e substituição de componentes relativamente simples (Esveld, 2001).

A via férrea balastrada encontra-se esquematicamente apresentada na Figura 3.1. É usual considerar na via duas partes fundamentais, a superestrutura que compreende os carris, as travessas, as palmilhas e os sistemas de fixação carril-travessa e a infraestrutura que consiste nas camadas de balastro, sub-balastro e maciço de fundação (Selig and Waters, 1994).

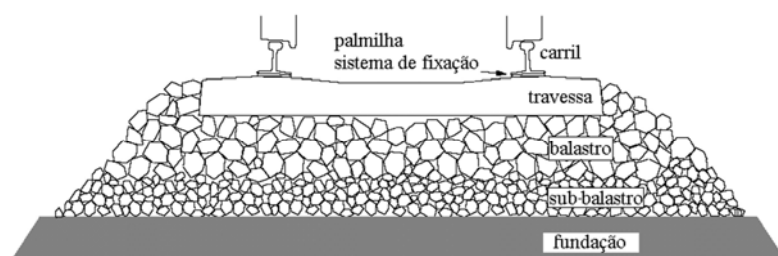


Figura 3.1 – Representação esquemática da via férrea balastrada (adaptado de Dahlberg (2006))

Convencionalmente esta é a estrutura fundamental da via balastrada. No entanto, quando a via é instalada sobre estruturas, pode existir uma configuração um pouco diferente. Por exemplo, sobre as pontes e túneis é usual não considerar a camada de sub-balastro, assentando a camada de balastro sobre a estrutura, no caso de atravessamentos inferiores, consoante a sua profundidade relativamente às camadas da via, pode haver também necessidade de suprimir a camada de sub-balastro.

3.2.1. Funcionamento da via férrea balastrada

A via balastrada é uma estrutura de suporte relativamente simples, cujo bom desempenho resulta do funcionamento articulado de diferentes componentes (Dahlberg, 2006; Esveld, 2001; Selig and Waters, 1994).

A parte superior dos carris encontra-se diretamente em contacto com as rodas do comboio, direcionando a sua trajetória e recebendo as cargas verticais e as forças transversais transmitidas pelos eixos e ainda as forças longitudinais de arranque e frenagem. O funcionamento dos carris assemelha-se ao de uma viga, com elevada rigidez à flexão, que apoia discretamente nas travessas. A ligação entre o carril e as travessas é efetuada através dos sistemas de fixação que,

oferecendo resistência aos movimentos do carril, asseguram uma adequada distribuição das cargas pelas travessas.

A distância entre carris é designada por bitola e pode apresentar diferentes valores consoante o tipo de via férrea sendo, por exemplo, nas linhas de alta velocidade na Europa é igual a 1,435 m. De referir ainda que o carril UIC60 é o carril mais frequentemente adotado em linhas de alta velocidade.

As travessas, além de promoverem o apoio do carril, ajudam a manter a bitola e o alinhamento da via. A distribuição das cargas para a camada de balastro é assegurada por estes elementos. Com um comprimento que varia entre 2,3 m e 2,6 m nas linhas de alta velocidade Europeias, as travessas encontram-se espaçadas de cerca de 0,60 m. Atualmente, as travessas pré-esforçadas de betão substituem as tradicionais travessas de madeira, pois apresentam melhor estrutura para a fixação do carril, maior resistência e durabilidade e, sendo mais pesadas, promovem a estabilidade da via.

Entre as travessas de betão e o carril é usual incorporar palmilhas, elementos resilientes que protegem as travessas dos impactos das cargas, contribuindo também para o amortecimento das vibrações provenientes do contacto roda-carril. Apresenta-se no Quadro 3.1 a rigidez das palmilhas adotadas em diferentes linhas ferroviárias europeias, em linhas de alta velocidade e em linhas convencionais constituídas por travessas de betão. Conforme se pode verificar a rigidez das palmilhas adotadas em diferentes linhas varia entre 27 e 500 kN/mm.

Quadro 3.1 – Rigidez vertical das palmilhas em linhas férreas na Europa (adaptado de (Teixeira, 2004))

País	Linha	Rigidez vertical (kN/mm)
França	Linha convencional	150
	Linha de Alta velocidade	90
Alemanha	Linha convencional	500
	Linha de Alta velocidade:	
	- Hanover-Würzburg	500
	- Mannheim-Stuttgart	500
	- Hanover-Berlin	60
	- Contorno de Stendal (linha Hanover-Berlin)	27
Espanha	Linha de Alta Velocidade:	
	- Madrid – Sevilha	500
	- Madrid – Barcelona	100
Itália	Linha de Alta Velocidade	100
Bélgica	Linha de Alta Velocidade e Linha convencional	60 – 100

A rigidez destes elementos tem grande influência na rigidez global da via. As palmilhas mais flexíveis proporcionam a distribuição das cargas do comboio por maior número de travessas, pelo contrário, as palmilhas mais rígidas contribuem para uma transmissão mais direta das cargas nas travessas.

As travessas assentam diretamente na camada de balastro, que as envolve. Esta camada resiste aos movimentos verticais, transversais e longitudinais das travessas, contribuindo para preservar o nivelamento e o alinhamento da via. Tendo como principal função a degradação das tensões transmitidas pelas travessas, a camada de balastro desempenha um importante papel na drenagem da via, apresentando ainda características resilientes, importantes para o amortecimento das vibrações.

Com uma altura que varia em geral entre 0,30 m e 0,50 m, a camada de balastro é constituída por rocha britada, partículas angulosas cuja dimensão deverá estar compreendida entre 20 mm e 63 mm. As propriedades mecânicas do balastro resultam da combinação das propriedades físicas do material que o constitui e do peso volúmico ‘in-situ’ do material, que depende da compactidade da camada, que resulta quer dos processos de compactação mecânica decorrentes das operações de instalação e de manutenção da via, quer da compactação resultante da passagem do tráfego ferroviário.

A determinação das propriedades mecânicas da camada de balastro é algo complexa, pelo que é possível encontrar na bibliografia diversas propostas de leis constitutivas que procuram representar de forma mais rigorosa possível o comportamento deste material. Na ausência de informação sobre as propriedades do material da camada de balastro a recomendação UIC-719R (UIC, 2008) sugere a adoção dos valores que se apresentam no Quadro 3.2, relativos ao módulo de deformabilidade (E), ao coeficiente de Poisson (ν), à coesão (c), ao ângulo de atrito (ϕ) e ao peso volúmico (γ) do material.

Quadro 3.2 – Propriedades da camada de balastro (adaptado de UIC (2008))

E (MPa)	ν	c (MPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
130	0,20	0	45	15

Entre a camada de balastro e a fundação da via encontra-se a camada de sub-balastro. A função estrutural desta camada é idêntica à desempenhada pela camada de balastro, ou seja, promover a degradação das tensões provenientes do carregamento da via. Na Figura 3.2 apresenta-se, de forma esquemática, a diferença na distribuição de tensões verticais ao nível da fundação numa via com e sem camada de sub-balastro.

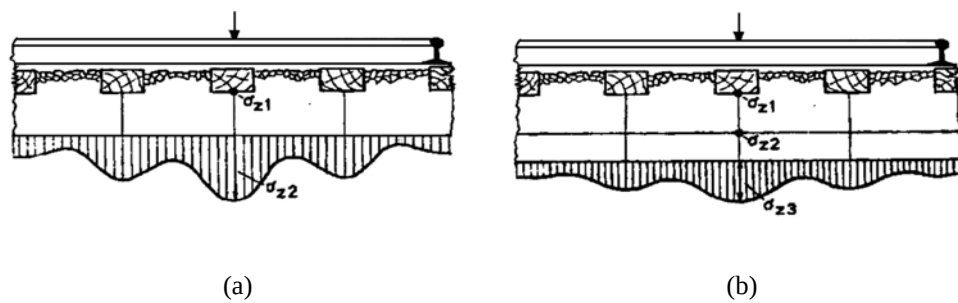


Figura 3.2 – Representação esquemática da distribuição de tensões verticais ao nível da fundação (a) numa via sem sub-balastro e (b) numa via com sub-balastro (Teixeira, 2004)

A camada de sub-balastro impede a migração de finos da fundação para a camada de balastro, para tal, o material da camada de sub-balastro deverá ser bem graduado, com características granulométricas intermédias entre o material de maiores dimensões, o balastro, e o material da fundação. Materiais como grave ou areia grossa são em geral indicados. À semelhança do que acontece para a camada de balastro, na ausência de informação relativa à camada de sub-balastro, a UIC-719R (2008) sugere a adoção das propriedades apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Propriedades da camada de sub-balastro (adaptado de UIC (2008))

E (MPa)	ν	c (MPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
120	0,30	0	35	19

São requisitos básicos da plataforma da via proporcionar apoio adequado à camada de sub-balastro, contribuindo para a degradação das tensões transmitidas por esta camada. A rigidez da fundação e a suscetibilidade ao desenvolvimento de assentamentos influenciam determinantemente o comportamento global da via.

No documento UIC-719R (UIC, 2008) apresenta-se uma classificação dos solos de fundação da via estabelecida com base na avaliação das propriedades geotécnicas e nas condições hidrogeológicas e hidrológicas do local. De acordo com a avaliação de parâmetros como a presença de material orgânico, a percentagem de finos ou a suscetibilidade ao desgaste e erosão, são estabelecidas quatro classes de qualidade de solos que ditam a sua adequabilidade para aplicação na fundação da via. Os solos de qualidade QS0 não são adequados para a constituição da fundação, sendo a sua utilização apenas possível caso se proceda a operações como a substituição destes solos por outros de melhor qualidade até determinada profundidade, a estabilização com ligantes, a incorporação de geotêxteis, o reforço com estacas, entre outros. Solos de classe QS1 são designados como solos pobres que são aceites na construção da fundação desde que, quando mantidos nas suas condições naturais, sejam submetidos a

drenagem e a manutenção adequadas. Estes solos podem ainda ser utilizados no reforço da via quando devidamente tratados. Os solos de qualidade QS2 são considerados como medianos e os QS3 como solos bons. A determinação da qualidade do solo constitui um indicador da capacidade de carga da fundação permitindo identificar as soluções construtivas mais indicadas.

3.2.2. Comportamento dinâmico da via férrea balastrada

À semelhança do que acontece nas estruturas, a resposta da via varia em função das características da solicitação aplicada (Man, 2002). A via férrea balastrada responde numa vasta gama de frequências, sendo usual dividi-las em três grupos cujos limites diferem de autor para autor. Apresenta-se no Quadro 3.4 a classificação das frequências de vibração da via segundo Esveld (2001) e Man (2002).

Quadro 3.4 – Classificação das frequências de vibração da via

Classificação	Intervalo de frequências (Hz)
Baixa Frequência	0 – 40
Média Frequência	40 – 400
Alta Frequência	400 – 1500

A resposta da via na gama das baixas frequências está relacionada com as propriedades mecânicas da fundação, enquanto que a resposta na gama das médias e altas frequências está fundamentalmente associada às propriedades dos constituintes da via como, carril, palmilhas, travessas e camada de balastro.

Um dos métodos utilizados para a análise da dinâmica da via consiste na solicitação desta com uma força sinusoidal aplicada com recurso a excitadores. No entanto, a solicitação da via através de um martelo de impulsos é a técnica mais usual, sendo a gama de frequências excitada função das características do martelo.

A cabeça do martelo é instrumentada com um transdutor de força e a via, carril e/ou travessas, com acelerómetros ou outros sensores dinâmicos. A análise da resposta da via é normalmente efetuada no domínio da frequência, recorrendo a funções de transferência que relacionam o conteúdo em frequência da resposta com o conteúdo em frequência da solicitação aplicada. Várias funções de transferência podem ser estabelecidas consoante a resposta monitorizada,

conforme resumido no Quadro 3.5. As funções de transferência são funções complexas normalmente representadas através de uma amplitude e uma fase.

A função mais frequentemente calculada é a função de receptância que representa o inverso da rigidez dinâmica da via, sendo vulgarmente designada por flexibilidade dinâmica. Para o cálculo desta função é necessário conhecer a resposta da via em termos de deslocamento dinâmico, que é normalmente obtido por dupla integração da aceleração.

Quadro 3.5 – Funções de transferência no domínio da frequência (f)

Receptância [m/N]	Mobilidade [m/N.s]	Inertância [m/N.s ²]
$\frac{\text{Deslocamento}(f)}{\text{Força}(f)}$	$\frac{\text{Velocidade}(f)}{\text{Força}(f)}$	$\frac{\text{Aceleração}(f)}{\text{Força}(f)}$

Para a aplicação dos conceitos inerentes ao cálculo de funções de transferência e transformadas de Fourier na análise do comportamento dinâmico da via é necessário admitir que esta apresenta comportamento linear (Berggren, 2009).

Estudos efetuados revelam que o deslocamento da via não evolui linearmente com o aumento da carga, particularmente quando a via apresenta condições de apoio deficientes. A realização de uma pré-carga da via durante a aplicação da solicitação dinâmica permite fechar os vazios existentes na via e assim obter valores de receptância mais corretos. A pré-carga é normalmente aplicada através de um veículo estacionado na via durante a realização do ensaio (Lombaert et al., 2006; Oscarsson and Dahlberg, 1998). Ainda neste contexto é importante realçar que diferentes valores de pré-carga conduzem a diferentes valores da função de receptância. Estudos desenvolvidos por Oscarsson e Dahlberg (1998) permitiram verificar que valores mais elevados de pré-carga reduzem a flexibilidade dinâmica da via, podendo ter também influência no aumento das frequências de ressonância.

As funções de transferência são estabelecidas para determinada posição sendo usual efetuar a sua avaliação através de uma solicitação aplicada no carril sobre o apoio de uma travessa e no vão entre travessas.

Estas funções permitem analisar a amplificação da vibração da via em função das frequências de solicitação, sendo possível obter informação sobre as características dinâmicas da via através da identificação de frequências ressonantes.

Na Figura 3.3 apresentam-se as funções de receptância obtidas no carril aplicando a solicitação no apoio e no vão entre travessas. Assinalam-se nesta figura as quatro principais frequências de ressonância da via férrea balastrada.

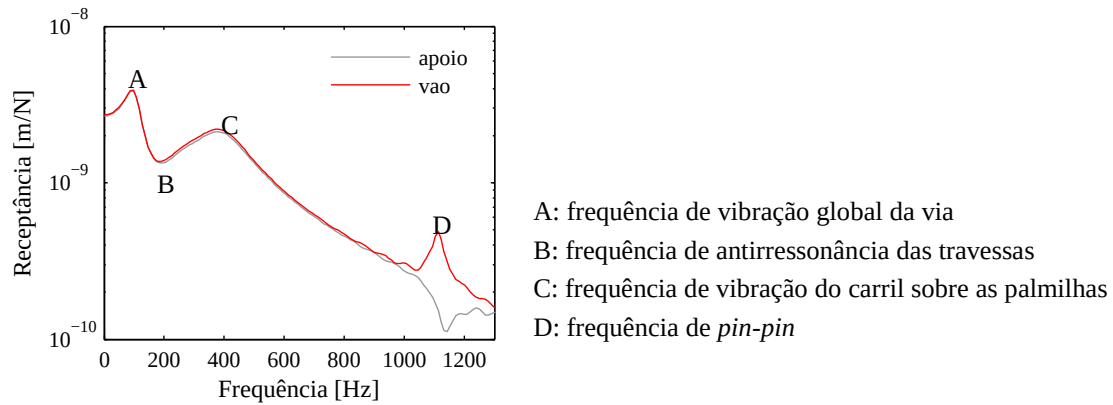
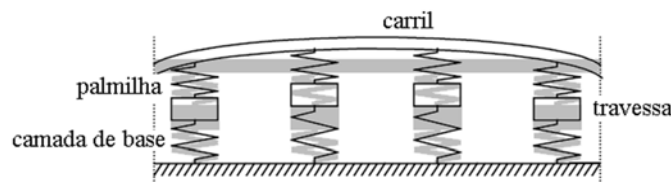
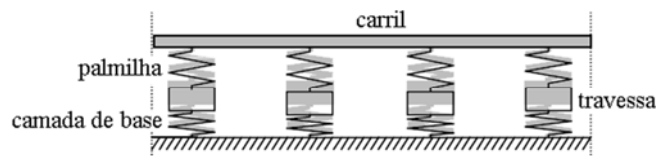


Figura 3.3 – Identificação das principais frequências de ressonância em funções de receptância obtidas no carril por aplicação da solicitação no apoio e no vão entre travessas

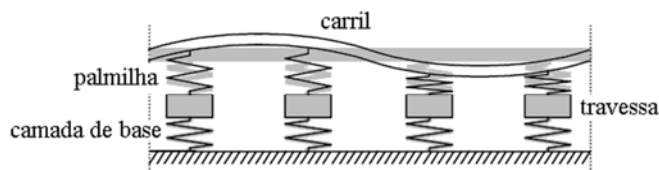
Cada frequência de ressonância tem origem na combinação das características de rigidez e massa dos diferentes componentes da via. Apresenta-se na Figura 3.4 uma representação esquemática dos modos de vibração da via correspondentes às principais frequências de ressonância identificadas na figura anterior. Conforme se pode verificar esta representação é efetuada com base num modelo de via muito simples onde apenas se considera o carril, as palmilhas, as travessas e a camada da base (balastro e fundação). De notar que em todas as figuras se representa a cinza a configuração não deformada da via, de forma a evidenciar o movimento característico de cada modo.



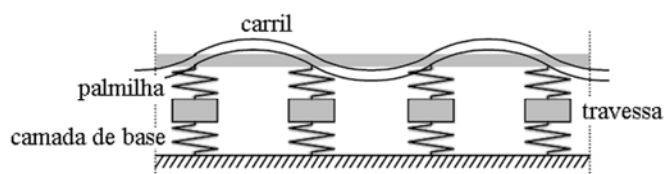
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.4 - Representação esquemática dos modos de vibração da via correspondentes às principais frequências de ressonância: (a) vibração global da via, (b) vibração de antirressonância das travessas, (c) vibração do carril sobre as palmilhas e (d) vibração isolada do carril (adaptado de Man (2002))

Na Figura 3.4 (a) representa-se o modo de vibração global da via que se caracteriza pela vibração do carril e travessas sobre os apoios. A frequência correspondente a este modo ocorre normalmente entre os 40 Hz e os 140 Hz (Man, 2002) (ou entre os 30 Hz e os 250 Hz segundo Popp et al. (1999)) e é fundamentalmente influenciada pelas características da camada de balastro (como a altura da camada) e pelas propriedades do balastro e do solo de fundação (Knothe and Wu, 1998; Popp et al., 1999).

Verifica-se que as funções de receptância do carril e das travessas para frequências de ressonância inferiores a esta são praticamente coincidentes, enquanto que para frequências de ressonância superiores são diferentes devido às propriedades dos componentes que os separam, ou seja, as palmilhas.

Segundo Man (2002) entre duas frequências ressonantes da via ocorre, em geral, uma frequência antirressonante. Entre os 80 Hz e os 300 Hz regista-se uma frequência de antirressonância, na qual a travessa vibra quase independentemente do carril, conforme esquematicamente representado na Figura 3.4 (b).

Na Figura 3.4 (c) representa-se o modo de vibração do carril sobre as palmilhas no qual, conforme se verifica na representação esquemática, não ocorre qualquer movimento das travessas e da camada de base. A frequência correspondente a este modo ocorre sensivelmente entre os 250 Hz e os 1500 Hz (Man, 2002) e é fortemente influenciada pela rigidez e amortecimento das palmilhas (Popp et al., 1999) e pelas propriedades do carril.

Na Figura 3.4 (d) representa-se o modo de vibração isolada do carril no qual os suportes funcionam como nodos para a vibração de flexão do carril. A frequência correspondente a este modo, vulgarmente designada por frequência de ressonância de *pin-pin*, ocorre normalmente entre os 500 Hz e os 1200 Hz e depende fundamentalmente das propriedades do carril e do espaçamento das travessas. Para esta ressonância o comprimento de onda das ondas de flexão do carril é igual a duas vezes o espaçamento das travessas. Uma vez que, na prática, apenas envolve o amortecimento material do aço, esta frequência de ressonância é fracamente

amortecida (Dahlberg, 2006) e por isso facilmente identificada nas funções de receptância da via (obtidas por excitação aplicada no vão entre travessas).

As funções de receptância constituem uma característica da via, sendo a comparação entre curvas calculadas e medidas um procedimento usual para a validação de modelos numéricos.

3.3. MODELAÇÃO DINÂMICA DA VIA FÉRREA

A modelação constitui uma ferramenta muito útil para o estudo e simulação do comportamento dinâmico da via férrea, sendo a interação com o veículo, em geral, um aspeto importante a considerar na modelação e que será referido com detalhe mais à frente.

Segundo Popp et al. (1999) existem pelo menos três razões que justificam a complexidade inerente à modelação da via férrea balastrada:

- i) A via é constituída por diferentes materiais que apresentam comportamento constitutivo complexo, como é o caso das palmilhas e da camada de balastro;
- ii) Existe grande número de superfícies de contacto entre os diferentes componentes da via;
- iii) Alguns componentes como o carril e o solo de fundação apresentam grande desenvolvimento o que dificulta a discretização espacial da estrutura.

Ao longo dos anos foram desenvolvidas diferentes formas de modelação da via férrea, desde modelações mais simples, como a consideração do carril como uma viga em apoio elástico, até à discretização detalhada e tridimensional dos diferentes componentes da via. A evolução dos computadores e dos recursos disponíveis contribuiu grandemente para aumentar a complexidade e extensão dos modelos.

A complexidade do modelo adotado para determinado estudo deverá ser sempre função do problema que se pretende analisar e da gama de frequências de interesse. Por exemplo, um modelo adequado para estudar o comportamento dinâmico do carril ou da interação roda-carril não é de todo um modelo apropriado para a análise do fenómeno de propagação de ondas através de um maciço de fundação para a vizinhança da via.

Consoante o modelo adotado poderá ser mais adequado efetuar a análise no domínio da frequência ou no domínio do tempo, existindo limitações e vantagens inerentes a cada formulação. O estudo no domínio da frequência apresenta a limitação de apenas poder representar sistemas lineares ou lineares equivalentes, sendo a modelação de singularidades da via, como juntas de carril, travessas flutuantes e variações de rigidez global da via apenas possível recorrendo a uma análise no domínio do tempo.

Nesta secção apresentam-se resumidamente alguns dos modelos frequentemente adotados para o estudo do comportamento dinâmico da via férrea na direção principal de carregamento, ou seja, a direção vertical. Apesar da generalização dos modelos numéricos os modelos analíticos, ou mais propriamente os modelos semianalíticos, são ainda muito usados para o estudo da resposta dinâmica da via férrea uma vez que exigem pouco esforço computacional.

3.3.1. Modelos analíticos

Um dos modelos mais simples da via férrea, vulgarmente designado por modelo de *Winkler*, consiste na consideração do carril como uma viga elástica infinita continuamente apoiada numa fundação elástica com rigidez e amortecimento distribuídos, conforme esquematicamente apresentado na Figura 3.5. Representa-se também na figura o carregamento que neste caso corresponde a uma carga vertical móvel.

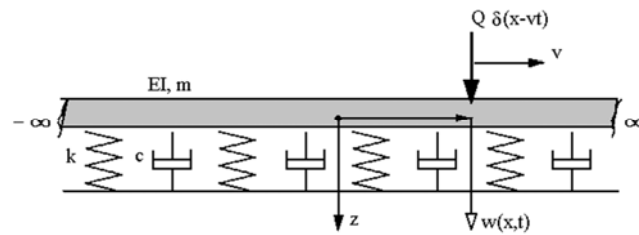


Figura 3.5 – Esquema de uma viga contínua em apoio elástico (Esveld, 2001)

Para este sistema é possível estabelecer a equação diferencial de equilíbrio dinâmico:

$$EI \frac{d^4 w(x,t)}{dx^4} + m \frac{d^2 w(x,t)}{dt^2} + c \frac{dw(x,t)}{dt} + k w(x,t) = 0 \quad (3.1)$$

onde EI representa a rigidez à flexão do carril e os parâmetros m, c, k são, respetivamente, a massa, o amortecimento e a rigidez do sistema. A variável $w(x,t)$ corresponde à deformação vertical da viga, sendo neste caso função da posição (x) e do tempo (t). A carga $Q \delta(x-vt)$ será considerada como condição fronteira na resolução da equação. Todos os pormenores relativamente à resolução encontram-se convenientemente expostos em Esveld (2001).

A representação da via pode ainda ser efetuada com base na consideração de duas vigas contínuas paralelas, conforme esquematizado na Figura 3.6, onde a viga superior corresponde ao carril e a inferior às travessas. Assim, a viga superior é idêntica à descrita anteriormente e a viga inferior tem massa distribuída equivalente à massa das travessas (m_2) e rigidez à flexão igual a zero. A ligação entre as duas vigas é efetuada através de um conjunto de molas e amortecedores que representam as palmilhas (k_1 e c_1) e as travessas apoiam também num

conjunto de molas e amortecedores cujas características são equivalentes às características das camadas da via e fundação (k_2 e c_2).

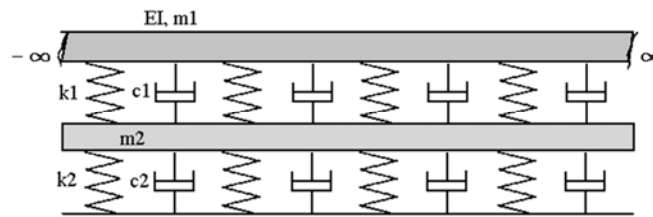


Figura 3.6 – Esquema de uma viga dupla contínua em apoio elástico

A análise matemática deste sistema é idêntica à apresentada para o caso anterior, de uma viga contínua em fundação elástica, mas um pouco mais complexa (Esveld, 2001). Dada a sua formulação, a resolução destes modelos analíticos no domínio da frequência-número de onda é extremamente vantajosa.

A consideração do carril continuamente apoiado constitui uma aproximação pois, na verdade, o apoio do carril é discreto e dependente do espaçamento entre travessas. No entanto, segundo evidenciado por Knothe e Wu (1998), a consideração do carril em apoios discretos é importante apenas quando se pretende envolver no estudo frequências de vibração superiores a 600 Hz.

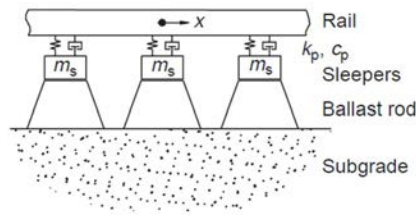
Os modelos assim formulados, apesar de envolverem tempos de cálculo reduzidos, são pouco versáteis, apresentando como principais limitações o facto de não permitirem a correta modelação da fundação e da propagação de onda no meio, que envolvem a consideração de aspetos como a massa da fundação e o amortecimento por radiação.

De referir ainda que a aplicação de modelos analíticos na simulação de casos em que ocorre variação das características da via na direção longitudinal é possível, se bem que limitada à consideração de modelos muito simples, como os aplicados por Hunt (1996) ou Dimitrovová e Varandas (2009).

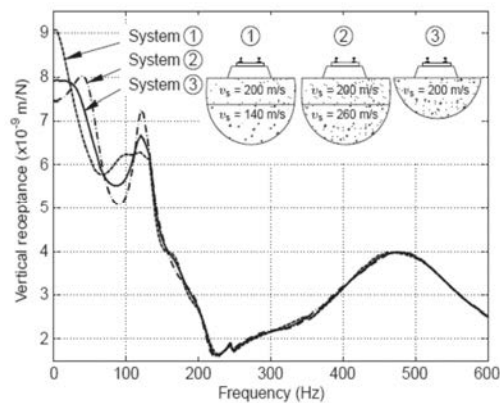
Por definição, os modelos analíticos permitem obter a solução do problema através de uma integração totalmente analítica, sem recorrer a qualquer procedimento numérico, sempre que tal não seja possível os modelos são semianalíticos. O recurso a este tipo de modelos é muito útil uma vez que permite tirar partido dos modelos analíticos contornando algumas das suas limitações. Por exemplo, para a adequada modelação da fundação muitos autores (Picoux and Le Houédec, 2005; Sheng et al., 1999; Takemiya, 2003) propõem o recurso a modelos analíticos para a via acoplados a modelos que permitem simular a propagação de ondas na fundação através de, por exemplo, funções de Green.

Através da comparação entre resultados experimentais e numéricos Knothe e Wu (1998) evidenciam a limitação dos modelos de viga em apoio elástico na análise do comportamento dinâmico da via para frequências inferiores a 200 Hz. De forma a colmatar esta limitação propõem um modelo que se baseia no acoplamento entre um modelo da via, onde o carril apoia discretamente nas travessas, e um modelo de fundação, que consiste num meio semi-indefinido (homogéneo ou estratificado) que se apresenta na Figura 3.7 (a).

Recorrendo a este modelo, os autores estudaram a resposta dinâmica da via para três cenários de fundação diferentes, dois meios estratificados com diferentes características (1 e 2) e um meio homogéneo (3), e obtiveram os resultados que se apresentam na Figura 3.7 (b). Conforme se pode verificar, a alteração das características da fundação da via tem grande influência na variação das funções de receptância obtidas até cerca dos 200 Hz. Para frequências de vibração superiores podem ser adotados modelos mais simplificados, uma vez que a resposta da via é então fundamentalmente dominada pelas características das palmilhas.



(a)



(b)

Figura 3.7 – Influência das características da fundação na resposta dinâmica da via, (a) modelo adotado e (b) função de receptância da via (Knothe and Wu, 1998)

Neste contexto é ainda interessante referir os estudos desenvolvidos por Auersch (2008) onde através da comparação do comportamento de vigas infinitas sobre um meio semi-indefinido,

vigas finitas e vigas infinitas em apoio elástico, propõe uma aproximação para parâmetros de rigidez e amortecimento adequados para a modelação da viga em apoio elástico.

3.3.2. Modelos numéricos

A versatilidade apresentada pelos modelos numéricos face aos modelos analíticos torna-os mais atrativos. A facilidade com que permitem considerar geometrias complexas ou incorporar leis constitutivas não-lineares para traduzir o comportamento dos materiais constituem as grandes vantagens destes modelos.

Neste âmbito, o método dos elementos finitos é o mais frequentemente adotado encontrando-se implementado em diversos programas comerciais.

Apresenta-se nesta secção a modelação da via férrea com recurso a diferentes modelos numéricos que se distinguem no grau de complexidade. A opção por um modelo em detrimento de outro deve ser função do problema em análise.

3.3.2.1. Modelos bidimensionais

O modelo bidimensional de elementos finitos mais simples aplicado ao estudo da via férrea consiste na consideração do carril apoiado em conjuntos de molas e amortecedores. Estes são modelos semelhantes aos modelos analíticos de viga contínua em apoio elástico, mas permitem modelar os diferentes componentes da via. Além disso, a consideração de apoios discretos do carril nas travessas não introduz qualquer complexidade na modelação.

Neste contexto, muitos autores sugerem a consideração de conjuntos de molas e amortecedores em cada ponto de apoio do carril (Ishida and Suzuki, 2005; Namura and Suzuki, 2007; Nielsen, 2006; Rigueiro et al., 2010).

A rigidez equivalente da mola do apoio, k_{eq} , pode ser estimada através da associação em série da rigidez individual de cada componente da via: palmilha e sistema de fixação do carril, k_p , travessa, k_t , balastro, k_b , e fundação, k_f , conforme a equação:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_t} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_f} \quad (3.2)$$

No entanto, a quantificação da rigidez dos diferentes componentes não é fácil, principalmente a avaliação da rigidez da camada de balastro e da fundação da via (Kerr, 2000). Atendendo a esta dificuldade e ao facto de as travessas serem elementos muito rígidos, com pouco contributo para a rigidez global do apoio, é possível estimar o valor de k_{eq} de acordo com:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_{bf}} \quad (3.3)$$

em que k_{bf} corresponde à rigidez das camadas de balastro e fundação (López Pita et al., 2004). Este modelo de carril com apoios discretos, que se apresenta esquematicamente na Figura 3.8, foi utilizado por Man (2002) em estudos de simulação e calibração dinâmica da via férrea.

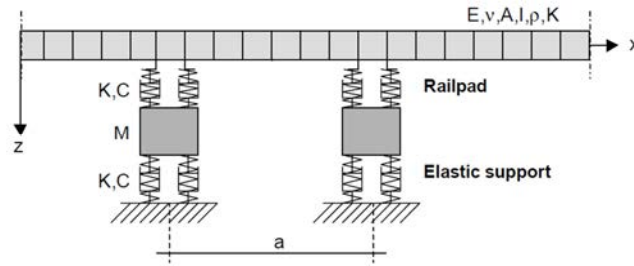


Figura 3.8 – Modelo de viga com apoios discretos (Man, 2002)

Apresenta-se na Figura 3.9 as funções de receptância, obtidas para a excitação aplicada em dois pontos do carril, no apoio da travessa e no vão entre travessas. Conforme se pode verificar, o modelo capta adequadamente três frequências de ressonância da via, a frequência de vibração global da via, a antirressonância das travessas e a frequência de *pin-pin* de vibração isolada do carril, esta última nunca poderia ser captada nos modelos de viga em apoio elástico apresentados anteriormente. A frequência de vibração do carril sobre as palmilhas não é perceptível devido ao amortecimento elevado das palmilhas neste estudo.

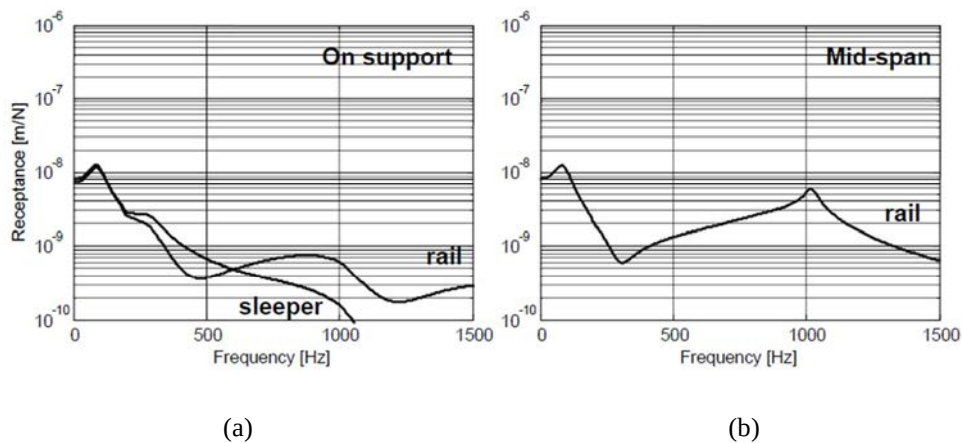


Figura 3.9 – Funções de receptância obtidas numericamente para a excitação aplicada no carril (a) na zona de apoio do carril na travessa e (b) no vão entre travessas (Man, 2002)

Alguns autores (Igeland and Oscarsson, 1997; Oscarsson and Dahlberg, 1998; Zhai et al., 2004) propõem um modelo semelhante a este mas que permite considerar as características de rigidez (K_w) e amortecimento (C_w) ao corte da camada de balastro através dos elementos de ligação,

representados na Figura 3.10. A consideração destes elementos permite representar com maior rigor a continuidade longitudinal que é proporcionada pelo acoplamento entre partículas.

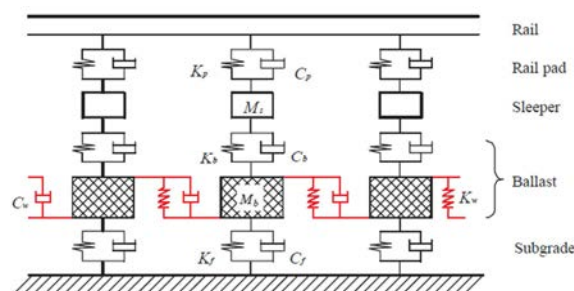


Figura 3.10 - Modelação da via considerando rigidez e amortecimento ao corte da camada de balastro (adaptado de Zhai et al. (2004))

Segundo os autores este modelo permite obter melhor correlação com resultados experimentais. No entanto, é importante considerar valores que permitam traduzir adequadamente a interação entre as partículas de balastro. A consideração de valores muito elevados conduz a uma grande atenuação da vibração das partículas de balastro o que influencia determinantemente o comportamento dinâmico da via (Zhai et al., 2004).

Os modelos de carril apoiado em conjuntos de molas e amortecedores apresentados nesta secção permitem um cálculo muito rápido e por isso são amplamente utilizados. Contudo, partilham com os modelos de viga contínua em apoio elástico a limitação de não permitirem modelar adequadamente a fundação da via. O acoplamento entre os elementos finitos e modelos de um meio semi-indefinido para a fundação é também neste caso uma alternativa que permite contornar esta limitação (Kaynia et al., 2000; Madshus and Kaynia, 2000).

3.3.2.2. Modelos tridimensionais

A evolução computacional fomentou a generalização da utilização de modelos totalmente tridimensionais. Estes modelos permitem simular de forma mais adequada os diferentes componentes da via e considerar geometrias complexas, possibilitando uma análise mais rigorosa do comportamento estático e dinâmico da via.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é também neste contexto muito atrativo. No entanto, este método é ideal para a modelação de sistemas finitos, com fronteiras bem definidas o que não acontece em sistemas como a via férrea, pelo que é necessário promover o adequado tratamento das fronteiras. Uma forma simples de lidar com este aspeto, num modelo de elementos finitos totalmente tridimensional, consiste na aplicação de fronteiras não refletoras, também designadas por fronteiras silenciosas, nas extremidades do modelo, de acordo com o proposto por Lysmer e Kuhlemeyer (1969). Esta é uma alternativa muito utilizada em análises

efetuadas exclusivamente no domínio do tempo, apresentando a particularidade de não depender da frequência das ondas nem da sua direção de propagação.

De referir apenas que, uma vez que estas condições fronteira são proporcionais à velocidade das partículas nas direções vertical e tangencial, a consideração de condições de apoio na base do modelo implica necessariamente a truncatura do modelo.

Neste contexto Lundqvist et al. (2006) desenvolvem modelos totalmente tridimensionais no programa comercial de elementos finitos LS-DYNA que permite considerar as condições fronteira referidas.

Lane et al. (2007a) apresentam por sua vez um modelo de elementos finitos também totalmente tridimensional, mas envolvido em camadas visco-elásticas com características tais que permitem absorver as radiações do meio.

A articulação entre o MEF e o método dos elementos fronteira (*Boundary Element Method - BEM*) (Dominguez, 1993) é uma abordagem que permite reduzir consideravelmente a memória necessária para uma análise dinâmica. Neste procedimento, todos os componentes da via são modelados através de elementos finitos que são depois acoplados aos elementos fronteira permitindo simular o maciço de fundação, considerando as condições de radiação do meio no infinito (Correia dos Santos et al., 2010; Galvin, 2007; Savidis et al., 2003). Na Figura 3.11 apresenta-se uma representação esquemática deste procedimento.

Nos trabalhos de Galvín e Domínguez (2009) é possível encontrar a aplicação desta técnica convenientemente validada com resultados experimentais. Estes modelos podem ser formulados no domínio do tempo ou no domínio da frequência.

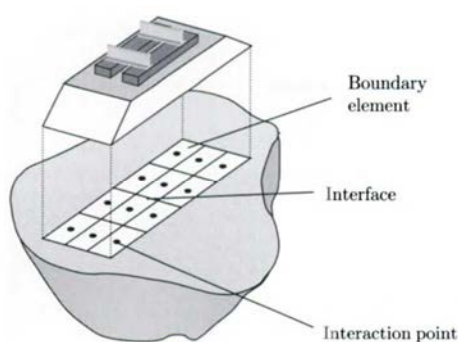


Figura 3.11 – Modelo tridimensional de elementos finitos e elementos fronteira (Savidis et al., 2003)

A modelação com base em elementos finitos 2,5D tem-se revelado como uma boa alternativa para o estudo de estruturas com desenvolvimento infinito e propriedades invariantes em pelo menos uma direção. A grande vantagem desta modelação consiste na considerável redução do tempo de cálculo que proporciona.

Esta formulação é em tudo idêntica à formulação de um modelo bidimensional com a exceção de que cada nó do elemento finito tem 3 graus de liberdade. Assumindo a resposta linear da estrutura a análise é efetuada no domínio da frequência-número de onda.

Relativamente às fronteiras as mesmas considerações que foram feitas anteriormente se aplicam para a formulação 2,5D. O acoplamento com o método dos elementos fronteira (François et al., 2010), ou a incorporação de elementos infinitos ou fronteiras absorventes na extremidade do modelo são algumas opções viáveis, conforme demonstrado por Alves Costa et al. (2010).

A simulação da via férrea com recurso a estes modelos é apenas possível em zonas onde se possa considerar que a secção transversal da via se repete indefinidamente, pelo que a simulação do apoio discreto do carril nas travessas não é possível com um modelo 2,5D.

Existem ainda neste contexto os modelos periódicos que permitem modelar a via considerando uma secção que se repete de forma periódica. Estes modelos permitem colmatar algumas limitações dos modelos 2,5D, nomeadamente a modelação do espaçamento entre travessas.

3.3.3. Modelação de alguns componentes da via

Foram exploradas diferentes formas possíveis para a modelação completa da via férrea balastrada. Apresentam-se agora com maior detalhe particularidades relativas à modelação de alguns componentes da via como o carril, as palmilhas e a camada de balastro.

3.3.3.1. Modelação do carril

A forma mais comum de modelar o carril consiste na utilização de elementos de viga com as características de flexão, rigidez e massa equivalentes às do carril considerado. Para este caso duas formulações podem em geral ser adotadas, a formulação de Euler-Bernoulli ou a formulação de Timoshenko, esta última diferindo da primeira na medida em que, para além da rigidez à flexão do carril, considera também a deformação por corte e a inércia de rotação. A viga de Euler-Bernoulli poderá ser adotada quando se pretende considerar uma gama de frequências de vibração vertical da via na qual apenas as ondas de flexão são importantes, o que ocorre para frequências inferiores a 500 Hz (Thompson, 1997).

A modelação detalhada do carril pode ser efetuada com recurso a elementos sólidos, bastando para tal conhecer a secção transversal. Recorre-se normalmente a modelos deste género quando interessa considerar no estudo a deformação da secção do carril. A título ilustrativo, apresenta-se na Figura 3.12 dois modos de vibração do carril que envolvem a deformação da secção e correspondem a frequências de vibração de 1705 Hz e 2659 Hz (Thompson, 1997).

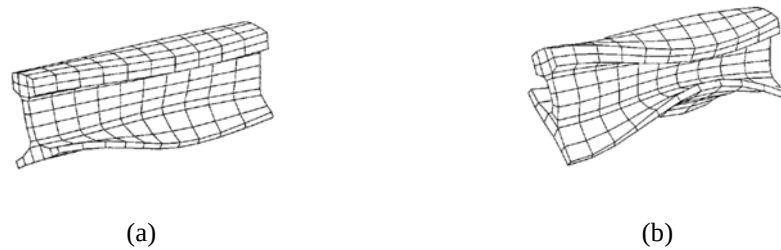


Figura 3.12 – Modos de vibração de um carril UIC54 calculados com base num modelo de elementos finitos, (a) $f=1705$ Hz e (b) $f=2659$ Hz (Thompson, 1997)

É interessante ainda referir o modelo de carril desenvolvido por Wu e Thompson (1999b), que permite considerar no estudo a deformação da secção do carril que ocorre na gama das altas frequências mas com recurso a elementos de viga. O modelo, apresentado na Figura 3.13 (a), consiste em duas vigas de Timoshenko, uma simula a cabeça (e a alma) do carril e a outra a base (na base existem, na verdade, duas vigas simétricas). A cabeça e a base estão unidas por um conjunto de molas que permitem o movimento relativo entre ambas.

Nas frequências baixas as vigas vibram em conjunto, como se de uma única viga de Timoshenko se tratasse; para altas frequências ocorre movimento relativo entre as duas vigas, que representa a deformação da alma do carril. Para ilustrar estas diferenças apresenta-se na Figura 3.13 (b) a função de receptância correspondente à vibração vertical de um carril, continuamente apoiado, modelado por intermédio de duas vigas ou de uma viga simples de Timoshenko.

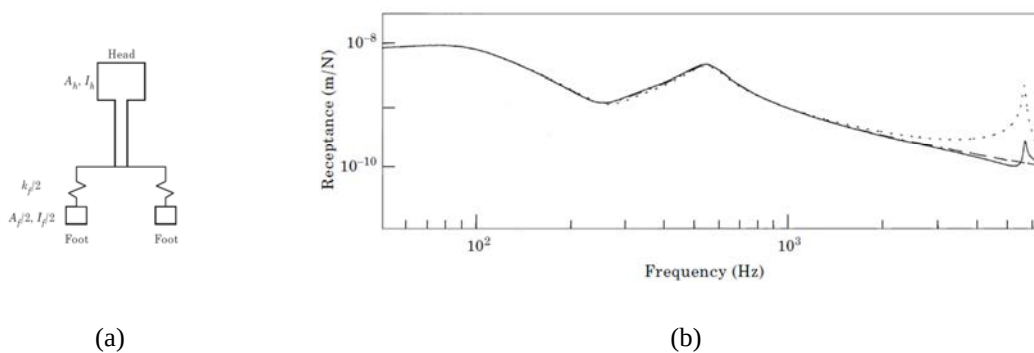


Figura 3.13 – Modelação do carril constituído por duas vigas; (a) Representação da secção transversal e (b) Amplitude da receptância para a vibração vertical de um carril continuamente apoiado: base do carril (linha pontuada), cabeça do carril (linha a cheio) e viga simples de Timoshenko (linha a traço interrompido) (Wu and Thompson, 1999b)

Conforme se pode observar até frequências de vibração vertical do carril de 2000 Hz o modelo de viga simples responde de forma muito semelhante ao modelo de vigas proposto pelos autores.

Para além dos elementos adotados, também as condições de apoio consideradas condicionam as frequências de vibração do carril. No caso em que se considera o carril discretamente apoiado nas travessas identificam-se adicionalmente as frequências de ressonância de *pin-pin*.

De referir ainda que em modelos de via totalmente tridimensionais, em que a deformação da secção do carril não é importante para o estudo, o carril é muitas vezes modelado através de elementos sólidos, mas considerando uma secção retangular com características equivalentes às da secção do carril (Banimahd and Woodward, 2007; Lundqvist et al., 2006).

3.3.3.2. Modelação das palmilhas

As características das palmilhas têm grande influência no comportamento dinâmico da via férrea, principalmente para frequências de vibração vertical entre 200 Hz e 700 Hz (Popp et al., 1999). O importante papel das palmilhas, aliado ao facto de a sua incorporação e substituição na via ser relativamente fácil, tem motivado a realização de muitos estudos que visam compreender o comportamento estático e dinâmico destes elementos.

O comportamento das palmilhas é normalmente caracterizado por dois parâmetros fundamentais, a rigidez e o amortecimento.

Com base em estudos laboratoriais e de campo, diversos autores concluíram que existem quatro fatores principais que influenciam o comportamento das palmilhas: a magnitude da carga aplicada, a frequência da carga, a temperatura do meio e o carregamento a que estão sujeitas ao longo dos anos (Man, 2002; Popp et al., 1999; Wu and Thompson, 1999b).

A Figura 3.14 ilustra a evolução da deformação de uma palmilha quando submetida a uma carga estática crescente (Popp et al., 1999). Conforme se pode observar, não existe linearidade na relação entre a carga aplicada e a deformação por compressão da palmilha.

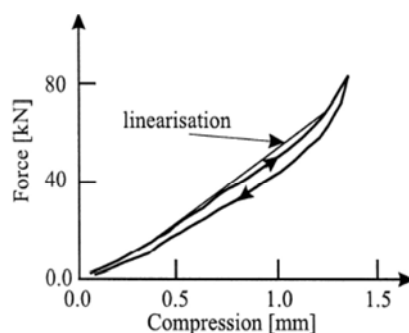


Figura 3.14 – Relação entre a carga aplicada e a deformação por compressão de uma palmilha (Popp et al., 1999)

Com o objetivo de estudar o comportamento estático e dinâmico das palmilhas diversos dispositivos têm sido desenvolvidos em diferentes universidades: TU-Delft (Man, 2002), TU-

Berlin (Knothe et al., 2003), TNO-UK (Thompson et al., 1998), VUB-Belgium (Maes et al., 2006), University of Wollongong (Kaewunruen and Remennikov, 2008), entre outras. A influência da aplicação de um pré-carregamento e/ou de uma solicitação com diferentes frequências são o principal campo de estudo.

Apresentam-se no Quadro 3.6 os resultados obtidos no dispositivo de ensaio desenvolvido em TNO-UK (Thompson et al., 1998). Com base num método indireto, os autores estudaram a variação da rigidez das palmilhas com a frequência da solicitação, para diferentes valores de pré-carregamento. Resumem-se os resultados correspondentes ao estudo de uma palmilha do tipo Pandrol com superfície irregular e 10 mm de espessura (Wu and Thompson, 1999a). Apresentam-se também os valores da rigidez estática desta palmilha para diferentes pré-carregamentos. Estes valores são obtidos através da avaliação da tangente em cada nível de carregamento de uma curva carga-deformação idêntica à apresentada na Figura 3.14.

Quadro 3.6 – Valores da rigidez estática e dinâmica de uma palmilha Pandrol com superfície irregular e 10 mm de espessura para diferentes valores de pré-carregamento (adaptado de Wu e Thompson (1999a))

Pré-carga (kN)	20	30	40	60	80
Rigidez estática (MN/m)	19	25	37	95	200
Rigidez dinâmica a 50 Hz (MN/m)	61	82	130	300	650
Rigidez dinâmica a 200 Hz (MN/m)	69	92	140	330	690
Rigidez dinâmica a 500 Hz (MN/m)	81	110	170	390	780
Rigidez dinâmica/estática a 50 Hz	3,2	3,3	3,5	3,2	3,3
Rigidez dinâmica/estática a 200 Hz	3,6	3,7	3,8	3,5	3,6
Rigidez dinâmica/estática a 500 Hz	4,3	4,4	4,6	4,1	3,9

A análise destes resultados permite concluir que o pré-carregamento tem grande influência na rigidez estática e dinâmica das palmilhas. Verifica-se que a rigidez dinâmica é muito superior ao valor da rigidez estática, para cada cenário de pré-carregamento. No entanto, a rigidez dinâmica apresenta pequena variação com a frequência de solicitação, pelo menos até 500 Hz.

Através da identificação das frequências ressonantes Kaewunruen e Remennikov (2008) estudaram o efeito da aplicação de um pré-carregamento na variação das características dinâmicas de duas palmilhas: uma de polietileno de alta densidade (HDPE) com 5,5 mm de espessura e outra de borracha com superfície irregular e 6,5 mm de espessura. Os autores concluíram que, embora as palmilhas de borracha apresentem menor rigidez do que as de HDPE para valores de carregamento baixos, a rigidez de ambas torna-se mais elevada e bastante semelhante quando se consideram valores de carregamento mais elevados. Relativamente ao

amortecimento o efeito do carregamento tem maior influência nas palmilhas de borracha do que nas de HDPE, registando-se um aumento significativo deste parâmetro nas primeiras.

As palmilhas instaladas na via encontram-se pré-carregadas, uma vez que os sistemas de fixação, ao efetuarem a ligação entre o carril e as travessas, aplicam uma carga em cada palmilha de cerca de 20 kN à qual ainda se acresce o peso do carril.

Wu e Thompson (1999a) referem ainda, que também a componente estática da carga aplicada pelo comboio deve ser considerada como pré-carregamento da via. Segundo os autores, o pré-carregamento da via durante a solicitação afeta a sua vibração vertical, nomeadamente a vibração do carril, a propagação do ruído ou as forças de interação roda-carril.

Neste contexto, Wu e Thompson (1999a) efetuaram um estudo onde assumem que, a carga concentrada que é aplicada no carril pelo comboio faz com que a rigidez das palmilhas sob as travessas carregadas e as cinco travessas adjacentes ao ponto de aplicação da carga seja diferente da rigidez das restantes palmilhas da via.

Na Figura 3.15 apresenta-se o modelo usado neste estudo. O índice n associado à rigidez das palmilhas significa que estas podem assumir diferentes valores em diferentes posições, em função do pré-carregamento considerado. De referir ainda que igual procedimento foi assumido para a modelação da camada de balastro.

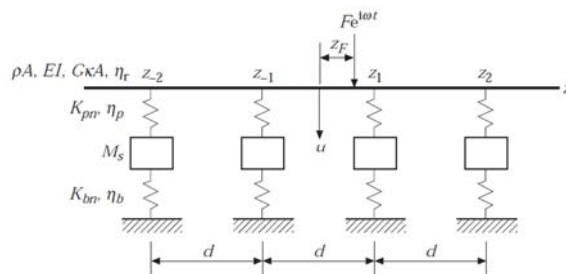


Figura 3.15 - Modelo adotado para o estudo (Wu and Thompson, 1999a)

No caso da aplicação de uma carga de 75 kN, sobre o apoio do carril na travessa, numa via com fundação rígida, a rigidez da palmilha sob a roda é cerca de 2,67 vezes superior à rigidez da palmilha sem o efeito do pré-carregamento. O valor da rigidez das palmilhas adjacentes ao ponto onde foi aplicada a carga (posição 0) apresenta-se no Quadro 3.7. De referir que a influência da rigidez da fundação da via na variação da rigidez das palmilhas é tanto maior quanto maior a carga aplicada.

Quadro 3.7 - Rigidez dinâmica da palmilha carregada para o caso de aplicação de uma carga de 75 kN numa via com uma fundação rígida (adaptado de Wu e Thompson (1999a))

Posição da palmilha	0	1	2	3	4	5	∞
Rigidez da palmilha (MN/m)	183,7	122,9	84,1	71,8	68,8	68,4	68,8

A não-linearidade das palmilhas é assim admitida através da consideração de diferentes valores de rigidez das palmilhas na zona de carregamento.

Para avaliar o efeito desta metodologia os autores estudaram o comportamento da via quando solicitada por uma carga dinâmica sobre o apoio e no vão entre travessas em três cenários diferentes: considerando a rigidez das palmilhas variável na zona de carregamento conforme descrito anteriormente, considerando a rigidez das palmilhas constante e igual ao valor mais baixo, sem o efeito do carregamento, e considerando a rigidez das palmilhas constante e igual ao valor mais rígido, ou seja, ao valor considerado na posição 0. De referir que nestes testes se considerou também os mesmos cenários para a variação da rigidez da camada e balastro. Na Figura 3.16 apresentam-se os resultados obtidos nos três cenários.

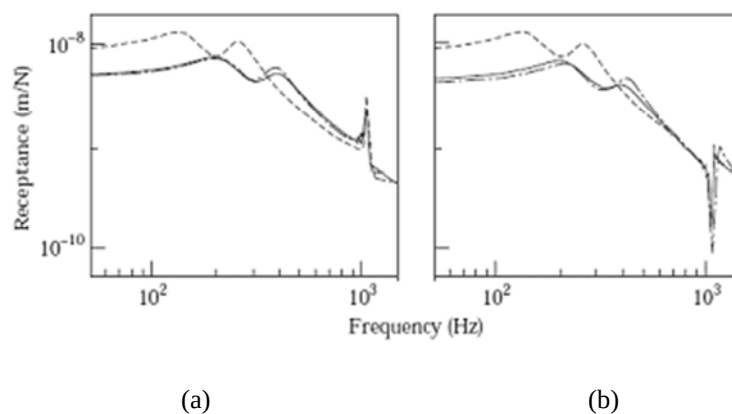


Figura 3.16 – Amplitude das funções de receptância para uma carga de 75 kN aplicada (a) sobre uma travessa ou (b) no vão entre travessas. Fundação com rigidez variável (linha a cheio); fundação com rigidez baixa (linha pontuada) e fundação com rigidez elevada (linha a traço-ponto)

Verifica-se que quando se considera em todos os apoios a rigidez das palmilhas constante e igual ao valor mais rígido a resposta da via se aproxima bastante da resposta obtida considerando a rigidez dos apoios variável.

Relativamente ao modelo das palmilhas é vulgar, por simplicidade, recorrer ao modelo de Kelvin, que consiste numa mola e um amortecedor viscoso colocados em paralelo (Figura 3.17 (a)). No entanto, pode recorrer-se a outros modelos mais complexos como o modelo de Poynting-Thompson, apresentado na Figura 3.17 (b), que consiste numa mola em paralelo com

uma outra mola e um amortecedor em série. Este modelo permite considerar a dependência da rigidez e do amortecimento das palmilhas com a frequência (Maes et al., 2006).

Man (2002) propõe uma adaptação ao modelo Poynting-Thompson, no qual, através da consideração de parâmetros adicionais, determinados experimentalmente pelo autor, na ponderação dos valores de rigidez e amortecimento, permite considerar a variação das características das palmilhas com o pré-carregamento aplicado. Maior detalhe sobre os parâmetros a considerar pode ser encontrado na bibliografia (Maes et al., 2006; Man, 2002).



Figura 3.17 – Modelação das palmilhas, (a) modelo de Kelvin e (b) Modelo de Poynting-Thomson (Man, 2002)

A consideração do comportamento não-linear das palmilhas nos modelos numéricos é normalmente um procedimento complexo. Por um lado, traduz-se no aumento significativo dos tempos de cálculo e, por outro lado, existe a necessidade de obter valores adequados para os parâmetros envolvidos (Maes et al., 2006).

As considerações anteriores baseiam-se fundamentalmente em resultados experimentais obtidos em laboratório. A comparação de resultados laboratoriais e de campo efetuada por Grassie (1989) permitiu obter um fator de correlação de 0,881 para a rigidez das palmilhas e de apenas 0,376 para o amortecimento.

3.3.3.3. Modelação do balastro

Devido à sua constituição, a modelação da camada de balastro é muito difícil. No final da década de 80 do século XX surgem os primeiros modelos que, recorrendo a elementos discretos, procuravam reproduzir com maior rigor o comportamento da camada de balastro. Este tipo de modelos requer grande esforço computacional uma vez que envolve a consideração de muitos pontos de contacto entre as partículas.

O método MD (*Molecular Dynamics*) constitui um dos primeiros modelos capazes de simular as partículas da camada de balastro com elementos discretos. Devido aos recursos computacionais disponíveis na altura as partículas consideradas apresentavam forma circular. Apesar de simplificados, estes modelos permitiram tirar algumas conclusões importantes relativamente à dependência das forças de contacto entre as partículas de balastro e o coeficiente de atrito ou à distribuição das tensões sob a travessa. Modelos mais recentes permitem considerar as

partículas como elementos angulosos possibilitando também simular o comportamento da camada de balastro a curto e a longo prazo (Popp et al., 2005).

Apresenta-se na Figura 3.18 a distribuição da força de contacto entre partículas da camada de balastro obtidas num modelo plano. A espessura das linhas que unem os centros de massa das diferentes partículas é proporcional à força de contacto entre partículas (Popp et al., 2005). Conforme se pode verificar, sob a travessa, as forças distribuem-se de forma trapezoidal.

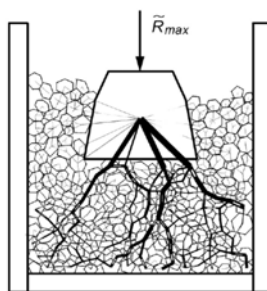


Figura 3.18 - Distribuição das forças de contacto entre partículas de balastro (Popp et al., 2005)

No contexto do estudo do comportamento dinâmico da via férrea balastrada é usual recorrer a modelos bem mais simples, sendo frequente a consideração da camada de balastro como um meio contínuo, modelada através de elementos finitos. Particularmente em modelos tridimensionais é possível considerar com algum detalhe a geometria desta camada.

De referir ainda que, face ao comportamento complexo da camada de balastro, autores como Jacobsson (1998) e Augustin, et al. (2003) referem alguns modelos constitutivos passíveis de serem adotados na modelação da camada de balastro.

Os modelos que consideram a camada de balastro como um conjunto de apoios discretos sob as travessas, simulados através de um sistema de mola e amortecedor, são os mais comuns. Neste caso, a dificuldade reside em encontrar os parâmetros adequados de rigidez e amortecimento a atribuir a estes elementos.

A determinação destes parâmetros é normalmente efetuada com base na validação experimental dos modelos numéricos. No entanto, Zhai et al. (2004) propõem uma expressão matemática para determinação da rigidez da camada de balastro formulada com base na degradação trapezoidal das forças, conforme esquematizado na Figura 3.19.

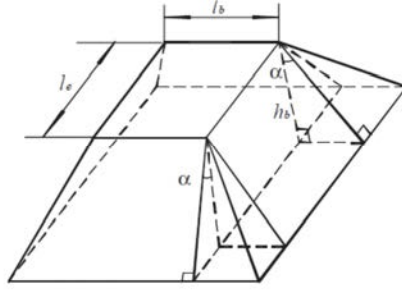


Figura 3.19 - Modelo usado para estimar a rigidez da camada de balastro (Zhai et al., 2004)

Segundo os autores, a rigidez da camada de balastro sob o apoio de um carril (K_b), pode ser obtida através da expressão:

$$K_b = \frac{2(l_e - l_b) \cdot \tan(\alpha)}{\ln \left[\left(\frac{l_e}{l_b} \right) \cdot \left(\frac{l_b + 2h_b \tan(\alpha)}{l_e + 2h_b \tan(\alpha)} \right) \right]} \cdot E_b \quad (3.4)$$

onde E_b é o módulo de deformabilidade do balastro e as restantes variáveis são parâmetros geométricos que se encontram convenientemente representados na Figura 3.19, sendo h_b a altura da camada, l_e o apoio efetivo de meia travessa, l_b a largura da base da travessa e α o ângulo de degradação das tensões na camada. Tendo por base estes parâmetros os autores sugerem também uma expressão para estimar a massa vibrante da camada de balastro:

$$M_b = \rho_b h_b \left[l_e l_b + (l_e + l_b) h_b \tan(\alpha) + \frac{4}{3} h_b^2 \tan^2(\alpha) \right] \quad (3.5)$$

onde ρ_b é a massa volúmica do material da camada de balastro.

3.3.4. Modelos para as zonas de transição

Alguns modelos descritos anteriormente para a modelação da via são também utilizados em estudos de simulação e análise do comportamento de zonas de transição. Neste contexto, os modelos numéricos constituem uma alternativa particularmente interessante na modelação das zonas de transição uma vez que permitem incluir com grande facilidade a variação de características ao nível da fundação da via. No entanto, alguns autores adotam também modelos analíticos e semianalíticos para este estudo.

Resumem-se no Quadro 3.8 algumas referências a estudos realizados especificamente sobre zonas de transição. Efetua-se a separação em dois grandes grupos, os modelos tridimensionais e os modelos bidimensionais.

Estes modelos visam simular o comportamento dinâmico das zonas de transição da via sendo a consideração da interação roda-carril um denominador comum a quase todos os modelos.

Quadro 3.8 - Estudos realizados sobre zonas de transição

Modelos tridimensionais	Modelos bidimensionais	
Lundqvist et al. (2006)	Schooleman (1996)	Hunt (1996)
Lane et al. (2007b)	Ishida et al. (1999)	Namura e Suzuki (2007)
Banimahd e Woodward (2007)	Lei e Mao (2004)	Van Dalen e Metrikine (2008)
Nicks (2009)	Gao et al. (2007)	Dimitrovová e Varandas (2009)
Coelho (2011)	Li e Berggren (2010)	Varandas et al. (2011)

Hunt (1996) propõe 2 modelos analíticos baseados na teoria de *Winkler* adaptados à modelação de variações de rigidez na via; um modelo permite a variação das propriedades do sistema ao longo do tempo em função da posição do eixo do veículo e o outro consiste no acoplamento de diferentes troços de vigas de *Winkler* com diferentes características de fundação. Também Dimitrovová e Varandas (2009) recorrem a modelos analíticos, formulados com base na teoria de *Winkler*, para o estudo de zonas de transição de rigidez da via.

Estes modelos apresentam as limitações inerentes aos modelos analíticos, que já foram apresentadas e discutidas anteriormente, sendo que no contexto de simulação do comportamento dinâmico de zonas de transição são ainda mais limitativos. Hunt (1996) desenvolve também modelos simples de elementos finitos que refere serem mais versáteis, permitindo simular fenómenos como o assentamento permanente da via.

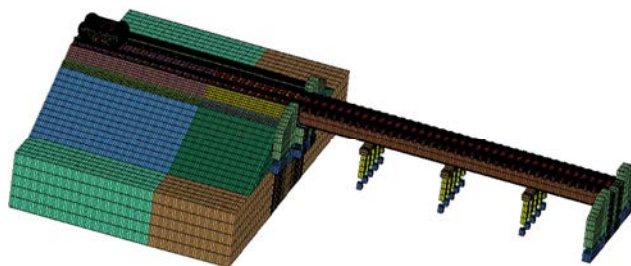
Os modelos bidimensionais, em que o carril apoia em conjuntos de molas e amortecedores, são muito comuns para a modelação dos fenómenos dinâmicos nas zonas de transição. Enquanto que alguns modelos incorporam vários níveis de molas e amortecedores, (Gao et al., 2007; Lei and Mao, 2004; Namura and Suzuki, 2007) outros são constituídos por apenas um nível (Hunt, 1996; Varandas et al., 2011). A consideração da massa das travessas e da camada de balastro, a incorporação de elementos que simulem a resistência ao corte das camadas da via ou a consideração do carril discretamente apoiado nas travessas, são aspetos também considerados em alguns estudos.

Estes modelos são extremamente atrativos na medida em que implicam tempos de cálculo muito reduzidos, permitindo incorporar com bastante facilidade problemas como a interação roda-carril. No entanto, a calibração e a aplicação à modelação de geometrias complexas, tão características das zonas de transição, constituem as maiores limitações destes modelos.

Neste contexto, os modelos tridimensionais são extremamente versáteis permitindo a consideração de geometrias complexas com relativa facilidade. A título de exemplo, apresentam-se na Figura 3.20 dois modelos tridimensionais de elementos finitos desenvolvidos por Lundqvist et al. (2006) e Nicks (2009). No primeiro modelo simula-se a variação das características da fundação da via e no segundo efetua-se a modelação completa de uma zona de transição aterro-ponte. Estes modelos tridimensionais foram desenvolvidos recorrendo ao programa de elementos finitos LS-DYNA que se baseia em métodos de integração explícitos que, no que concerne aos tempos de cálculo, constituem uma alternativa interessante para o cálculo dinâmico de modelos tridimensionais.



(a)



(b)

Figura 3.20 - Modelos tridimensionais de zonas de transição desenvolvido (a) por Lundqvist et al. (2006) e (b) por Nicks (2009)

Apesar destes modelos serem extremamente versáteis e intuitivos a sua aplicação deve ser prudente não descorando aspetos importantes, como a discretização adotada ou a definição das fronteiras, que quando tratados de forma pouco adequada podem comprometer a qualidade dos resultados.

Também para o estudo das zonas de transição a complexidade do modelo adotado deve estar de acordo com os aspetos particulares que se pretende simular. Enquanto que alguns modelos estão

mais direccionados para o estudo dos efeitos dinâmicos induzidos no sistema veículo-via por uma variação brusca de rigidez (Hunt, 1996; Lundqvist et al., 2006), outros foram pensados para incluir também a alteração do perfil longitudinal da via (Lei and Mao, 2004; Nicks, 2009; Schooleman, 1996) ou simular fenómenos normalmente identificados nas zonas de transição, como o efeito das travessas flutuantes (Ishida et al., 1999; Lundqvist and Dahlberg, 2005; Varandas et al., 2011) e a evolução da deformação permanente da via (Hunt, 1996; Lundqvist and Dahlberg, 2004).

Com base em modelos bidimensionais de carril sobre conjuntos de molas e amortecedores, Hunt (1996), Mauer (1995), Bruni et al. (2002), entre outros, modelaram o comportamento a longo prazo da via numa zona de transição através da incorporação de leis de assentamento da camada de balastro (referidas com pormenor mais à frente na secção 3.5.2.1). Também com o objetivo de simular o comportamento a longo prazo das zonas de transição, mas com base em modelos tridimensionais, Lundqvist e Dahlberg (2004) admitiram que o comportamento dos materiais da fundação do modelo obedecia a uma lei constitutiva elastoplástica. Assim, em função do carregamento, a fundação plastifica permitindo considerar o assentamento permanente da via de forma indireta. Este procedimento revelou-se pouco realista e de calibração muito difícil.

Verifica-se que, de uma forma geral, o estudo das zonas de transição incide sobre o estudo do efeito da variação de rigidez que é apontado como a causa do aparecimento de problemas como as travessas flutuantes e os assentamentos diferenciais. Apesar de teoricamente relacionados estes aspetos são normalmente modelados de forma independente não havendo uma compreensão integrada do processo.

3.4. MODELAÇÃO DO VEÍCULO E DA INTERAÇÃO COM A VIA

No estudo da dinâmica da via férrea, existem dois sistemas fundamentais que se caracterizam por um conjunto de frequências próprias de vibração, a via e o veículo. Estes sistemas interagem através do contacto entre as rodas do veículo e o carril da via.

Em função do problema que se pretende analisar poderá ser mais conveniente investir num modelo de via ou num modelo de veículo mais completo. A modelação da via foi já detalhadamente analisada na secção anterior, apresentam-se agora alguns aspetos relevantes da modelação do veículo e da interação veículo-via.

3.4.1. Modelação do veículo

Na atualidade encontram-se em circulação na Europa três principais tipos de comboios (CEN, 2003), os articulados (ex. Eurostar), os convencionais (ex. ICE) e os regulares (ex. Talgo), cuja representação esquemática se representa na Figura 3.21. Nos comboios articulados todos os veículos adjacentes, com a exceção da locomotiva, partilham os bogies; nos comboios convencionais cada veículo é constituído por dois bogies independentes e nos comboios regulares, à semelhança do que acontece nos comboios articulados, os veículos adjacentes partilham os bogies mas neste caso os bogies são constituídos por apenas um eixo.

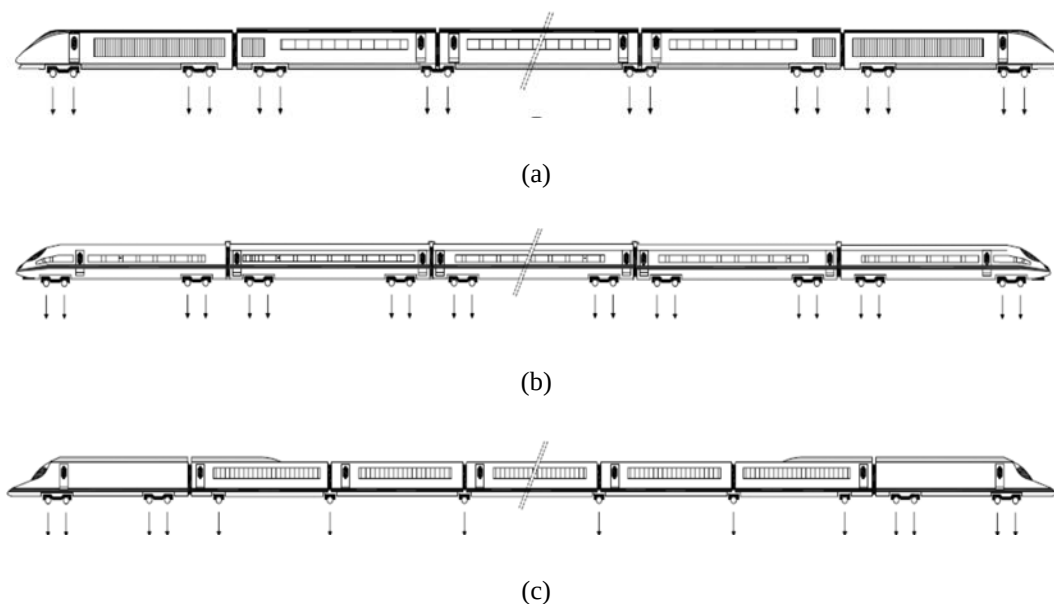


Figura 3.21 - Tipos de comboios em circulação nas linhas de alta velocidade na Europa: (a) articulados, (b) convencionais e (c) regulares (Figueiredo, 2007)

Para evidenciar a articulação entre os diferentes componentes de um veículo apresenta-se na Figura 3.22 um veículo típico de um comboio convencional. Conforme se pode verificar, o veículo é constituído por uma caixa (onde viajam os passageiros) e dois bogies, sendo cada bogie composto por dois eixos, cada qual com duas rodas. Relativamente às ligações, entre a caixa e os bogies existe um conjunto de molas e amortecedores que constituem a suspensão secundária, e entre os bogies e as rodas existe também um conjunto de molas e amortecedores que constituem a suspensão primária.

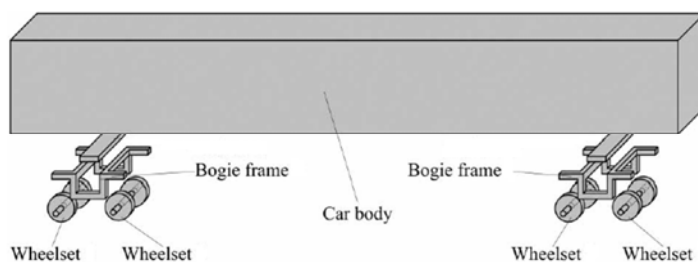


Figura 3.22 - Principais componentes de um veículo (adaptado de Popp et al. (2005))

A opção por uma modelação mais ou menos completa do veículo depende fundamentalmente do objetivo do estudo e da gama de frequências de interesse. Referem-se de seguida algumas opções de modelação do veículo para um estudo no plano de carregamento, plano vertical, analogamente ao que foi também apresentado em relação aos modelos da via.

A forma mais simples de modelar o veículo consiste em considerar apenas a carga vertical, que é transmitida à via através das rodas, por um conjunto de cargas móveis, não considerando a interação roda-carril. Neste caso, é apenas possível estudar o efeito das frequências de excitação induzidas pela passagem dos eixos do comboio na estrutura onde circula.

A modelação completa do veículo assume especial interesse quando se pretende avaliar aspetos como o conforto dos passageiros na passagem do comboio por determinada zona da via, ou atender às características dinâmicas do comboio no dimensionamento de estruturas, como por exemplo, de pontes (Yang et al., 2004).

Segundo Nielsen et al. (2003), para frequências de excitação superiores a 20 Hz o comportamento dinâmico da caixa do veículo encontra-se desacoplado dos bogies devido à suspensão secundária, verificando-se normalmente o mesmo para os bogies devido à suspensão primária. Neste contexto, a consideração dos bogies e caixa do veículo pode ser efetuada através de modelos muito simplificados.

Assim, numa análise dinâmica onde as frequências de excitação se situem na gama das médias frequências, a modelação mais simplificada do veículo é normalmente suficiente. Neste caso, é principalmente relevante a consideração da deformabilidade e massa das rodas/eixos em contacto com o carril. A consideração da deformabilidade dos bogies tem particular interesse para avaliação de tensões nestes elementos, por exemplo, no contexto de uma análise de fadiga (Popp et al., 1999).

Na Figura 3.23 apresentam-se quatro modelos de veículo diferentes usados por Hunt (1996) que, conforme se pode verificar, abrangem os casos em que se considera: (a) apenas um eixo do veículo, (b) um eixo, meio bogie e a suspensão primária; (c) um eixo, meio bogie, um quarto da caixa e as suspensões primária e secundária e (d) dois eixos, a suspensão primária e um bogie

completo. Nestes modelos foram incluídas as massas de cada componente considerado, em que m_1 corresponde à massa do eixo, m_2 à massa do bogie e m_3 à massa de metade da caixa do veículo.

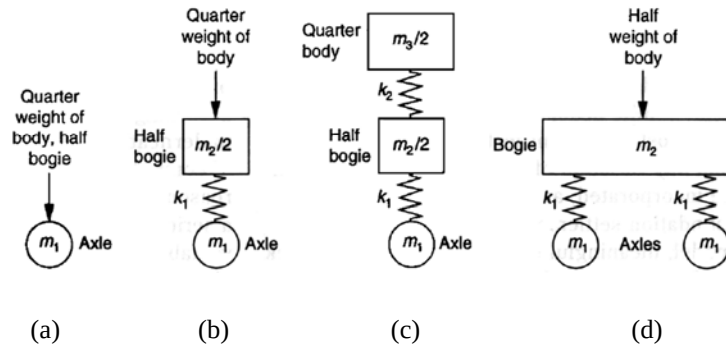


Figura 3.23 - Modelos de veículo onde se considera: (a) um eixo do veículo; (b) um eixo, a suspensão primária e meio bogie; (c) um eixo, a suspensão primária, meio bogie, a suspensão secundária e um quarto da caixa e (d) dois eixos, a suspensão primária e um bogie (Hunt, 1996)

O autor usou estes modelos no estudo dos efeitos dinâmicos induzidos pela passagem do veículo por uma junta e por uma variação do alinhamento vertical da via numa zona de transição de rigidez, tendo verificado que não existiam diferenças significativas entre os resultados obtidos com os quatro modelos, nomeadamente em termos da variação das forças de interação roda-carril. O autor concluiu que os efeitos dinâmicos verificados derivam fundamentalmente da aceleração vertical das massas não suspensas do veículo e que, no caso estudado, a interação entre eixos de um bogie não é relevante.

Num estudo de validação da força de contacto roda-carril, Nielsen (2006) compara a resposta dinâmica de diferentes modelos da roda do veículo, compostos por: (a) apenas a massa da roda; (b) duas massas e um conjunto mola-amortecedor entre ambas, simulando a flexibilidade da roda e (c) um modelo tridimensional de elementos finitos. O estudo permitiu verificar que o modelo da roda pode influenciar as forças de contacto roda-carril na gama das altas frequências que são induzidas, por exemplo, por lisos nas rodas do veículo ou rugosidade do carril. Neste caso, os resultados obtidos com recurso ao modelo (a), conduzem a uma sobrestimação da força de contacto, uma vez que, para altas frequências, a rigidez dinâmica deste modelo é muito elevada. A rigidez dinâmica do modelo (b) aproxima-se mais da obtida com o modelo de elementos finitos.

3.4.2. Interação veículo-via

A orientação do veículo na via depende de um complexo processo de contacto entre as rodas do veículo e a cabeça do carril, que é função da geometria e movimento de ambos. Quando uma

roda se desloca ao longo do carril ocorrem movimentos relativos entre ambos na direção longitudinal e transversal, e rotação da roda em relação ao carril (Pombo et al., 2007).

Apresenta-se na Figura 3.24 um pormenor do contacto entre a roda e o carril, quando o veículo circula num troço reto da via. No caso de um perfil de via em curva, o pormenor do contacto seria um pouco diferente, uma vez que haveria também contacto entre a flange da roda e a cabeça do carril situado no exterior da curva (Telliskivi et al., 2000).

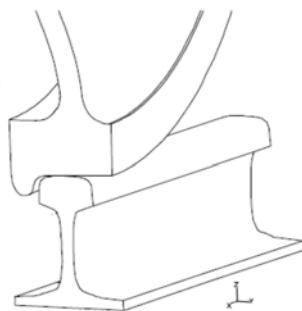


Figura 3.24 - Pormenor da zona de contacto roda-carril (Telliskivi et al., 2000)

Modelos complexos de deteção pormenorizada do contacto e das forças geradas na interface são necessários para o estudo de alguns problemas, como o descarrilamento do veículo ou a evolução da distribuição de tensões na roda e no carril.

A consideração destes modelos na generalidade das análises efetuadas no contexto da dinâmica da via férrea, não é viável. Recorrendo, por exemplo, ao método dos elementos finitos, para que o contacto roda-carril seja convenientemente considerado, é necessário investir numa discretização muito refinada da roda e do carril, o que torna o cálculo extremamente demorado.

Integrado numa análise onde o enfoque reside no comportamento dinâmico da via, assumir que o contacto ocorre primordialmente ao longo do plano de carregamento, na direção vertical, é perfeitamente aceitável. No entanto, simplificações na determinação das forças de contacto devem ser efetuadas com os devidos cuidados, tendo presente que o contacto depende das características geométricas e mecânicas dos dois corpos.

A mecânica do contacto assume-se neste contexto como uma disciplina muito importante, sendo a aplicação dos fundamentos da teoria de Hertz, desenvolvida em 1882, uma opção particularmente interessante no estudo do caso de contacto roda-carril. Esta teoria assenta em alguns pressupostos que importa salientar (Johnson, 1985):

- i) A sua validade limita-se aos casos de contacto não-conforme, ou seja, quando o contacto inicial entre os corpos ocorre apenas num ponto ou ao longo de uma linha. Quando os corpos são carregados surge entre eles uma área de contacto que, segundo constatou Hertz, tem forma elíptica. As dimensões desta área dependem da força aplicada, normal à área de

contacto, estando a razão entre as dimensões da elipse relacionadas com a curvatura dos corpos em contacto;

- ii) Os corpos são considerados como meios semi-indefinidos para a determinação das deformações locais induzidas pelo contacto. Para tal, a área de contacto deverá ser pequena comparativamente com o tamanho dos corpos e a curvatura das superfícies. Estas condições asseguram que na zona de contacto o campo de tensões não é influenciado pelas fronteiras dos corpos, e que as deformações são suficientemente pequenas que permitem a aplicação da teoria linear elástica;
- iii) Finalmente a teoria de Hertz pressupõe que não existe atrito entre os corpos, o que implica que no contacto apenas ocorram tensões normais.

Apresenta-se na Figura 3.25 uma representação esquemática do contacto entre dois corpos que obedece ao preconizado pela teoria de Hertz, onde A_1 e B_1 são os raios de curvatura do corpo 1 e A_2 e B_2 os raios de curvatura do corpo 2. Conforme se verifica, a superfície de contacto entre os corpos tem a forma de uma elipse.

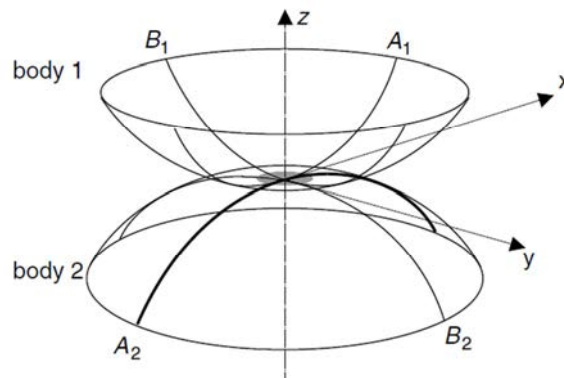


Figura 3.25 - Representação esquemática do caso genérico do contacto entre dois corpos segundo a teoria de Hertz (adaptado de Ayasse e Chollet (2006))

Para o caso particular de contacto entre dois sólidos de revolução:

$$A_1 = B_1 = R_1 \quad (3.6)$$

$$A_2 = B_2 = R_2 \quad (3.7)$$

Sendo a área de contacto circular com raio a , dado por:

$$a = \sqrt[3]{\frac{3PR}{4E^*}} \quad (3.8)$$

onde P corresponde à carga total de compressão dos corpos, R é o raio de curvatura equivalente dado por:

$$R = \sqrt{R_1 R_2} \quad (3.9)$$

e E^* é igual a:

$$\frac{1}{E^*} = \frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \quad (3.10)$$

onde E_1 , E_2 , ν_1 e ν_2 correspondem, respetivamente, aos módulos de deformabilidade e aos coeficientes de Poisson dos dois corpos em contacto. O afastamento entre dois pontos dos sólidos pode ser calculado por:

$$\delta = \frac{a^2}{R} = \sqrt[3]{\frac{9P^2}{16RE^{*2}}} \quad (3.11)$$

sendo a pressão máxima de contacto, p_0 , dada por:

$$p_0 = \frac{3P}{2\pi a^2} = \sqrt[3]{\frac{6PE^{*2}}{\pi^3 R^2}} \quad (3.12)$$

No caso de contacto entre dois sólidos genéricos, o recurso a estas fórmulas, deduzidas para o contacto entre dois sólidos de revolução, conduz a uma sobrestimação da deformação de contacto de apenas 5% e uma subestimação de p_0 de cerca de 8% (Johnson, 1985). Estas pequenas diferenças nos resultados justificam a simplificação muitas vezes adotada de considerar circular a área de contacto entre dois corpos genéricos.

Com base na expressão (3.11) é possível escrever a expressão (3.13) que relaciona diretamente a carga aplicada com a deformação no caso de existir contacto entre os corpos:

$$P = \sqrt{\frac{16RE^{*2}}{9}} \delta^{3/2} \quad (3.13)$$

É vulgar, neste contexto, considerar que:

$$C_H = \sqrt{\frac{16RE^{*2}}{9}} \quad (3.14)$$

em que C_H é designada por constante Hertziana e depende do raio de curvatura e das propriedades mecânicas dos corpos.

A determinação da rigidez de contacto, k_H , efetua-se por derivação de P em ordem a δ :

$$k_H = \frac{dP}{d\delta} \quad (3.15)$$

Esta operação permite então obter:

$$k_H = \frac{3}{2} C_H^{2/3} P^{1/3} \quad (3.16)$$

Substituindo C_H na expressão anterior e atendendo à expressão (3.10), admitindo que os materiais dos dois corpos são iguais, obtém-se:

$$k_H = \sqrt[3]{\frac{3RPE^2}{2(1-\nu^2)^2}} \quad (3.17)$$

Conforme se pode verificar pela análise da expressão (3.17) a relação entre a rigidez, k_H , e a carga total de compressão dos corpos, P , é não-linear.

No caso do contacto roda-carril, a carga P sofre variações como resultado da presença de defeitos, singularidades na via ou rugosidade do carril. Quando estas variações são pequenas é usual linearizar a rigidez k_H para o valor da carga estática, reduzindo-se o estudo à resolução de um problema elástico linear.

Estudos desenvolvidos por Wu e Thompson (2000) evidenciam os casos em que o contacto dinâmico entre a roda e o carril pode ser satisfatoriamente aproximado por um valor de rigidez de contacto linear. Para balizar a aplicabilidade dos modelos de contacto linear os autores estudaram diferentes níveis de irregularidade da via em conjugação com diferentes valores da carga estática do eixo do veículo, tendo concluído que quanto maior é o nível de irregularidade da via maior terá que ser a carga estática aplicada de forma a que o modelo de contacto linear possa ser aplicado.

Também Vale (2010) estudou a aplicabilidade da utilização do modelo linear para o contacto roda-carril, tendo verificado que, na presença de defeitos da via que provoquem variações da carga dinâmica substancialmente superiores ao valor da carga estática (para a qual foi efetuada a linearização da rigidez de contacto), é fundamental utilizar modelos de contacto não-lineares. Nestes casos, os modelos lineares conduzem a uma subestimação dos valores de pico da força dinâmica de contacto.

No contacto roda-carril é aceitável considerar que as propriedades dos materiais dos corpos em contacto são as mesmas e iguais às do aço. Relativamente às características geométricas, é usual considerar, por simplicidade, que o raio do carril é constante e igual ao valor que se verifica na cabeça do carril, e que a roda apenas apresenta curvatura na direção longitudinal.

Yan e Fischer (2000) compararam a distribuição das tensões de contacto obtidas no contacto roda-carril recorrendo a um modelo de elementos finitos pormenorizado destes dois corpos e

obtidas aplicando a teoria de Hertz. O estudo foi efetuado para diferentes posições relativas da roda e do carril, o que implicou a consideração nos cálculos de diferentes valores do raio de curvatura dos corpos. Na Figura 3.26 apresentam-se duas das configurações consideradas: quando o contacto ocorre no topo da cabeça do carril e no caso em que o contacto ocorre entre a parte lateral da cabeça do carril e a flange da roda.

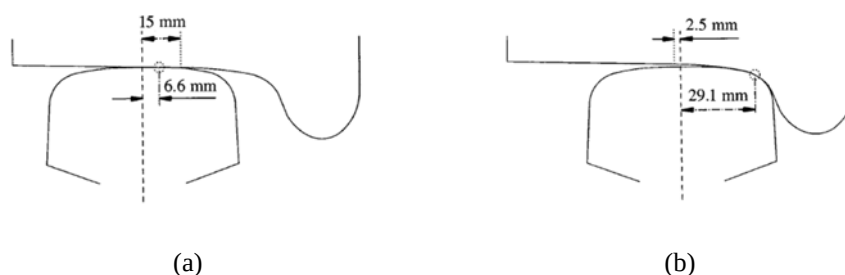


Figura 3.26 - Diferentes configurações de contacto: (a) contacto ocorre no topo da cabeça do carril e (b) contacto ocorre entre a parte lateral da cabeça do carril e a flange da roda (Yan and Fischer, 2000)

Os autores concluem que recorrendo à Teoria de Hertz se obtêm bons resultados, principalmente no caso em que todos os pressupostos desta teoria são cumpridos e que o raio de curvatura no ponto de contacto não varia, o que acontece, por exemplo, no caso de contacto apresentado na Figura 3.26 (a).

Concluem ainda que, curiosamente, a teoria de Hertz fornece bons resultados também nos casos em que o raio de curvatura de um dos corpos é inferior às dimensões da superfície de contacto, o que acontece por exemplo, no caso de contacto apresentado na Figura 3.26 (b). No entanto, Telliskivi et al. (2000) concluem que, neste caso particular de contacto, a teoria de Hertz demonstra ser pouco rigorosa na previsão dos resultados.

3.5. MODELAÇÃO DO ASSENTAMENTO PERMANENTE DA VIA

O assentamento da via cresce gradualmente ao longo do tempo, sendo a ação induzida pela passagem repetida dos eixos dos veículos normalmente apontada como uma causa desse assentamento. Vários estudos realizados neste contexto permitiram verificar que quando os materiais da via são solicitados de forma cíclica experimentam deformação permanente.

Apresentou-se com algum detalhe no Capítulo 2 a problemática associada ao aparecimento de assentamentos diferenciais, particularmente nas zonas de transição. Pretende-se agora explorar a forma de modelar o assentamento da via induzido pelo tráfego ferroviário.

O assentamento global da via é composto por uma componente elástica (δ^{el}), parcela do assentamento que é recuperada após descarga, e por uma componente residual (δ^r), que

representa o assentamento permanente, acumulado ao longo da história de carregamento da via. Apresenta-se na Figura 3.27 um esquema ilustrativo deste processo, onde N representa o número de ciclos de carga (Abdelkrim et al., 2003).

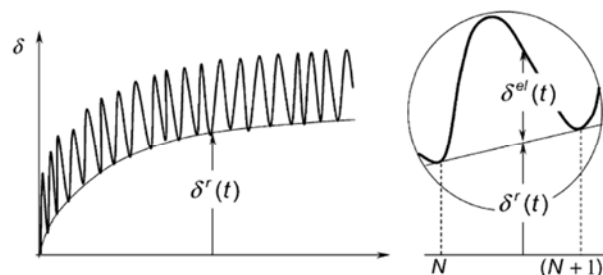


Figura 3.27 – Representação esquemática da evolução do assentamento global da via quando submetida a carregamento cíclico (adaptado de Abdelkrim et al. (2003))

Verifica-se que o assentamento permanente num ciclo de carga $[N, (N+1)]$ é consideravelmente menor do que a amplitude da componente elástica nesse mesmo período. No entanto, o assentamento permanente acumulado após milhares de ciclos de carga, pode tornar-se da mesma ordem de grandeza ou até superior à componente elástica.

Uma vez que o incremento do assentamento permanente entre sucessivos ciclos de carga é muito pequeno, a simulação ciclo a ciclo não é computacionalmente viável, pelo que Abdelkrim et al. (2003) sugerem a consideração de um incremento correspondente a um conjunto de N ciclos, podendo o valor de N ser da ordem dos milhares.

3.5.1. Métodos para modelação do assentamento permanente

A previsão da evolução do assentamento da via compreende por um lado o conhecimento do comportamento a longo prazo dos materiais que constituem a via e por outro lado a consideração de modelos que traduzam de forma adequada o comportamento dinâmico da via.

O estudo do comportamento a longo prazo de diferentes materiais quando submetidos a carregamento cíclico (principalmente em termos de resposta axial) é uma área bastante explorada. No entanto, a incorporação destes resultados em modelos completos da via é ainda um campo pouco estudado.

Na Figura 3.28 apresenta-se o procedimento numérico adotado por Bruni et al. (2002) na simulação da evolução do assentamento da via numa zona de transição devido à deformação permanente da camada de balastro. O modelo numérico adotado pelos autores permite considerar a interação veículo-via e determinar as forças induzidas pelo comboio no topo da camada de balastro, sob cada travessa. Tendo por base estas forças é possível calcular o

assentamento de cada travessa ao fim de determinado número de ciclos de carga que é depois aplicado no modelo através de um cálculo estático. Obtém-se assim um novo perfil da via que é usado para atualizar o perfil de irregularidades do carril, que serve de base à realização de nova análise dinâmica. Este procedimento é repetido consoante os ciclos de carga que se pretenda simular.

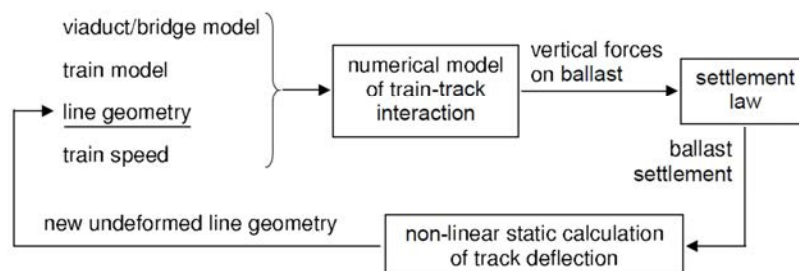


Figura 3.28 – Procedimento numérico para estimar o assentamento da via devido à deformação permanente da camada de balastro (Bruni et al., 2002)

Procedimentos semelhantes de simulação do assentamento permanente são também adotados por outros autores como Abdelkrim et al. (2003), Fröhling (1997), Hunt (1996) e Ferreira (2010).

A simulação da evolução do assentamento permanente da via com base neste procedimento é extremamente versátil podendo ser adotada independente do tipo de modelo e leis de assentamento consideradas. No entanto, a formulação das leis de assentamento deve estar de acordo com o tipo de modelo de via adotado.

3.5.2. Assentamento permanente da via

O assentamento global da via resulta do assentamento das diferentes camadas que a constituem, como a camada de balastro, a camada de sub-balastro, e as camadas de fundação. Estudos desenvolvidos por Selig e Waters (1994) evidenciam que a camada de balastro é responsável por grande parte do assentamento total da via, conforme ilustram os resultados apresentados na Figura 3.29.

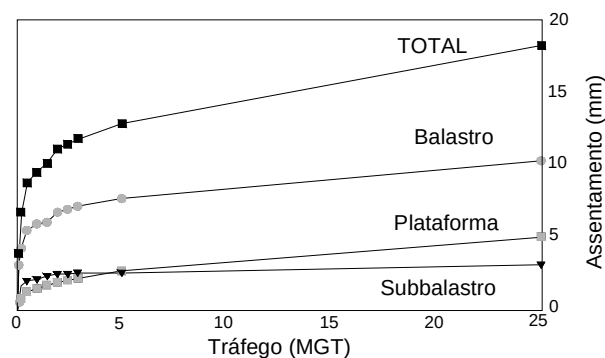


Figura 3.29 – Contribuição das camadas de balastro, sub-balastro e fundação para o assentamento global da via (adaptado de Selig e Waters (1994))

Ao longo do tempo, a passagem de tráfego induz nas diferentes camadas da via um campo de tensões com componentes verticais, horizontais e de corte, que variam no tempo. Como a solicitação é formada por cargas móveis, as tensões de corte invertem o sentido, verificando-se rotação das tensões principais (Burrow et al., 2005; Lekarp and Dawson, 1998) conforme ilustrado na representação esquemática da Figura 3.30.

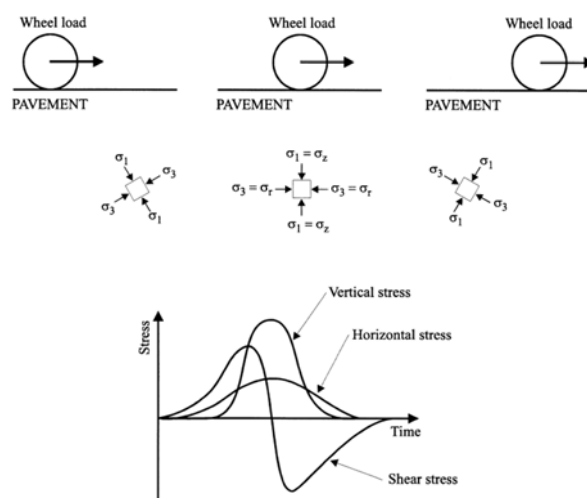


Figura 3.30 - Representação esquemática da rotação das tensões sob uma carga móvel (Lekarp and Dawson, 1998)

A previsão dos assentamentos das camadas da via é normalmente efetuada com base em leis de degradação, estabelecidas a partir de ensaios laboratoriais e de campo, que visam descrever a resposta dos materiais quando submetidos a repetidos ciclos de tensão.

A realização de ensaios triaxiais permite simular a evolução da deformação permanente de uma amostra de determinado material, submetido a carregamento cíclico e a um determinado nível de tensão de desvio e de tensão de confinamento. Embora esta seja a técnica de ensaio mais corrente, a realização de ensaios com cilindro oco é a forma mais correta de estudar a evolução

da deformação na via uma vez que permite ter em consideração a rotação das tensões (Fortunato, 2005).

Para o estudo particular do assentamento da camada de balastro, uma vez que a dimensão das partículas que a constituem dificulta a realização de ensaios triaxiais, recorre-se muitas vezes a modelos à escala reduzida, que pretendem simular em laboratório as condições de carregamento reais da via ferrea.

Distinguem-se essencialmente na bibliografia três tipos de leis de deformação permanente: leis para o balastro, leis para os materiais de granulometria extensa e leis para os materiais não-granulares. No âmbito deste trabalho especial atenção é dada às leis para o balastro e às leis para os materiais granulares que, dada a sua granulometria, se aproximam dos materiais vulgarmente aplicados nas camada de sub-balastro nas vias férreas.

3.5.2.1. Assentamento do balastro

Uma vez que o assentamento da camada de balastro representa a parcela mais significativa do assentamento global da via, vários autores têm efetuado a previsão da evolução dos assentamentos da via considerando apenas esta parcela.

A deformação da camada de balastro consiste na compactação desta camada granular, compreendendo o rearranjo, o desgaste e a rotura das partículas. A alteração da altura da camada de balastro ou o aparecimento de partículas de muito pequena dimensão são normalmente sinais do desgaste.

Apresentam-se agora algumas leis, existentes na bibliografia, que permitem obter a deformação da camada de balastro através da previsão da deformação permanente dos materiais que a constituem ou através da determinação direta do assentamento de toda a camada.

Estudos desenvolvidos pela ORE em 1970 (Ford, 1995) permitiram concluir que a taxa de crescimento da deformação permanente do balastro se reduz consideravelmente com o aumento do número de ciclos de carga. Os autores verificaram que o primeiro ciclo de carga produz uma deformação muito elevada e que posteriormente a deformação evolui segundo uma lei logarítmica do tipo:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_I (1 + C \log(N)) \quad (3.18)$$

onde, ε_N corresponde à deformação permanente do balastro após N ciclos de carga, C é uma constante que os autores consideraram igual a 0,20 e ε_I é a deformação permanente provocada pelo primeiro ciclo de carga, dada por:

$$\varepsilon_1 = 0,082(100n_p - 38,2)(\sigma_1 - \sigma_3)^2 \quad (3.19)$$

onde $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão de desvio a que o material está sujeito e n_p a porosidade da camada de balastro, que é função do grau de compactação inicial e do tipo de balastro, variando normalmente entre 0,40 e 0,50 (ORE, 1970; Selig and Waters, 1994).

Com base em ensaios laboratoriais e em medições efetuadas numa via (via de testes no Colorado, EUA), Selig e Waters (1994) concluíram que uma lei deste tipo tende a subestimar a deformação permanente do balastro com o aumento do número de ciclos, sobrestimando portanto o tempo entre intervenções de manutenção. Os autores propõem então que a deformação permanente do balastro, ε_N , após N ciclos de carga evolui de acordo com uma lei do tipo:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 N^b \quad (3.20)$$

onde ε_1 é a deformação permanente obtida no primeiro ciclo de carga e b é uma constante. Por ajuste aos resultados obtidos experimentalmente, os autores estipulam para ε_1 e b valores iguais a 0,35% e 0,21, respetivamente. De referir ainda que as medições efetuadas na via decorreram imediatamente após a sua instalação sem serem executadas quaisquer operações de estabilização.

Outros autores (Hunt, 1996; Mauer, 1995) adotaram uma lei do tipo da traduzida por (3.18) mas que permite estimar diretamente o assentamento da camada de balastro considerando que:

$$u_N = u_1(1 + C \log(N)) \quad (3.21)$$

onde u_N é o assentamento permanente da camada de balastro após N ciclos de carga. Neste caso os autores estabeleceram para o parâmetro C um valor igual a 0,43 e que o assentamento no primeiro ciclo de carregamento, u_1 , é calculado com base na reação sob a travessa (F) e em dois parâmetros s e a :

$$u_1 = s.F^a \quad (3.22)$$

O parâmetro s toma um valor constante de $0,00095 \text{ mm/kN}^{1,60}$ nos estudos de Mauer (1995), e valores variáveis entre $0,001$ e $0,0004 \text{ mm/kN}^{1,6}$, consoante o tipo de fundação da via, nos estudos de Hunt (1996). Relativamente ao parâmetro a , ambos os autores tomaram um valor igual a 1,60.

Bruni et al. (2002) efetuaram também a previsão do assentamento da camada de balastro mas com base numa lei do tipo da traduzida por (3.20), mas que permite estimar diretamente o assentamento da camada de balastro estabelecendo que:

$$u_N = u_1 N^b \quad (3.23)$$

onde o valor do deslocamento no primeiro ciclo de carregamento, u_1 , é determinado conforme apresentado anteriormente na expressão (3.22) mas considerando a igual a 0,85 e s igual a $0,00095 \text{ mm/kN}^{0,85}$.

De referir ainda a lei de assentamento permanente proposta por Sato (1995), que permite obter a deformação global da via com base no assentamento da camada de balastro, e que é dada por:

$$u = \gamma \cdot (1 - e^{-\alpha N}) + \beta N \quad (3.24)$$

onde α , γ , β são constantes. Segundo este autor a deformação depende de parâmetros como o tipo de material de balastro, a tensão sob travessas, a aceleração do balastro, o escorregamento das partículas de balastro, entre outros.

Ionescu (2004) analisou também experimentalmente a evolução da deformação permanente do balastro e comparou os resultados que obteve com os estimados através de diferentes leis de previsão da deformação permanente (algumas das quais mencionadas anteriormente). Os resultados obtidos neste estudo encontram-se representados na Figura 3.31.

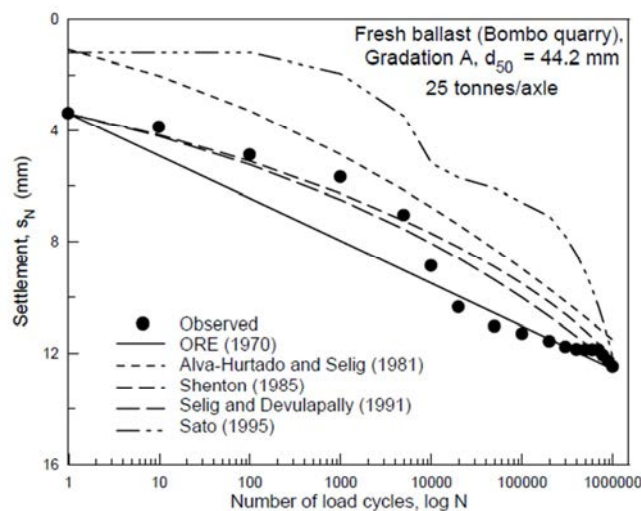


Figura 3.31 - Comparação de resultados experimentais do assentamento da camada de balastro com os obtidos através de diferentes leis de previsão (Ionescu, 2004)

Conforme se pode verificar, a previsão da deformação do balastro com base na lei proposta pela ORE parece constituir uma boa aproximação deste fenómeno, principalmente a partir dos 10000 ciclos de carga.

Em todos os trabalhos referidos anteriormente, os autores reportam um grande aumento da deformação do balastro durante os primeiros ciclos de carga. Nesta fase, a deformação da camada de balastro corresponde fundamentalmente ao rearranjo e acomodação das partículas. Segundo vários autores, este período de carregamento é equivalente à fase de estabilização da camada de balastro que ocorre logo após a execução da via, antes da entrada em funcionamento.

Neste sentido, estudos apresentados por Guérin et al. (1999) e por Bodin (2001) dividem o processo de assentamento em duas fases, a fase I e a fase II. Na fase I ocorre a compactação inicial da camada de balastro, onde o assentamento é em geral elevado, enquanto que na fase II se pode assumir uma taxa de crescimento do assentamento mais ou menos constante com o número de ciclos. Com base em estudos de carregamento cíclico da camada de balastro desenvolvidos num modelo à escala reduzida propõem uma lei para a fase II de carregamento, que traduz a taxa de variação do assentamento (τ) com o número de ciclos de carga (N), sendo dada por:

$$\frac{d\tau}{dN} = \alpha.d^\beta \quad (3.25)$$

Esta equação é função da deformação elástica máxima (d) da amostra durante o carregamento e dos parâmetros α e β que são determinados por regressão linear e apresentam valores diferentes consoante os autores.

Surge neste contexto a questão de quantos ciclos estão compreendidos na fase I de carregamento, ou seja, caso se pretenda efetuar um estudo de previsão da evolução do assentamento, após o processo de estabilização da via, quantos ciclos será necessários descontar às leis de previsão apresentadas.

Estudos desenvolvidos por Guérin et al. (1999) comprovaram que a fase inicial de carregamento depende essencialmente do tipo de estabilização que se aplica na camada de balastro. Apresentam-se na Figura 3.32 a evolução do assentamento da camada de balastro com o número de ciclos de carga em dois ensaios, onde foram aplicadas diferentes técnicas de estabilização desta camada. Na figura assinala-se a divisão do assentamento obtido nas fases de carregamento I e II. Conforme se pode verificar numa estabilização por vibração (ensaio P), a fase I corresponde a cerca de 8×10^5 ciclos, enquanto que numa estabilização por precursão (ensaio AA, linha a cheio na figura) apenas é necessário considerar 5×10^4 ciclos na fase I.

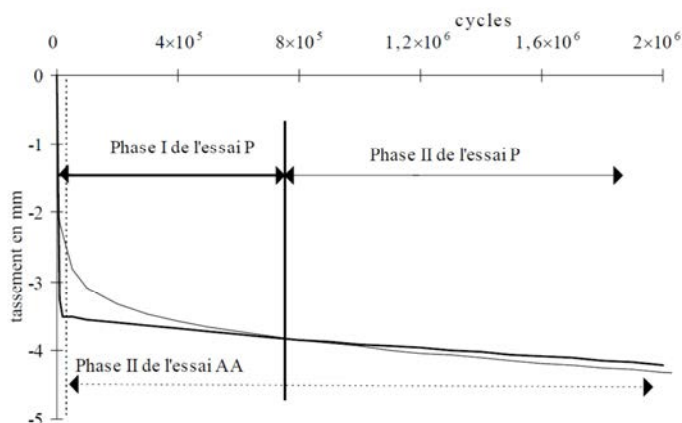


Figura 3.32 – Assentamento da amostra em função do número de ciclos para diferentes processos de estabilização. Ensaio P: compactação por vibração e ensaio AA: compactação por percussão (linha a cheio) (Guérin et al., 1999)

Bodin (2001) compara os resultados da evolução da deformação permanente da camada de balastro que obtém com os de outros investigadores e refere que os valores são idênticos aos medidos pela SNCF em plena via, na ausência de qualquer defeito, ao fim de 1×10^6 ciclos de carregamento, caso se considere uma fase I correspondente a 1×10^6 ciclos.

Estudos efetuados por Ionescu (2004) e referenciados por Lackenby (2006) indicam que o período inicial de estabilização de carregamento corresponde a cerca de 1×10^5 ciclos de carga.

De referir ainda que existem outros fatores também importantes para a degradação da camada de balastro, como a aceleração a que as partículas de balastro estão sujeitas (Al Shaer et al., 2008) ou a degradação induzida pelas camadas inferiores através da contaminação do balastro com finos. Aspetos como a rutura das partículas de balastro ou o efeito da tensão de confinamento são cuidadosamente abordados por Indraratna e Salim (2005). O efeito da presença de água ou de gelo nesta camada são referidos como temas para investigação futura no relatório da ORE (ORE, 1970).

3.5.2.2. Assentamento do sub-balastro

É possível encontrar na bibliografia muitos estudos relativos à deformação permanente de materiais granulares que são frequentemente aplicados nas camadas inferiores das rodovias e que, dada a sua granulometria, são semelhantes aos materiais normalmente adotados para a camada de sub-balastro da via férrea. Um resumo exaustivo de vários estudos sobre o comportamento destes materiais pode ser encontrado em Hornych et al. (2006), Lekarp e Dawson (1998) ou Lekarp et al. (2000).

Como resultado de ensaios laboratoriais, diversos autores têm proposto expressões que permitem prever a evolução da deformação permanente dos materiais granulares em função do número de ciclos de carga e/ou da tensão aplicada.

Mediante a realização de uma série de ensaios triaxiais cíclicos para diferentes níveis de carregamento, Gidel et al. (2001) propõem a determinação da deformação axial permanente (ε_p) dos materiais através da multiplicação de duas funções:

$$\varepsilon_p = f(N) \cdot g(p_{\max}, q_{\max}) \quad (3.26)$$

A função f depende do número de ciclos de carga N (em que $N > 100$) e é dada pela expressão:

$$f(N) = A \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (3.27)$$

onde A e B são parâmetros determinados experimentalmente. A função g depende das tensões máximas aplicadas no material e é dada por:

$$g(p_{\max}, q_{\max}) = \varepsilon_1 \cdot \left(\frac{l_{\max}}{p_a} \right)^n \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)} \quad (3.28)$$

onde $q_{\max}$ corresponde ao valor máximo da tensão de desvio dada por:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.29)$$

e $p_{\max}$ representa o valor máximo da tensão média dada por:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (3.30)$$

sendo σ_1 e σ_3 as tensões principais máxima e mínima. A constante p_a corresponde à pressão atmosférica e $l_{\max}$ é dado por:

$$l_{\max} = \sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2} \quad (3.31)$$

Os parâmetros s, m, n e ε_1 são obtidos experimentalmente em função do tipo de material. Os autores apresentam os parâmetros desta lei deduzidos para dois materiais granulares designados por Soreze e Poulmarch. Nos trabalhos experimentais desenvolvidos no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), no âmbito da tese de doutoramento de Fortunato (2005), é

possível encontrar a determinação destas constantes para agregado granítico e agregado calcário. No Quadro 3.9 resumem-se os parâmetros obtidos para estes materiais.

Quadro 3.9 - Parâmetros da lei de degradação para diversos materiais.

Parâmetros	Soreze UGM *	Poulmarch UGM *	Agregado Granítico **	Agregado Calcário **
s (kPa)	119	42,8	37,326	20,981
m	3,35	3,8	3,935	3,324
n	0,89	0,588	0,471	0,496
B	0,27	0,03	0,06	0,17
ε_l ($\times 10^{-4}$)	18,48	195,2	65,534	14,119

* Valores retirados de Gidel et al. (2001)

** Valores retirados de Fortunato (2005)

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 3.33 a evolução da deformação permanente com o número de ciclos de carga para estes quatro materiais quando submetidos a uma tensão de desvio de 70 kPa.

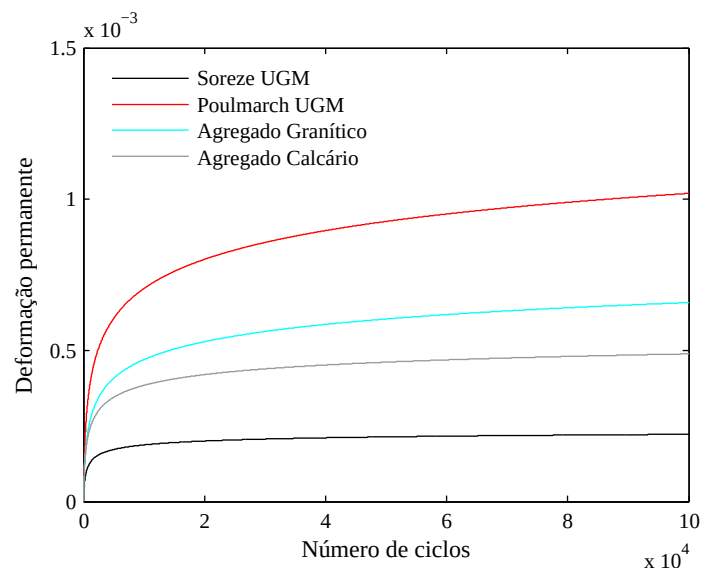


Figura 3.33 - Evolução da deformação permanente com o número de ciclos de carga para diferentes materiais: Poulmarch UGM, Soreze UGM, Agregado granítico e Agregado calcário

Estudos anteriores a este, como o apresentado por Paute et al. (1994), tinham já apontado formas de prever a evolução da deformação permanente destes materiais mas não permitiam incluir de forma satisfatória a influência do estado de tensão na acumulação da deformação permanente (Lekarp and Dawson, 1998).

3.5.2.3. Influência das camadas de fundação no assentamento da via

Segundo Li e Selig (1998b) o dimensionamento das camadas da via entre a superfície do terreno de fundação e a base da travessa (balastro, sub-balastro e camada de forma) deverá ser efetuado com o objetivo de reduzir a tensão de desvio transmitida à fundação. Conforme se verifica na Figura 3.34, a altura (H) e o módulo de deformabilidade (E_b) destas camadas influenciam o desenvolvimento de tensões de desvio à superfície da fundação da via.

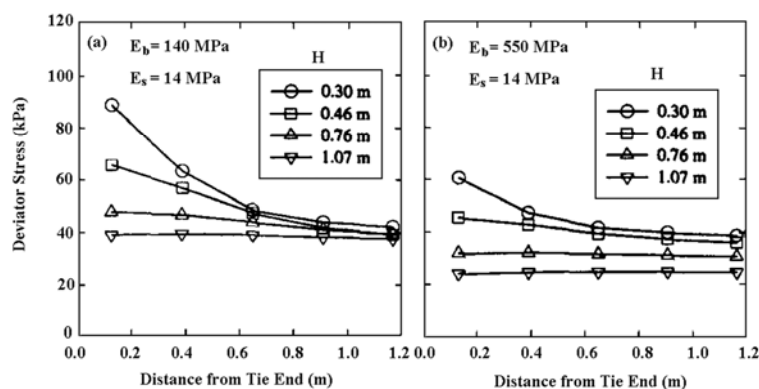


Figura 3.34 – Efeito da espessura (H) e módulo de deformabilidade (E_b) das camadas da via na tensão de desvio verificada à superfície da fundação (Li and Selig, 1998b)

Quando as camadas da via não desempenham convenientemente as suas funções porque são constituídas por material de qualidade inadequada, não têm espessura suficiente ou são submetidas a esforços para os quais não foram dimensionadas, verificam-se deformações elevadas na camada de fundação. Quando, aliado a este facto, a fundação é constituída por materiais de baixa resistência inadequadamente compactados e com teor em água elevado, como solos finos ou aluvionares, a deformação permanente da via evolui rapidamente.

À semelhança do que é proposto para a camada de balastro e materiais granulares da via, alguns autores como Li e Selig (1996; 1998a; 1998b) ou Puppala et al. (1999) propõem também leis para estimar a deformação permanente dos solos de fundação da via, especialmente de solos moles ou aluvionares, que são mais sujeitos à acumulação de deformações permanentes.

3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Efetuuou-se neste capítulo uma abordagem a aspetos importantes da via férrea balastrada, como a constituição, o funcionamento estrutural e o comportamento dinâmico, que constituem uma base de conhecimento muito útil no contexto do desenvolvimento e calibração dos modelos numéricos da via.

De entre as diferentes formas possíveis para a modelação da via férrea, verificou-se que os modelos que permitem considerar a variação das características da via na direção longitudinal, incorporando com facilidade geometrias complexas, são os mais indicados para a modelação de zonas de transição. Neste contexto, os modelos numéricos são extremamente atrativos, sendo o Método dos Elementos Finitos eleito na grande maioria dos estudos.

A modelação é efetivamente uma ferramenta muito poderosa uma vez que permite simular e prever o comportamento dinâmico das estruturas. No entanto, a calibração dos modelos é fundamental para que se possa, com alguma confiança, generalizar as conclusões retiradas. Este é um aspeto que será tido em consideração nos estudos desenvolvidos nesta tese.

A modelação do comportamento a longo prazo da via abordada neste capítulo e todas as considerações efetuadas relativamente às leis de previsão do assentamento permanente, servem de base teórica à metodologia de previsão do comportamento a longo prazo da via em zonas de transição que será apresentada no próximo capítulo.

4. METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA VEÍCULO-VIA

4.1. INTRODUÇÃO

Para a análise do comportamento dinâmico da via, do veículo e da interação entre ambos é necessário recorrer a metodologias próprias que permitam simular de forma adequada o problema. Neste capítulo apresentam-se as metodologias inerentes aos estudos de simulação realizados no âmbito desta tese.

O método dos elementos finitos associado a métodos diretos de integração numérica no tempo permite simplificar consideravelmente a análise dinâmica de um sistema contínuo, permitindo ainda de forma relativamente simples considerar o contacto entre os corpos. Estas metodologias encontram-se implementadas em diversos programas comerciais tendo-se recorrido para este estudo aos programas ANSYS e LS-DYNA. Embora ambos se baseiem em métodos diretos de integração, no primeiro a análise é efetuada através de algoritmos de integração implícitos e no segundo através de algoritmos explícitos.

De forma a poder utilizar com confiança os programas adotados procurou-se numa primeira fase compreender as metodologias de cálculo inerentes a cada programa, dando-se particular atenção aos aspetos mais relevantes para as aplicações efetuadas no âmbito da tese. Assim, apresentam-se neste capítulo os fundamentos teóricos inerentes aos métodos de integração de cada programa e exploram-se algumas particularidades, nomeadamente em termos da construção da matriz de amortecimento do sistema, da definição das condições fronteira dos modelos e da modelação do contacto entre corpos.

Uma vez que o contacto está presente em diversas aplicações efetuadas, por exemplo quando se simula o contacto roda-carril ou o contacto travessa-balastro, referem-se com algum detalhe neste capítulo os fundamentos inerentes aos algoritmos de contacto, descrevendo-se os dois principais métodos utilizados para resolver o problema de contacto entre corpos, que são o método dos multiplicadores de *Lagrange* e o método da penalidade.

A modelação do contacto entre a roda e o carril na simulação da interação veículo-via é referida com maior detalhe uma vez que, devido a restrições de modelação impostas pelos programas usados, foi necessário estabelecer modelos de contacto diferentes. Enquanto que no modelo bidimensional desenvolvido no programa ANSYS o contacto roda-carril é do tipo ponto-linha, no modelo tridimensional desenvolvido no programa LS-DYNA o contacto é estabelecido entre superfícies. Apresentam-se detalhadamente os dois modelos, comparando-se os resultados obtidos em termos de deslocamentos verticais e forças de interação roda-carril num exemplo simples de aplicação. No contexto da análise do contacto veículo-via são referidas algumas particularidades da aplicação dos algoritmos de contacto nos programas adotados.

Apresenta-se ainda neste capítulo uma metodologia desenvolvida para simular numericamente a evolução do perfil deformado da via resultante da passagem do tráfego ferroviário. Com base num processo iterativo, que articula o programa ANSYS e o programa MATLAB, o método proposto permite considerar no modelo numérico a deformação permanente dos materiais que constituem a via tendo por base leis de deformação que dependem do número de ciclos de carga e do estado de tensão a que os materiais estão sujeitos.

4.2. MODELOS NUMÉRICOS

No âmbito da simulação e análise dinâmica, que constitui o grande enfoque dos estudos desta tese, os métodos numéricos revelam-se uma ferramenta muito poderosa. No contexto do método dos elementos finitos e recorrendo a métodos diretos de integração é possível agilizar a resolução de um problema complexo discretizando-o no tempo e no espaço.

Apresentam-se nesta secção a formulação da equação de equilíbrio dinâmico do sistema bem como as metodologias inerentes à sua resolução através de métodos numéricos de integração, tendo por base o método dos elementos finitos.

4.2.1. Equação de equilíbrio dinâmico

A equação diferencial de equilíbrio dinâmico é estabelecida admitindo que as cargas exteriores, $\mathbf{F}$, são equilibradas por uma combinação de forças de inércia, $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}$, forças de amortecimento, $\mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}$, e forças elásticas, $\mathbf{K}\mathbf{u}$, que variam no tempo:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (4.1)$$

Nesta equação diferencial de segunda ordem no tempo, $\mathbf{u}$ é o vetor dos deslocamentos, sendo $\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$ a primeira e segunda derivada de $\mathbf{u}$, ou seja, os vetores velocidade e aceleração,

respetivamente. As matrizes $\mathbf{M}$, $\mathbf{K}$ e $\mathbf{C}$ são as matrizes de massa, rigidez e amortecimento globais do problema.

4.2.2. Resolução da equação de equilíbrio dinâmico

Nos métodos diretos a integração numérica é efetuada em n intervalos de tempo, sendo a equação (4.1) satisfeita para instantes discretos, assumindo-se que nos intervalos de tempo ocorre determinada variação de deslocamentos, velocidades e acelerações.

A resolução da equação diferencial de equilíbrio dinâmico com recurso a métodos diretos pode ser efetuada através de algoritmos implícitos ou algoritmos explícitos que constituem a base de cálculo adotada nos programas ANSYS e LS-DYNA, respetivamente. Os princípios inerentes a cada um destes métodos são apresentados de seguida.

4.2.2.1. Métodos implícitos

Nos algoritmos implícitos os deslocamentos referentes ao instante de tempo de cálculo $n+1$, dados por $\mathbf{u}_{n+1}$, são obtidos considerando informação relativa a este instante e a instantes anteriores:

$$\mathbf{u}_{n+1} = f(\dot{\mathbf{u}}_{n+1}, \ddot{\mathbf{u}}_{n+1}, \mathbf{u}_n, \dot{\mathbf{u}}_n, \ddot{\mathbf{u}}_n \dots) \quad (4.2)$$

Uma forma de resolver a equação de equilíbrio dinâmico consiste em considerar aceleração constante em cada intervalo de tempo o que, recorrendo ao método de *Newmark*, permite escrever (Cook et al., 2002):

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_{eff} \mathbf{u}_{n+1} = & \mathbf{R}_{n+1}^{ext} + \mathbf{M} \left(\frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{u}_n + \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{\mathbf{u}}_n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right) \\ & + \mathbf{C} \left(\frac{\gamma}{\beta \Delta t^2} \mathbf{u}_n + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{\mathbf{u}}_n + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \ddot{\mathbf{u}}_n \right) \end{aligned} \quad (4.3)$$

em que β e γ são constantes do método de *Newmark* e $\mathbf{K}_{eff}$ é dado por:

$$\mathbf{K}_{eff} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \mathbf{C} + \mathbf{K} \quad (4.4)$$

Os métodos implícitos são incondicionalmente estáveis quando se recorre ao método de *Newmark* obedecendo à condição:

$$2\beta \geq \gamma \geq \frac{1}{2} \quad (4.5)$$

Desta forma o cálculo será sempre estável independentemente do intervalo de tempo adotado, contudo a consideração de intervalos de tempo grandes pode comprometer a precisão dos resultados (Cook et al., 2002).

4.2.2.2. Métodos explícitos

Nos algoritmos explícitos os deslocamentos para o instante $n+1$, dados por $\mathbf{u}_{n+1}$, são calculados apenas com base em informação relativa aos intervalos de tempo anteriores:

$$\mathbf{u}_{n+1} = f(\mathbf{u}_n, \dot{\mathbf{u}}_n, \ddot{\mathbf{u}}_n, \mathbf{u}_{n-1}, \dots) \quad (4.6)$$

A resolução da equação de equilíbrio dinâmico (4.1) recorrendo ao método das diferenças centrais estabelecido para o instante $n-1/2$, instante intermédio entre o instante $n-1$ e n , permite obter (Cook et al., 2002):

$$\frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} \mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{R}_n^{\text{ext}} - \mathbf{R}_n^{\text{int}} + \frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} (\mathbf{u}_n + \Delta t \dot{\mathbf{u}}_{n-1/2}) - \mathbf{C} \dot{\mathbf{u}}_{n-1/2} \quad (4.7)$$

onde $\mathbf{R}_n^{\text{ext}}$ constitui o vetor das forças nodais que resultam das forças externas aplicadas ao sistema e $\mathbf{R}_n^{\text{int}}$ representa o vetor das forças internas que é normalmente determinado com base na matriz de rigidez global do problema ($\mathbf{K}$) através de:

$$\mathbf{R}_n^{\text{int}} = \mathbf{K} \mathbf{u}_n \quad (4.8)$$

Os métodos explícitos são condicionalmente estáveis o que significa que existe um intervalo de tempo crítico que caso seja excedido pode conduzir à instabilidade do processo numérico.

A determinação do intervalo de tempo a adotar para a análise é efetuada internamente pelo programa LS-DYNA. Tendo em conta as características geométricas de cada elemento finito e as propriedades mecânicas dos materiais que os constituem é estimado um intervalo de tempo para cada elemento finito do modelo (Δt_i). O intervalo de tempo da análise (Δt) é igual ao valor mínimo determinado ao nível de cada elemento:

$$\Delta t = a \min(\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3, \dots, \Delta t_N) \quad (4.9)$$

onde, por razões de estabilidade, é usual considerar o fator de escala a que é normalmente igual a 0,90 mas que pode tomar valores inferiores (LS-DYNA, 2006).

O intervalo de tempo assim estimado é normalmente um valor muito pequeno sendo necessário considerar em cada análise um número muito elevado de intervalos de tempo. A presença de amortecimento no sistema implica, em geral, a redução deste intervalo de tempo de análise que passa a ser estimado de acordo com:

$$\Delta t = a \min(\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3, \dots, \Delta t_N) \left(\sqrt{1 + \xi^2} - \xi \right) \quad (4.10)$$

onde ξ corresponde ao coeficiente de amortecimento.

No caso de aplicação de métodos explícitos na resolução da equação de equilíbrio dinâmico, efetuada de acordo com o apresentado em (4.7), a consideração da matriz de massa diagonal evita a resolução de um sistema de equações contribuindo para uma maior rapidez do cálculo em cada intervalo de tempo. Esta simplificação permite ainda originar menos oscilações espúrias do que no caso em que se considera a matriz de massa consistente (Cook et al., 2002).

No entanto, quando se recorre aos métodos implícitos, aplicando a equação (4.3), é conveniente adotar a matriz de massa consistente por questões de precisão. Além disso neste caso a consideração da matriz de massa diagonal não implica uma redução significativa do tempo de cálculo.

4.2.3. Construção da matriz de amortecimento

No contexto da resolução de um problema dinâmico a construção da matriz de amortecimento é efetuada de forma diferente nos dois programas de cálculo adotados. Dada a relevância da questão, no contexto de uma análise dinâmica, efetuam-se nesta secção algumas considerações sobre esta matéria.

No programa ANSYS a matriz de amortecimento é definida com base na matriz de amortecimento de *Rayleigh* dada por:

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \sum_{i=1}^{N_{mat}} \beta_i \mathbf{K}_i \quad (4.11)$$

onde α corresponde ao parâmetro da matriz de amortecimento de *Rayleigh* que multiplica a matriz de massa do sistema ($\mathbf{M}$) e β_i é o parâmetro da matriz de amortecimento de *Rayleigh*, correspondente ao material i , que multiplica a matriz de rigidez global ($\mathbf{K}_i$) resultante do espalhamento das matrizes dos elementos formados pelo material i . Mediante esta formulação, e ao contrário do que acontece com o valor de α , é possível definir um máximo de N_{mat} valores de β_i , sendo o N_{mat} o número total de materiais que constituem o sistema.

O processo de determinação destes parâmetros encontra-se detalhadamente apresentado na bibliografia (Chopra, 1995).

A matriz de amortecimento do sistema no programa LS-DYNA é também definida com base da formulação da matriz de amortecimento de *Rayleigh* mas dada por:

$$\mathbf{C} = \sum_{i=1}^{N_{mat}} \alpha_i \mathbf{M}_i + \sum_{i=1}^{N_{mat}} \beta_i \mathbf{K}_i \quad (4.12)$$

onde α_i e β_i são os parâmetros da matriz de amortecimento de *Rayleigh*, correspondentes ao material i , que multiplicam respetivamente a matriz de massa ($\mathbf{M}_i$) e a matriz de rigidez ($\mathbf{K}_i$) globais que resultam do espalhamento das matrizes dos elementos formados pelo material i . Também neste caso N_{mat} corresponde ao número total de materiais do sistema.

É importante referir que neste programa o parâmetro que multiplica a matriz de rigidez do sistema é definido como a percentagem de amortecimento na gama das altas frequências do sistema, e não como o parâmetro determinado com base na formulação da matriz de *Rayleigh* convencional. Neste caso, este parâmetro é fundamentalmente utilizado para amortecer vibrações associadas a frequências altas e a oscilações provenientes de ruído numérico (LS-DYNA, 2006). De referir ainda que a frequência mais alta do sistema (f_{max}) é definida em função do intervalo de tempo de integração da análise (Δt), sendo determinada de acordo com:

$$f_{max} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4}{\Delta t^2}} \quad (4.13)$$

Uma vez que esta frequência é inversamente proporcional ao intervalo de tempo de integração de um cálculo explícito, é sempre um valor muito alto.

4.2.4. Definição das condições fronteira

A imposição de deslocamentos nulos ou livres nas fronteiras do modelo cria condições não reais de propagação de ondas ocasionando a sua reflexão e devolução ao sistema modelado, com consequente contaminação dos resultados. Neste sentido, é necessário incorporar nos modelos de elementos finitos condições fronteira que simulem as condições reais, ou seja, que permitam o livre atravessamento das ondas (Faria, 1988).

No contexto de uma análise no domínio do tempo com recurso a elementos finitos a forma mais prática de considerar as fronteiras consiste na adição de amortecedores do tipo viscoso de acordo com o proposto por Lysmer e Kuhlemeyer (1969).

Neste contexto, importa tecer algumas considerações sobre a forma como estas condições fronteira são consideradas nos dois programas de cálculo adotados para os estudos.

No programa LS-DYNA estas condições já se encontram implementadas, sendo apenas necessário atribuir às fronteiras do modelo a condição de não reflexão (LS-DYNA, 2006).

O programa ANSYS, pelo contrário, não dispõe desta opção para a definição das condições fronteira em problemas estruturais, pelo que foi necessário aplicar manualmente as fronteiras no modelo. Para este efeito, a definição dos parâmetros de amortecimento foi efetuada com base nos trabalhos de White et al. (1977) relativos à propagação de ondas num meio isotrópico bidimensional.

A matriz de amortecimento proposta por estes autores corresponde a uma matriz ponderada cuja formulação não depende da frequência das ondas nem da sua direção de propagação que para o caso de um modelo em estado plano de tensão é dada por:

$$\mathbf{C} = \frac{8G}{15\pi V_s} \begin{bmatrix} 18s + 2 - 20s^3 & 0 \\ 0 & 2s + 3 \end{bmatrix} \quad (4.14)$$

onde G representa o módulo de distorção do material, V_s a velocidade de propagação das ondas S (de corte) no meio e o parâmetros s é dado por:

$$s = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)}} \quad (4.15)$$

onde ν é o coeficiente de Poisson do material.

A simulação das condições de não reflexão é efetuada através da colocação de elementos amortecedores do tipo viscoso nas direções normal e tangencial às fronteiras do modelo, conforme apresentado na Figura 4.1. O amortecimento em cada nó da fronteira resulta do espalhamento das contribuições dos elementos que têm em comum esse nó.

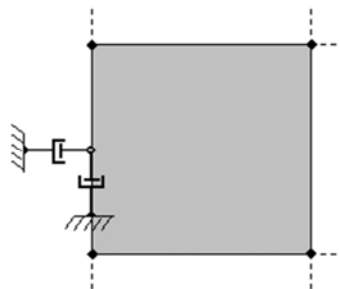


Figura 4.1 – Pormenor da colocação de um elemento amortecedor na fronteira do modelo

Aquando da apresentação dos modelos dinâmicos usados nos estudos desenvolvidos neste trabalho (no Capítulo 5) será analisada a eficácia da utilização destas fronteiras.

4.3. ALGORITMOS DE CONTACTO

Os algoritmos de contacto são considerados no estudo sempre que é necessário atender à interação entre diferentes componentes de um sistema. A incorporação de algoritmos de contacto em diversos programas comerciais de elementos finitos como ANSYS, o LS-DYNA, o ABAQUS, o ADINA, entre outros, generalizou a sua aplicação a diversos estudos.

No âmbito desta tese, os algoritmos de contacto são aplicados fundamentalmente na simulação do contacto roda-carril, sendo também usados para simular o contacto travessa-balastro sempre que o caso de estudo o justifique.

Numa análise com contacto entre corpos a equação de equilíbrio do sistema é em tudo idêntica à apresentada na secção anterior, sendo apenas necessário introduzir as condições cinéticas e cinemáticas nas interfaces de contacto. A impenetrabilidade é a condição base para a consideração do contacto entre corpos. No entanto, esta condição é imposta numericamente o que envolve algumas aproximações que se pretende expor sucintamente nesta secção.

4.3.1. A cinemática do contacto

O processo de contacto divide-se essencialmente em duas fases. Numa primeira fase ocorre a identificação das superfícies que entram em contacto e numa segunda fase são estabelecidas as relações cinemáticas, necessárias para impor as restrições de contacto entre os corpos (Bathe and Bouzinov, 1997; Wriggers, 2002).

Na Figura 4.2 representam-se dois corpos elásticos C^α , em que α toma valores de 1 e 2, que, animados de movimento, se aproximam e entram em contacto. Nessa altura, as coordenadas $\mathbf{X}^\alpha$, que ocupavam antes do contacto posições distintas, passam a ocupar a mesma posição. Assim, $\mathbf{x}^\alpha$ corresponde à coordenada do corpo C^α na configuração de contacto e é dada por $\mathbf{x}^\alpha = \mathbf{X}^\alpha + \mathbf{u}^\alpha$, onde $\mathbf{u}^\alpha$ é o vetor de deslocamento.

A fronteira do corpo 1, designada por Γ^1 , é parametrizada num referencial local, ξ , que se encontra ligado ao corpo acompanhando a sua deformação. Define-se ainda neste contexto o vetor $\bar{\mathbf{n}}^1$ que é normal à superfície de contacto do corpo 1.

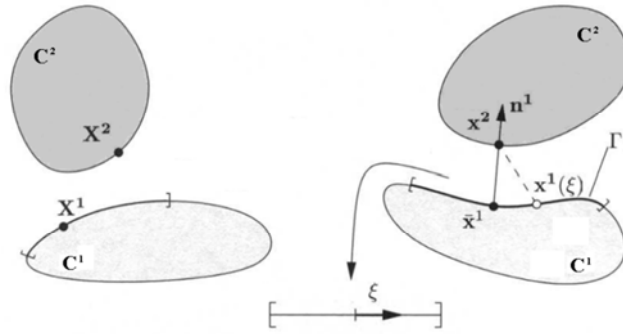


Figura 4.2 – Representação esquemática dos corpos C^1 e C^2 na configuração inicial e na configuração de contacto (adaptado de Wriggers (2002))

Admitindo que a fronteira de contacto é uma região convexa, pelo menos localmente, é possível encontrar para qualquer ponto com coordenada $\mathbf{x}^2$ na fronteira Γ^2 um ponto correspondente com coordenada $\bar{\mathbf{x}}^1 = \mathbf{x}^1(\xi)$ na fronteira Γ^1 com base na resolução de um problema de determinação da distância mínima, d , através de:

$$d = \|\mathbf{x}^2 - \bar{\mathbf{x}}^1\| = \min_{\mathbf{x}^1 \in \Gamma^1} \|\mathbf{x}^2 - \mathbf{x}^1(\xi)\| \quad (4.16)$$

Desta forma, $\bar{\mathbf{x}}^1$ é a projeção ortogonal de $\mathbf{x}^2$ da superfície de contacto Γ^2 na superfície de contacto Γ^1 . Conhecendo $\bar{\mathbf{x}}^1$ pode definir-se a condição de não-penetração entre os corpos:

$$g_N = (\mathbf{x}^2 - \bar{\mathbf{x}}^1) \cdot \bar{\mathbf{n}}^1 \geq 0 \quad (4.17)$$

e a função de penetração entre os corpos:

$$\bar{g}_N = \begin{cases} (\mathbf{x}^2 - \bar{\mathbf{x}}^1) \cdot \bar{\mathbf{n}}^1 & \Leftarrow (\mathbf{x}^2 - \bar{\mathbf{x}}^1) \cdot \bar{\mathbf{n}}^1 < 0 \\ 0 & \Leftarrow (\mathbf{x}^2 - \bar{\mathbf{x}}^1) \cdot \bar{\mathbf{n}}^1 \geq 0 \end{cases} \quad (4.18)$$

Quando $g_N = 0$ ocorre contacto e consequentemente desenvolvem-se tensões entre os corpos. Admitindo que não existe atrito na superfície de contacto a componente normal do vetor das tensões é dada por:

$$\mathbf{t}^1 = p_N^1 \bar{\mathbf{n}}^1 \quad (4.19)$$

onde p_N^1 toma valores menores que 0 no caso de tensões normais de compressão. Segundo o princípio da ação-reação, o vetor de tensão atua em ambos os corpos, verificando-se: $\mathbf{t}^1 = -\mathbf{t}^2$, no ponto de contacto $\bar{\mathbf{x}}^1$.

Assim, sempre que existe contacto entre os corpos, e na ausência de atrito, verifica-se que $g_N = 0$ e $p_N < 0$. Caso ocorra perda de contacto então $g_N > 0$ e $p_N = 0$. Desta forma, verifica-se sempre a condição: $g_N \cdot p_N = 0$. É assim possível estabelecer as condições fundamentais do contacto:

$$g_N \geq 0 \quad (4.20a)$$

$$p_N \leq 0 \quad (4.20b)$$

$$g_N \cdot p_N = 0 \quad (4.20c)$$

4.3.2. Imposição das condições de contacto

Apresentam-se nesta secção duas formulações vulgarmente adotadas para incorporar as condições de contacto dos corpos na equação de equilíbrio, para os casos em que não se considera atrito.

No âmbito do método dos elementos finitos é adequado formular a equação de equilíbrio através da minimização de um funcional (Delgado, 1990). Para um sistema elástico conservativo, o princípio da energia potencial mínima estipula que, entre todas as configurações de deslocamentos que satisfazem a compatibilidade interna e as condições cinemáticas da fronteira, as que também satisfazem a equação de equilíbrio fazem estacionária a energia potencial. Se este valor for mínimo, então o equilíbrio é estável.

A expressão genérica da energia potencial de dois corpos em contacto é dada por:

$$\Pi(u) = \sum_{\alpha=1}^2 \left\{ \int_{C^\alpha} \frac{1}{2} \boldsymbol{\sigma} \boldsymbol{\varepsilon}^\alpha dV - \int_{C^\alpha} \mathbf{b} \mathbf{u}^\alpha dV - \int_{\Gamma^\alpha} \mathbf{t} \mathbf{u}^\alpha dS \right\} + \Pi_c \quad (4.21)$$

onde $\mathbf{b}$ representa o vetor das forças volúmicas e $\mathbf{t}$ o vetor das forças de superfície aplicadas no corpo α . $\boldsymbol{\sigma}$ e $\boldsymbol{\varepsilon}^\alpha$ são os vetores que caracterizam, respetivamente, o estado de tensão e deformação num dado ponto (Bathe and Bouzinov, 1997).

A consideração das condições de contacto implica a incorporação de uma parcela adicional, Π_c , na equação de equilíbrio dos corpos. A solução do problema contínuo é a função u que torna $\Pi(u)$ estacionária para pequenas variações δu :

$$\delta II(u) = \sum_{\alpha=1}^2 \left\{ \int_{C^\alpha} \boldsymbol{\sigma} \delta \boldsymbol{\varepsilon}^\alpha dV - \int_{C^\alpha} \mathbf{b} \delta u^\alpha dV - \int_{\Gamma^\alpha} \mathbf{t} \delta u^\alpha dS \right\} + \delta II_c = 0 \quad (4.22)$$

δu^α é a variação infinitesimal do deslocamento u e $\delta \boldsymbol{\varepsilon}^\alpha$ a deformação infinitesimal correspondente.

De entre as diversas formas de incorporar a parcela de contacto, II_c , as duas formulações mais comuns são a consideração das tensões de contacto como incógnitas adicionais (os multiplicadores de *Lagrange*) ou o recurso a métodos de penalidade (Mijar and Arora, 2000).

O método dos multiplicadores de *Lagrange* é um método clássico que permite impor determinadas forças, os multiplicadores, necessárias para obrigar os deslocamentos a terem o valor desejado em determinados pontos, que para o caso em que não se considera atrito entre os corpos é explicitado por:

$$II_c = \int_{\Gamma_c} (\lambda_N g_N) dS \quad (4.23)$$

Onde λ_N corresponde ao multiplicador de *Lagrange* e g_N é o afastamento normal entre corpos. A variação da expressão (4.23) é dada por:

$$\delta II_c = \int_{\Gamma_c} (\lambda_N \delta g_N) dS + \int_{\Gamma_c} (\delta \lambda_N g_N) dS \quad (4.24)$$

Nesta expressão λ_N pode ser identificado como a componente normal do vetor de tensão, p_N , e representa a força aplicada para prevenir a penetração dos corpos (Zienkiewicz and Taylor, 2005).

No método de penalidade a parcela II_c é formulado com base na condição de penetração exposta em (4.18) e é dado por:

$$II_c = \frac{1}{2} \int_{\Gamma_c} (e_N \bar{g}_N^2) dS \quad \text{com} \quad e_N > 0 \quad (4.25)$$

onde e_N é o parâmetro de penalidade. Este termo de contacto é apenas considerado para os casos definidos pela função de penetração $\bar{g}_N$, caso contrário é nulo.

A parcela da energia potencial na direção normal no método da penalidade corresponde à energia potencial de uma mola com rigidez e_N . Idealmente esta rigidez deveria ser infinita para assegurar a inexistência de penetração entre os corpos, mas esta consideração provocaria grande instabilidade numérica no cálculo.

O parâmetro e_N é vulgarmente estimado com base nas características geométricas e de deformabilidade dos corpos em contacto (ANSYS, 2009; LS-DYNA, 2006).

Por variação da expressão (4.25) obtém-se:

$$\delta \Pi_c = \int_{\Gamma_c} (e_N \bar{g}_N \delta \bar{g}_N) dS \quad \text{com} \quad e_N > 0 \quad (4.26)$$

A comparação desta expressão com (4.24) permite compreender a maior simplicidade de cálculo associada ao método de penalidade, uma vez que não pressupõe a consideração de incógnitas adicionais.

As expressões obtidas para a parcela de contacto $\delta \Pi_c$, por um dos métodos apresentados, são incorporadas na expressão (4.22) permitindo obter a equação de equilíbrio pretendida.

4.3.3. Discretização espacial e solução

Expôs-se anteriormente a imposição das condições de contacto num meio contínuo. Pretende-se nesta secção adaptar as considerações efetuadas assumindo que as superfícies dos corpos em contacto se encontram discretizadas (Figura 4.3). Neste caso o algoritmo tem que encontrar as restrições de contacto $\mathcal{J}_A \in \mathcal{J}_C$ onde se verifique a condição $g_N = 0$, em que $\mathcal{J}_C$ engloba todos os nós da superfície dos corpos que podem experimentar contacto.

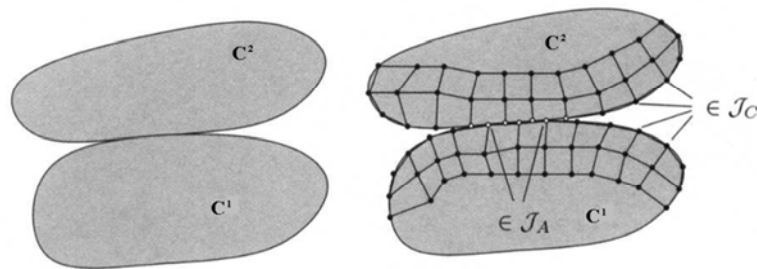


Figura 4.3 – Discretização de dois corpos em contacto (Wriggers, 2002)

Por simplicidade, nas considerações que se seguem apenas se efetua referência à aplicação do método da penalidade na formulação da equação de equilíbrio de contacto, não considerando atrito entre os corpos.

No contacto entre duas superfícies discretizadas podem ocorrer dois cenários diferentes. Se o contacto se estabelece diretamente entre nós, ocorrendo apenas pequenas deformações entre os corpos, a determinação da função de afastamento é simples e as condições de contacto podem ser incorporadas diretamente nos nós. No caso mais genérico, durante o processo de contacto há a possibilidade de determinado nó ou elemento de um corpo contactar com diversos elementos

do outro corpo. Nestes casos é muitas vezes necessário recorrer a métodos iterativos, normalmente o método de *Newton-Raphson*, para a resolução do problema de determinação da distância mínima (Wriggers, 2002).

A formulação matricial de (4.21) com a parcela de contacto (4.25) relativa à aplicação do método da penalidade é dada por:

$$\Pi(\mathbf{u}) = \Pi_{\text{int}} - \mathbf{u}^T \mathbf{P} + \frac{e_N}{2} \mathbf{G}^c(\mathbf{u})^T \mathbf{G}^c(\mathbf{u}) \quad (4.27)$$

onde Π_{int} corresponde à energia interna dos dois corpos em contacto, $\mathbf{u}$ é o vetor de deslocamentos e contém os deslocamentos nodais dos corpos. A matriz $\mathbf{P}$ armazena todas as forças aplicadas nos corpos, forças volúmicas e de superfície e o vetor $\mathbf{G}^c(\mathbf{u})$ depende do campo de deslocamentos $\mathbf{u}$ dos nós possivelmente envolvidos no contacto.

Por variação desta expressão obtém-se uma equação de equilíbrio não linear, uma vez que a parcela relativa às forças de contacto é função do afastamento ou penetração entre os corpos, que depende do campo de deslocamentos.

Nos casos em que as forças de inércia e de amortecimento não são desprezáveis estas deverão ser também consideradas na equação de equilíbrio.

Conforme referido anteriormente a integração da equação de equilíbrio pode ser realizada através de métodos de integração implícitos ou explícitos. Uma vez que o problema é não linear o recurso a métodos implícitos implica a linearização da expressão em função dos deslocamentos e o recurso a métodos iterativos, como o método de *Newton-Raphson* em cada intervalo de tempo de cálculo. O recurso a métodos explícitos simplifica a resolução, no sentido em que a parcela da força de contacto é diretamente adicionada à parcela relativa às forças internas do sistema, não sendo necessário recorrer a métodos iterativos para a resolução do problema (Belytschko et al., 2000; Wriggers, 2002).

4.4. RESOLUÇÃO DO PROBLEMA DE INTERAÇÃO VEÍCULO-VIA NOS PROGRAMAS ANSYS E LS-DYNA

Apresenta-se agora a aplicação dos algoritmos de contacto na resolução de problemas de interação veículo-via no contexto da aplicação dos programas comerciais adotados, o programa ANSYS e o programa LS-DYNA.

4.4.1. Introdução

No programa de elementos finitos ANSYS, o estudo do contacto entre corpos é integrado na categoria dos problemas não lineares por mudança de estado. Para a resolução deste problema existem três métodos disponíveis: o método da penalidade, o métodos dos multiplicadores de *Lagrange* e um terceiro método designado por Lagrangeano aumentado que consiste numa combinação dos dois métodos anteriores (Mijar and Arora, 2004). Os fundamentos teóricos inerentes ao método de *Lagrange* e ao método da penalidade foram já descritos nas secções anteriores.

Após a definição da geometria e malha do modelo são identificados os potenciais pares de contacto, ou seja, partes do modelo que podem estar em contacto durante a análise dinâmica. O conhecimento dos pares de contacto no início da análise permite reduzir significativamente o tempo de cálculo, uma vez que delimita o processo de procura de contacto.

É possível neste programa definir o contacto entre dois pontos, entre duas linhas, entre duas superfícies e entre um ponto e uma superfície ou linha. Consoante o tipo de contacto são seleccionados diferentes elementos de contacto e elementos alvo que são utilizados para "revestir" os elementos e/ou nós que constituem o par de contacto identificado. Durante o processo de contacto os elementos de contacto são impedidos de penetrar nos elementos alvo.

Assim a definição do contacto pressupõe a distinção entre a zona de contacto e a zona de alvo de um par de contacto, que são depois "revestidas" com elementos de contacto e elementos alvo, respetivamente. No caso de um contacto do tipo rígido-flexível, a parte rígida deverá ser sempre definida como a zona de alvo e a parte flexível como a zona de contacto. Num contacto flexível-flexível a distinção é mais difícil, mas existem algumas técnicas que podem ser usadas. Por exemplo, caso exista no par de contacto uma superfície côncava ou plana essa deverá ser definida como zona de alvo, da mesma forma que uma superfície convexa deverá ser definida como zona de contacto. A zona mais refinada do modelo deverá ser definida como zona de contacto e a zona com malha mais grosseira como zona de alvo. No caso em que uma parte do par de contacto é significativamente mais extensa do que a outra, esta deverá ser definida como zona de alvo (ANSYS, 2009).

De referir que na resolução do problema de contacto neste programa existem algumas constantes e opções passíveis de serem alteradas de forma a adaptar o estudo ao caso que se pretende simular.

As opções de contacto, designadas no programa por *keyoptions*, permitem intervir em vários aspetos relativos ao comportamento do par de contacto como a escolha do método de cálculo, a definição de ajustes a aplicar numa fase inicial do contacto, a forma e a frequência com que se

pretende atualizar o parâmetro da penalidade durante a análise, a definição do comportamento dos corpos de um par de contacto, entre outras.

É ainda possível definir algumas constantes associadas à resolução do problema de contacto. Por exemplo, caso se opte pelo método da penalidade é possível definir um fator de rigidez de contacto normal (*FKN*) que permite controlar o parâmetro da penalidade, que é determinado automaticamente pelo programa em função das características dos corpos em contacto. Este fator pode variar entre 0,01 e 1,0, sendo por defeito tomado igual a 1,0.

A simulação de problemas muito complexos de contacto/impacto constitui uma das principais valências do programa LS-DYNA.

Na modelação do contacto neste programa não é necessário considerar adicionalmente elementos de contacto e elementos alvo para revestir o par de contacto, sendo apenas necessário identificar no par de contacto considerado os elementos que constituem a zona de contacto e os que constituem a zona de alvo. Para esta identificação aplicam-se as mesmas regras que foram referidas para a definição da zona de contacto e de alvo no programa ANSYS.

É também requerida pelo programa a definição do tipo de contacto envolvido sendo possível definir contacto entre superfícies, entre um nó e uma superfície e o caso em que uma superfície contacta com outra superfície ou consigo mesma. Para cada tipo de contacto definem-se algumas opções de forma a melhor especificar o problema modelado, por exemplo: se é um problema geral, se ocorre entre superfícies rígidas, se é um problema de conformação plástica, se o par de contacto se encontra ligado, entre outros.

À semelhança do que acontece no programa ANSYS, é também possível neste programa definir algumas constantes associadas à resolução do problema de contacto, como por exemplo um fator de escala que permite controlar o valor do parâmetro da penalidade, e que é neste caso tomado por defeito igual a 0,10.

4.4.2. Exemplo de aplicação dos algoritmos de contacto na análise de um problema de interação veículo-viga

Pretende-se com o exemplo apresentado nesta secção validar a aplicação dos algoritmos de contacto do programa ANSYS ao estudo de um problema de interação veículo-viga.

Para este efeito recorreu-se ao exemplo de interação apresentado por Yang e Yau (1997), onde se considera que sobre uma viga simplesmente apoiada com 25 m de vão se desloca uma massa suspensa com velocidade igual a 100 km/h. As características da viga e da massa suspensa consideradas neste exemplo encontram-se resumidas no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Características mecânicas da viga e da massa suspensa

Viga	E (Pa)	$2,87 \times 10^9$
	ν (-)	0,20
	I (m ⁴)	2,90
	M _v (Kg/m)	2303
Massa suspensa	K (N/m)	1595×10^3
	M (Kg)	5750

Na Figura 4.4 representa-se o sistema cujo comportamento dinâmico se pretende analisar.

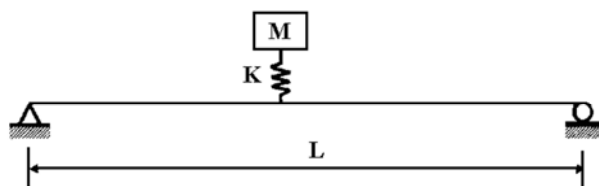


Figura 4.4 – Representação esquemática da massa suspensa sobre a viga (adaptado de Yang and Yau (1997))

A modelação deste caso no programa ANSYS foi efetuada com recurso a um contacto do tipo ponto-linha estabelecido entre a extremidade inferior da mola da massa suspensa, e os elementos que modelam a viga. Para tal, os elementos de viga foram "revestidos" por elementos alvo (TARGE169) e a extremidade da mola "revestida" por um elemento de contacto (CONTA175). Os diferentes componentes do sistema e os elementos usados na discretização encontram-se resumidos no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Elementos adotados na modelação no programa ANSYS

Componentes	Elementos do programa ANSYS	
Massa suspensa	MASS21	Massa concentrada
	COMBIN14	Elemento de mola-amortecedor
Viga	BEAM3	Elementos de viga
Contacto	CONTA175	Elemento de contacto
	TARGE169	Elementos alvo

Na Figura 4.5 apresenta-se o modelo de elementos finitos da massa suspensa em contacto com a viga, desenvolvido no programa ANSYS, onde se encontram indicados os diferentes

componentes considerados. Para este estudo a viga foi discretizada em 50 elementos finitos e considerou-se o intervalo de tempo de integração igual a 0,001 s.

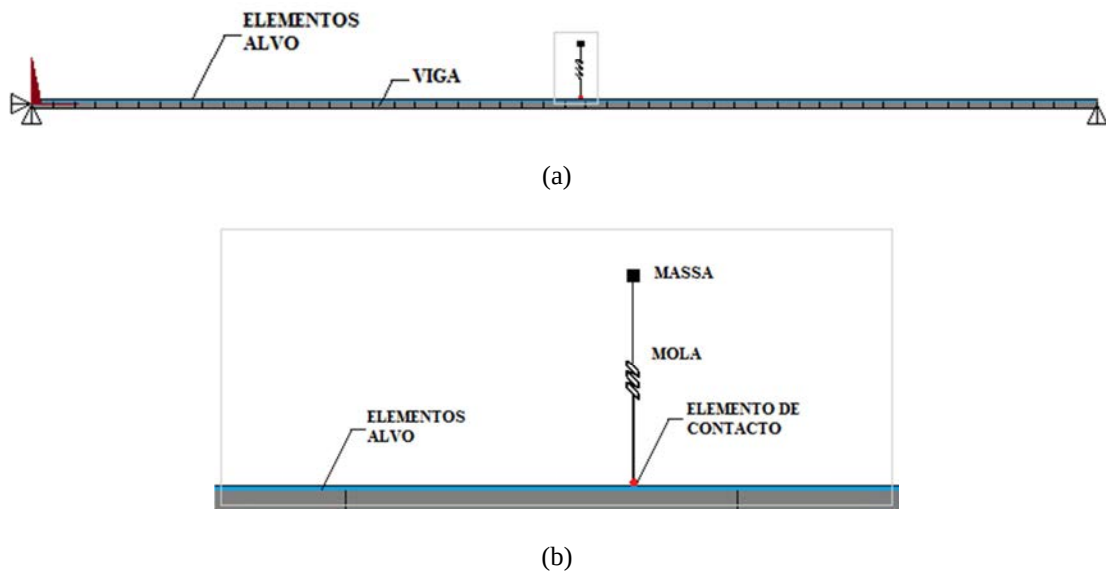


Figura 4.5 - Modelação do sistema, (a) viga simplesmente apoiada e massa suspensa e (b) pormenor da massa suspensa em contacto com a viga

O movimento da massa suspensa sobre a viga foi induzido através da prescrição de velocidade nos nós da mola, o que faz deslocar em conjunto a mola, a massa concentrada e o elemento de contacto. A carga estática foi aplicada no nó da mola em contacto com a viga.

Relativamente às opções de contacto considerou-se para este estudo:

- 1) O método da penalidade;
- 2) A atualização do parâmetro da penalidade em cada iteração do cálculo;
- 3) Que as superfícies de contacto podem experimentar separação, dependendo da dinâmica do problema;
- 4) Que o contacto se desenvolve sempre perpendicularmente aos elementos alvo;

Relativamente à atualização do parâmetro da penalidade que foi adotada como opção para este cálculo, importa referir que esta é efetuada de forma automática pelo programa ANSYS através de um ajuste determinado com base no nível de tensão dos elementos em contacto e no valor de penetração verificada durante a análise (ANSYS, 2009). De referir ainda que esta constitui uma opção aconselhada pelo programa quando se adota o método da penalidade.

Definido o modelo de elementos finitos e as opções de contacto efetuou-se o cálculo dinâmico no programa ANSYS. Os resultados obtidos foram comparados com o resultado semianalítico deste problema obtido por sobreposição modal, considerando 20 modos de vibração, conforme apresentado com mais detalhe em Neves et al. (2012).

Apresenta-se na Figura 4.6 o deslocamento vertical a meio vão da viga obtido na solução semianalítica e no modelo desenvolvido com o programa ANSYS.

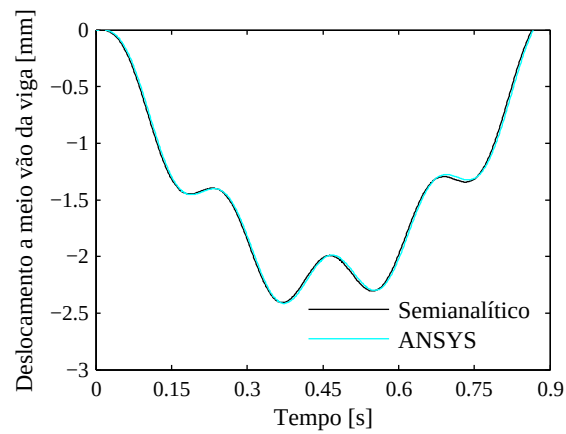


Figura 4.6 - Deslocamento vertical a meio vão da viga

Na Figura 4.7 e na Figura 4.8 apresentam-se os resultados relativos à massa suspensa, o deslocamento vertical e a aceleração vertical, respetivamente.

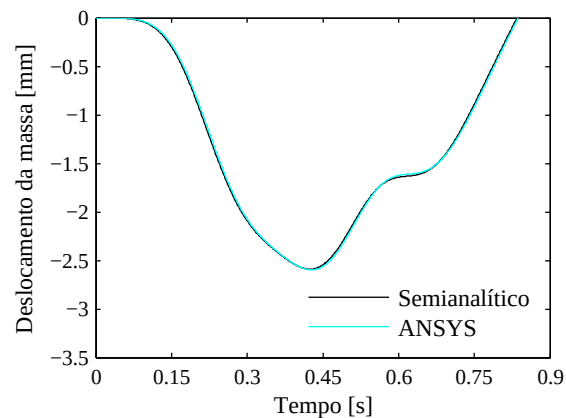


Figura 4.7 - Deslocamento vertical da massa suspensa

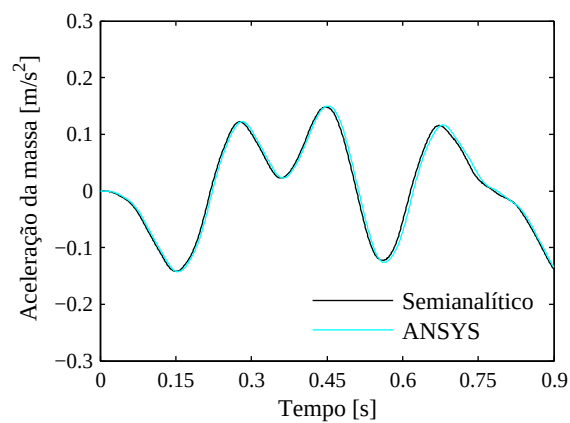


Figura 4.8 - Aceleração vertical da massa suspensa

Conforme se pode observar, existe muito boa concordância entre os resultados obtidos para todas as grandezas comparadas.

A realização de alguns estudos paramétricos, tendo por base este exemplo, permitiu verificar que existe em geral pequena sensibilidade dos resultados relativamente à variação das opções de contacto. Para ilustrar este facto apresentam-se agora os resultados dinâmicos obtidos em três cenários de análise em que se consideram opções de contacto diferentes das definidas no caso apresentado anteriormente.

As opções de contacto consideradas em cada cenário de análise encontram-se descritas no Quadro 4.3. É importante referir que em cada cenário apenas se varia uma opção de contacto face às definidas no caso inicial: no cenário 1 adota-se o método de *Lagrange* em vez do método da penalidade, no cenário 2 estipula-se que o parâmetro da penalidade não é atualizado durante o cálculo mantendo-se igual ao definido inicialmente e, por fim, no cenário 3 impõe-se que as superfícies de contacto estejam sempre juntas durante a análise.

Quadro 4.3 - Descrição das opções de contacto adotadas em cada cenário de análise

Cenário	Descrição das opções
1	Método de Lagrange
2	Sem atualização do parâmetro da penalidade
3	Consideração das superfícies de contacto sempre juntas

Apresenta-se agora a comparação dos resultados obtidos anteriormente, designados por iniciais, com os três cenários alternativos referidos. Na Figura 4.9 representa-se o deslocamento vertical obtido a meio vão da viga, na Figura 4.10 o deslocamento vertical da massa suspensa e na Figura 4.11 a aceleração vertical da massa.

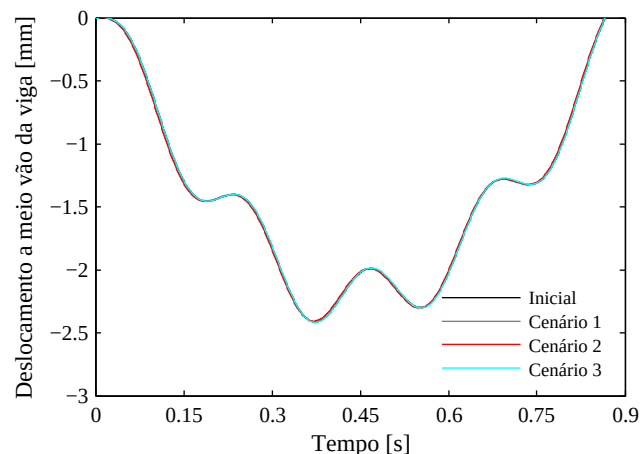


Figura 4.9 - Deslocamento vertical a meio vão da viga

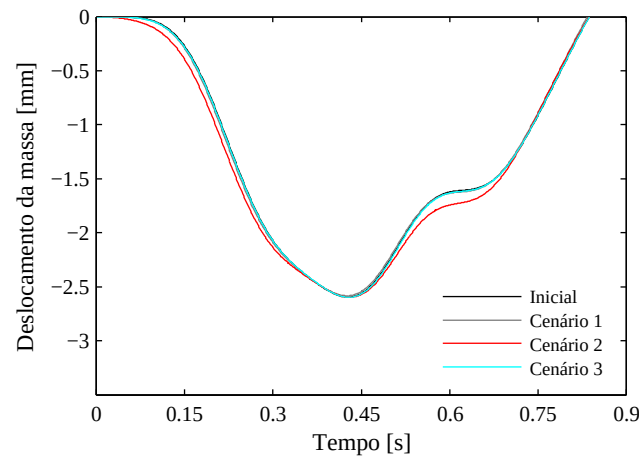


Figura 4.10 - Deslocamento vertical da massa suspensa

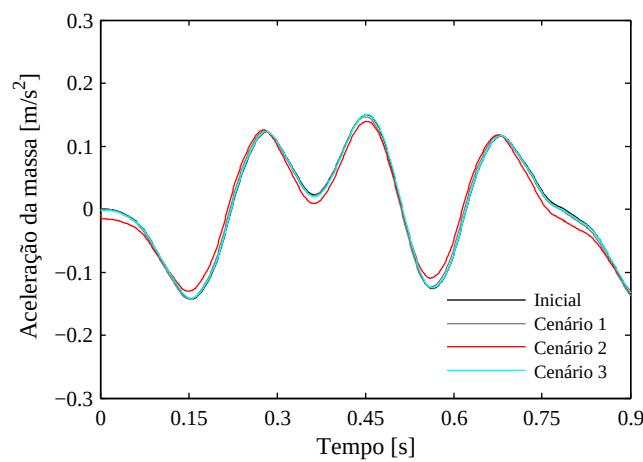


Figura 4.11 - Aceleração vertical da massa suspensa

Verifica-se que o deslocamento vertical a meio vão da viga é exatamente igual em todos os casos considerados. Relativamente aos resultados da massa suspensa verificam-se algumas diferenças no cenário 2, no qual não se considerou a atualização do parâmetro da penalidade.

A opção pela atualização do parâmetro da penalidade pelo programa parece ser efetivamente uma boa opção quando se recorre ao método da penalidade. Recorrendo ao método de *Lagrange* obtêm-se resultados muito bons, sendo que neste caso a questão da atualização do parâmetro da penalidade não se coloca.

De referir ainda que neste exemplo, uma vez que não ocorre perda de contacto durante a análise, o comportamento das superfícies de contacto testado no cenário 3 não tem qualquer influência nos resultados.

4.4.3. Particularidade da utilização dos elementos alvo

Conforme foi já referido anteriormente, para a resolução de um problema de contacto no programa ANSYS é necessário "revestir" os elementos do par de contacto com elementos de contacto e elementos alvo.

Em alguns casos de contacto ponto-linha, semelhantes ao apresentado anteriormente em que uma massa suspensa se desloca sobre uma viga, identificou-se na resposta dinâmica do sistema uma frequência adicional, não justificada pela dinâmica do problema.

A realização de alguns testes permitiu concluir que se tratava de uma frequência de excitação que dependia da velocidade de circulação do nó sobre a viga, do intervalo de tempo de integração adotado e da dimensão dos elementos usados na discretização da viga.

Todas estas variáveis podem ser interpretadas de forma integrada. A velocidade de circulação em conjugação com o intervalo de tempo de integração define o incremento de posição que o nó vai ter em cada intervalo de análise: $\Delta d = v \cdot \Delta t$. Consoante a dimensão dos elementos usados na discretização da viga, em cada instante, o nó poderá estar sobre um elemento de viga ou sobre um nó de um elemento de viga.

Para compreender a forma como o cálculo está a ser efetuado analisou-se um caso muito simples de um nó deslocando-se sobre uma viga simplesmente apoiada com 0,60 m de vão, onde é considerado contacto entre o nó e a viga. No nó é aplicada uma carga de 195 kN.

Neste estudo considerou-se a viga discretizada em 2, 3, 6 e 12 elementos finitos o que corresponde, respetivamente, aos casos em que os elementos finitos apresentam dimensão igual a 0,3, 0,2, 0,1 e 0,05. Na Figura 4.12 apresenta-se uma representação esquemática de todos os cenários de discretização da viga, onde também se representa o nó de contacto em determinada posição.



Figura 4.12 - Viga simplesmente apoiada discretizada em (a) 2, (b) 3, (c) 6 e (d) 12 elementos finitos

O nó percorre toda a extensão da viga tendo-se assumido um incremento de posição (Δd) igual a 0,01 m. Efetuando o estudo para os diferentes cenários de discretização da viga foi possível retirar algumas conclusões importantes.

Apresenta-se na Figura 4.13 o valor do deslocamento retirado no nó de contacto quando este se desloca ao longo da viga em todos os casos de discretização considerados. Representa-se

também a resposta determinada analiticamente com base no Método da Unidade Fictícia de Carga.

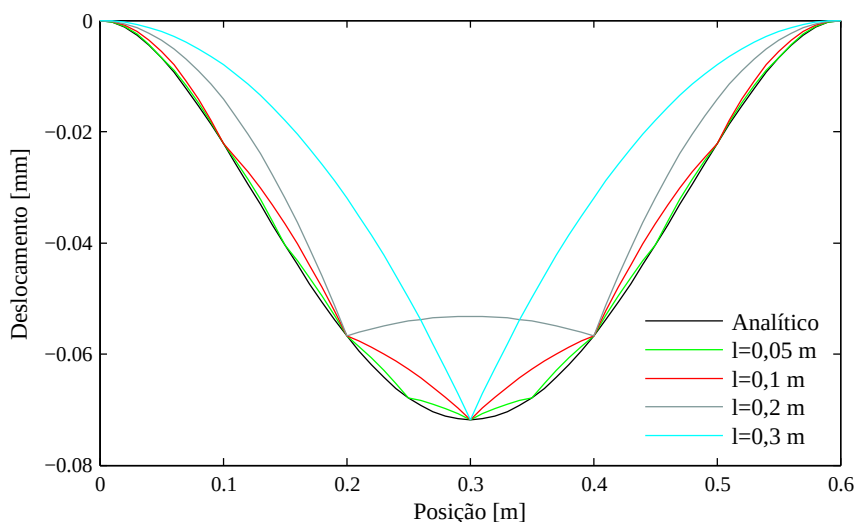


Figura 4.13 - Deslocamento vertical ao longo da viga

A análise dos resultados permite verificar que, quando o nó de contacto está sobre um nó da viga, o resultado é igual ao determinado analiticamente. Conclui-se assim que o problema reside na forma como o elemento transmite a força aplicada para os nós, ou seja, nas funções de forma que são usadas na resolução do problema.

É importante sublinhar que, quando se define este par de contacto, os elementos de viga ficam "revestidos" com os elementos alvo (elementos *TARGE169*). Acontece que os elementos alvo não são elementos de viga, cujas funções de forma incluem a rotação dos elementos.

Os elementos alvo apenas consideram as forças verticais que são linearmente transmitidas para os nós do elemento. Para comprovar esta situação, efetuou-se analiticamente o cálculo considerando que a carga aplicada no elemento em determinada posição é transmitida linearmente para os nós e depois, com base no método analítico referido anteriormente, determinou-se o deslocamento que se obtém na referida posição.

Na Figura 4.14 apresentam-se os deslocamentos obtidos com este cálculo, designado por analítico linear, assim como os que foram obtidos diretamente no programa, para o caso da viga discretizada com 2 elementos. Apresenta-se também, para comparação, os deslocamentos analíticos calculados anteriormente.

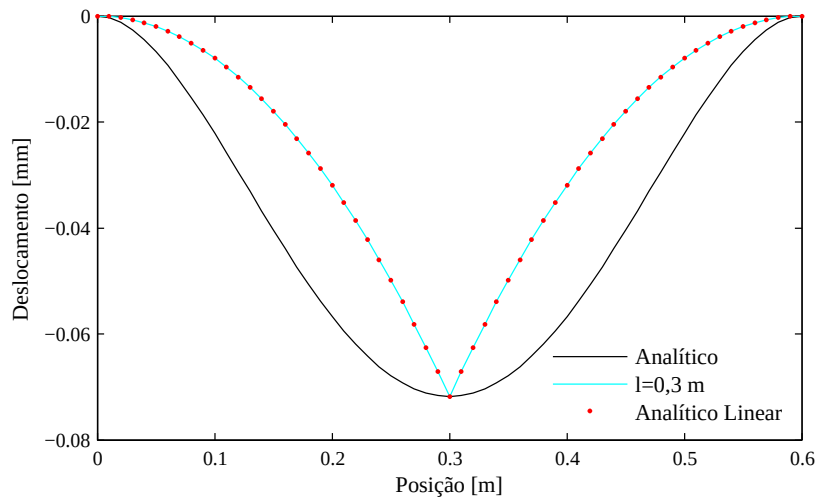


Figura 4.14 - Deslocamento vertical ao longo da viga discretizada com 2 elementos

Seria interessante neste estudo, e na sequência da análise efetuada, verificar se a resposta analítica, representada nos gráficos anteriores, é efetivamente a que se obteria no programa ANSYS caso se retirassem os elementos alvo. Contudo, tal não é possível pois, apesar de o programa permitir efetuar o carregamento de um elemento de viga numa posição qualquer, apenas permite a análise do deslocamento nos nós.

No entanto, é possível efetuar a análise em termos de momentos fletores em 9 pontos dentro de um elemento. Assim, aplicou-se uma carga concentrada a 0,15 m do apoio da viga e analisou-se o diagrama de momentos fletores ao longo da viga.

Considerando a viga discretizada em 2 elementos apresentam-se na Figura 4.15 os resultados analíticos, os resultados obtidos no programa ANSYS usando elementos alvo sobre os elementos de viga e os resultados obtidos no programa ANSYS sem os elementos alvo, ou seja, considerando a carga aplicada diretamente nos elementos de viga.

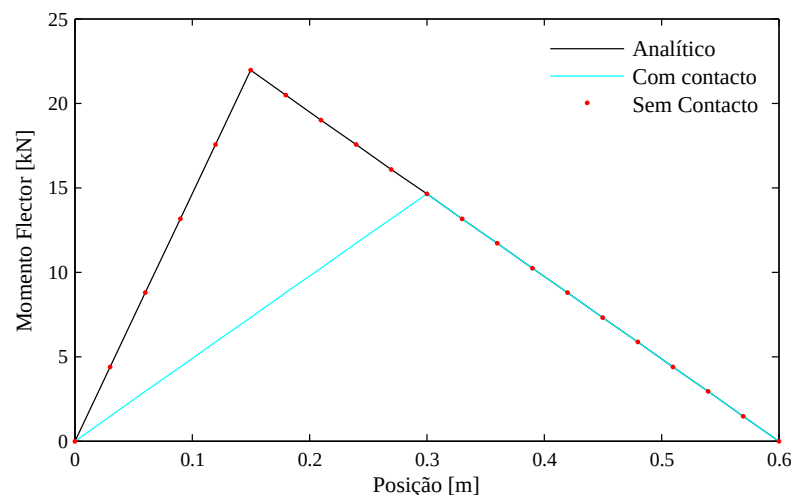


Figura 4.15 - Momento fletor da viga carregada a 0,15 m da origem

Conforme previsto verifica-se que, na ausência dos elementos alvo, os elementos de viga funcionam de acordo com o determinado analiticamente. Considerando elementos alvo apenas se garante o resultado correto para os nós dos elementos.

Esta aproximação pode resultar numa perturbação dos resultados dinâmicos, nomeadamente em termos das forças de interação roda-carril que, em função da dinâmica do problema, terá mais ou menos significado nos resultados. Mais à frente neste capítulo apresenta-se uma situação em que se verificou a perturbação dos resultados induzida por estes efeitos.

De referir neste contexto que a alteração do intervalo de tempo de integração ou da discretização adotada para a zona de alvo do par de contacto são em geral as formas que foram utilizadas para contornar o problema, e assim eliminar esta perturbação.

4.4.4. Modelação do contacto roda-carril

Uma vez que o contacto roda-carril está presente nas simulações efetuadas ao longo deste trabalho é importante analisar com detalhe a forma como pode ser modelado, tendo por base as ferramentas numéricas adotadas.

Atendendo a que nas análises efetuadas a resposta da via é essencialmente vertical a componente horizontal da interação roda-carril foi desprezada. Assume-se ainda que o veículo se desloca sempre em alinhamento reto, verificando-se em todos os casos apenas uma zona de contacto entre a roda e o carril.

4.4.4.1. Modelação no programa ANSYS

A interação roda-carril nos modelos de elementos finitos desenvolvidos no programa ANSYS foi considerada como um contacto ponto-linha. Os pormenores da modelação deste caso de contacto são aqui apresentados com base num exemplo simples em que se considera que sobre um carril, apoiado discretamente em palmilhas elásticas, se desloca uma roda à velocidade de 80 m/s. Neste caso não é considerado atrito entre a roda e o carril.

O carril é do tipo UIC60 e as palmilhas têm rigidez igual a 200×10^6 N/m e amortecimento 30×10^3 N.s/m, encontrando-se espaçadas de 0,60 m. Considerou-se a massa da roda igual a 1000 kg e a carga transmitida pela roda ao carril igual a 100 kN.

O modelo desenvolvido tem uma extensão total de 30 m. O carril foi modelado através de elementos de viga com comprimento igual a 0,05 m. Para as palmilhas adotaram-se elementos de mola-amortecedor, tendo-se considerado cada palmilha modelada através de 4 elementos espaçados de 0,05 m, de forma a simular a dimensão do apoio proporcionado por uma travessa. A roda é modelada como uma massa concentrada.

Uma vez que os elementos que modelam a roda e o carril não apresentam deformabilidade é necessário considerar entre ambos uma mola que simula a deformação dos corpos em contacto, cuja rigidez (k_h) é determinada com base na teoria de Hertz, convenientemente apresentada na secção 3.4.2 do Capítulo 3. Para a determinação do valor da rigidez admitiu-se, por simplicidade, que a área de contacto é circular considerando-se o raio da roda e do carril igual a 460 mm e 300 mm, respetivamente. Assim e assumindo as características do aço para ambos, obteve-se um valor de rigidez igual a $1,43 \times 10^9$ N/m. O modelo adotado encontra-se esquematicamente representado na Figura 4.16.

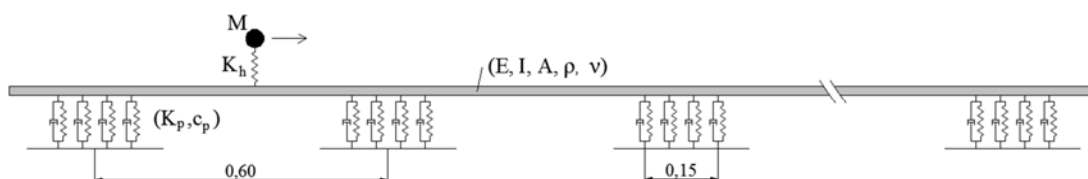


Figura 4.16 - Representação esquemática do exemplo de estudo

Resumem-se no Quadro 4.4 as características adotadas para o sistema neste exemplo.

Quadro 4.4 - Características mecânicas do sistema

Carril	E (Pa)	200×10^9
	ν (-)	0,35
	I (m ⁴)	$30,55 \times 10^{-6}$
	A (m ²)	$7,7 \times 10^{-3}$
	ρ (Kg/m ³)	7850
Massa suspensa	K_h (N/m)	1430×10^6
	M (Kg)	1000
Palmilhas	K_p (N/m)	200×10^6
	c_p (N.s/m)	30×10^3

Analogamente ao que foi referido no exemplo de contacto ponto-linha apresentado na secção 4.4.2, aplica-se sobre o nó localizado na extremidade da mola de Hertz um elemento de contacto, do tipo *CONTA175*, e sobre os elementos de viga que simulam o carril elementos alvo, do tipo *TARGE169*. Apresenta-se no Quadro 4.5 os elementos do programa ANSYS adotados para a modelação dos diferentes componentes do sistema.

Quadro 4.5 – Elementos adotados na modelação no programa ANSYS

Componentes	Elementos do programa ANSYS	
Massa suspensa	MASS21	Massa concentrada
	COMBIN14	Elemento de mola-amortecedor
Carril	BEAM3	Elementos de viga
Palmilhas	COMBIN14	Elementos de mola-amortecedor
Contacto	CONTA175	Elementos de contacto
	TARGE169	Elementos alvo

Analisa-se agora os resultados obtidos na análise dinâmica quando a roda se desloca ao longo do carril. Para este estudo considerou-se um intervalo de tempo de integração igual a 0,0005 s. Na Figura 4.17 apresenta-se o deslocamento vertical do carril num ponto de apoio.

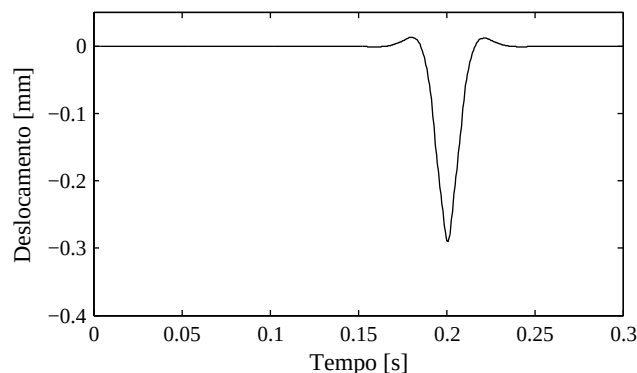


Figura 4.17 - Deslocamento vertical do carril num ponto de apoio

Na Figura 4.18 representa-se a variação da força de interação roda-carril obtida quando a roda se desloca sobre o carril e o respetivo conteúdo em frequência calculado para o intervalo entre 0 e 0,3 s considerando apenas a variação da força em torno da carga estática.

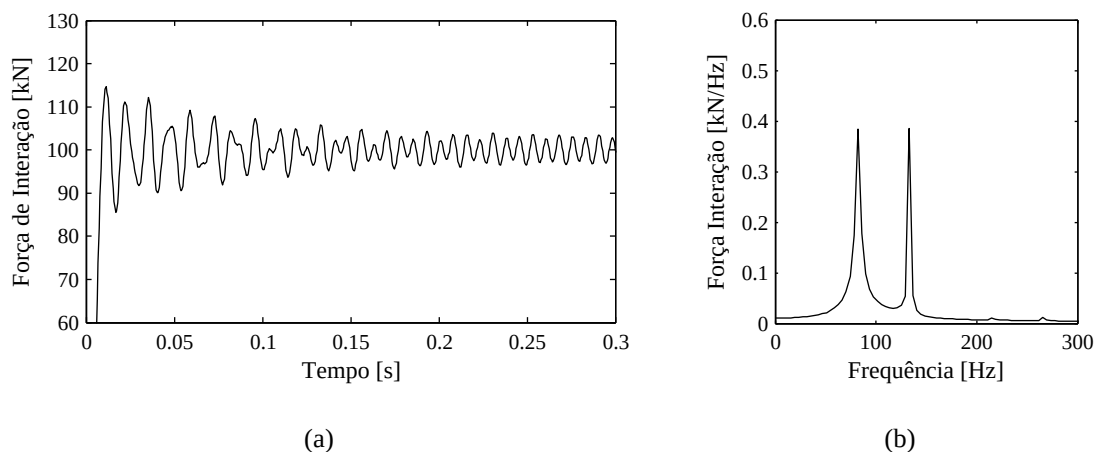


Figura 4.18 - Força de interação roda-carril: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Identificam-se no registo apenas duas frequências de vibração iguais a 83,3 Hz e 133,3 Hz.

A frequência de 83,3 Hz domina a fase inicial do registo da força de interação, onde se verifica o efeito transitório da entrada da carga no modelo, e corresponde à vibração do conjunto roda-via.

A realização de uma análise modal da roda sobre o carril apoiado discretamente nas palmilhas permitiu verificar que o primeiro modo, esquematicamente representado na Figura 4.19, consiste precisamente na vibração deste conjunto e corresponde a uma frequência de 83,3 Hz.

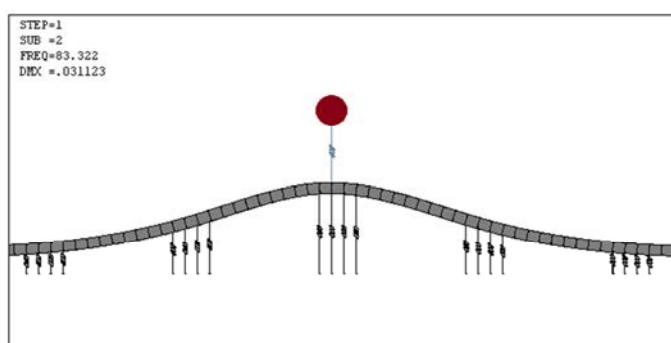


Figura 4.19 - Modo de vibração do conjunto roda-via

Esta frequência é rapidamente amortecida pelas palmilhas ficando a resposta dinâmica dominada pela frequência correspondente à excitação paramétrica induzida pelo espaçamento entre apoios. Esta frequência é facilmente estimada conhecendo a velocidade de circulação do veículo, que é neste caso igual a 80 m/s, e o espaçamento entre apoios, que é igual a 0,60 m, através de: $80 / 0,60 = 133,3$ Hz.

Referiu-se na secção 4.4.3 que, aplicando os algoritmos de contacto deste programa, podia ocorrer uma frequência de vibração adicional nos resultados, não justificada pela dinâmica do problema, que perturba particularmente a variação da força de interação roda-carril.

Para ilustrar este problema, efetuou-se o estudo da roda deslocando-se sobre o carril discretamente apoiado nas palmilhas, mas adotando para a discretização do carril elementos com comprimento igual a 0,15 m. A resposta em termos de forças de interação roda-carril encontra-se apresentada na Figura 4.20. A sobreposição desta resposta com a que foi obtida anteriormente permite verificar que existe efetivamente uma frequência adicional que perturba o registo da força de interação.

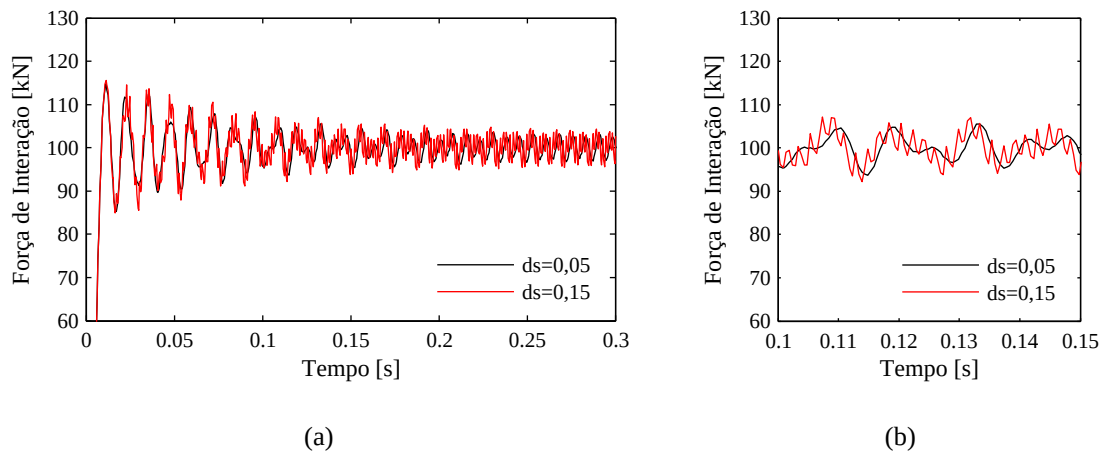


Figura 4.20 - Influência da discretização na força de interação roda-carril: (a) registo temporal e (b) pormenor do registo temporal entre os instantes 0,10 e 0,15

Conforme se verifica pela análise do conteúdo em frequência da força de interação, apresentado na Figura 4.21, identifica-se neste caso adicionalmente uma frequência igual a 533 Hz que corresponde à excitação paramétrica induzida pela discretização do carril com elementos de comprimento igual a 0,15 m: $80 / 0,15 = 533,3$ Hz.

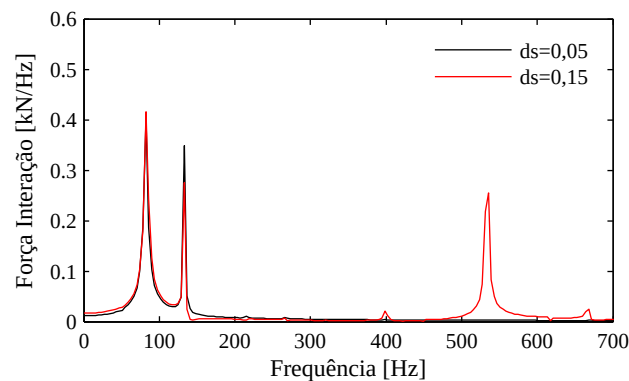


Figura 4.21 - Influência da discretização no conteúdo em frequência da força de interação roda-carril

Os resultados apresentados nesta secção permitiram estudar um caso concreto de contacto roda-carril que servirá de base à validação dos resultados do estudo de contacto roda-carril desenvolvido com o programa LS-DYNA, onde todo o sistema é modelado através de elementos tridimensionais.

4.4.4.2. Modelação no programa LS-DYNA

A opção de contacto ponto-linha não está disponível no programa LS-DYNA, o que implicou algumas alterações na modelação do contacto roda-carril efetuada no programa ANSYS.

Neste caso a roda e o carril são modelados tridimensionalmente recorrendo a elementos finitos de 8 nós, sendo o contacto estabelecido entre duas superfícies. Face a esta modelação, a rigidez de contacto roda-carril é dada pela deformabilidade dos dois corpos, como resultado das cargas aplicadas, não sendo necessário considerar entre os corpos uma mola adicional com rigidez determinada segundo a Teoria de Hertz.

Para a validação deste modelo de contacto recorreu-se ao exemplo apresentado anteriormente onde sobre um carril, apoiado discretamente em palmilhas elásticas, se desloca uma roda à velocidade de 80 m/s.

A modelação tridimensional do carril tem normalmente o objetivo de incluir na resposta dinâmica frequências elevadas de vibração do carril, contudo neste estudo, pretende-se apenas considerar o carril como uma viga tridimensional com características de flexão e densidade equivalentes à de um carril UIC60. Para tal, adotou-se uma secção retangular com características geométricas, área e inércia à flexão, equivalentes às do carril UIC60. Para a dimensão transversal do carril tomou-se um valor igual a 0,05 m que, correspondendo sensivelmente à dimensão da cabeça do carril, demonstrou ser adequado para a simulação da área de contacto envolvida no cálculo.

O raio de curvatura da cabeça do carril varia entre 300 m, no topo, e 80 m na zona lateral, mas neste modelo considera-se que a cabeça do carril é plana tal como na direção longitudinal. Esta suposição simplifica consideravelmente a modelação do problema de contacto não introduzindo diferenças significativas nos resultados, conforme se verifica mais à frente.

A geometria da roda de um comboio é bastante complexa, apresentando secção variável e curvatura quer na direção longitudinal, correspondente ao raio da roda, quer na direção transversal. Neste estudo pretende-se também simplificar a modelação da roda, pelo que se adota secção constante e largura igual à dimensão transversal do carril. Considera-se ainda que na direção transversal a roda é plana, apresentando apenas a curvatura longitudinal de raio igual a 460 mm.

Para a análise do contacto entre a roda e o carril, assim definidos, foram modelados dois cenários que se apresentam na Figura 4.22. A modelação da roda completa carregada ao nível do eixo, que se apresenta na Figura 4.22 (a), permitiu identificar que as tensões de contacto se desenvolvem numa porção da roda localizada junto ao carril. Esta conclusão permitiu adotar o modelo apresentado na Figura 4.22 (b), em que se considera apenas uma porção de roda. A massa correspondente a meio eixo encontra-se neste caso distribuída na roda.

A parte superior da roda, onde é aplicada a carga, foi modelada com um material mais rígido de forma a permitir melhor distribuição das tensões geradas na zona de aplicação da carga.

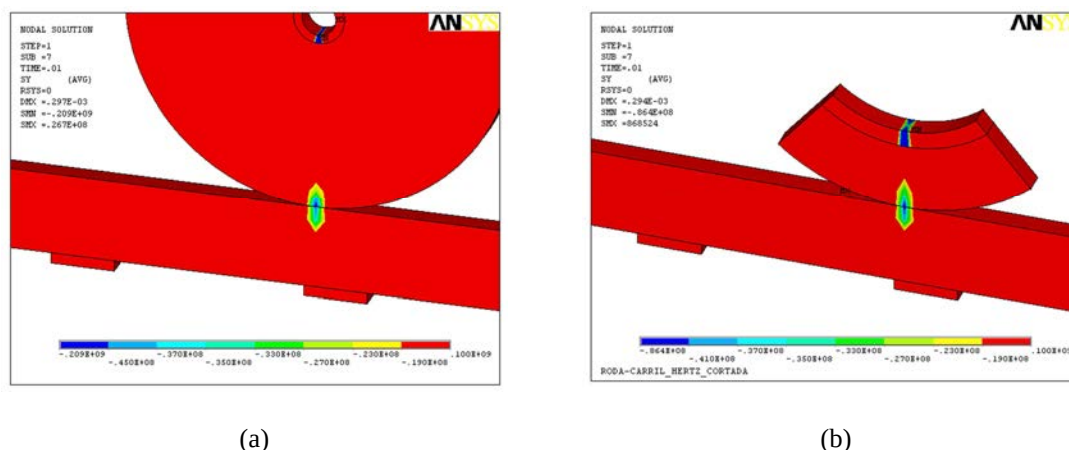


Figura 4.22 - Distribuição das tensões na interface roda-carril (a) modelação da roda completa e (b) modelação de uma porção da roda

O contacto roda-carril é estabelecido ao longo de toda a dimensão transversal do carril e da roda. Inicialmente apenas ocorre contacto num alinhamento de nós, posteriormente, e em resultado da aplicação da carga, a zona de contacto aumenta como resultado da deformação de ambos os corpos.

Na zona de contacto a discretização dos corpos deverá ser muito fina de forma a traduzir adequadamente o campo de tensões que se desenvolve. Uma vez que os modelos se destinam ao cálculo dinâmico, uma discretização muito fina conduz a tempos de cálculo extremamente elevados. A realização de vários testes permitiu considerar adequada a malha que se apresenta na Figura 4.23.

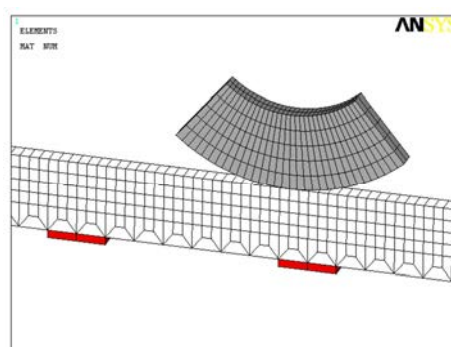


Figura 4.23 - Malha de elementos finitos da roda e do carril

O facto de, particularmente na zona de contacto, a malha de elementos finitos não se encontrar muito discretizada e, principalmente, por se desprezar a curvatura transversal do carril, obtém-se neste caso um valor da rigidez do contacto um pouco diferente do determinado com base na Teoria de Hertz.

Com o objetivo de comparar a resposta dinâmica dos sistemas determinou-se a função de receptância da roda modelada através do sistema massa-mola, utilizado na secção anterior, com a roda tridimensional aqui apresentada. Por forma a comparar a mesma grandeza, na determinação da receptância da roda tridimensional foi considerada também uma porção do carril, uma vez que a deformabilidade na zona de contacto, traduzida pela mola do modelo massa-mola, deve-se ao conjunto roda-carril.

Apresenta-se na Figura 4.24 as funções de receptância obtidas nos dois modelos. A análise destes resultados permite verificar que existem algumas diferenças na resposta dos dois modelos, principalmente para frequências de vibração elevadas. A frequência de vibração da roda calculada com base na massa da roda e na rigidez da mola de contacto, determinada com base na Teoria de Hertz, é igual a 190 Hz, que corresponde sensivelmente ao primeiro pico registado na resposta de ambos os sistemas.

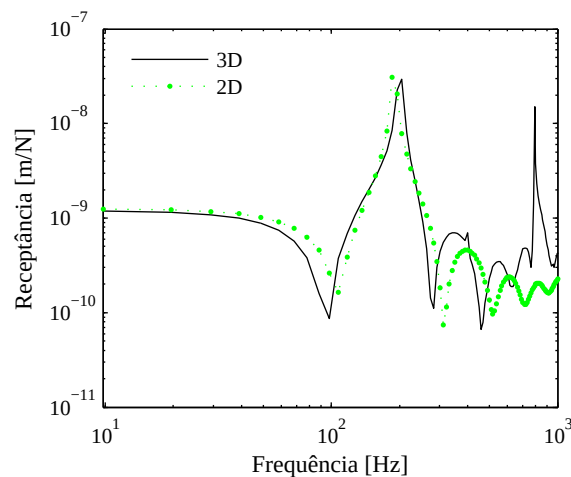


Figura 4.24 - Receptância da roda sobre o carril nos modelos bidimensional (2D) e tridimensional (3D)

À semelhança do que acontece com a roda e com o carril também as palmilhas são modeladas através de elementos sólidos de 8 nós. Para estimar as características de rigidez e amortecimento do material usado na modelação das palmilhas efetuaram-se algumas considerações.

Numa primeira aproximação estimou-se as características resistentes das palmilhas admitindo uma solitação puramente axial. Com base na rigidez estipulada e nos parâmetros geométricos adotados para a modelação da palmilha, como a área da secção e a espessura, definiu-se o módulo de deformabilidade do material a atribuir a estes elementos.

Estes pressupostos são válidos para o carregamento axial de um material não confinado, ou seja, livre de se deformar na direção transversal. No entanto, no modelo apresentado, os elementos finitos que modelam as palmilhas encontram-se confinados devido à ligação aos elementos de

carril e aos apoios da base. Assim, e para ter em conta esta condição, adotou-se um coeficiente de Poisson próximo de 0.

A determinação das características de amortecimento das palmilhas no modelo tridimensional foi efetuada através do acerto das curvas de receptância do carril sobre as palmilhas neste modelo e no modelo bidimensional, onde o amortecimento das palmilhas é definido através de um elemento amortecedor. Apresenta-se na Figura 4.25 a função de receptância obtida no carril nos dois modelos onde se identifica facilmente o pico de ressonância correspondente à vibração do carril sobre as palmilhas. Verificou-se que adotando no modelo tridimensional parâmetros de amortecimento da matriz de Rayleigh α e β iguais a 8,14 e 0,068, respetivamente, se obtém um amortecimento das palmilhas equivalente a 30×10^3 N.s/m.

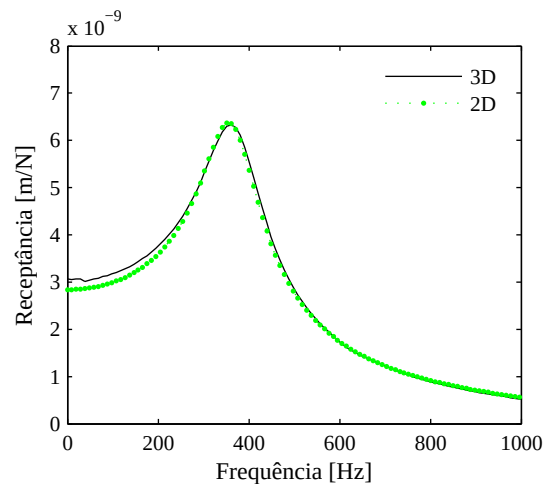


Figura 4.25 - Receptância do carril nos modelos tridimensional (3D) e bidimensional (2D)

Conforme se pode verificar, a resposta dinâmica nos dois modelos é muito semelhante, o que permite concluir que o carril apoiado nas palmilhas se encontra modelado de forma equivalente nos dois casos.

Apresenta-se agora a análise comparativa dos resultados dinâmicos obtidos no modelo de contacto tridimensional (3D) e no modelo de contacto ponto-linha (2D) quando a roda se desloca ao longo do carril.

A análise da variação do deslocamento vertical do carril num ponto de apoio, apresentada na Figura 4.26, permite verificar que se obtêm resultados muito semelhantes.

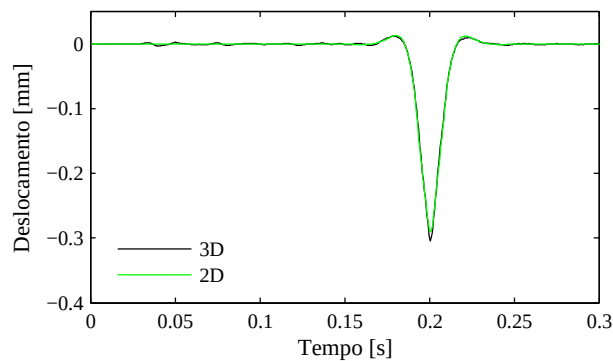


Figura 4.26 - Deslocamento vertical do carril num ponto de apoio nos modelos tridimensional (3D) e bidimensional (2D)

Apresenta-se na Figura 4.27 a variação da força de interação roda-carril obtida nos dois modelos e respetivo conteúdo em frequência.

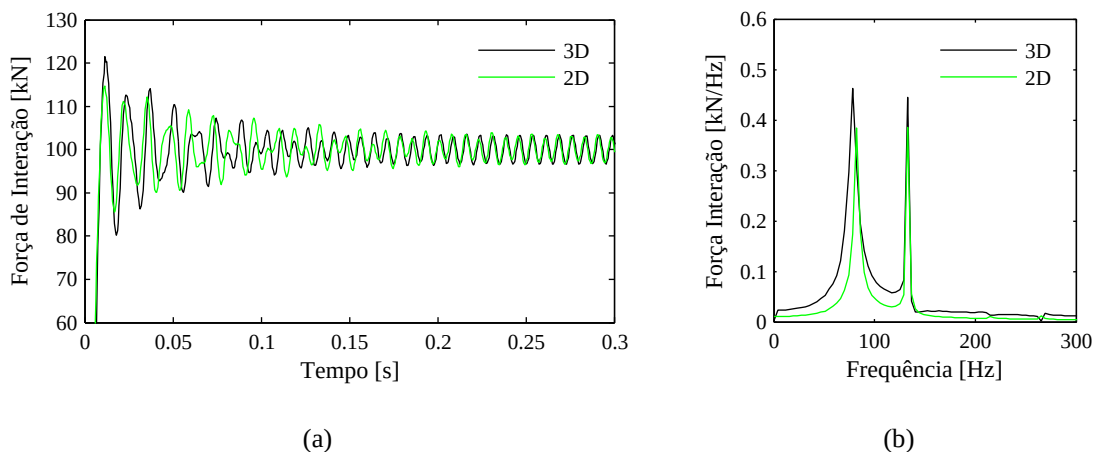


Figura 4.27 - Força de interação roda-carril nos modelos tridimensional (3D) e bidimensional (2D): (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

A comparação da variação da força de interação obtida nos dois modelos permite identificar algumas diferenças na parte inicial do registo que, conforme já referido anteriormente, é fundamentalmente dominada pela frequência de vibração do conjunto roda-via. Estas diferenças são também evidentes no conteúdo em frequência da força, uma vez que os picos correspondentes a esta frequência de vibração se encontram um pouco desfasados.

Depois do efeito inicial ter sido amortecido identifica-se na resposta apenas a excitação paramétrica induzida pelo espaçamento entre apoios (que é igual a 133,3 Hz). Neste caso, a variação da força é muito semelhante nos dois modelos, verificando-se boa concordância quer em termos de variação temporal, quer no pico de frequência correspondente.

Com o intuito de verificar de forma mais evidente a resposta dinâmica dos dois modelos, estudou-se o efeito provocado pela ausência de um apoio do carril no modelo. Conforme se pode verificar pela análise da Figura 4.28 o deslocamento vertical do carril no ponto onde foi suprimido o apoio é muito semelhante nos dois casos.

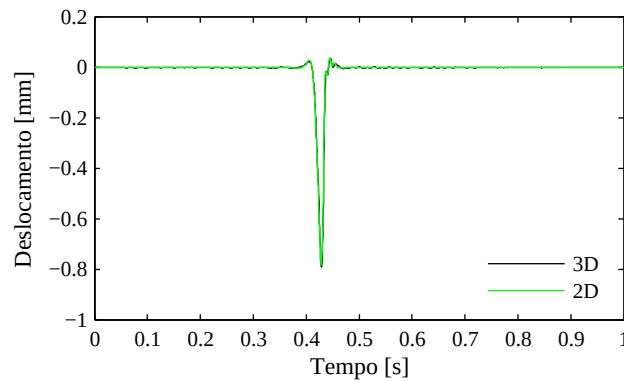


Figura 4.28 - Deslocamento do carril no ponto onde foi suprimido o apoio nos modelos tridimensional (3D) e bidimensional (2D)

Apresentam-se agora na Figura 4.29 os resultados obtidos em termos de força de interação roda-carril e o respetivo conteúdo em frequência.

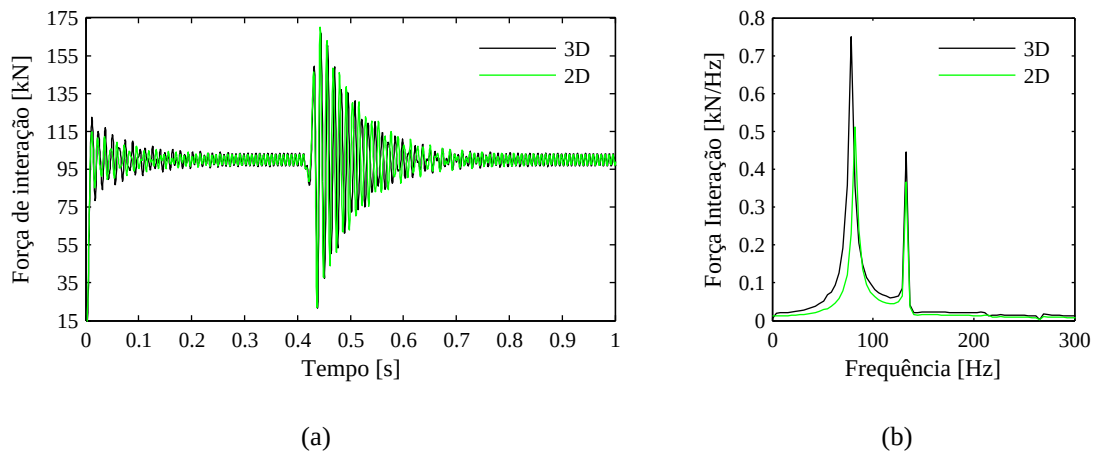


Figura 4.29 - Força de interação roda-carril no caso em que foi suprimido um apoio do carril nos modelos tridimensional (3D) e bidimensional (2D): (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

A ausência de um apoio induz a resposta transitória do sistema mobilizando a frequência de vibração do conjunto roda-via. As diferenças registadas no exemplo anterior são também aqui evidenciadas. Verifica-se que apesar do desfasamento da resposta, os valores extremos de variação da força são muito semelhantes nos dois modelos.

4.5. SIMULAÇÃO DO ASSENTAMENTO PERMANENTE DA VIA

Com o objetivo de estudar o comportamento a longo prazo da via desenvolveu-se uma metodologia que, com base no número de ciclos de carga e no estado de tensão experimentado pelos materiais que constituem a via, permite simular numericamente a evolução do assentamento permanente da via.

4.5.1. Método de simulação

O método de simulação do assentamento permanente da via proposto consiste num processo iterativo implementado mediante a articulação entre o programa ANSYS e o programa MATLAB, de acordo com o esquema apresentado na Figura 4.30.

No programa ANSYS é efetuada a modelação numérica do veículo e da via e todo o processo de pré e pós-processamento dos resultados, enquanto que no programa MATLAB se efetua a leitura dos resultados da análise dinâmica, a aplicação das leis de deformação e a determinação da deformação permanente.

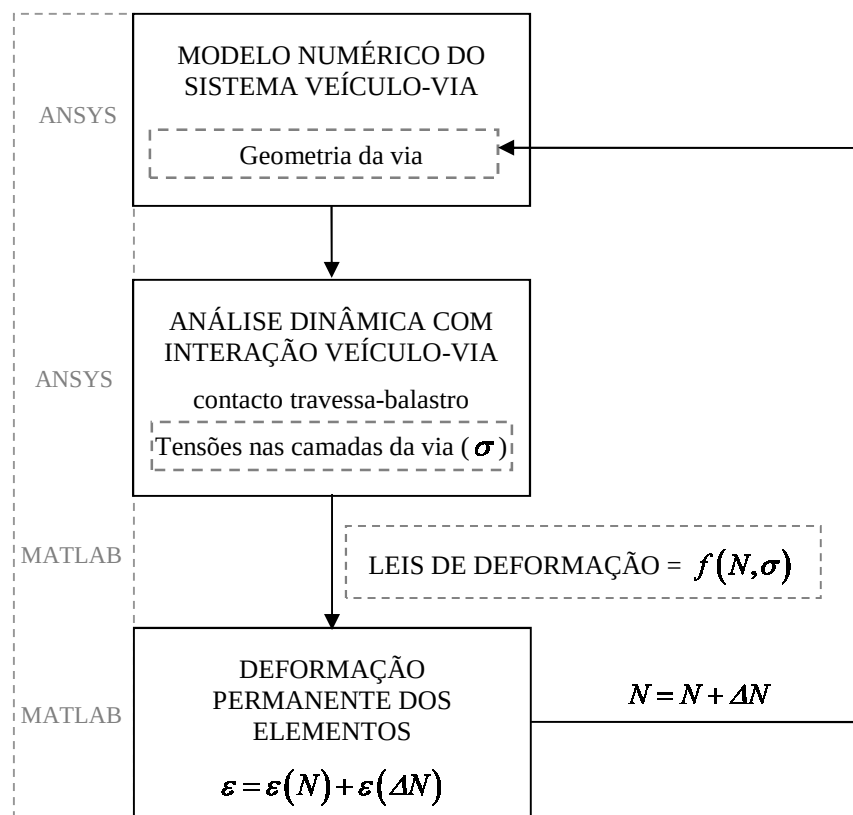


Figura 4.30 - Representação esquemática do processo de simulação da deformação permanente da via

Para este processo de simulação parte-se do princípio que todas as camadas da via (balastro, sub-balastro e fundação) são modeladas com elementos finitos que forneçam com rigor informação sobre o estado de tensão verificado aquando da passagem do veículo na via.

A passagem do veículo provoca nas camadas da via um campo de tensões multidirecional, com componentes normal e tangencial, que estão na base do cálculo do assentamento permanente neste método.

Após a análise dinâmica retiram-se todas as tensões (verticais, horizontais e de corte) de todos os elementos finitos das diferentes camadas da via que se consideram contribuir para a deformação permanente. A variação das tensões ao longo do tempo em cada camada da via (camada horizontal de elementos finitos) é armazenada numa matriz cuja dimensão depende do número de incrementos de tempo da análise e do número de elementos finitos da camada (são formadas tantas matrizes quantas as camadas de elementos finitos consideradas). Com as tensões retiradas determina-se a evolução das tensões principais ao longo do tempo para cada elemento finito, sendo os valores máximos das tensões principais armazenados sob a forma de vetores que servem de base para o cálculo das deformações permanentes através de leis de deformação dos materiais.

A deformação permanente da via induzida pela passagem de apenas um eixo provoca uma deformação muito pequena pelo que o processo não é efetuado ciclo a ciclo mas em incrementos correspondentes a um conjunto de ciclos (ΔN), assumindo-se que nesse conjunto de ciclos o estado de tensão a que os materiais estão sujeitos se mantém constante.

A determinação da deformação permanente a aplicar aos elementos finitos é efetuada em MATLAB, com base nas leis de deformação adotadas. Ainda neste programa são escritos os ficheiros que servirão para, no programa ANSYS, aplicar as deformações permanentes a cada elemento finito, promovendo a atualização da geometria da via.

Depois de cada análise dinâmica avaliam-se os efeitos da nova geometria da via no comportamento dinâmico da zona de transição. Analisando-se assim o efeito conjunto da variação de rigidez e do assentamento provocado pela passagem de tráfego ferroviário após a passagem de determinado número de eixos.

Resumem-se agora algumas considerações e simplificações relativamente ao método proposto para a simulação do assentamento permanente da via:

- i) Considera-se em todas as análises dinâmicas interação veículo-via;
- ii) Considera-se que existe contacto na interface travessa-balastro;

- iii) Assume-se que para cada conjunto de ciclos estipulados como incrementos do processo iterativo, as tensões nos elementos finitos se mantêm constantes;
- iv) A determinação da deformação permanente efetua-se elemento a elemento;
- v) Apenas se considera deformação permanente segundo a direção vertical;
- vi) A deformação das camadas da via é apenas função das leis adotadas, não sendo considerada degradação originada, por exemplo, por fatores meteorológicos, condições de fluência ou assentamentos por consolidação dos solos de fundação.

4.5.2. Leis de deformação permanente dos materiais da via

Para o método de simulação implementado selecionaram-se as leis de deformação dos materiais que permitem considerar simultaneamente as duas componentes essenciais do processo de deformação permanente: o estado de tensão experimentado pelos materiais e o número de ciclos de carga a que estão sujeitos. Assim de entre as leis analisadas com detalhe na secção 3.6.2 do Capítulo 3 considerou-se para os materiais de balastro a lei de deformação apresentada pela ORE (1970) e para as restantes camadas da via a lei de deformação de materiais granulares apresentada nos trabalhos de Gidel et al. (2001).

Conforme foi referido na secção 3.6.2.1 do Capítulo 3, a deformação permanente da camada de balastro pode ser dividida em duas fases, sendo a primeira fase caracterizada por um grande incremento de deformação permanente que é normalmente associada à estabilização inicial da camada de balastro e a segunda fase característica da evolução da deformação permanente da via com a passagem do tráfego ferroviário.

Neste estudo pretende-se apenas considerar a segunda fase de carregamento tendo-se estipulado que a primeira fase corresponde a 1×10^5 ciclos de carga. Assim a lei que traduz a evolução da deformação da camada de balastro passa a ser dada por:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 \cdot \left(1 + C \cdot \log \left(\frac{N + N_i}{N_i} \right) \right) \quad (4.28)$$

onde N_i corresponde ao número de ciclos de carga da primeira fase, ε_1 a deformação permanente experimentada no primeiro ciclo de carga e C uma constante tomado igual a 0,20. Admitindo que a camada de balastro se encontra bem compactada considerou-se a porosidade (n_p) igual a 0,40, que é o valor mínimo do intervalo de variação proposto para este parâmetro.

A lei de deformação permanente proposta por Gidel et al. (2001) e que foi convenientemente apresentada na secção 3.6.2.2 do Capítulo 3, foi implementada nesta metodologia de forma a

possibilitar a consideração de quatro tipos de materiais diferentes: material granular Soreze, material granular Poulmarch, agregado granítico ou agregado calcário.

4.5.3. Transição entre estados de tensão

Conforme referido anteriormente, admite-se que durante determinado número de ciclos (ΔN) o estado de tensão nos elementos se mantém constante. No entanto, e uma vez que este varia, ao fim de cada conjunto de ΔN ciclos faz-se a avaliação do estado de tensão dos elementos. Com este procedimento, obtém-se para um mesmo momento valores de deformação permanente diferentes que correspondem a estados de tensão diferentes, sendo portanto necessário efetuar a transição entre os estados de tensão.

Na metodologia aqui proposta esta transição decorre de acordo com o preconizado nos trabalhos de Ford (1995), e encontra-se esquematicamente representado na Figura 4.31. O ponto assinalado com a letra *A*, pertencente à curva de evolução de deformação para a situação inicial, designada por *a*, corresponde à deformação permanente obtida ao fim de ΔN ciclos de carga (100000 neste caso). Com esta deformação permanente instalada na via é efetuada a análise dinâmica da qual resulta um novo estado de tensão (neste caso superior ao primeiro) cuja evolução de deformação permanente se traduz pela curva *b*. A transição entre estas duas curvas deverá ser efetuada através da determinação de uma curva de transição, a curva *c*, também representada na figura. Para o traçado da curva de transição o autor sugere a determinação de um número de ciclos equivalente N_e , que corresponde ao número de ciclos necessários para se atingir a deformação permanente correspondente ao ponto *A*, mas para o novo estado de tensão instalado. Esta nova curva resulta basicamente da translação de uma parte da curva *b* para o ponto *A*.

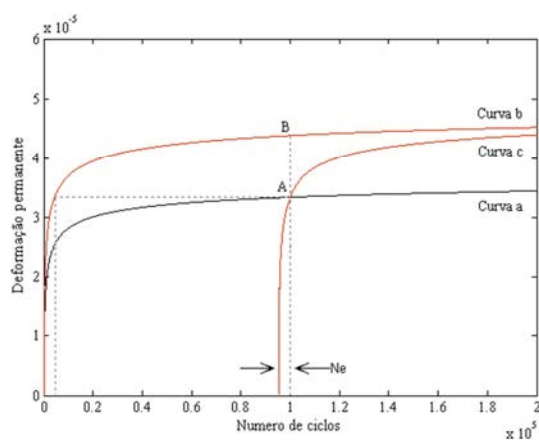


Figura 4.31 - Transição entre diferentes níveis de tensão na evolução da deformação permanente da via

Com este exemplo é possível compreender a necessidade de se reavaliar o estado de tensão ao fim de cada conjunto de ciclos da análise (ΔN). Caso não se avaliasse o novo estado de tensão, a deformação permanente iria evoluir segundo a curva a , o que daria neste caso um valor notoriamente inferior. Este procedimento permite então a conjugação dos sucessivos estados de tensão experimentados pelos materiais, sendo válido também quando o novo estado de tensão for inferior ao anterior. Neste caso o valor de N_e será superior (sempre $> \Delta N$) sendo necessário um maior número de ciclos para, com o novo estado de tensão, se atingir a deformação permanente correspondente ao ponto A .

4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisaram-se neste capítulo algumas particularidades e aplicações das metodologias numéricas que são adotadas na análise dinâmica do sistema veículo-via tendo-se retirado algumas conclusões que, dada a sua relevância para os estudos desenvolvidos ao longo da tese, são agora resumidamente apresentadas.

Abordou-se a resolução da equação diferencial de equilíbrio dinâmico através de métodos diretos recorrendo a algoritmos implícitos e algoritmos explícitos que constituem a base de cálculo dos programas ANSYS e LS-DYNA, respetivamente. Através da análise do procedimento de cálculo associado a estes algoritmos é possível verificar que aplicando algoritmos explícitos na resolução da equação de equilíbrio o cálculo é consideravelmente mais rápido, tendo ainda a vantagem de resolver de forma mais expedita sistemas não-lineares. No entanto, este é um método condicionalmente estável.

Verificou-se que não é possível definir da mesma forma o amortecimento nos dois programas de cálculo utilizados, ANSYS e LS-DYNA, uma vez que existem diferenças na construção da matriz de amortecimento. Estas diferenças dificultam a calibração dos modelos e podem comprometer a perfeita comparação dos resultados.

Especial atenção foi dada à aplicação dos algoritmos de contacto na modelação do contacto roda-carril. Neste âmbito, foram desenvolvidos dois modelos de contacto diferentes, um modelo ponto-linha e um modelo superfície-superfície. A comparação dos resultados obtidos com os dois modelos permitiu identificar pequenas diferenças que são mais evidentes quando é induzida na resposta dinâmica do sistema a frequência de vibração do conjunto roda-via. Neste caso, verifica-se algum desfasamento na vibração dos sistemas mas extremos de variação da força muito semelhantes.

As diferenças verificadas devem-se por um lado às simplificações que foram assumidas no modelo do contacto roda-carril tridimensional, nomeadamente o facto de se ter desprezado a curvatura da cabeça do carril e de se ter adotado uma malha pouco refinada das superfícies de contacto, e por outro lado, às diferenças na modelação da via, que neste caso consiste apenas no carril e nas palmilhas. Além das diferenças na modelação é importante salientar que existem também diferenças nos processos de cálculo, enquanto que no programa ANSYS a integração no tempo é efetuada com recurso a métodos implícitos, o programa comercial LS-DYNA baseia-se em métodos explícitos de integração.

No âmbito do estudo que se pretende efetuar, considera-se que estas diferenças são perfeitamente aceitáveis pelo que, estes dois modelos de contacto são adotados nos diferentes estudos desenvolvidos ao longo da tese que impliquem a modelação tridimensional ou bidimensional do contacto roda-carril.

Apresentou-se neste capítulo uma metodologia que permite simular a evolução do assentamento permanente da via para a passagem repetida de tráfego ferroviário entrando em linha de conta com o número de ciclos de carga aplicados à via e a tensão experimentada pelos materiais. Neste processo de simulação é fundamental considerar modelos de via que permitam conhecer com rigor o estado de tensão das diferentes camadas da via. A aplicação desta metodologia será efetuada aos casos de estudo que se apresentam nos próximos capítulos.

5. CASO DE ESTUDO 1: TRANSIÇÃO BRUSCA DE RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO DA VIA

5.1. INTRODUÇÃO

A abordagem sobre a problemática das zonas de transição que foi efetuada na secção 2.2 do Capítulo 2 motivou o estudo de simulação que se apresenta neste capítulo. Mediante a análise de vários estudos concluiu-se que ocorrem nas zonas de transição variações importantes da rigidez vertical da via e que estas variações conduzem à amplificação das forças dinâmicas do sistema veículo-via. Verifica-se ainda que ocorre nas zonas de transição a degradação acelerada da via que é normalmente denunciada pelo aparecimento de assentamentos diferenciais e de travessas flutuantes. Estes fenómenos, embora teoricamente explicados por alguns autores e numericamente por outros, suscitam ainda muitas dúvidas principalmente ao nível da sua génese.

Tendo por base o caso teórico de uma transição brusca de rigidez da fundação da via pretende-se compreender os efeitos de alguns problemas característicos das zonas de transição, como as variações de rigidez vertical e a variação das forças dinâmicas e da aceleração dos eixos do veículo, bem como investigar o comportamento a longo prazo destas zonas através da simulação da evolução da deformação permanente da via.

Os modelos numéricos que permitem considerar com relativa facilidade a variação das características da fundação da via, tendo em consideração aspetos como a interação veículo-via, constituem ferramentas de grande utilidade na análise dinâmica das zonas de transição. Segundo o apresentado na secção 3.3.4 do Capítulo 3, os modelos bidimensionais em apoios elásticos e os modelos tridimensionais são os dois tipos de modelos normalmente usados nos estudos de simulação do comportamento destas zonas.

No contexto do estudo do comportamento dinâmico de uma zona de transição discute-se a aplicabilidade de três modelos de elementos finitos diferentes: um modelo totalmente

tridimensional, um modelo bidimensional em apoios elásticos e um modelo bidimensional em estado plano de tensão.

De uma forma geral, os estudos apresentados neste capítulo têm como principais objetivos:

- i) Avaliar diferentes formas de modelar uma zona de transição da via;
- ii) Propor um modelo bidimensional em estado plano de tensão que se adeque ao estudo do comportamento dinâmico das zonas de transição;
- iii) Compreender os efeitos dinâmicos induzidos por uma zona de transição da via no sistema veículo-via;
- iv) Explorar o efeito de alguns parâmetros do sistema veículo-via no comportamento dinâmico da zona de transição;
- v) Simular a evolução do assentamento permanente da via numa zona de transição.

5.2. DESCRIÇÃO

As zonas da via onde se verificam variações importantes de rigidez surgem normalmente associadas a alterações bruscas nas características da fundação da via, como acontece por exemplo em zonas de transição entre via em aterro e via sobre uma estrutura (ponte, túnel ou atravessamento inferior).

O caso de estudo proposto neste capítulo consiste numa transição de rigidez vertical da via motivada pela variação brusca das características da fundação.

Na Figura 5.1 apresenta-se o perfil longitudinal da via na zona de transição e um corte transversal na zona da via fundada em solo 1. Conforme se pode verificar a superestrutura da via é constituída por carris, palmilhas e travessas e a infraestrutura constituída por camadas de balastro e sub-balastro e dois solos de fundação com módulos de deformabilidade distintos. Considerou-se neste estudo que o firme se encontra a 6,0 m de profundidade.

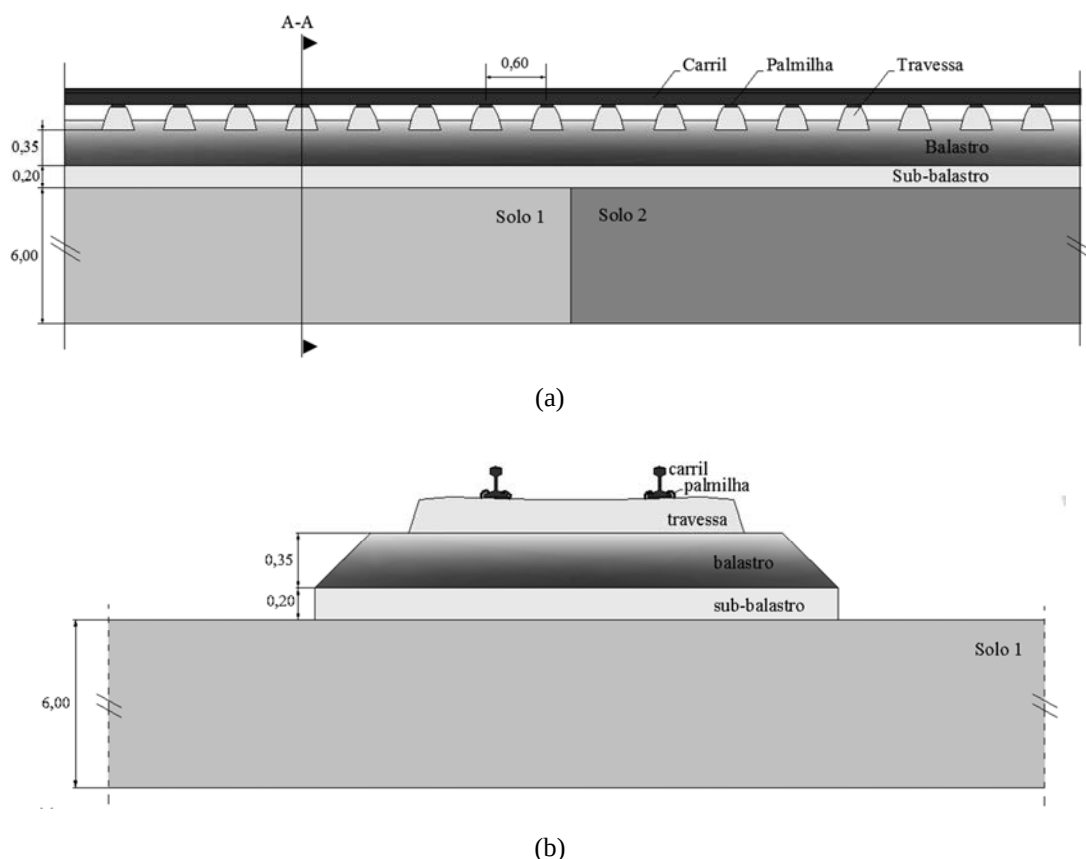


Figura 5.1 - Representação esquemática: (a) do perfil longitudinal na zona de transição e (b) do corte transversal (A-A) na zona da via fundada em solo 1

Considera-se que o carril é do tipo UIC60 e as travessas pré-esforçadas de betão armado com espaçamento igual a 0,60 m. As palmilhas adotadas têm rigidez igual a 200×10^6 N/m e amortecimento 30×10^3 N.s/m.

No Quadro 5.1 resumem-se as características consideradas para os materiais das diferentes camadas da via em termos de módulo de deformabilidade (E), massa volúmica (ρ) e coeficiente de Poisson (ν). As características das camadas de balastro e sub-balastro são as referidas no documento UIC (2008). De referir ainda que se considera que todos os materiais da via apresentam comportamento elástico e linear.

Quadro 5.1 – Características adotadas para os constituintes da via

Camadas da via	E (MPa)	ρ (kg/m ³)	ν (-)
Balastro	130	1530	0,20
Sub-balastro	120	1935	0,30
Solo de fundação 1	80	2040	0,30
Solo de fundação 2	1600	2040	0,30

5.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Para a simulação do comportamento dinâmico deste caso de estudo desenvolveram-se dois modelos bidimensionais e um modelo totalmente tridimensional de elementos finitos. Os modelos bidimensionais diferem essencialmente na forma como a fundação é modelada, enquanto que num se considera a fundação modelada através de conjuntos de mola-amortecedor no outro a fundação é modelada com elementos finitos em estado plano de tensão. Em ambos os modelos o carril e as palmilhas são modelados recorrendo a elementos de viga e conjuntos mola-amortecedor, respetivamente. O modelo tridimensional é o mais complexo e foi utilizado na calibração / verificação dos modelos bidimensionais.

Relativamente à modelação efetuaram-se algumas considerações para o estudo:

- i) Uma vez que o problema em análise é essencialmente vertical, são consideradas apenas cargas verticais, desprezando-se a dinâmica transversal da via;
- ii) Admite-se que a via se encontra sempre em alinhamento reto, considerando-se simetria, no modelo e no carregamento, relativamente a um eixo longitudinal à via.

Estas suposições permitem, por um lado, simplificar a modelação tridimensional e, por outro lado, adotar modelos bidimensionais para o estudo da zona de transição.

A conceção dos modelos numéricos deverá ser sempre um compromisso entre a complexidade do modelo e os tempos de cálculo associados. Fatores como a discretização da malha de elementos finitos e a dimensão dos modelos devem ser cuidadosamente escolhidos e devidamente testados, pois condicionam significativamente os tempos de cálculo.

Apresentam-se agora detalhadamente, e em ordem decrescente de complexidade, os diferentes modelos usados na simulação do comportamento dinâmico deste caso de estudo.

5.3.1. Modelo tridimensional

O modelo tridimensional proposto é inteiramente constituído por elementos finitos de 8 nós e foi desenvolvido no programa comercial LS-DYNA (Alves Ribeiro et al., 2009). Em virtude da articulação existente entre este programa e o programa ANSYS todo o processo de pré-processamento para modelação decorreu no programa ANSYS.

Conforme mencionado anteriormente, considera-se na modelação simetria relativamente a um eixo longitudinal, o que permite modelar apenas metade da via, ou seja, um dos carris.

Para a modelação tridimensional do carril adota-se uma secção retangular com características equivalentes às de um carril UIC60, conforme foi apresentado com detalhe na secção 4.4.4.2 do

Capítulo 4. As travessas apresentam secção trapezoidal com 0,15 m no topo e 0,30 m na base e massa correspondente a metade de uma travessa (315/2 kg). As palmilhas são também modeladas com recurso a elementos sólidos e a determinação das suas características foi efetuada conforme explicitado no exemplo de aplicação da secção 4.4.4.2 do Capítulo 4. As propriedades mecânicas dos materiais que constituem as diferentes camadas da via foram apresentadas na secção anterior.

O modelo desenvolvido está preparado para considerar o contacto entre a base das travessas e o topo da camada de balastro. No entanto, este contacto será apenas considerado nos casos em que a análise dinâmica o justificar, uma vez que implica um aumento do tempo de cálculo.

Na Figura 5.3 apresenta-se uma perspetiva do modelo tridimensional da via na zona de transição entre os solos de fundação 1 e 2.

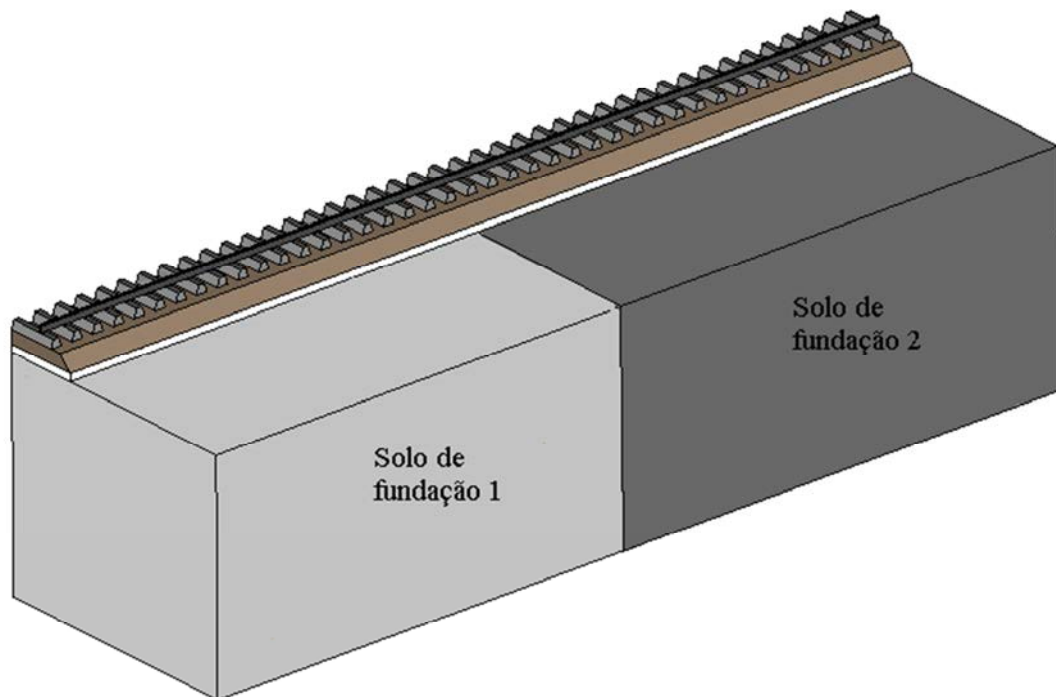


Figura 5.2 - Perspetiva do modelo tridimensional da via na zona de transição entre os solos de fundação 1 e 2

Apresenta-se na Figura 5.3 um alçado deste modelo na zona de transição bem como as duas vistas de topo do modelo (esquerda e direita), onde é possível visualizar a geometria do modelo e a discretização adotada para os diferentes componentes da via.

O modelo desenvolvido tem uma extensão total de 72,3 m, encontrando-se a zona de transição entre os dois solos exatamente no meio do modelo. A modelação completa deste caso envolve um total de 318918 elementos finitos e 631617 nós.

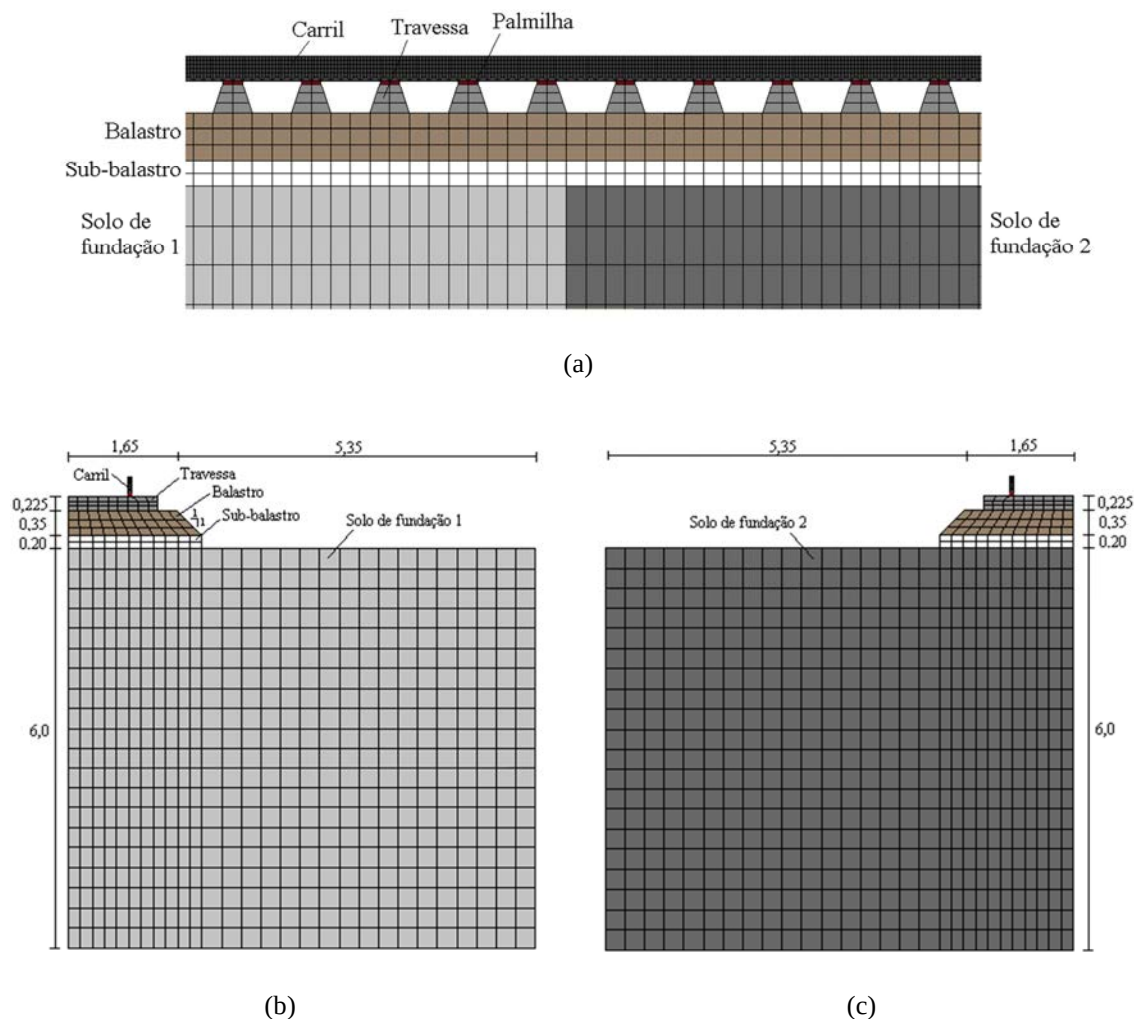


Figura 5.3 - Modelo de elementos finitos da via: (a) alçado na zona de transição e vistas dos tops (b) esquerdo e (c) direito

O amortecimento do modelo é definido através de uma matriz de amortecimento de *Rayleigh* conforme apresentado anteriormente na secção 4.2.3 do Capítulo 4. Neste caso, foram estimados parâmetros α_i e β_i para a camada de balastro, camada de sub-balastro e para o solo de fundação de forma a garantir um amortecimento de 3%. Uma vez que o programa assume automaticamente este amortecimento para frequências muito elevadas, determinou-se um valor de α_i que garante um amortecimento dessa ordem para frequências de cerca de 100 Hz nas camadas de balastro e sub-balastro e de cerca de 20 Hz na fundação da via.

Apresenta-se na Figura 5.4 as curvas de receptância obtidas por excitação do carril no apoio de uma travessa nas duas zonas da via com características diferentes, na zona fundada em solo 1 e na zona fundada em solo 2.

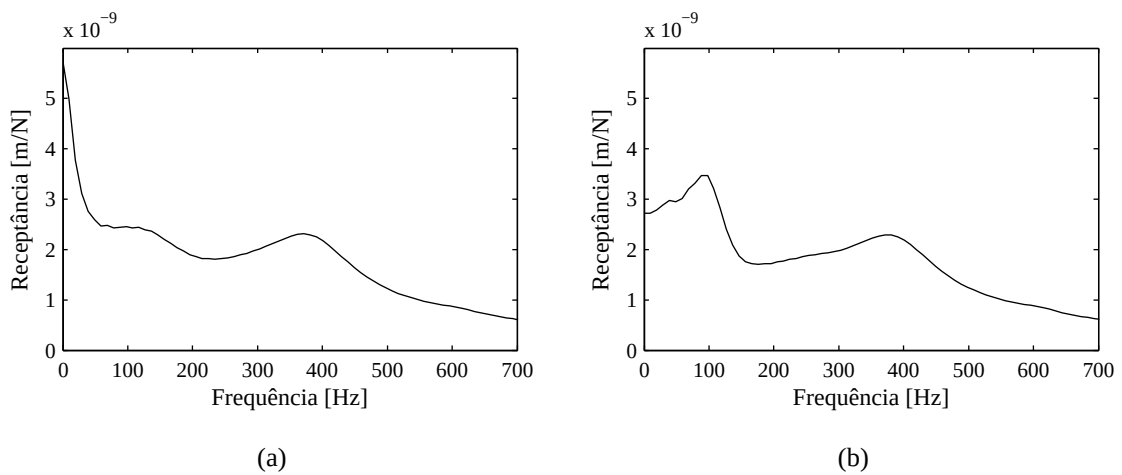


Figura 5.4 - Curvas de receptância do carril na via fundada: (a) em solo 1 e (b) em solo 2

Para a frequência de 0 Hz registam-se valores da função de receptância menores na via fundada em solo 2 o que traduz o aumento de rigidez global estática da via neste caso.

A cerca de 100 Hz verifica-se um pico de ressonância na função de receptância que corresponde à frequência de vibração global da via, onde carril e travessas vibram sobre a camada de balastro, sendo este mais evidente na via com fundação mais rígida. Depois da antirressonância da travessa, verifica-se um pico a 375 Hz que corresponde à vibração do carril sobre as palmilhas. Nesta gama de frequências as características da via que influenciam a resposta dinâmica são as mesmas, pelo que as duas curvas de receptância são muito semelhantes.

Apresenta-se na Figura 5.5 o registo temporal e o respetivo conteúdo em frequência da excitação dinâmica aplicada no carril para obtenção das funções de receptância, que neste caso consistiu num impulso de Dirac.

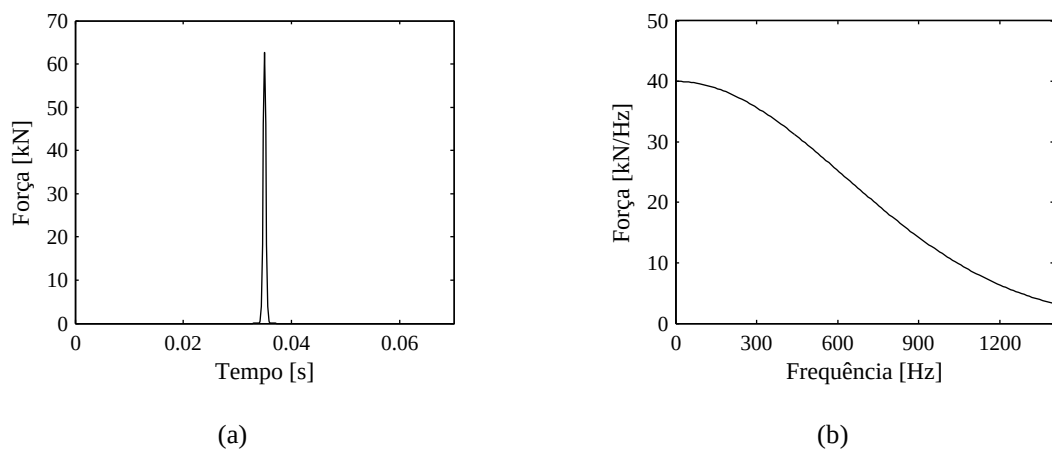


Figura 5.5 - Impulso aplicado na via para obtenção das funções de receptância: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

A discretização do modelo foi cuidadosamente escolhida de forma a que este responda adequadamente na gama de frequências de interesse para o problema.

Relativamente às fronteiras do modelo foram aplicadas as condições não refletoras disponíveis neste programa e que foram referidas anteriormente na secção 4.2.4 do Capítulo 4.

5.3.2. Modelo bidimensional em estado plano de tensão

No modelo bidimensional em estado plano de tensão, desenvolvido no programa comercial ANSYS, as travessas e a infraestrutura da via são modeladas com recurso a elementos de 4 nós em estado plano de tensão, sendo as palmilhas e o carril modelados com conjuntos mola-amortecedor e elementos de viga, respetivamente (Alves Ribeiro et al., 2008a).

A secção plana considerada equivale a uma via completa, pelo que os elementos de viga têm propriedades de dois carris, as travessas massa igual a 315 kg e os conjuntos mola-amortecedor colocadas entre o carril e a travessas correspondem a duas palmilhas. De referir ainda que as palmilhas se encontram distribuídas ao longo da largura do topo da travessa. Analogamente ao modelo tridimensional este modelo apresenta também uma extensão total de 72,3 m.

Apresenta-se na Figura 5.6 o modelo bidimensional da via na zona de transição e um pormenor do modelo de elementos finitos onde é possível visualizar a discretização dos diferentes constituintes da via.

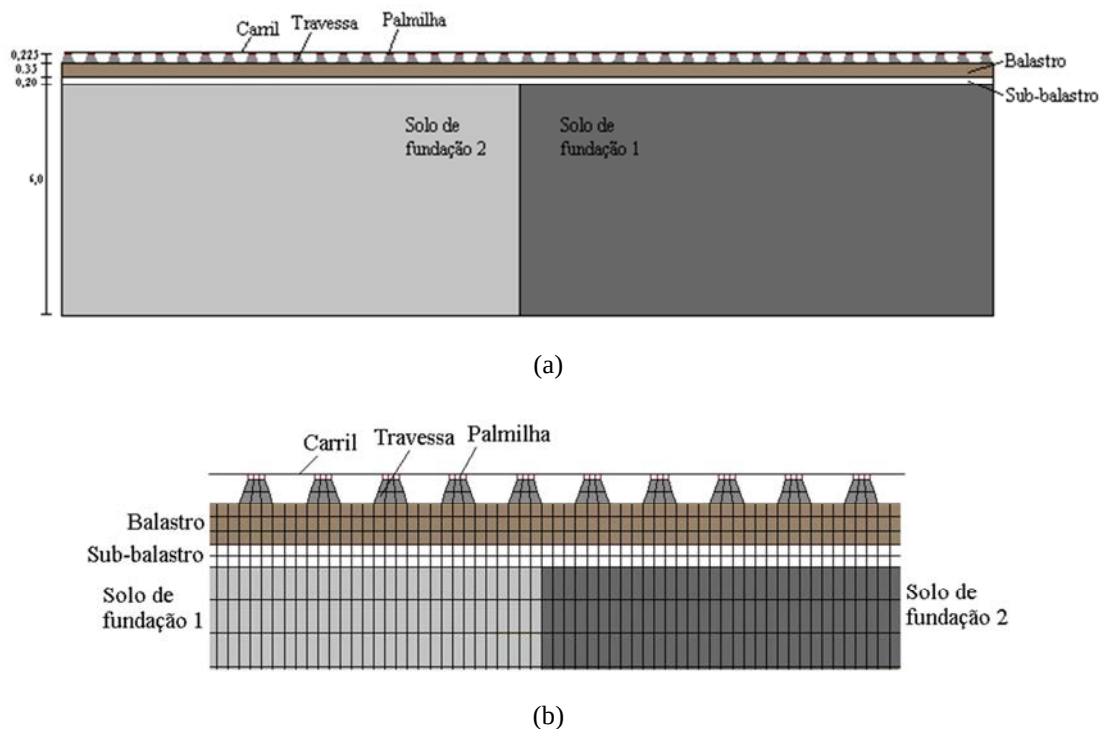


Figura 5.6 - Modelo bidimensional em estado plano de tensão (a) alçado e (b) pormenor da discretização na zona de transição

Como acontece no modelo tridimensional, este modelo está também preparado para considerar nas análises o contacto entre a base das travessas e o topo da camada de balastro.

Os elementos em estado plano de tensão adotados para a modelação permitem definir uma largura no plano perpendicular ao modelo, que constituiu o parâmetro de calibração e que foi determinado recorrendo ao modelo tridimensional.

Para este efeito recorre-se apenas a uma porção dos modelos com dimensão longitudinal correspondente a 40 travessas, sendo essencial que os modelos tenham exatamente as mesmas características geométricas, como a altura das camadas e espaçamento de travessas, e que os diferentes constituintes dos modelos apresentem as mesmas propriedades mecânicas, como o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson.

O processo de calibração adotado consiste na aplicação de uma carga vertical estática no carril (tomada igual a 100 kN neste caso) nos dois modelos e na avaliação da deformação obtida no alinhamento vertical da carga. A avaliação da deformação nos modelos é efetuada ao nível das camadas horizontais de elementos finitos através da determinação do deslocamento relativo entre o topo e a base da camada no alinhamento vertical da carga. Para este efeito é fundamental que os dois modelos apresentem exatamente a mesma discretização vertical.

A determinação da largura dos elementos finitos do modelo bidimensional é efetuada em cada camada de elementos do modelo, assumindo-se que os elementos finitos de uma camada apresentam todos a mesma largura.

Atendendo a que a deformação das camadas obtida no modelo bidimensional é função da largura dos elementos finitos considerada, o procedimento de determinação da largura dos elementos do modelo bidimensional deverá consistir num processo iterativo como o esquematizado na Figura 5.7.

No âmbito desta aplicação designa-se n o número de camadas de elementos finitos do modelo que é função da discretização vertical adotada. Em determinada iteração do processo $(i+1)$ a largura de cada camada de elementos finitos, $(b_n)_{i+1}$, é função da deformação da camada no modelo bidimensional determinada na iteração anterior, $(\Delta hp_n)_i$, e da deformação da camada no modelo tridimensional, Δh_n :

$$(b_n)_{i+1} = f(\Delta h_n, (\Delta hp_n)_i) \quad (5.1)$$

O processo inicia-se $(i=1)$ com a determinação da deformação vertical das n camadas de elementos finitos no modelo bidimensional, considerando a largura dos elementos de todas as n camadas, $(b_n)_1$, igual a 1 m.

No final de cada iteração calcula-se para cada camada o erro (ε_n) entre a deformação das camadas de elementos finitos nos dois modelos. Quando o erro em todas as camadas é inferior ou igual a 1%, o resultado é aceite e obtém-se o valor final da largura a atribuir às camadas. Caso o erro seja superior em pelo menos uma camada o processo repete-se.

O processo iterativo de calibração foi implementado no programa de cálculo MATLAB em articulação com o programa ANSYS.

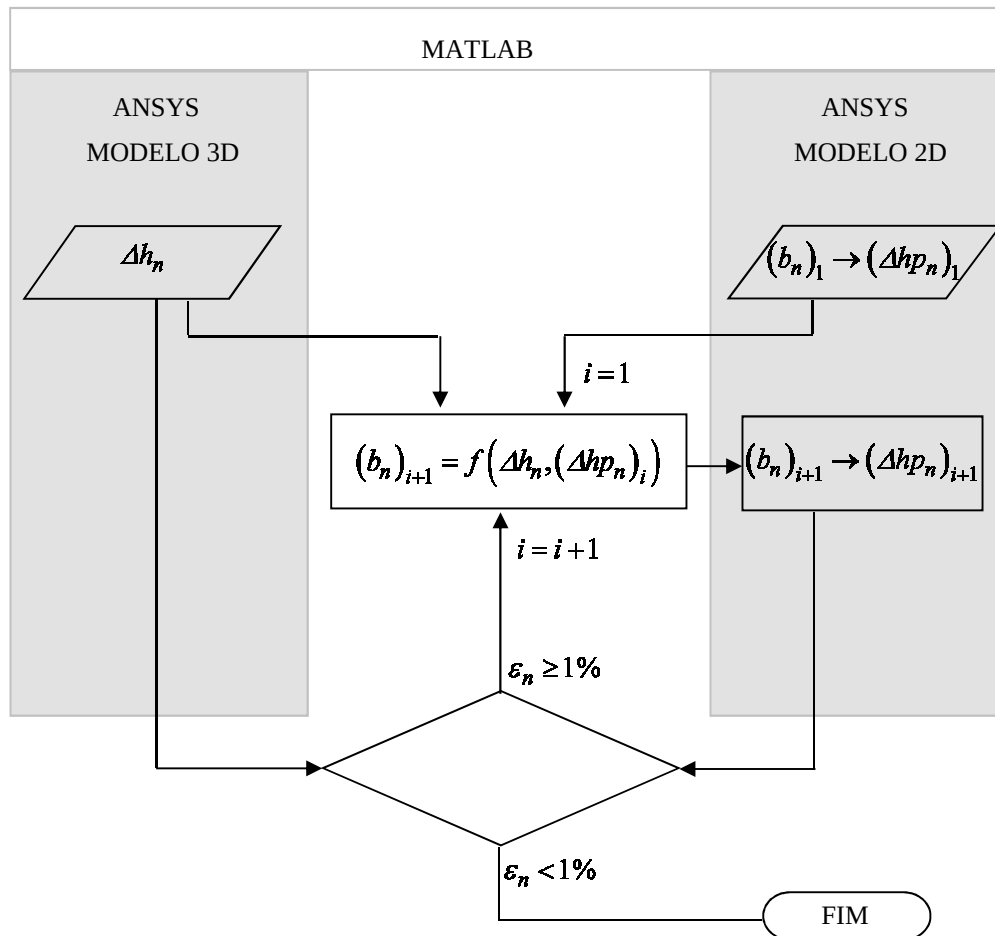


Figura 5.7 - Representação esquemática do processo iterativo de calibração estática do modelo bidimensional em estado plano de tensão

A função escolhida para determinar a largura dos elementos de cada camada, aproximando a deformação das camadas de elementos finitos dos dois modelos, dita a maior ou menor rapidez de convergência do processo.

Para este estudo procurou-se uma função que permitisse relacionar diretamente a deformação das camadas de elementos finitos com a largura dos elementos da camada.

Assim, tendo por base a definição de tensão e a lei de Hooke é possível estabelecer a seguinte equação:

$$\Delta h_n A'_n = \Delta h p_n A_n \quad (5.2)$$

que permite relacionar a deformação vertical da camada dos dois modelos, onde A'_n e A_n correspondem à área de influência da carga aplicada ao nível de cada camada no modelos tridimensional e bidimensional, respetivamente. Uma vez que a distribuição de tensões num modelo em estado plano de tensão é uniforme ao longo da largura do modelo, a área de influência da carga em cada camada será sempre aproximada por uma secção retangular, o que permite escrever a equação (5.2) em termos da largura do modelo:

$$\Delta h_n b'_n = \Delta h p_n b_n \quad (5.3)$$

onde b'_n corresponde à largura a atribuir ao elementos finitos das camadas em estado plano de tensão, b_n , de forma a que a igualdade seja respeitada.

Uma vez que a deformação das camadas obtida no modelo bidimensional é função da largura adotada para os elementos finitos, a procura desta igualdade tem que ser feita de forma iterativa, conforme referido anteriormente, pelo que:

$$b_{i+1} = \frac{(\Delta h p_n b_n)_i}{\Delta h_n} \quad (5.4)$$

Verifica-se que considerando esta função o processo de calibração converge rapidamente necessitando apenas de 3 a 4 iterações.

Na Figura 5.8 apresenta-se uma representação esquemática do modelo bidimensional calibrado.

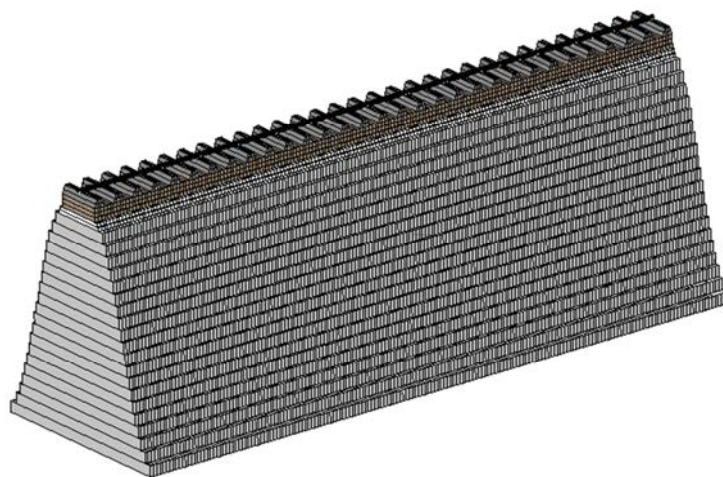


Figura 5.8 - Representação esquemática do modelo bidimensional calibrado

A determinação da largura a atribuir aos elementos das diferentes camadas assegura a calibração do modelo bidimensional em termos de rigidez. A massa do modelo é calculada com base nas larguras obtidas no final da calibração.

De referir que na zona de transição em estudo, se efetuou a calibração para as duas zonas com características diferentes, na via fundada no solo 1 e na via fundada no solo 2, uma vez que nas duas zonas a distribuição da carga em profundidade se efetua de forma diferente.

Apresenta-se na Figura 5.9 a largura dos elementos finitos das diferentes camadas do modelo em função da profundidade para os dois casos de fundação da via. Assinala-se a traço interrompido a profundidade correspondente à base da camada de balastro e da camada de sub-balastro.

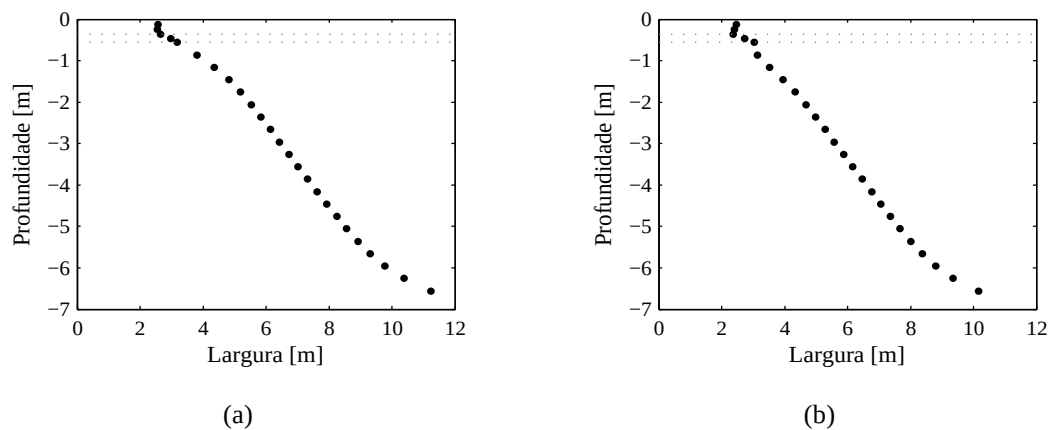


Figura 5.9 - Largura dos elementos do modelo bidimensional em função da profundidade para a via fundada: (a) em solo 1 e (b) em solo 2

Conforme se pode observar, a largura dos elementos finitos em função da profundidade é muito semelhante nas duas zonas do modelo.

Apresenta-se na Figura 5.10 o deslocamento estático em função da profundidade obtido nos modelos tridimensional (3D) e bidimensional calibrado (2D) nos casos em que a via é fundada em solo 1 e em solo 2.

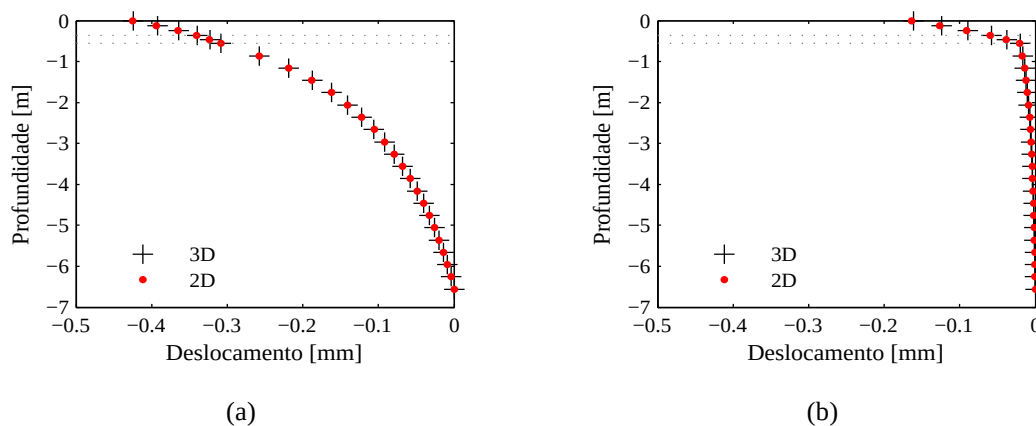


Figura 5.10 - Deslocamento vertical estático em função da profundidade nos modelos 3D e 2D calibrado para a via fundada: (a) em solo 1 e (b) em solo 2

Apresenta-se na Figura 5.11 o deslocamento vertical sob a forma de um mapa de cores obtido no modelo tridimensional e no modelo bidimensional calibrado, para o caso da via fundada em solo 1, quando se aplica uma carga concentrada ao nível do carril. Conforme se pode observar a distribuição dos deslocamentos nos dois modelos é muito semelhante.

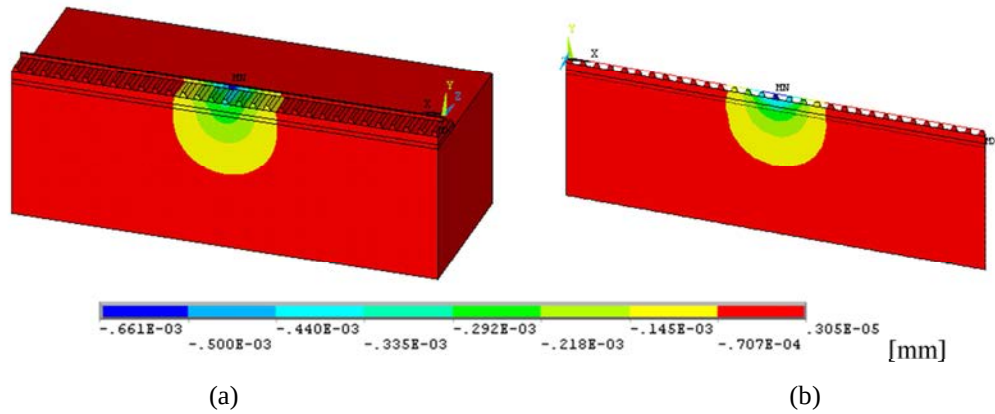


Figura 5.11 - Mapa de cores do deslocamento vertical estático no modelos (a) 3D e (b) 2D calibrado

A calibração estática é complementada por uma calibração dinâmica que permite encontrar os parâmetros de amortecimento do modelo bidimensional.

O modelo tridimensional permite simular adequadamente o amortecimento por radiação que ocorre no meio, o que não acontece num modelo bidimensional constituído por elementos em estado plano de tensão. A adequada calibração dos parâmetros da matriz de amortecimento de *Rayleigh* permite obter no modelo bidimensional condições de amortecimento semelhantes às existentes no modelo tridimensional. Conforme foi já explicitado na secção 4.2.3 do Capítulo 4, no programa ANSYS é possível definir um parâmetro α global que é aplicado a todo o modelo e um parâmetro β_i para cada material. Assim neste caso é necessário determinar um total de 4 parâmetros de ajuste: um parâmetro α e três parâmetros β_i , um para a camada de balastro, um para a camada de sub-balastro e outro para o solo de fundação.

A determinação destes parâmetros foi efetuada com base na aproximação das curvas de receptância dos modelos bidimensional e tridimensional. A obtenção das curvas de receptância no modelo bidimensional foi efetuada através da excitação do carril no apoio de uma travessa, conforme descrito para o modelo tridimensional.

Para este processo recorreu-se a uma função de ajuste do programa MATLAB (*lsqcurvefit*) que se baseia no método dos mínimos quadrados e que, articulada iterativamente com o programa ANSYS, permitiu encontrar os parâmetros que melhor ajustavam as curvas.

Assumindo no modelo bidimensional amortecimento semelhante ao adotado para o modelo tridimensional obtêm-se as curvas de receptância apresentadas na Figura 5.12. Conforme se pode observar existem algumas diferenças entre os resultados dos dois modelos.

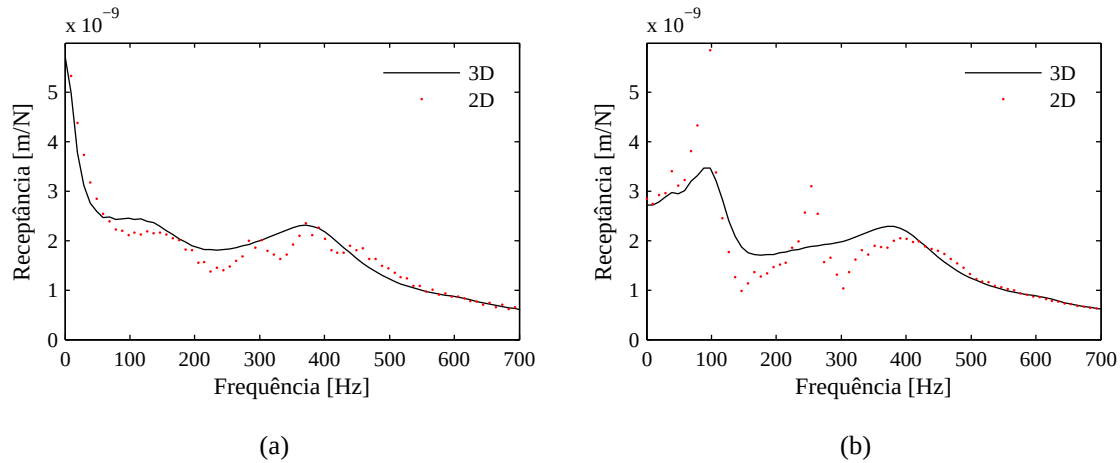


Figura 5.12 - Comparação das curvas de receptância do carril na via fundada (a) em solo 1 e (b) em solo 2 obtidas nos modelos 3D e 2D antes da calibração dinâmica

Como resultado do processo de calibração foram obtidos os parâmetros para a matriz de amortecimento de *Rayleigh* que se apresentam no Quadro 5.2. À semelhança da calibração estática, também a calibração dinâmica é efetuada para as duas zonas da via.

Quadro 5.2 - Valores adotados para os parâmetros da matriz de amortecimento de *Rayleigh*

	α (s ⁻¹)	$\beta_{\text{solo 1}}$ (s)	$\beta_{\text{solo 2}}$ (s)
Camada de balastro	15	$2,58 \times 10^{-4}$	$3,53 \times 10^{-4}$
Camada de sub-balastro	15	$1,24 \times 10^{-3}$	$1,04 \times 10^{-3}$
Solo de fundação	15	$3,33 \times 10^{-3}$	$2,76 \times 10^{-3}$

As diferenças entre os parâmetros encontrados para os dois casos de fundação podem considerar-se pequenas. Verificou-se que o parâmetro β da fundação é o que apresenta maior variação face ao valor inicial. O amortecimento da camada de balastro influencia fundamentalmente a amplitude do pico da função de receptância correspondente à vibração global da via.

Após esta calibração dinâmica é possível obter uma boa concordância entre as curvas de receptância dos dois modelos, conforme ilustrado na Figura 5.13.

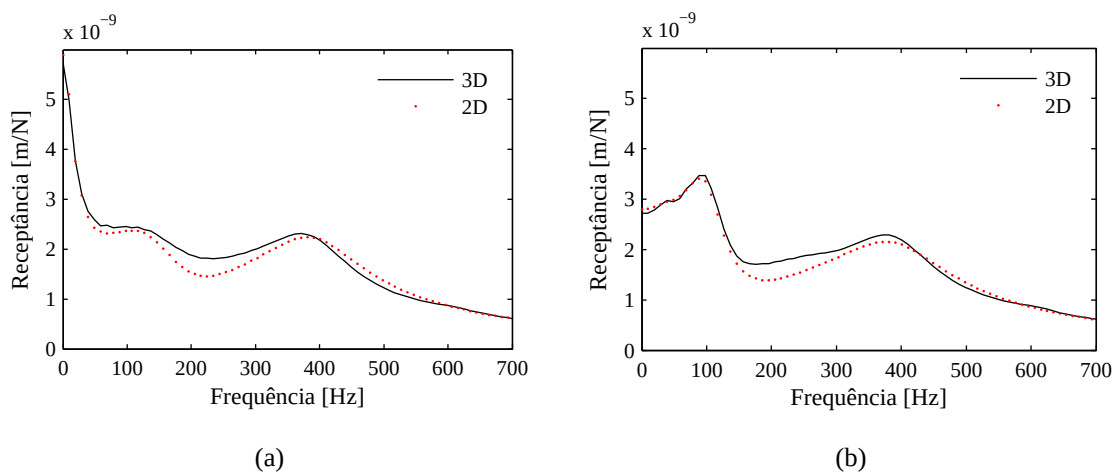


Figura 5.13 - Comparação das curvas de receptância do carril na via fundada (a) em solo 1 e (b) em solo 2 obtidas nos modelos 3D e 2D após calibração dinâmica

Para evitar reflexões foram consideradas condições de não-reflexão nas fronteiras do modelo semelhantes às consideradas no modelo tridimensional, com a diferença de que no modelo bidimensional as fronteiras têm que ser definidas manualmente.

Tendo por base as considerações feitas na secção 4.2.4 do Capítulo 4 foram determinados os parâmetros da matriz de amortecimento para cada material que se apresentam no Quadro 5.3. Estes valores são atribuídos aos elementos amortecedores colocados nas direções normal e tangencial à fronteira.

Quadro 5.3 - Valores a atribuir aos elementos amortecedores colocados nas direções normal e tangencial à fronteira do modelo

Camadas da via na fronteira do modelo	Amortecedores (N.s/m)	
	Normal	Tangencial
Camada de balastro	$41,2 \times 10^4$	$20,7 \times 10^4$
Camada de sub-balastro	$43,5 \times 10^4$	$20,7 \times 10^4$
Fundação 1	$36,5 \times 10^4$	$17,3 \times 10^4$
Fundação 2	$163,0 \times 10^4$	$77,4 \times 10^4$

Para compreender se estes elementos estão a desempenhar adequadamente a sua função efetuou-se a solicitação dinâmica de uma porção de modelo, idêntico ao apresentado anteriormente, mas constituído por apenas 5 travessas. Neste caso, para evidenciar o efeito das fronteiras, não se considerou amortecimento material no solo de fundação. A excitação dinâmica foi aplicada na travessa central.

Na Figura 5.14 apresenta-se o deslocamento dinâmico obtido no carril no modelo com fronteiras e no modelo sem fronteiras não refletoras.

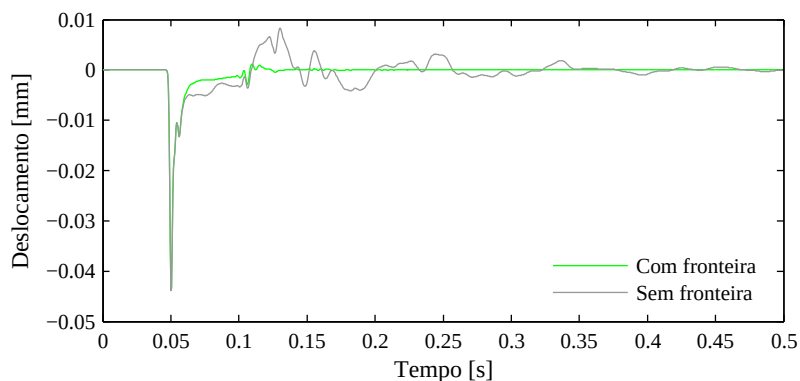


Figura 5.14 - Influência das fronteiras não refletoras no deslocamento dinâmico do carril

Verifica-se que, na ausência de fronteiras não refletoras, o deslocamento é perturbado pelos efeitos da reflexão das ondas nas fronteiras laterais do modelo, que correspondem aos picos registados imediatamente após a solicitação. No modelo com fronteiras não refletoras as ondas são absorvidas pelos elementos amortecedores aquando da primeira incidência.

Na Figura 5.15 representa-se um mapa de cores do deslocamento vertical nos modelos com e sem fronteiras não refletoras no instante 0,060 s, após a aplicação da carga, quando as ondas já atingiram as fronteiras laterais do modelo.

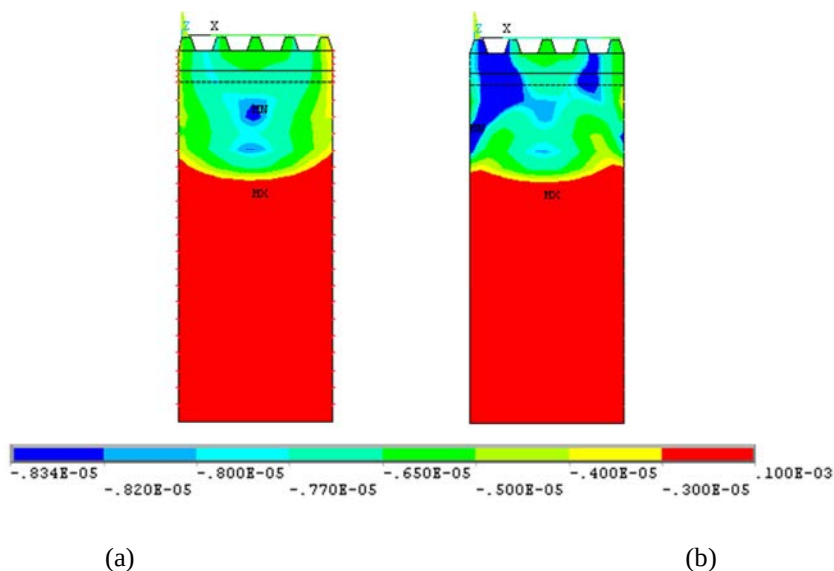


Figura 5.15 - Deslocamento vertical no instante 0,060 s nos modelos (a) com fronteiras e (b) sem fronteiras não refletoras

No caso em que não existem fronteiras não refletoras identificam-se com clareza reflexões, que ocorrem nas fronteiras laterais do modelo fazendo com que as ondas entrem novamente no modelo, contaminando os resultados.

5.3.3. Modelo bidimensional em apoios elásticos

Depois de apresentada a modelação tridimensional e bidimensional com elementos finitos em estado plano de tensão, apresenta-se agora um modelo bidimensional em apoios elásticos que é composto por conjuntos de mola-amortecedor, elementos de viga e massas concentradas (Alves Ribeiro et al., 2007; Alves Ribeiro et al., 2008b). À semelhança dos casos anteriores este será também calculado no domínio do tempo.

A complexidade deste tipo de modelos reside fundamentalmente no processo de calibração que consiste na adequada distribuição da massa, da rigidez e do amortecimento dos diferentes constituintes da via.

A definição das características da camada de sub-balastro juntamente com a fundação da via adotada por vários autores (Igeland and Oscarsson, 1997; Man, 2002) parece ser uma forma interessante de conceber estes modelos pois permite reduzir a quantidade de variáveis do problema, não tendo quaisquer implicações em termos do funcionamento dinâmico do modelo.

O modelo proposto encontra-se esquematicamente representado na Figura 5.16, onde os parâmetros assinalados serão explicitados durante a descrição do modelo. À semelhança do que foi efetuado no modelo bidimensional constituído por elementos em estado plano de tensão, também neste modelo bidimensional se considera a modelação de uma via completa.

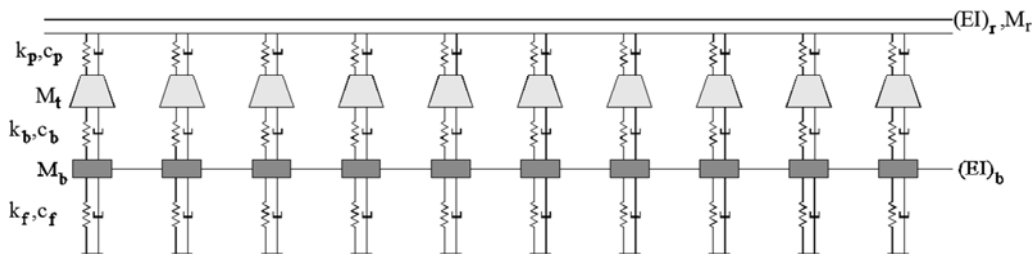


Figura 5.16 - Representação esquemática do modelo bidimensional em fundação elástica

As características de rigidez à flexão $(EI)_r$ e massa (M_r) correspondem às de dois carris UIC60 e k_p e c_p correspondem às características de rigidez e amortecimento de duas palmilhas e tomam valores de 400×10^6 N/m e a 60×10^3 N.s/m, respetivamente. A travessa é simulada através de uma massa concentrada (M_t) considerando-se a massa vibrante igual à massa total da travessa que é 315 kg.

A rigidez axial da camada de balastro (k_b) foi estimada segundo o proposto por Zhai et al. (2004), de acordo com a expressão apresentada na secção 3.3.3.3 do Capítulo 3, considerando as características geométricas e mecânicas que se resumem no Quadro 5.4. As características

geométricas apresentadas correspondem às dimensões envolvidas no apoio de um carril, tendo-se considerado um valor do parâmetro l_e igual ao que foi adotado pelo autor.

Quadro 5.4 – Características da camada de balastro no modelo bidimensional em apoios elásticos

Camadas da via	Características geométricas				Características mecânicas		
	h_b (m)	l_e (m)	l_b (m)	α (°)	E (N/m ²)	ρ (kg/m ³)	ν (-)
Balastro	0,35	0,95	0,30	35	120×10^6	1530	0,20

A massa da camada de balastro (M_b) é simulada por uma massa concentrada cujo valor foi determinado também de acordo com o proposto por Zhai et al. (2004).

Considera-se ainda na simulação da camada de balastro uma viga com rigidez à flexão, $(EI)_b$, determinada considerando a secção transversal da camada de balastro sob a travessa, que consiste numa secção trapezoidal como a que se apresenta na Figura 5.17. De referir ainda que a incorporação desta viga permite considerar no modelo a resistência ao corte da camada.

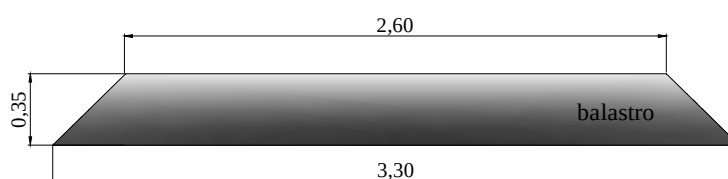


Figura 5.17 - Representação esquemática da secção transversal da camada de balastro

As características de rigidez e amortecimento da fundação (k_f e c_f) foram estabelecidas com base no proposto por Auersch (2008) para um meio semi-indefinido, onde tendo por base as características resumidas no Quadro 5.5, é possível estimar o intervalo de variação da rigidez axial e amortecimento da fundação que se apresenta no Quadro 5.6.

Quadro 5.5 – Características dos solos de fundação da via

Camadas da via	E (MPa)	ν (-)	G (MPa)	ρ (kg/m ³)	v_s (m/s)	v_p (m/s)
Solo de fundação 1	80	0,30	30,8	2040	122,8	229,8
Solo de fundação 2	1600	0,30	615,4	2040	549,2	1027,5

Quadro 5.6 – Intervalo de variação dos parâmetros de rigidez e amortecimento da fundação da via no modelo bidimensional em apoios elásticos

Camadas da via	$k_{f,min}$ (N/m)	$k_{f,máx}$ (N/m)	$c_{f,min}$ (N.s/m)	$c_{f,máx}$ (N.s/m)
Solo de fundação 1	$30,8 \times 10^6$	$46,2 \times 10^6$	$375,8 \times 10^3$	$563,7 \times 10^3$
Solo de fundação 2	$615,4 \times 10^6$	$923,1 \times 10^6$	1700×10^3	2500×10^3

No caso de estudo apresentado neste capítulo, como o meio está truncado a 6 m de profundidade, a fundação não consiste num meio semi-indefinido, pelo que estes parâmetros fornecem apenas uma indicação da gama de valores mínimos a considerar.

Adotando todos os parâmetros anteriormente apresentados para os diferentes constituintes da via, efetuou-se o acerto das características da fundação através do carregamento estático e dinâmico da via, comparando os resultados com os obtidos no modelo tridimensional e bidimensional plano. Resumem-se no Quadro 5.7 as características da camada de balastro e fundação finais deste modelo.

Quadro 5.7 – Características adotadas para os constituintes do modelo bidimensional em apoios elásticos

Balastro	K_b (N/m)	$395,5 \times 10^6$
	c_b (N.s/m)	500×10^3
	$(EI)_b$ (N.m ²)	$13,6 \times 10^5$
	M_b (Kg)	719,1
Solo 1	K_{S1} (N/m)	85×10^6
	c_{S1} (N.s/m)	400×10^3
Solo 2	K_{S2} (N/m)	750×10^6
	c_{S2} (N.s/m)	900×10^3

Com estas características obtêm-se no modelo bidimensional em apoios elásticos (2D (AE)) as curvas de receptância que se apresentam na Figura 5.18. Para comparação representam-se também as curvas obtidas nos modelos tridimensional (3D) e bidimensional em estado plano de tensão (2D (EPT)).

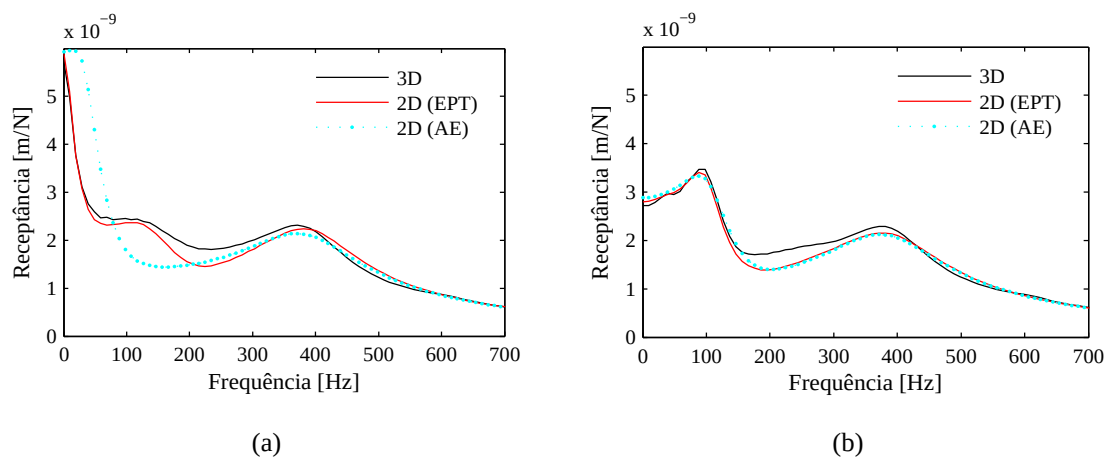


Figura 5.18 - Comparação das curvas de receptância do carril na via fundada (a) em solo 1 e (b) em solo 2 obtidas nos modelos 3D, 2D (EPT) e 2D (AE)

Verifica-se que na gama das frequências baixas o modelo bidimensional em fundação elástica não consegue captar adequadamente a vibração da via, sendo este efeito mais evidente quando a via se encontra fundada em solo mais flexível. No entanto, na gama de frequências correspondentes à vibração do carril sobre as palmilhas a concordância é muito boa.

No caso em que a via é fundada em solo mais rígido o comportamento dinâmico é traduzido de forma muito rigorosa quando comparado com o determinado com os outros modelos, acompanhando particularmente bem o modelo bidimensional em estado plano de tensão.

5.3.4. Discussão da modelação proposta

Foram apresentados nesta secção três modelos diferentes da via férrea balastrada: um modelo tridimensional integralmente constituído por elementos sólidos, um modelo bidimensional em que a infraestrutura da via é constituída por elementos finitos em estado plano de tensão e um modelo bidimensional em apoios elásticos, em que a infraestrutura da via é modelada através de conjuntos de mola-amortecedor, massas concentradas e elementos de viga.

O modelo tridimensional, mais complexo, assume especial interesse uma vez que corresponde a uma reprodução mais fiel da realidade permitindo validar os modelos bidimensionais mais simples.

Os modelos bidimensionais apresentam a grande vantagem de serem computacionalmente muito económicos comparativamente com o modelo tridimensional, principalmente em análises dinâmicas. Face ao modelo bidimensional em apoios elásticos, o modelo bidimensional em estado plano de tensão apresenta a grande vantagem de permitir com facilidade modelar geometrias complexas, tão comuns nas zonas de transição.

A comparação das curvas de receptância de todos os modelos permite concluir que com o modelo bidimensional em fundação elástica não se consegue reproduzir adequadamente a resposta da via na gama das baixas frequências de vibração.

O modelo bidimensional em estado plano de tensão proposto encontra-se muito relacionado com o modelo tridimensional devido à metodologia de calibração estática adotada, que se baseia na comparação da deformabilidade das camadas de elementos finitos dos dois modelos.

Numa primeira análise esta calibração faz com que seja necessário construir um modelo tridimensional de cada vez que se pretende adotar este modelo bidimensional. No entanto, é importante referir que o procedimento de calibração estática e dinâmica apenas implica a construção de porções do modelo, evitando-se assim a construção de todo o caso de estudo, o que simplifica muito o processo de modelação tridimensional que é mais complexo e moroso. Importa ainda referir que as duas calibrações estáticas efetuadas em solos de fundação

diferentes resultaram em perfis de variação da largura do modelo em função da profundidade muito semelhantes, o que permite desde já intuir que a sensibilidade desta calibração relativamente à variação de características da via é relativamente pequena.

A adequabilidade dos modelos apresentados ao estudo do caso particular de uma variação brusca de rigidez da via será testada mais à frente neste capítulo.

5.4. MODELAÇÃO DO VEÍCULO

A incorporação da interação roda-carril nas análises dinâmicas implica que, além do modelo de via, se considere também o veículo.

Para as simulações dinâmicas efetuadas neste capítulo, adotou-se o comboio Eurostar que se encontra em circulação na Europa, estabelecendo a ligação entre o Reino Unido, a França e a Bélgica. Na Figura 5.19 apresenta-se este comboio completo e um pormenor do bogie que evidencia que se trata de um comboio articulado.



Figura 5.19 - Comboio Eurostar: (a) comboio completo e (b) pormenor de um bogie

O comboio Eurostar tem um comprimento total de 386,67 m, sendo composto por uma locomotiva em cada extremidade, e três tipos de carruagens diferentes, as carruagens R1 imediatamente a seguir às locomotivas, as carruagens R2 a R8 que constituem a parte articulada do comboio, e as carruagens R9 situadas no eixo de simetria do comboio, conforme ilustrado na representação esquemática da Figura 5.20, onde D corresponde ao comprimento do veículo e d à distância entre eixos de um bogie.

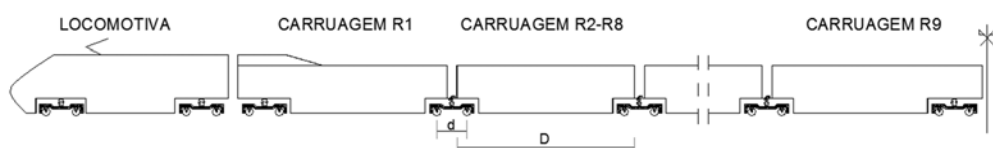


Figura 5.20 - Representação esquemática do comboio Eurostar

As características geométricas do comboio Eurostar, bem como as relativas a massa, rigidez e amortecimento dos vários componentes, são apresentadas no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 - Características do comboio Eurostar (ERRI, 1999)

LOCOMOTIVA			CARRUAGEM R1		
M_c		51500 kg	M_c		35860 kg
Suspensão Secundária	K_s	$3,26 \times 10^6$ N/m	Suspensão Secundária	K_s	$0,90 \times 10^5$ N/m
	c_s	$9,00 \times 10^4$ N.s/m		c_s	$2,00 \times 10^4$ N.s/m
M_b		2200 kg	M_b		2200 kg
Suspensão Primária	K_p	$2,60 \times 10^6$ N/m	Suspensão Primária	K_p	$2,60 \times 10^6$ N/m
	c_p	$1,20 \times 10^4$ N.s/m		c_p	$1,20 \times 10^4$ N.s/m
M_e		1700 kg	M_e		1700 kg
Carga por eixo		170 kN	Carga por eixo		170 kN
d		3,00 m	d		3,00 m
D		22,50 m	D		21,845 m

CARRUAGEM R2-R8			CARRUAGEM R9		
M_c		22525 kg	M_c		27122 kg
Suspensão Secundária	K_s	$5,80 \times 10^5$ N/m	Suspensão Secundária	K_s	$2,50 \times 10^5$ N/m
	c_s	$2,00 \times 10^4$ N.s/m		c_s	$2,00 \times 10^4$ N.s/m
M_b		2900 kg	M_b		2900 kg
Suspensão Primária	K_p	$2,00 \times 10^6$ N/m	Suspensão Primária	K_p	$1,32 \times 10^6$ N/m
	c_p	$1,20 \times 10^4$ N.s/m		c_p	$1,20 \times 10^4$ N.s/m
M_e		1900 kg	M_e		1900 kg
Carga por eixo		170 kN	Carga por eixo		170 kN
d		3,00 m	d		3,00 m
D		18,70 m	D		21,965 m

A análise destes parâmetros permite confirmar que o comboio obedece aos requisitos de interoperabilidade do material circulante para a rede europeia de alta velocidade estabelecidos nas Especificações Técnicas de Interoperabilidade (ETI, 2002) e no anexo E do EN1991-2 (CEN, 2003): a carga por eixo não ultrapassa 170 kN, o comprimento total do comboio é inferior a 400 m, o peso total do comboio é de 8160 kN, inferior ao limite máximo estabelecido de 10000 kN, e a massa não suspensa não ultrapassa os 2000 kg. De referir ainda que os limites geométricos estipulados naqueles documentos são também respeitados no Eurostar.

Apresentam-se agora algumas considerações sobre a modelação do veículo adotada nos estudos de simulação desenvolvidos. O veículo é considerado de forma idêntica nos modelos bidimensionais e no modelo tridimensional: a caixa e os bogies são modelados por intermédio

de vigas muito rígidas com massa distribuída e as suspensões primária e secundária com recurso a conjuntos mola-amortecedor. A modelação da roda e da interação roda-carril nos dois programas de elementos finitos utilizados, modelação bidimensional no programa ANSYS e tridimensional no programa LS-DYNA, foi efetuada de acordo com o apresentado na secção 4.4.4 do Capítulo 4. Apresenta-se na Figura 5.21, a título de exemplo, o modelo dinâmico de um veículo do comboio Eurostar onde se assinalam os principais componentes que são considerados na modelação de elementos finitos.

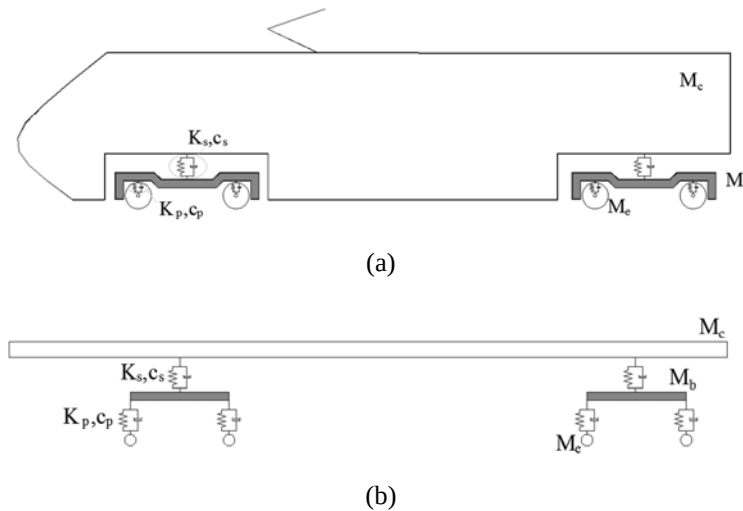


Figura 5.21 - Modelo dinâmico de um veículo do comboio Eurostar: (a) modelo completo e (b) modelo simplificado

Resume-se no Quadro 5.9 os diferentes componentes considerados no modelo do veículo bem como os elementos finitos adotados para a modelação.

Quadro 5.9 - Descrição dos componentes do modelo da locomotiva

Componente	Designação	Elemento
Caixa do veículo	M_c	Viga de rigidez elevada
Suspensão secundária	K_s	Mola
	c_s	Amortecedor
Bogies	M_b	Viga de rigidez elevada
Suspensão primária	K_p	Mola
	c_p	Amortecedor
Rodas/Eixos	M_e	Massa concentrada (2D) ou Elementos sólidos (3D)

De referir apenas que no modelo bidimensional, para além das características destes elementos que se encontram resumidas no Quadro 5.8, é ainda necessário incluir no modelo a rigidez de contacto, que para este caso toma o valor $1,35 \times 10^9$ N/m.

5.5. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO VEÍCULO-VIA

5.5.1. Descrição

Com o estudo apresentado nesta secção pretende-se, por um lado, compreender o comportamento dinâmico induzido por uma variação de rigidez da via e, por outro lado, aferir sobre o desempenho das ferramentas numéricas na modelação deste problema. Para tal serão usados os modelos de via e veículo apresentados nas secções anteriores considerando-se em todas as análises o contacto roda-carril.

Por questões de simplicidade, nesta primeira fase do estudo foi apenas efetuada a análise para a passagem do primeiro eixo do comboio Eurostar. O comboio desloca-se sempre da zona da via fundada no solo mais flexível, o solo 1, para a zona fundada em solo mais rígido, o solo 2, à velocidade de 350 km/h.

No cálculo dos modelos bidimensionais adotou-se o intervalo de tempo de integração numérica igual a 0,001 s. Alguns testes efetuados permitiram concluir que a consideração de intervalos de tempo mais pequenos não alterava os resultados.

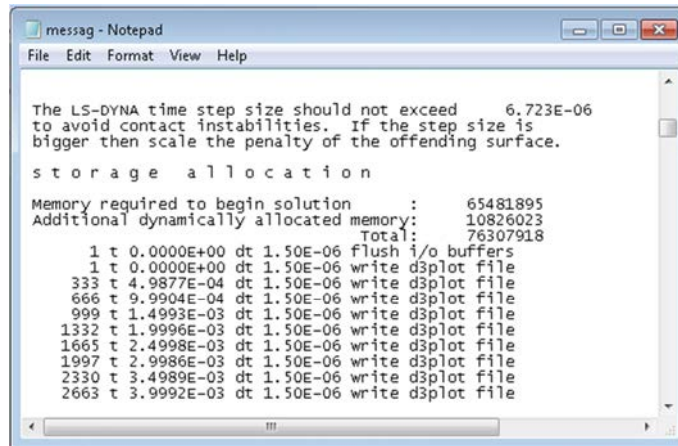
Embora o intervalo de tempo seja estipulado pelo utilizador, como se trata de uma análise não linear, sempre que ocorra alguma dificuldade de convergência da solução, o programa altera automaticamente esse intervalo de tempo, não tendo o utilizador forma de controlar esta variação. Apresenta-se na Figura 5.22 o ficheiro de informação escrito pelo programa ANSYS durante o cálculo do modelo bidimensional em estado plano de tensão, onde é possível verificar que, no início da análise, o intervalo de tempo usado é mais pequeno do que o que foi definido.

SOLUTION HISTORY INFORMATION FOR JOB: 2D_TRANS_E80_E8000SBBAL8000.mntr
ANSYS RELEASE 12.0

LOAD STEP	SUB-STEP	NO. ATTMP	NO. ITER	TOTL ITER	INCREMENT TIME/LFACT	TOTAL TIME/LFACT	VARIAB 1 MONITOR CPU	VARIAB 2 MONITOR MXDS	VARIAB 3 MONITOR MXP1
1	1	1	11	11	0.99960E-03	0.99960E-03	17.176	-.76978E-05	0.78886E-30
1	2	1	1	12	0.33320E-03	0.13328E-02	20.139	-.12715E-04	0.78886E-30
1	3	1	1	13	0.33320E-03	0.16660E-02	22.932	-.16949E-04	0.78886E-30
1	4	1	1	14	0.33320E-03	0.19992E-02	25.738	-.22254E-04	0.78886E-30
1	5	1	1	15	0.66640E-03	0.26656E-02	28.797	-.39365E-04	0.78886E-30
1	6	1	1	16	0.66640E-03	0.33320E-02	31.824	-.61819E-04	0.78886E-30
1	7	1	1	17	0.66640E-03	0.39984E-02	34.881	-.90399E-04	0.78886E-30
1	8	1	1	18	0.66640E-03	0.46648E-02	37.955	-.12516E-03	0.78886E-30
1	9	1	1	19	0.66640E-03	0.53312E-02	40.809	-.16491E-03	0.78886E-30
1	10	1	1	20	0.10000E-02	0.63312E-02	43.758	-.23172E-03	0.78886E-30
1	11	1	1	21	0.10000E-02	0.73312E-02	46.783	-.30349E-03	0.78886E-30
1	12	1	1	22	0.10000E-02	0.83312E-02	49.857	-.37646E-03	0.78886E-30
1	13	1	1	23	0.10000E-02	0.93312E-02	52.836	-.44766E-03	0.78886E-30
1	14	1	3	26	0.10000E-02	0.10331E-01	60.279	0.26833E-02	0.78886E-30

Figura 5.22 - Ficheiro de informação escrito pelo programa ANSYS durante o cálculo

Relativamente ao modelo tridimensional, baseado em métodos explícitos, o intervalo de tempo é estipulado pelo programa e foi neste caso igual a $1,50 \times 10^{-6}$ s em todas as análises. Apresenta-se na Figura 5.23 o ficheiro de informação escrito pelo programa LS-DYNA durante o cálculo.



```

The LS-DYNA time step size should not exceed      6.723E-06
to avoid contact instabilities.  If the step size is
bigger then scale the penalty of the offending surface.

s t o r a g e   a l l o c a t i o n

Memory required to begin solution      :    65481895
Additional dynamically allocated memory:    10826023
Total:                                76307918

 1 t 0.0000E+00 dt 1.50E-06 flush i/o buffers
 1 t 0.0000E+00 dt 1.50E-06 write d3plot file
333 t 4.9877E-04 dt 1.50E-06 write d3plot file
666 t 9.9904E-04 dt 1.50E-06 write d3plot file
999 t 1.4993E-03 dt 1.50E-06 write d3plot file
1332 t 1.9996E-03 dt 1.50E-06 write d3plot file
1665 t 2.4998E-03 dt 1.50E-06 write d3plot file
1997 t 2.9986E-03 dt 1.50E-06 write d3plot file
2330 t 3.4989E-03 dt 1.50E-06 write d3plot file
2663 t 3.9992E-03 dt 1.50E-06 write d3plot file

```

Figura 5.23 - Ficheiro de informação escrito pelo programa LS-DYNA durante o cálculo

Neste contexto é interessante referir que recorrendo a um computador (64-bit) com processador *Intel Core i7* e com 8,0 GB de memória o tempo de cálculo obtido com o modelo tridimensional é cerca de 26 horas e 20 minutos, com o modelo bidimensional em estado plano de tensão é cerca de 1 hora e 8 minutos e com o modelo bidimensional em apoios elásticos cerca de 7 minutos. De referir que o cálculo do modelo tridimensional foi efetuado utilizando cálculo paralelo com 3 processadores.

Apresenta-se de seguida a análise dos resultados obtidos para a zona de transição referida nas secções anteriores com os três modelos desenvolvidos, efetuando-se posteriormente a análise dos efeitos dinâmicos para diferentes variações de rigidez vertical da via, onde a validade dos modelos é também explorada. Estuda-se ainda a influência de diversos parâmetros da via, do veículo e da análise dinâmica no comportamento de uma zona de transição.

5.5.2. Resultados

Tendo por base os três modelos da zona de transição brusca de rigidez da fundação da via apresentados na secção 5.3 deste capítulo, exploram-se agora os efeitos dinâmicos verificados nas zonas de transição no sistema veículo-via, efetuando-se sempre a comparação dos resultados obtidos com os diferentes modelos.

5.5.2.1. Deslocamento da roda e força de interação roda-carril

O deslocamento dinâmico experimentado pela roda do veículo na passagem pela zona de transição constitui uma medida da variação de rigidez da via. Conforme se pode observar na Figura 5.24 o deslocamento vertical varia entre 1,0 mm na zona mais flexível e 0,5 mm na zona mais rígida. A linha vertical a traço interrompido representada na figura assinala a transição entre os dois solos de fundação. Apresentam-se os resultados obtidos com o modelo

tridimensional (3D), o modelo bidimensional em estado plano de tensão (2D (EPT)) e o modelo bidimensional em apoios elásticos (2D (AE)).

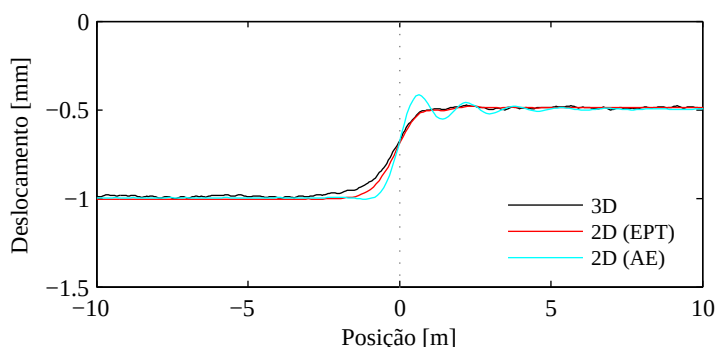


Figura 5.24 - Comparação do deslocamento vertical dinâmico da roda do veículo obtido nos modelos 3D, 2D (EPT) e 2D (AE)

A variação do deslocamento vertical calculada com o modelo tridimensional é muito semelhante à obtida com o modelo bidimensional em estado plano de tensão, verificando-se apenas que na passagem pela transição ocorre uma variação de deslocamento ligeiramente mais brusca neste último. Verifica-se ainda que a variação do deslocamento na passagem pela transição obtida com o modelo bidimensional em apoios elásticos é muito mais brusca do que a obtida nos outros modelos.

Apresenta-se agora na Figura 5.25 (a) a variação da força de interação roda-carril. Verifica-se que ocorre um incremento da força imediatamente antes da zona de transição que é seguido de uma redução da força já na zona mais rígida da via. A excitação paramétrica induzida pelo espaçamento entre travessas é facilmente identificada nos registos. A frequência associada a esta excitação pode ser estimada sabendo a velocidade de circulação do veículo, que é igual a 97,22 m/s, e o espaçamento entre travessas, que é igual a 0,60 m: $97,22/0,60 = 162$ Hz. A análise do conteúdo em frequência da força (Figura 5.25 (b)) permite identificar esta frequência e uma outra, mais amortecida, a cerca de 40 Hz, que corresponde à excitação induzida pela passagem na zona de transição.

Existe também aqui boa concordância entre os resultados obtidos entre o modelo tridimensional e o modelo bidimensional em estado plano de tensão. Com o modelo bidimensional em apoios elásticos obtém-se um resultado consideravelmente diferente, embora a variação da força ocorra na mesma zona mobilizando sensivelmente a mesma frequência da transição, a magnitude da força é muito superior, conforme se verifica quer no registo temporal quer no conteúdo em frequência. A variação muito brusca do deslocamento vertical registada na passagem pela zona de transição neste modelo é responsável pela maior excitação do sistema.

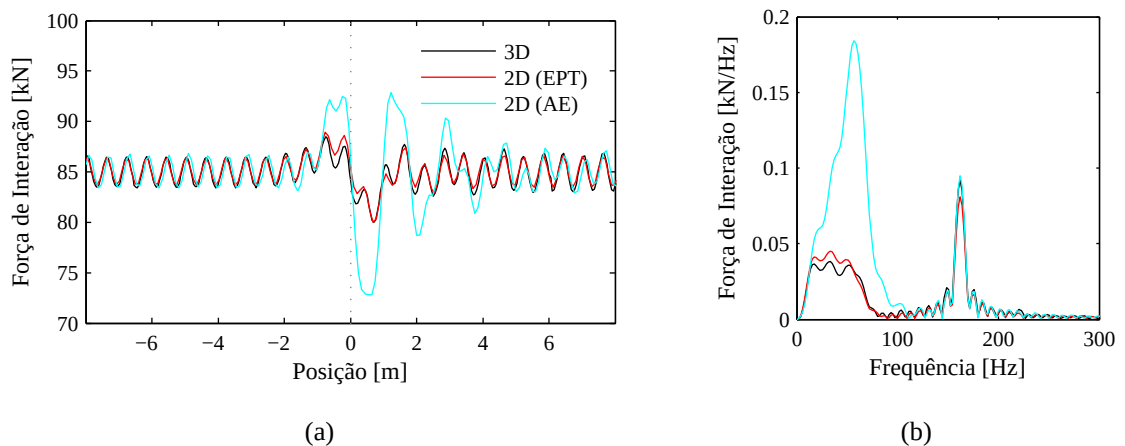


Figura 5.25 - Comparação da força de interação roda-carril obtida nos modelos 3D, 2D (EPT) e 2D (AE): (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Estes resultados permitem desde já definir estratégias importantes relativamente ao estudo do comportamento das zonas de transição que se pretende aprofundar neste capítulo. O modelo tridimensional e o modelo bidimensional em estado plano de tensão parecem ser as opções mais viáveis para assegurar a progressão dos estudos. No entanto, e com o intuito de confirmar esta viabilidade, serão efetuados mais testes e comparação de resultados entre o modelo tridimensional e o modelo bidimensional em estado plano de tensão. A partir deste ponto o modelo bidimensional em estado plano de tensão será designado apenas por modelo bidimensional (2D).

A aceleração máxima do eixo do veículo constitui um dos parâmetros de controlo da resposta dinâmica do veículo que também pode ser adotado para a verificação do desempenho das zonas de transição, conforme foi referido na secção 2.2.5 do Capítulo 2. Na Figura 5.26 apresenta-se a variação da aceleração vertical do eixo do veículo no modelo tridimensional (3D) e no modelo bidimensional (2D). Conforme se pode verificar os valores obtidos neste caso encontram-se muito abaixo do valor de alerta que é igual a 30 m/s^2 , de acordo com os limites estabelecidos para a linha de alta velocidade Madrid-Sevilha (López Pita, 2006).

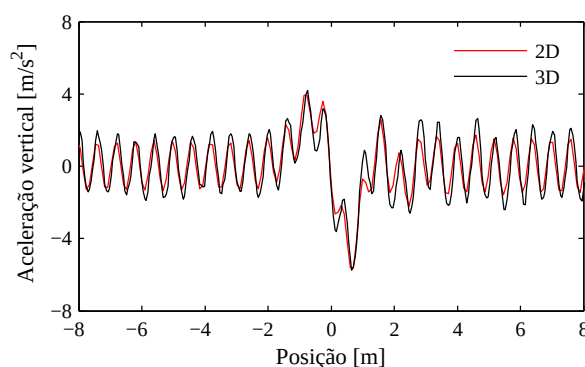


Figura 5.26 - Variação da aceleração vertical do eixo do veículo no modelo 3D e 2D

Através do conhecimento da aceleração vertical do eixo do veículo é possível estimar a variação da componente dinâmica da força de interação roda-carril, conforme demonstram os resultados apresentados na Figura 5.27, onde se compara a componente dinâmica da força de interação roda-carril calculada com a estimada multiplicando a aceleração vertical do eixo pela massa do eixo. Os resultados apresentados foram obtidos com o modelo 2D.

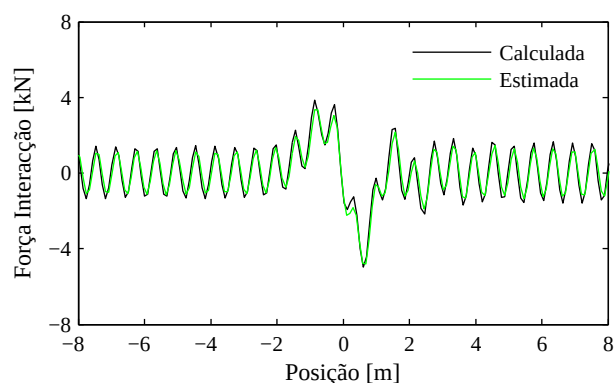


Figura 5.27 - Comparação entre a força de interação roda-carril calculada no modelo e a estimada multiplicando a aceleração vertical do eixo pela massa do eixo

Estes resultados são particularmente interessantes pois permitem concluir que a monitorização da aceleração vertical do eixo do comboio pode ser usada para estimar as forças de interação roda-carril, que são mais difíceis de obter experimentalmente.

5.5.2.2. Forças de interação travessa-balastro

A consideração do contacto entre a base das travessas e o topo da camada de balastro nos modelos permite analisar as forças transmitidas a esta camada e identificar o aparecimento de travessas flutuantes. A consideração da interação travessa-balastro num modelo de elementos finitos implica que se inclua no cálculo a gravidade na superestrutura da via de forma a evitar o descolamento na interface travessa-balastro durante a análise dinâmica.

No modelo bidimensional a gravidade é aplicada no início do cálculo, antes da passagem do veículo. No modelo tridimensional, a aplicação da gravidade ocorre também numa fase inicial que é efetuada num cálculo estático e implícito. Posteriormente, e através de um processo de relaxação dinâmica, o estado de tensão resultante da aplicação da gravidade é considerado no início da análise dinâmica que é depois efetuada por métodos explícitos.

De referir ainda que no modelo bidimensional o contacto é estabelecido entre os nós da travessa e a superfície da camada de balastro, sendo portanto um contacto do tipo ponto-linha, idêntico ao adotado no caso do contacto roda-carril. Por sua vez, no modelo tridimensional adotou-se um contacto do tipo superfície-superfície.

De forma a traduzir adequadamente o contacto entre a travessa e a camada de balastro, considerou-se um coeficiente de atrito de 0,50 (Sanguino and Requejo, 2007).

Apresenta-se na Figura 5.28 os valores máximos da força de interação travessa-balastro ao longo da zona de transição, obtidos com o modelo bidimensional (2D) e com o modelo tridimensional (3D). A sobreposição destes resultados permite verificar que a concordância é muito boa nos dois modelos. Cada ponto do gráfico corresponde à resultante da força de interação obtida em cada travessa.

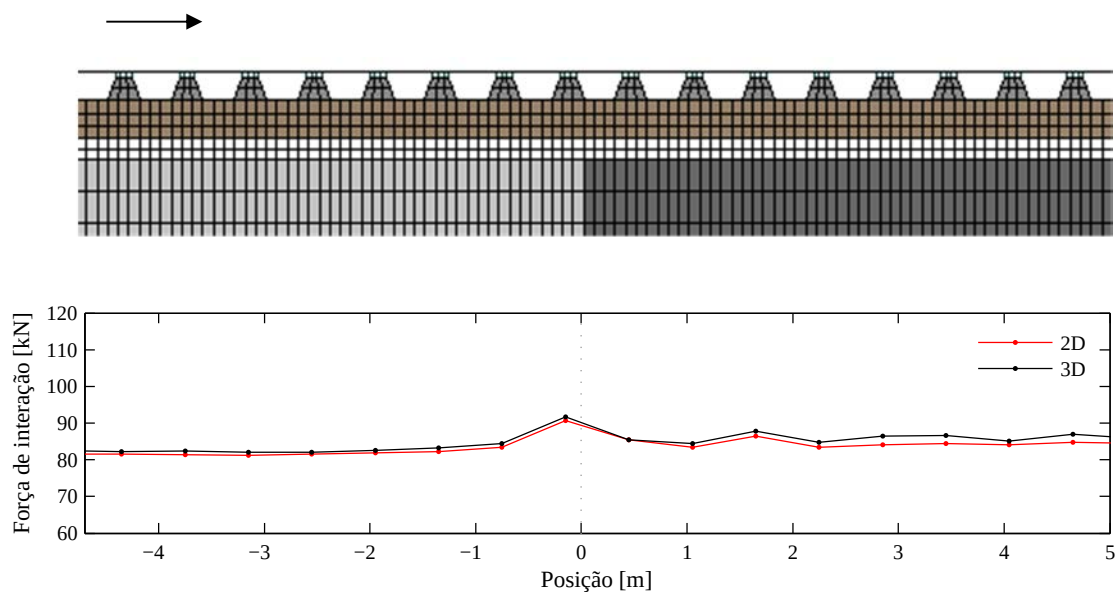


Figura 5.28 - Valores máximos da força de interação travessa-balastro ao longo da zona de transição nos modelos 2D e 3D

Verifica-se um ligeiro aumento da força de contacto travessa-balastro na passagem pela zona de transição, especificamente na travessa localizada na zona flexível imediatamente antes da transição. Verifica-se ainda que as forças de interação são ligeiramente mais elevadas na zona rígida da via.

A consideração do contacto entre as travessas e a camada de balastro traduz-se num aumento do tempo de cálculo nos dois modelos, que é de cerca de 15% no modelo bidimensional e cerca de 3% no modelo tridimensional.

5.5.2.3. Acelerações na via

Efetua-se nesta secção a análise da aceleração vertical nos vários componentes da via: carril, travessas e camadas da via. Pretende-se essencialmente analisar a variação desta grandeza ao longo da zona de transição e verificar a concordância dos valores obtidos com os dois modelos.

Apresentam-se na Figura 5.29 os valores máximos e mínimos da aceleração vertical em pontos do carril sobre as travessas, ao longo da zona de transição.

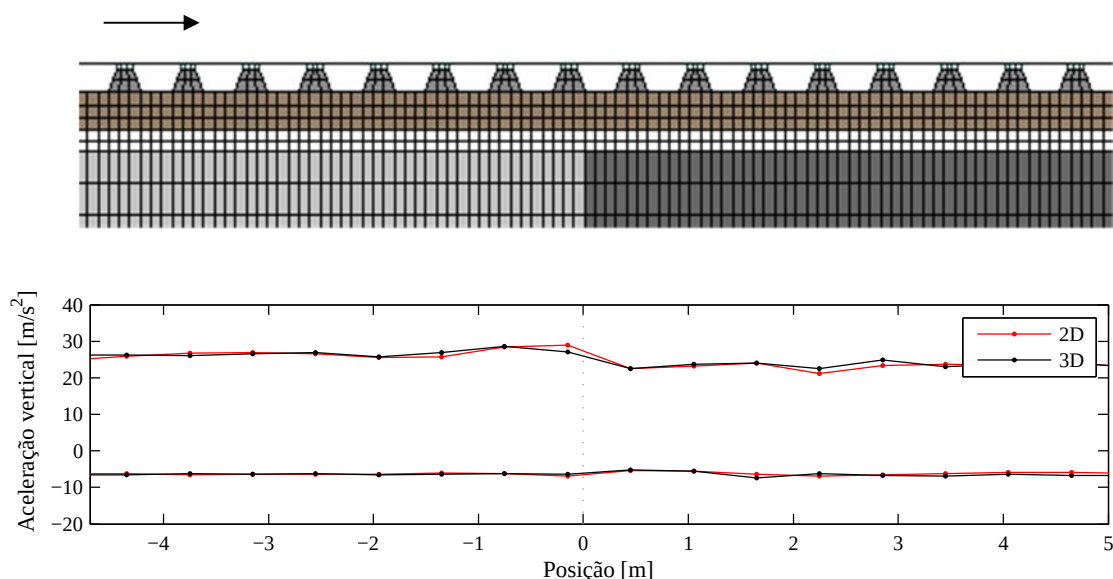


Figura 5.29 - Valores máximos e mínimos da aceleração vertical do carril ao longo da zona de transição nos modelos 2D e 3D

Conforme se pode observar existe um ligeiro aumento da aceleração no carril sobre as travessas imediatamente antes da zona de transição. Verifica-se uma boa concordância entre os resultados obtidos com os dois modelos.

Apresentam-se na Figura 5.30 os registos temporais da aceleração vertical de uma travessa localizada na zona flexível da via e de uma outra na zona rígida nos modelos 3D e 2D.

Nos resultados obtidos com o modelo tridimensional (3D) apresentam-se sobrepostos os registos temporais da aceleração vertical em cinco pontos da face superior da travessa (pontos A a E), conforme ilustrado no esquema apresentado na figura. Os registos da aceleração obtidos no modelo bidimensional foram avaliados no ponto da face superior da travessa que se assinala com a letra A na figura.

A análise destes resultados permite verificar alguma variabilidade do registo da aceleração vertical nos cinco pontos da travessa analisados no modelo tridimensional. Verifica-se ainda que, quer na zona flexível quer na zona rígida da via, o registo da aceleração vertical da travessa no modelo bidimensional é semelhante aos obtidos nos pontos A e B na travessa do modelo tridimensional.

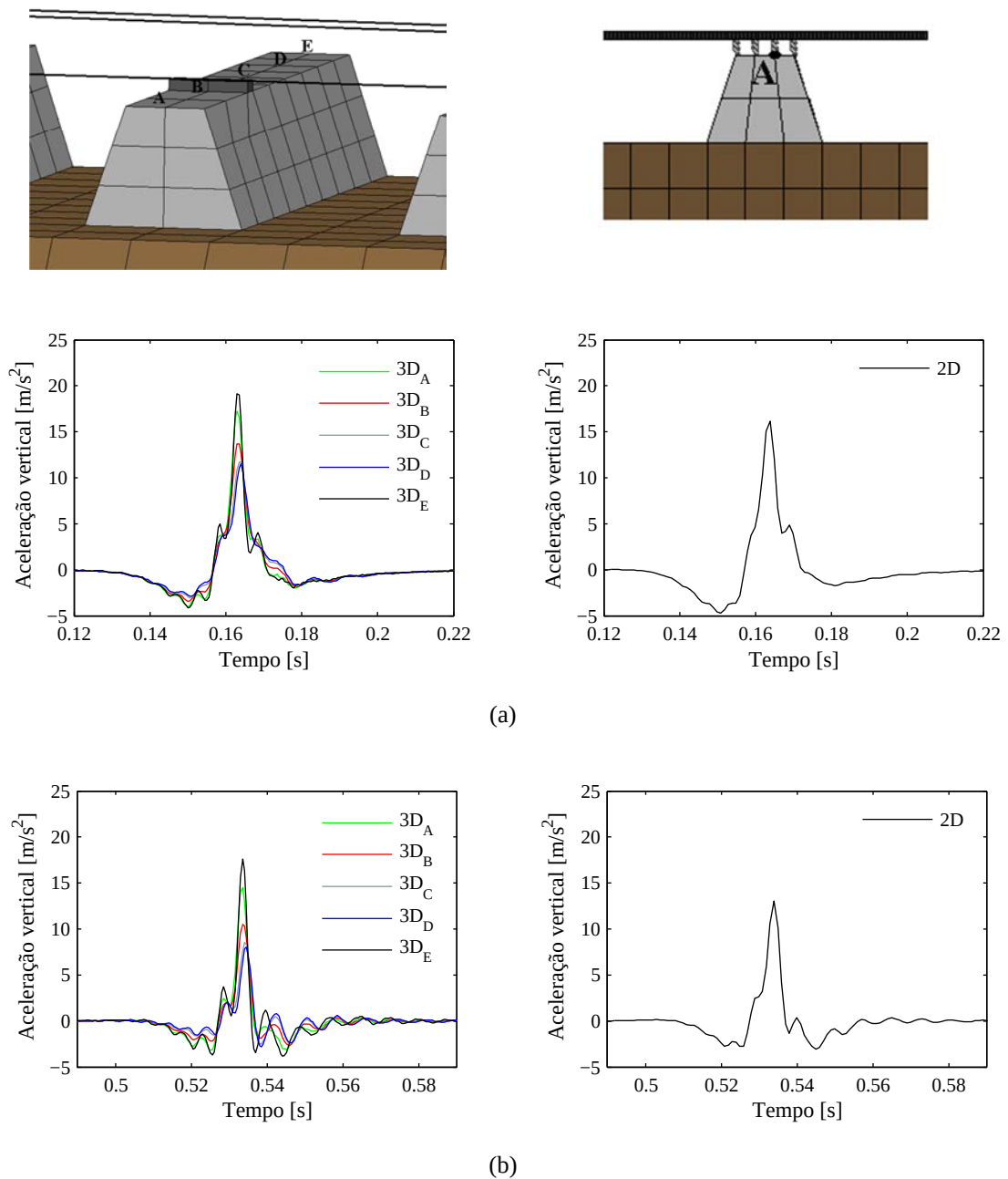


Figura 5.30 - Registo temporal da aceleração vertical das travessas nos modelos 3D e 2D nas zonas: (a) flexível e (b) rígida da via

Apresenta-se agora na Figura 5.31 os valores máximos e mínimos da aceleração vertical nas travessas ao longo da zona de transição obtidas no modelo bidimensional e no ponto B do modelo tridimensional. A análise dos resultados permite verificar que a aceleração vertical das travessas é superior na zona mais flexível da via, verificando-se um ligeiro aumento da aceleração imediatamente antes da zona de transição.

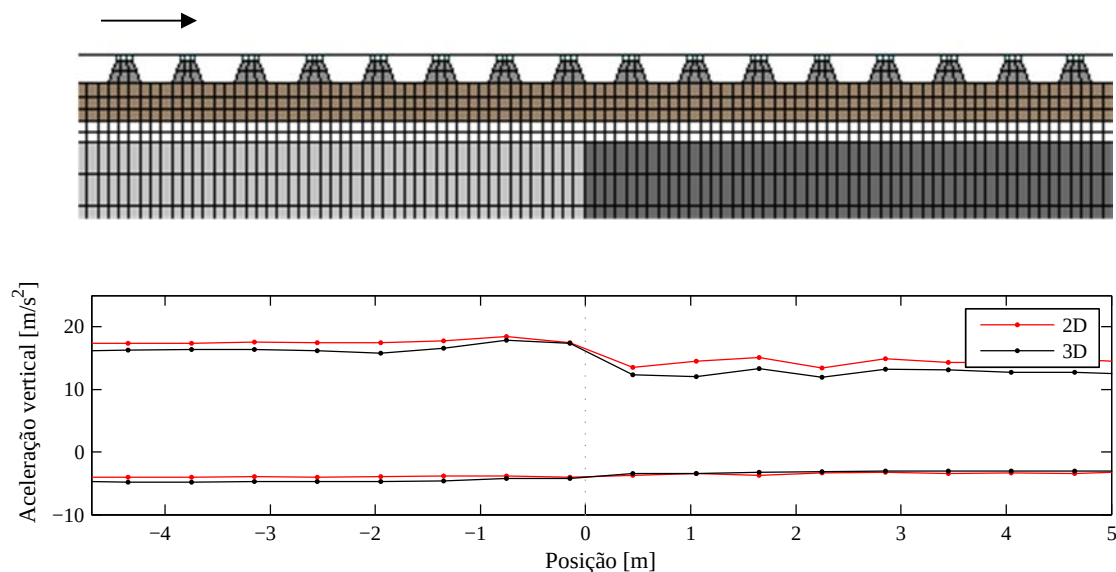


Figura 5.31 - Valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas ao longo da zona de transição nos modelos 2D e 3D

Analisou-se também a aceleração vertical no topo e base da camada de balastro em dois pontos da via (um na zona flexível e outro na zona rígida), estudando-se também a evolução ao longo da zona de transição.

Na Figura 5.32 ilustra-se a variação da aceleração vertical no topo da camada de balastro, sob uma travessa. À semelhança do que foi efetuado anteriormente, apresentam-se os registos da aceleração no modelo tridimensional em vários pontos na direção transversal à via e o registo da aceleração obtido no modelo bidimensional. No esquema apresentado no topo desta figura encontram-se representados os pontos onde foi analisada a aceleração, pontos A a E no modelo tridimensional e ponto A no modelo bidimensional.

Também para este caso se verifica que a aceleração é muito semelhante nos dois modelos, notando-se boa concordância entre os resultados do modelo bidimensional e os obtidos nos pontos B e C do modelo tridimensional.

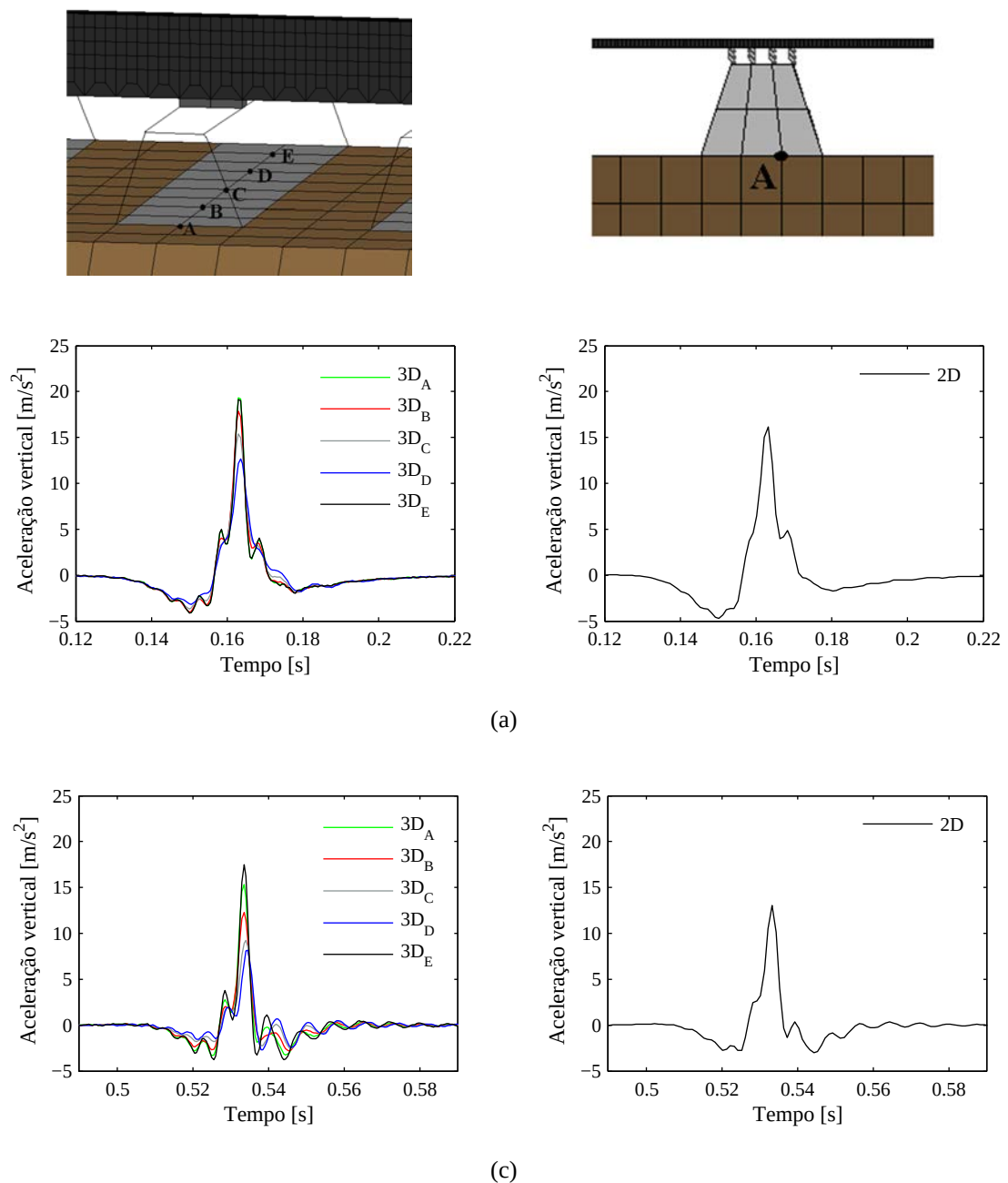


Figura 5.32 - Registo temporal da aceleração vertical no topo da camada de balastro nos modelos 3D e 2D nas zonas: (a) flexível e (b) rígida da via

Apresentam-se agora na Figura 5.33 o registo da aceleração vertical na base da camada de balastro. Também para este caso os pontos de análise encontram-se assinalados no esquema da figura.

Observa-se que a aceleração na base da camada de balastro é cerca de metade da registada no topo. Verifica-se ainda que a variabilidade da aceleração vertical ao longo da direção transversal no modelo tridimensional é agora muito menor da que foi verificada na travessa ou no topo da camada de balastro.

Mais uma vez a concordância entre os resultados obtidos no modelo tridimensional e os obtidos no modelo bidimensional é muito boa.

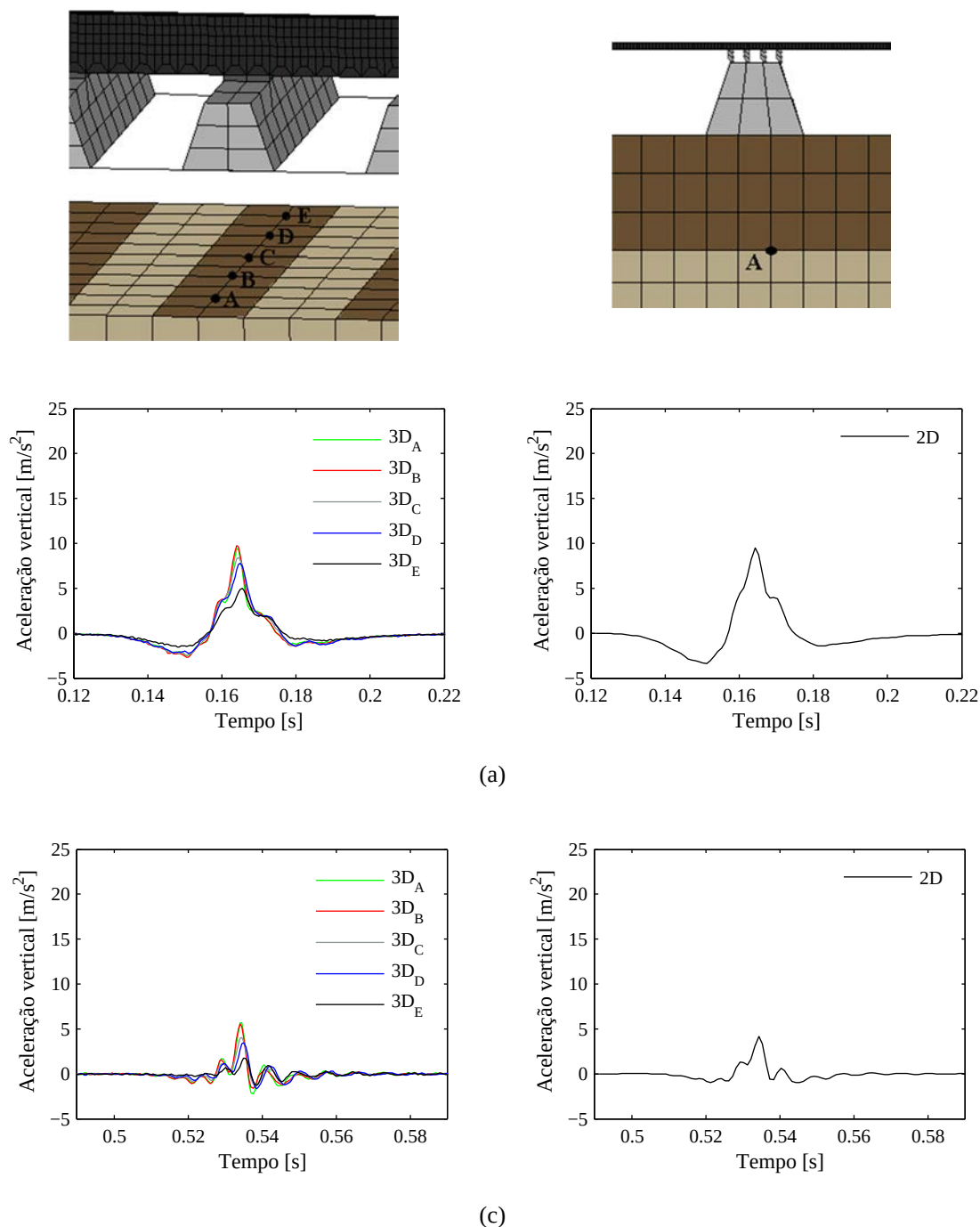


Figura 5.33 - Registo temporal da aceleração vertical na base da camada de balastro nos modelos 3D e 2D nas zonas: (a) flexível e (b) rígida da via

Na Figura 5.34 são comparados os valores máximos e mínimos da aceleração no topo e na base das camadas de balastro e sub-balastro da via ao longo da zona de transição. Os resultados foram retirados no modelo bidimensional sob as travessas e entre travessas.

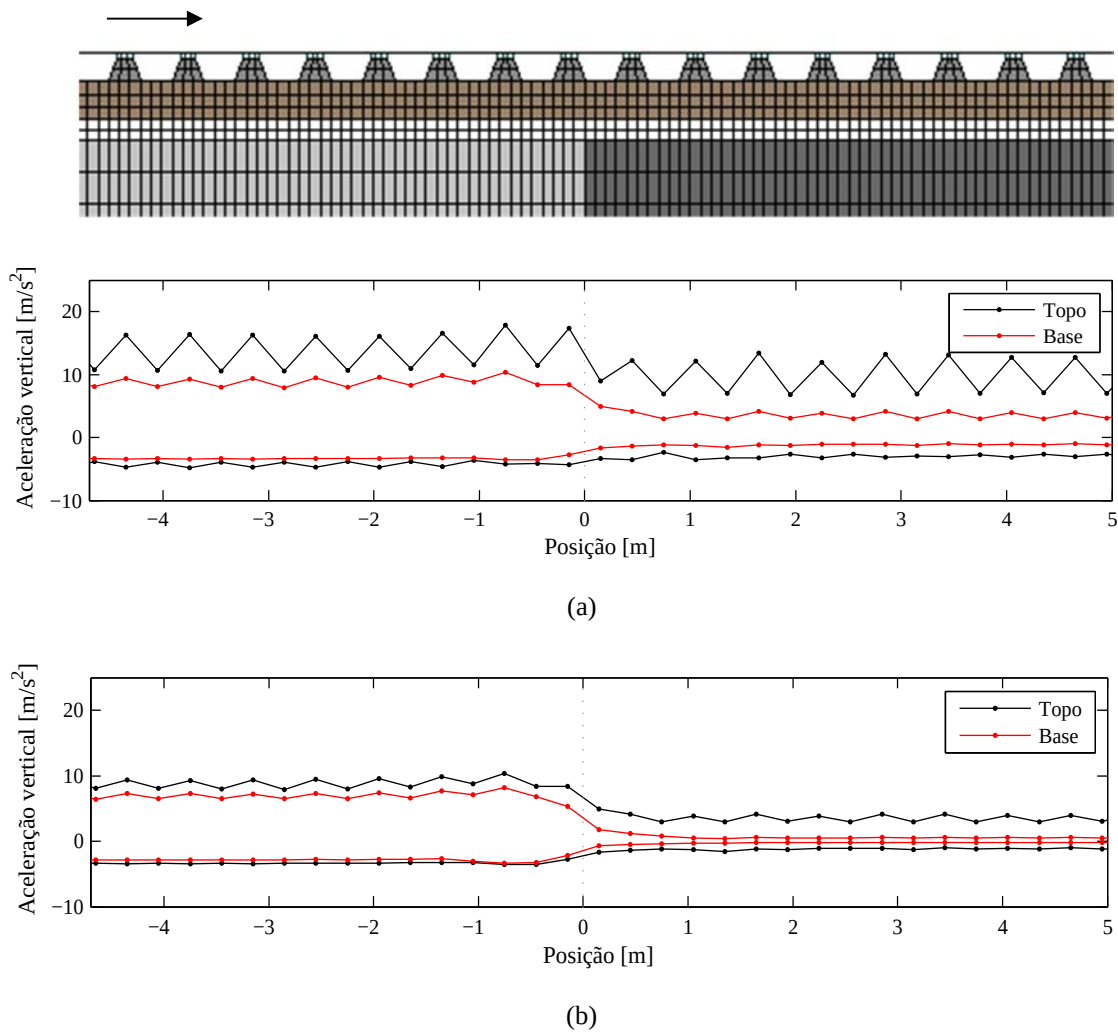


Figura 5.34 - Valores máximos e mínimos da aceleração vertical no topo e na base das camadas (a) de balastro e (b) de sub-balastro da via ao longo da zona de transição

Verifica-se que o valor da aceleração sob uma travessa é superior ao registado entre travessas, sendo esta variação mais acentuada no topo da camada de balastro. A análise da aceleração vertical das camadas da via ao longo da zona de transição permite verificar que se obtêm valores mais elevados na zona mais flexível da via do que na zona mais rígida, sendo que esta diferença se acentua em profundidade.

5.5.2.4. Tensões nas camadas da via

Apresenta-se agora um estudo das tensões nas camadas da via onde se pretende comparar o nível de tensão obtido nos dois modelos de elementos finitos assim como compreender a sua evolução na zona de transição.

Na Figura 5.35 analisam-se os valores máximos da tensão vertical de compressão obtida nos elementos finitos localizados no topo das camadas de balastro, sub-balastro e fundação de uma secção do modelo na zona flexível da via ($E=80$ MPa) e uma secção na zona rígida da via

($E=1600$ MPa). No modelo tridimensional a análise é efetuada para 11 elementos finitos da secção transversal do modelo, conforme representado também na figura. Os valores obtidos no elemento finito do topo de cada camada no modelo bidimensional, localizado na mesma secção de análise, encontram-se representados a traço interrompido.

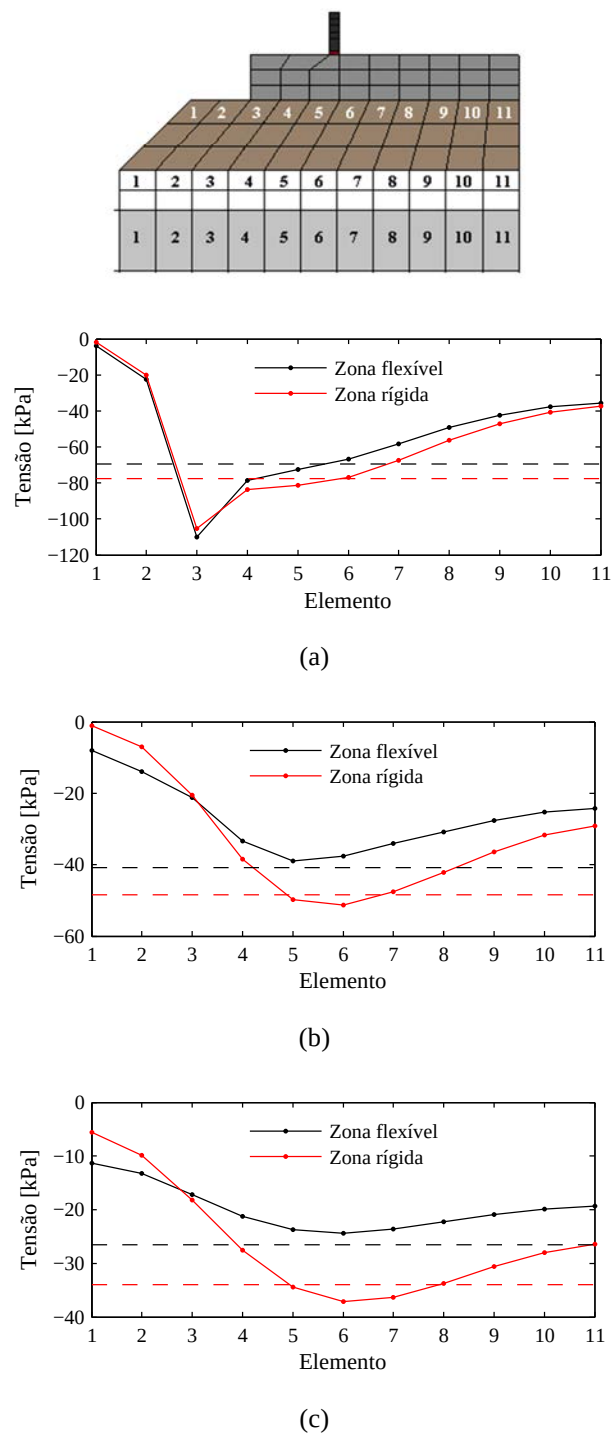


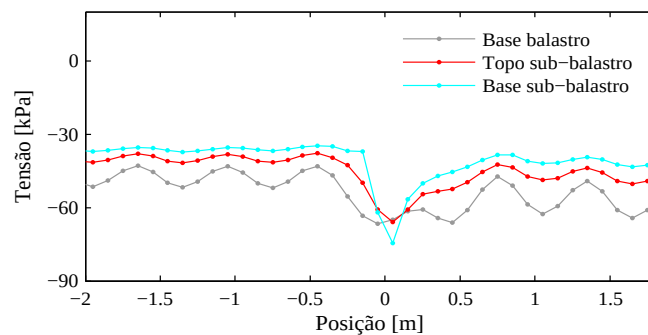
Figura 5.35 - Tensão vertical máxima de compressão obtida nos modelos 2D e 3D ao longo de uma secção transversal da via na zona rígida e na zona flexível no topo da camada de (a) balastro, (b) sub-balastro e (c) fundação

Com base nos resultados obtidos no modelo tridimensional é possível verificar que o valor máximo da tensão vertical apresenta alguma variação na direção transversal à via.

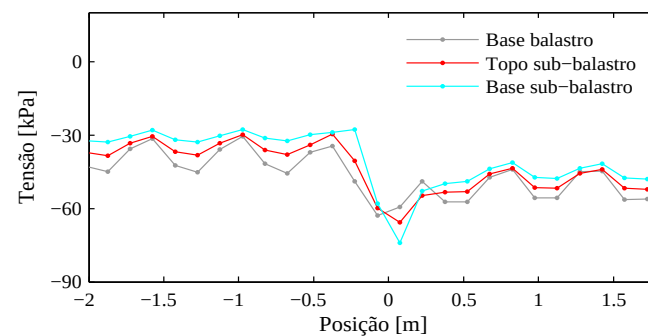
A tensão na camada de balastro é máxima na extremidade da travessa e sob a zona carregada (base do carril), tendendo a decrescer na parte central da travessa e extremidade livre da camada de balastro. Nas camadas de sub-balastro e fundação as tensões são sempre máximas sob o carril decrescendo também para extremidade da travessa e zona de simetria.

De uma forma geral, os valores da tensão vertical obtidos no modelo bidimensional nas diferentes camadas aproximam-se dos verificados no modelo tridimensional entre os elementos 5 e 6, alinhados com a base do carril. Verifica-se ainda que as tensões são superiores na zona rígida da via verificando-se ainda que, quer na zona rígida quer na zona flexível, as tensões tendem a diminuir em profundidade, ou seja, da camada de balastro para a fundação.

Apresenta-se na Figura 5.36 as tensões verticais máximas de compressão obtidas ao longo da zona de transição a diferentes profundidades: na última camada de elementos finitos do balastro e nas duas camadas de elementos finitos do sub-balastro. Os pontos do gráfico correspondem à tensão de cada elemento finito da camada. Apresentam-se os resultados retirados no modelo tridimensional (no alinhamento longitudinal do elemento 5 assinalado na Figura 5.35) e no modelo bidimensional em estado plano de tensão.



(a)



(b)

Figura 5.36 - Tensão vertical máxima de compressão na última camada de elementos finitos do balastro e nas duas camadas (topo e base) do sub-balastro ao longo da transição nos modelos (a) 2D e (b) 3D

A análise destes resultados permite verificar que na zona de transição ocorre um aumento da tensão vertical de compressão em todas as camadas da via. Estas camadas fazem a ligação entre as duas zonas de fundação distintas, assegurando a continuidade da via e por esse motivo encontram-se submetidas a um campo de tensões diferente do que se verifica na plena via. Conclui-se assim que a variação das características da fundação da via provoca a variação das tensões verticais máximas de compressão das camadas da via.

Verifica-se ainda que os valores das tensões máximas obtidas nos dois modelos são muito semelhantes, o que denota mais uma vez uma boa concordância entre os modelos.

Apesar da análise das tensões verticais ser importante, uma vez que a passagem do veículo na via provoca um campo de tensões multidirecional, a análise das tensões de desvio torna-se particularmente interessante pois permite ter em consideração as tensões normais e tangenciais instaladas nos elementos finitos.

Em virtude da sua génese, os dois modelos apresentam campos de tensões distintos, um campo de tensões tridimensional e um campo bidimensional (plano) conforme esquematizado na Figura 5.37 para um elemento finito.

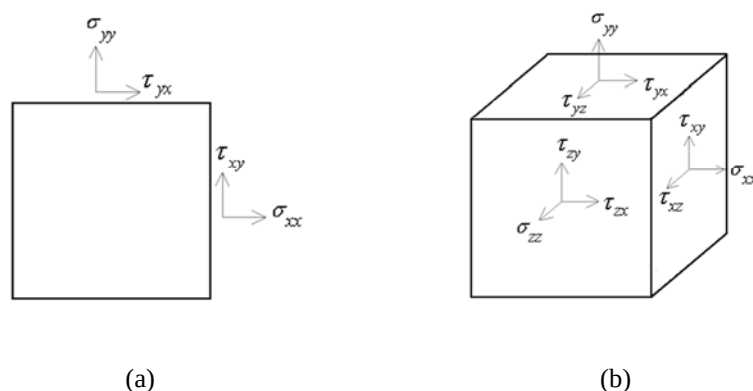


Figura 5.37 - Representação esquemática do campo de tensões num elemento finito nos modelos (a) 2D e (b) 3D

Apresenta-se agora a comparação do valor máximo das tensões de desvio no topo e na base da camada de balastro, no alinhamento de uma travessa, em três secções: na zona flexível da via (fundada em solo 1), na zona rígida da via (fundada em solo 2) e na zona flexível imediatamente antes da transição para a zona rígida. Esta última secção corresponde ao ponto da zona de transição onde foi registado o valor máximo da tensão de desvio.

A determinação das tensões de desvio foi realizada do seguinte modo: primeiro retirou-se o registo temporal das tensões verticais, horizontais e de corte dos elementos nos dois modelos; depois, com base nestes registos determinou-se o registo temporal das tensões principais para cada elemento finito analisado; por fim a tensão de desvio é calculada como a diferença entre as

tensões principais máxima e mínima pertencentes ao plano vertical paralelo ao eixo longitudinal da via.

No Quadro 5.10 resumem-se os valores máximos das tensões de desvio registadas nos dois modelos nas três secções de análise no topo e base da camada de balastro no alinhamento de uma travessa. Apresenta-se também no quadro o valor médio da tensão de desvio na camada de balastro e a diferença verificada entre a tensão de desvio determinada nos dois modelos em termos de valores médios.

A análise destes resultados permite verificar que as tensões de desvio são maiores na zona rígida da via, ocorrendo na zona de transição o valor mais elevado.

Quadro 5.10 – Tensão de desvio máxima nos elementos da camada de balastro em três secções da via determinadas nos modelos 2D e 3D

Modelo	Camada de balastro	Tensão de desvio (kPa)		
		Zona flexível	Transição *	Zona rígida
2D	Topo	50,12	68,82	64,03
	Base	38,07	66,86	55,83
	Média	44,10	67,84	59,93
3D	Topo	58,50	69,17	68,13
	Base	46,88	67,01	55,19
	Média	52,69	68,09	61,66
Diferença entre o valor médio da tensão nos modelos 2D e 3D		16,3%	0,4%	2,8%

* No alinhamento da travessa na zona flexível imediatamente antes da transição para a zona rígida

Verifica-se que ocorre maior concentração de tensões na zona rígida do que na zona flexível da via, o que se justifica pelo facto de numa via com fundação mais flexível a carga do veículo se distribuir por maior número de travessas do que numa via com fundação mais rígida, onde a carga se concentra mais na travessa carregada.

As diferenças encontradas entre os resultados dos dois modelos são relativamente pequenas, sendo importante referir que os valores usados para o cálculo das tensões de desvio nos elementos da camada de balastro no modelo tridimensional foram recolhidos sob a travessa no alinhamento do carril. No entanto, verifica-se que ao longo da direcção transversal da camada existe variação do campo de tensões em função da maior proximidade ou afastamento ao plano de carregamento, principalmente na zona mais flexível da via.

A análise das tensões na via tem particular interesse para a simulação da evolução da deformação permanente da via que se apresenta mais à frente na secção 5.6.

5.5.3. Influência da variação de rigidez da via

Tendo por base o modelo de transição apresentado anteriormente, analisam-se agora diferentes cenários de transição brusca de rigidez vertical da fundação da via obtidos através da variação do módulo de deformabilidade dos solos de fundação 1 e 2, mantendo-se as características dos restantes componentes da via. Apresenta-se no Quadro 5.11 os diferentes cenários de transição considerados, onde o caso de transição analisado anteriormente corresponde ao caso T13 do cenário 1 e T21 do cenário 2.

Quadro 5.11 - Cenários de transição brusca de rigidez da fundação da via

Cenário	Designação	Módulo de deformabilidade, E (MPa)	
		Solo 1	Solo 2
1	T11	320	1600
	T12	160	1600
	T13	80	1600
	T14	40	1600
2	T21	80	1600
	T22	80	8000
	T23	80	8000 *
	T24	80	8000 **

* módulo de deformabilidade da camada de sub-balastro igual a 8000 MPa

** módulo de deformabilidade das camadas de sub-balastro e balastro igual a 8000 MPa

Nos cenários T11 a T14 o módulo de deformabilidade do solo de fundação 2 mantém-se constante e igual a 1600 MPa, tendo o módulo de deformabilidade do solo de fundação 1 valores decrescentes: 320, 160, 80 e 40 MPa. Nos cenários T21 a T24 o módulo de deformabilidade do solo de fundação 1 mantém-se constante e igual a 80 MPa sendo crescente o módulo do solo 2. No cenário T23 o módulo de deformabilidade da camada de sub-balastro é também igual a 8000 MPa e no cenário T24 o módulo de deformabilidade da camada de sub-balastro e da camada de balastro é igual a 8000 MPa. Pretende-se com a análise destes casos estudar diferentes zonas de transição e averiguar o desempenho dos modelos numéricos.

Todos os detalhes envolvidos na modelação e calibração descritos anteriormente foram aplicados a estes casos. Apresenta-se na Figura 5.38 os resultados finais da calibração estática (variação da largura dos elementos do modelo bidimensional em função da profundidade) para todos os casos considerados.

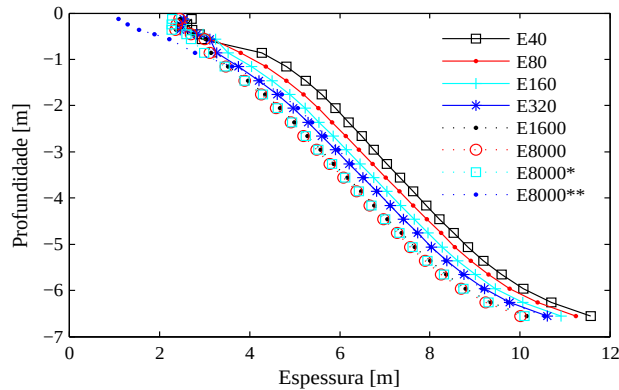


Figura 5.38 - Influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação na largura dos elementos do modelo bidimensional em função da profundidade

Conforme se pode observar, a variação da largura do modelo em profundidade é muito semelhante nos diferentes casos considerados.

A calibração dinâmica seguiu também a metodologia que foi referida anteriormente. Apresentam-se na Figura 5.39, a título de exemplo, as curvas de receptância obtidas para três casos de fundação diferentes em que: a fundação apresenta $E=320$ MPa, a fundação apresenta $E=8000$ MPa e a fundação e as camadas de balastro e sub-balastro apresentam $E=8000$ MPa.

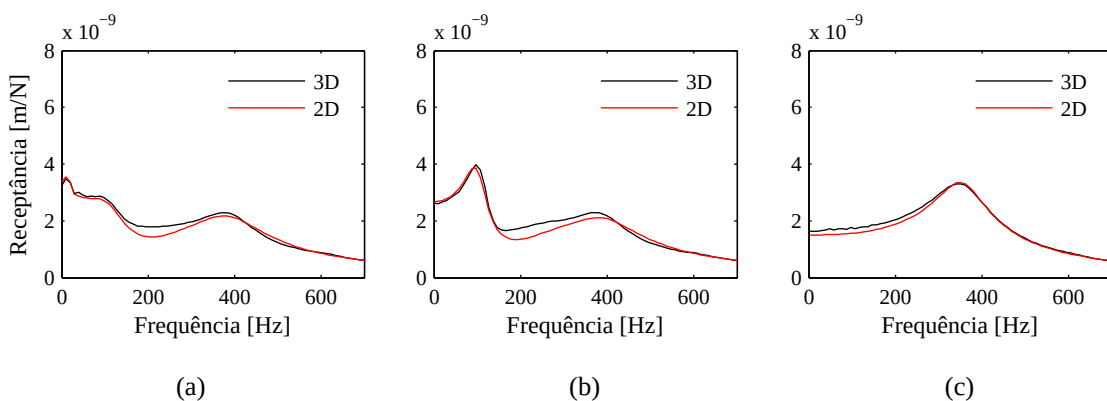


Figura 5.39 - Curvas de receptância obtidas após calibração dinâmica do modelo bidimensional para os casos em que se considera: (a) fundação com $E=320$ MPa, (b) fundação com $E=8000$ MPa e (c) fundação e camadas de balastro e sub-balastro com $E=8000$ MPa

A análise dos diferentes casos permite verificar que o pico correspondente à frequência de vibração global da via, onde carril e travessas vibram sobre a camada de balastro, ocorre a cerca de 100 Hz e é tanto mais notório quanto maior for a rigidez da fundação. O aumento da rigidez da fundação faz também com que este pico se desloque ligeiramente para a direita.

No caso em que a fundação, camada de balastro e sub-balastro têm módulo de deformabilidade igual a 8000 MPa apenas se identifica uma frequência ressonante que se deve à vibração do carril sobre as palmilhas e ocorre a 375 Hz. A função de receptância neste caso assemelha-se à

representada no exemplo da secção 4.4.4.2 do Capítulo 4, quando apenas se considerou a vibração do carril sobre as palmilhas.

De notar ainda que o valor da receptância para a frequência 0 Hz vai decrescendo de (a) para (c), ou seja, à medida que a flexibilidade do sistema se reduz.

No Quadro 5.12 apresentam-se os valores dos parâmetros de amortecimento para a construção da matriz de amortecimento de *Rayleigh* obtidos após calibração para os casos acima apresentados. Verifica-se que os valores obtidos para o caso em que o módulo de deformabilidade da fundação é igual a 320 MPa e 8000 MPa são relativamente próximos dos obtidos no exemplo de calibração apresentado anteriormente (T13), conforme se pode verificar através da análise dos resultados apresentados no Quadro 5.3. Valores semelhantes a estes foram obtidos para todos os casos exceto para o último caso em que o valor do módulo de deformabilidade é igual a 8000 MPa na fundação da via e nas camadas de balastro e sub-balastro.

Quadro 5.12 - Parâmetros da matriz de amortecimento de *Rayleigh* obtidos para os casos em que se considera: (a) fundação com E=320 MPa, (b) fundação com E=8000 MPa e (c) fundação e camadas de balastro e sub-balastro com E=8000 MPa

Camada da via	α (s ⁻¹)	β (s)		
		E=320 MPa	E=8000 MPa	E=8000 ** MPa
Balastro	15	$3,60 \times 10^{-4}$	$2,58 \times 10^{-4}$	$1,03 \times 10^{-6}$
Sub-balastro	15	$1,38 \times 10^{-3}$	$1,04 \times 10^{-3}$	$1,92 \times 10^{-6}$
Solo de fundação	15	$3,46 \times 10^{-3}$	$1,85 \times 10^{-3}$	$1,78 \times 10^{-3}$

5.5.3.1. Deslocamento dinâmico da roda

A variação do deslocamento dinâmico da roda do comboio na passagem pelas diferentes zonas de transição está representada na Figura 5.40. Nestas figuras sobrepõem-se os resultados obtidos com os dois modelos numéricos, bidimensional e tridimensional. Alinhados na coluna da esquerda encontram-se os casos T11 a T14, onde apenas se varia o módulo de deformabilidade do solo de fundação 1, e alinhados na coluna da direita os casos T21 a T24 onde se variou o módulo de deformabilidade do solo de fundação 2, ou seja a parte mais rígida da via.

Identifica-se em todos estes casos uma variação acentuada do deslocamento vertical da roda na zona de transição. A redução do módulo de deformabilidade do solo de fundação 1 que ocorre de T11 para T14 traduz-se num aumento do deslocamento dinâmico nesta zona e consequente aumento da diferença de rigidez vertical da via na zona de transição. Por sua vez o aumento do

módulo de deformabilidade do solo de fundação 2 que ocorre de T21 a T24 conduz a uma redução do deslocamento nesta zona acentuando também a diferença de rigidez da via na zona de transição.

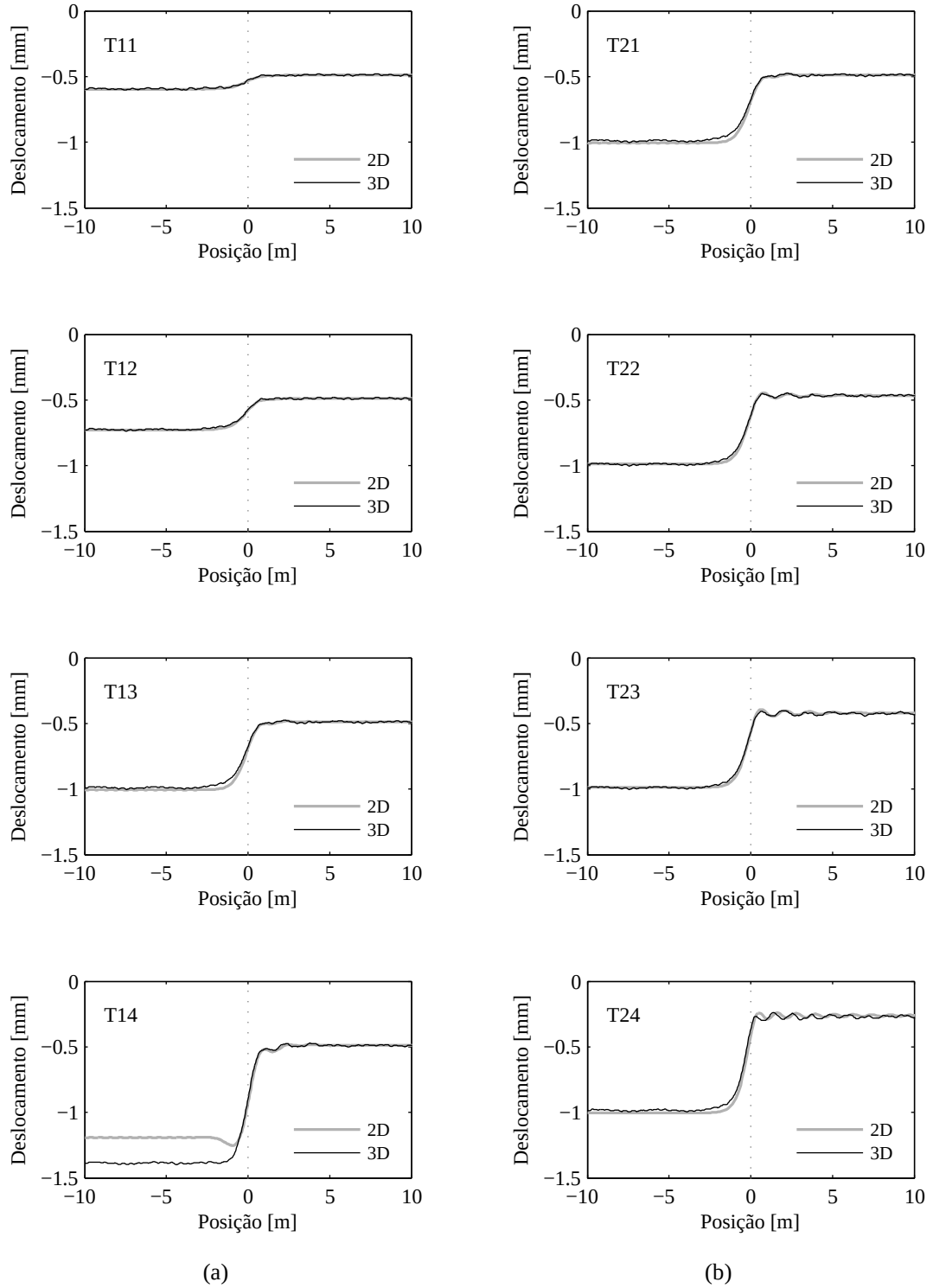


Figura 5.40 - Deslocamento vertical dinâmico da roda na zona de transição obtido nos modelos 2D e 3D nos cenários de transição (a) T11 a T14 e (b) T21 a T24

Relativamente aos resultados obtidos com os diferentes modelos, a concordância é bastante boa em todos os casos com a exceção do cenário T14. Verifica-se que para este cenário, o modelo bidimensional não permite simular adequadamente o deslocamento dinâmico da roda quando o veículo se desloca na zona 1. Neste caso o módulo de deformabilidade do solo de fundação 1 é igual a 40 MPa, o que corresponde a uma velocidade de propagação das ondas de corte no meio igual a 78,2 m/s. Uma vez que o veículo se desloca a 350 km/h (97,2 m/s) este corresponde a um cenário de velocidades supercríticas, onde a relação entre a velocidade do comboio e a velocidade de propagação destas ondas no solo 1 é maior do que a unidade. Casos como este não serão contemplados no estudo uma vez que se pretende interpretar apenas os efeitos dinâmicos induzidos por variações de rigidez e não a sobreposição destes com os fenómenos dinâmicos associados à circulação de veículos com velocidades supercríticas.

De referir que a maior variação de rigidez vertical de todos os casos considerados ocorre no cenário T24, onde se verifica uma relação de cerca de 3,3 vezes.

5.5.3.2. Variação das forças de interação roda-carril

A variação de rigidez da via provoca a variação das forças de interação roda-carril que são agora analisadas. Apresenta-se na Figura 5.41 o registo temporal da força de interação roda-carril e o respetivo conteúdo em frequência, para os cenários T11 a T14.

A determinação do conteúdo em frequência apresentado foi efetuada para a parte do registo da força de interação representada na figura, considerando-se apenas a variação da força em torno da carga estática.

Identifica-se claramente na variação da força de interação de todos os casos considerados o contributo da frequência de excitação paramétrica induzida pelo espaçamento entre travessas. A análise do conteúdo em frequência permite ainda identificar uma outra frequência de vibração do sistema, a cerca de 40 Hz, mais amortecida do que a registada devido ao espaçamento entre travessas e cuja relevância é tanto maior quanto maior a variação de rigidez da zona de transição. Sendo praticamente impercetível no caso T11, a magnitude desta frequência aumenta gradualmente em T12, T13 sendo muito mais relevante no cenário T14.

Verifica-se boa concordância entre todos os resultados obtidos nos dois modelos com a exceção do caso T14 cujo enquadramento foi já discutido anteriormente aquando da análise da variação do deslocamento dinâmico.

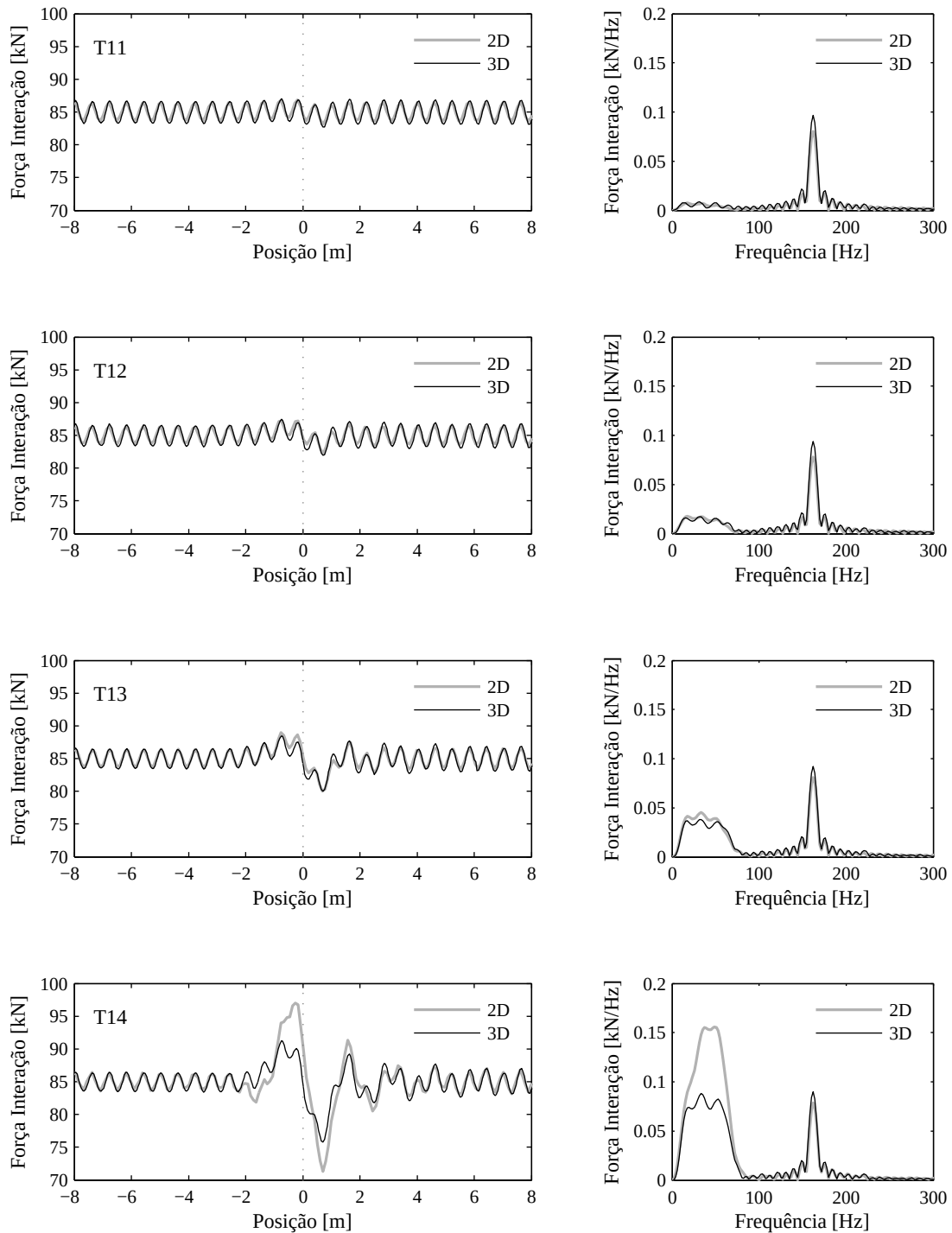


Figura 5.41 - Registo temporal e conteúdo em frequência da força de interação roda-carril obtida nos modelos 2D e 3D nos cenários de transição T11 a T14

Apresenta-se na Figura 5.42 a amplificação dinâmica da força de interação roda-carril registada na passagem pela zona de transição para os cenários T11 a T14 onde é possível verificar que a variação da força de interação é tanto maior quanto maior a variação de rigidez.

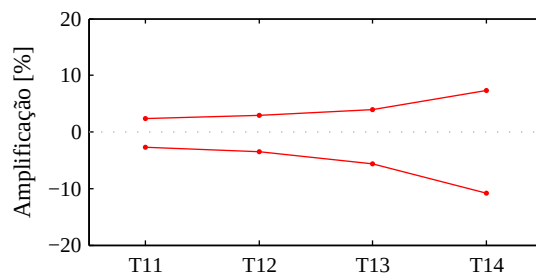


Figura 5.42 - Amplificação dinâmica da força de interação roda-carril na zona de transição nos cenários T11 a T14

Apresenta-se agora, na Figura 5.43 a variação da força de interação roda-carril, em termos de registo temporal e conteúdo em frequência, para os cenários T21 a T24. As maiores variações do deslocamento vertical verificadas nestes cenários traduzem-se necessariamente no aumento das forças de interação.

Para além da frequência induzida pelo espaçamento entre travessas e pela zona de transição, a partir do cenário T22 é possível identificar nos registos o contributo de uma outra frequência que surge acoplada com a frequência induzida pela zona de transição e cuja importância é tanto maior quanto mais rígida é a via na zona 2. Esta frequência corresponde à vibração do conjunto roda-via e resulta do movimento transitório que é induzido pela passagem do veículo na zona de transição.

No caso T24 a zona da via fundada em solo 2 é muito rígida, sendo a deformabilidade da via nesta zona dada essencialmente pela deformabilidade das palmilhas. Neste caso verifica-se uma frequência do conjunto roda-via sensivelmente igual a 83 Hz, que corresponde exatamente à frequência de vibração do conjunto roda-via identificada no exemplo apresentado na secção 4.4.4.2 do Capítulo 4.

Verifica-se de uma forma geral boa concordância entre a resposta dos modelos em termos dos registos temporais e conteúdo em frequências das forças de interação roda-carril. No entanto, no caso de transição T24 verificam-se diferenças que se devem à preponderância da frequência de vibração do conjunto roda-via na resposta dinâmica do sistema que, conforme explorado no Capítulo 4, depende das diferenças existentes na modelação do sistema roda-carril e na modelação da via nos dois modelos.

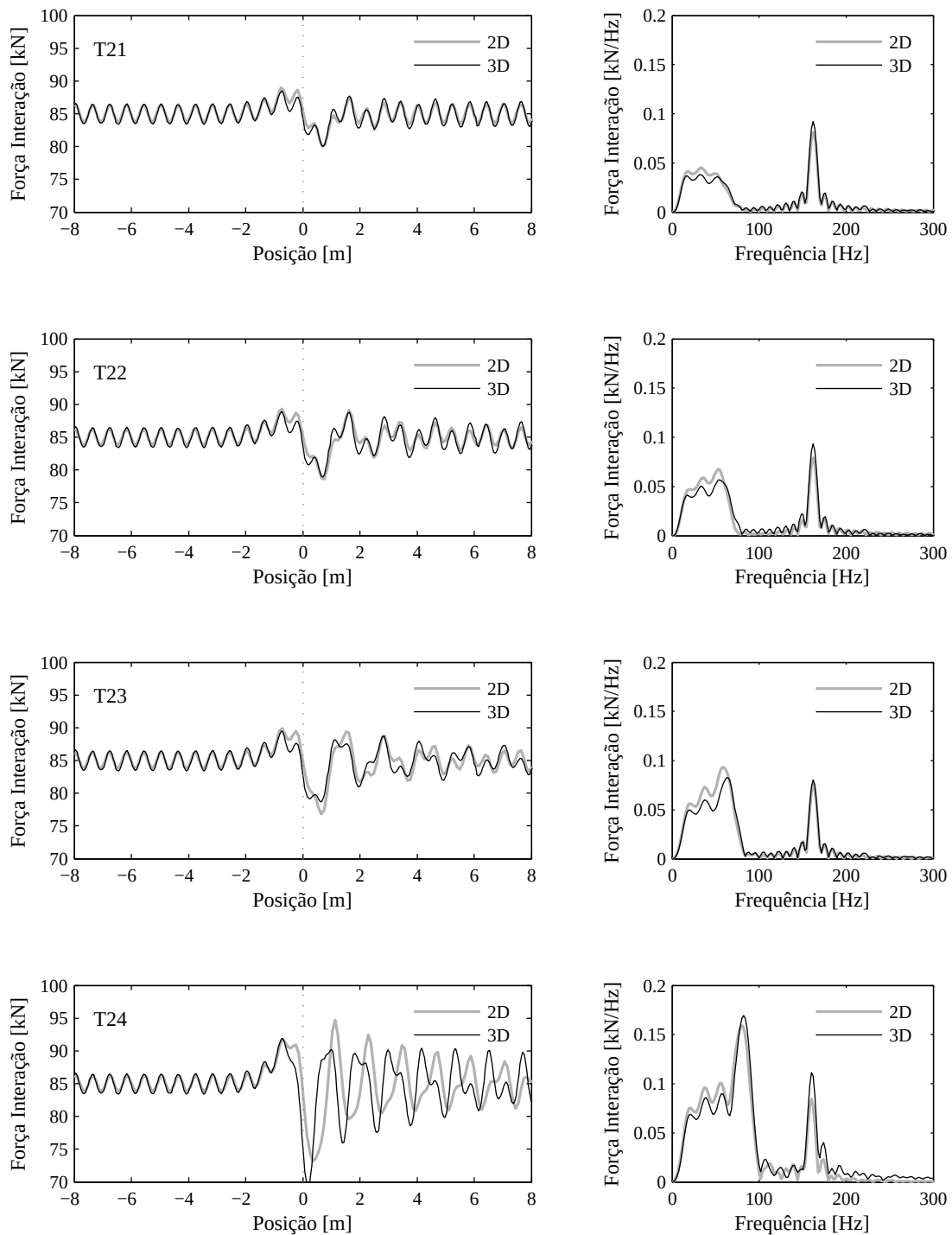


Figura 5.43 - Registo temporal e conteúdo em frequência da força de interação roda-carril obtida nos modelos 2D e 3D nos cenários de transição T21 a T24

Na Figura 5.44 resumem-se os valores de amplificação da força de interação roda-carril para os cenários T21 a T24. Mais uma vez se verifica que o aumento da variação de rigidez provoca o aumento da amplificação das forças.

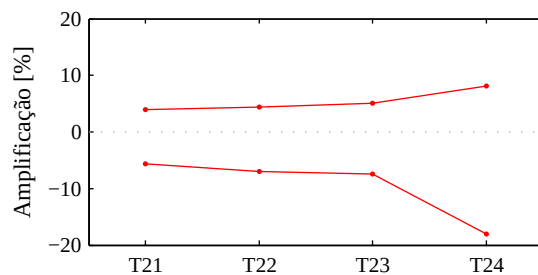


Figura 5.44 - Amplificação dinâmica da força de interação roda-carril na zona de transição nos cenários T21 a T24

5.5.3.3. Aceleração vertical das travessas

Na Figura 5.45 apresentam-se os valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas ao longo da transição. Os resultados foram recolhidos no ponto da travessa sob o carril (ponto B do modelo tridimensional na Figura 5.30). São comparados os resultados obtidos em todos os casos de transição analisados nesta secção: T11 a T14 e T21 a T24.

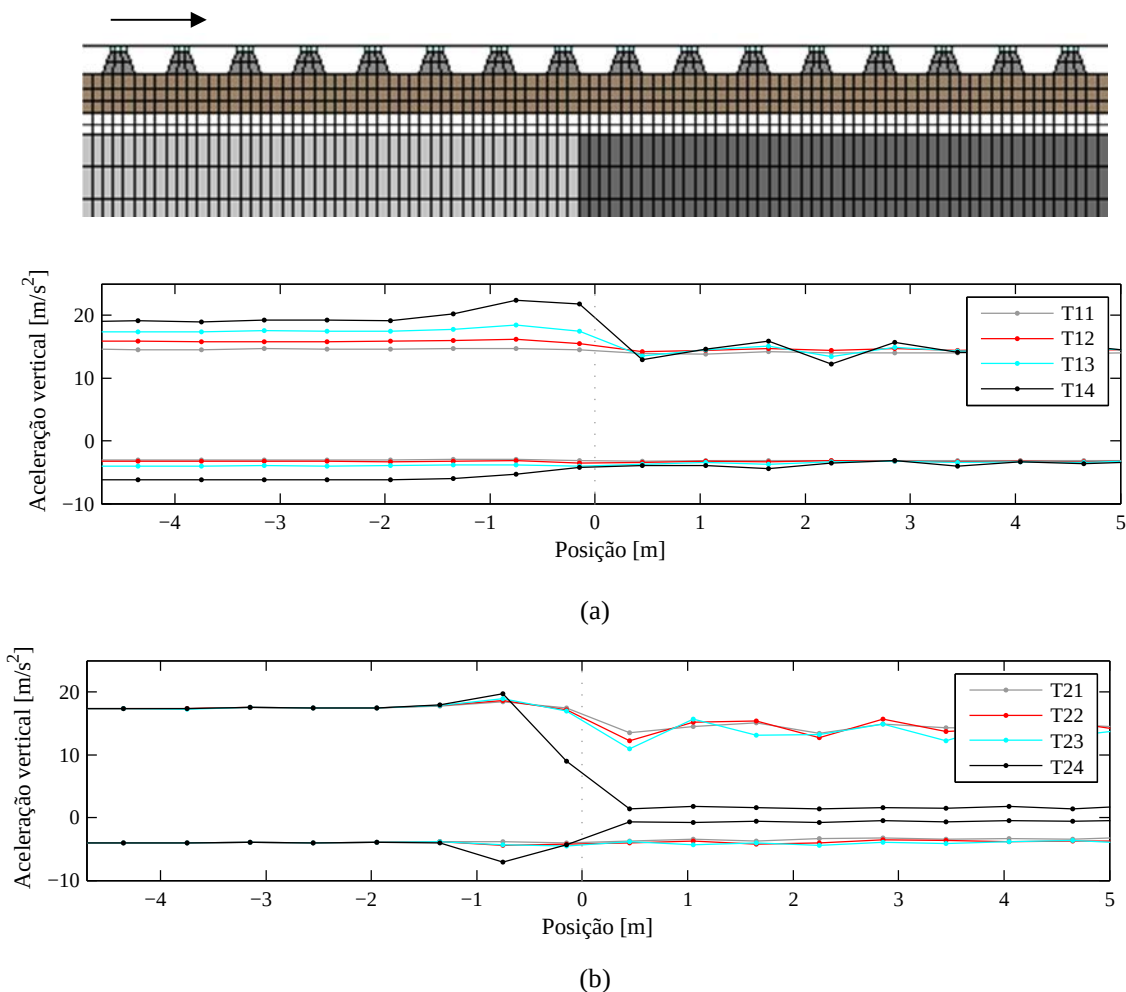


Figura 5.45 - Valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas ao longo da zona de transição para os casos (a) T11 a T14 e (b) T21 a T24

A análise destes resultados permite concluir que a aceleração vertical das travessas nas duas zonas do modelo (flexível e rígida) apresenta diferenças que são tanto maiores quanto maior a transição de rigidez verificada. Verifica-se ainda que a amplificação da aceleração nas travessas da zona de transição é também função da variação de rigidez.

5.5.4. Influência de outros fatores na resposta dinâmica

A análise dos efeitos dinâmicos de uma zona de transição depende fundamentalmente de duas componentes, o veículo e a via. Neste sentido, é interessante estudar com maior detalhe alguns aspetos como:

- i) A influência da velocidade de circulação do veículo;
- ii) A influência do modelo de veículo adotado;
- iii) O sentido de circulação do veículo;
- iv) A influência da rigidez das palmilhas;
- v) A influência da incorporação de palmilhas sob as travessas (USP).

Os estudos realizados anteriormente permitiram verificar que com o modelo bidimensional se obtêm resultados muito satisfatórios. Assim, e associado ao facto de este modelo envolver tempos de cálculo significativamente menores, todos os cálculos das próximas secções são efetuados recorrendo ao modelo bidimensional.

5.5.4.1. Influência da velocidade de circulação

A velocidade de circulação do veículo influencia os efeitos dinâmicos registados na zona de transição, nomeadamente em termos de amplificação da força dinâmica de interação roda-carril.

Para a zona de transição T13 efetuou-se a análise dinâmica para o veículo circulando a velocidades entre 150 km/h e 350 km/h com incrementos de 50 km/h. Em todos estes casos a velocidade de circulação do veículo é inferior à velocidade de propagação das ondas nos solos de fundação da via, uma vez que se pretende estudar apenas o efeito induzido pela variação de rigidez vertical da via.

Apresenta-se na Figura 5.46 os valores máximos e mínimos da amplificação dinâmica da força de interação roda-carril em função da velocidade de circulação do veículo, onde se verifica que a amplificação da força aumenta com o aumento da velocidade.

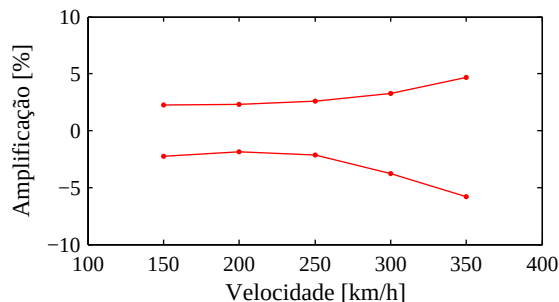


Figura 5.46 - Efeito da velocidade do comboio na amplificação da força de interação roda-carril no cenário de transição T13

Com o intuito de generalizar estas conclusões, estudou-se a evolução da amplificação dinâmica da força de interação roda-carril com a velocidade de circulação do veículo para os cenários de variação de rigidez T11, T12 e T14, analisados na secção anterior. Também para estes casos se assegurou que a velocidade de circulação do veículo era inferior à velocidade de propagação das ondas nos solos de fundação.

Representa-se na Figura 5.47, a variação da amplificação da força de interação roda-carril em função da velocidade de circulação do veículo

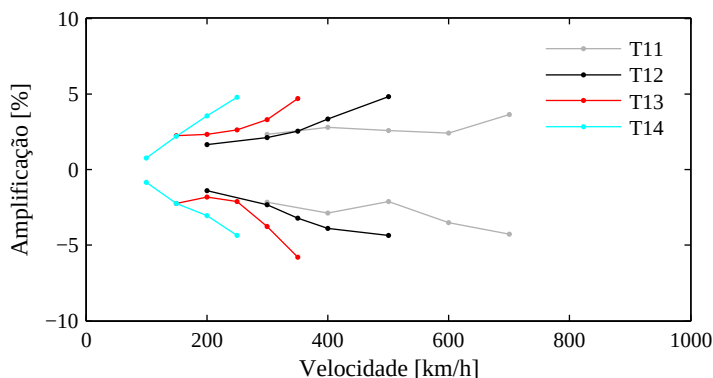


Figura 5.47 - Efeito da velocidade do comboio na amplificação da força de interação roda-carril nos cenários de transição T11 a T14

Verifica-se que a tendência de evolução da amplificação da força é semelhante em todos os cenários de transição, ou seja, os efeitos dinâmicos amplificam de forma semelhante, quando a velocidade de circulação do veículo aumenta.

5.5.4.2. Influência da modelação do veículo

Embora inicialmente se tenha considerado apenas a modelação de um eixo do comboio, é importante verificar a influência da consideração de modelos mais completos. Apresenta-se na Figura 5.48 os três modelos adotados para a modelação do veículo neste estudo: um veículo completo (A), um bogie do comboio (B) e apenas um eixo (C).

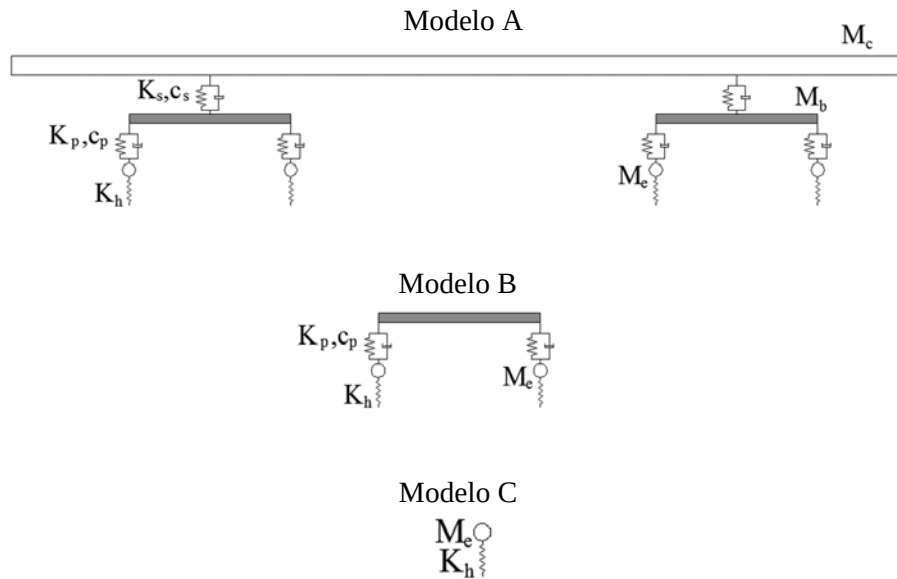


Figura 5.48 - Modelos dinâmicos do comboio: A - veículo completo, B - bogie e C - eixo

Os modelos mais completos permitem analisar, além da aceleração dos eixos, a aceleração do bogie e da caixa do veículo, tendo este último especial interesse para aferir sobre o conforto dos passageiros.

Na Figura 5.49 é possível analisar a variação da força de interação roda-carril no primeiro eixo do veículo obtida com os três modelos.

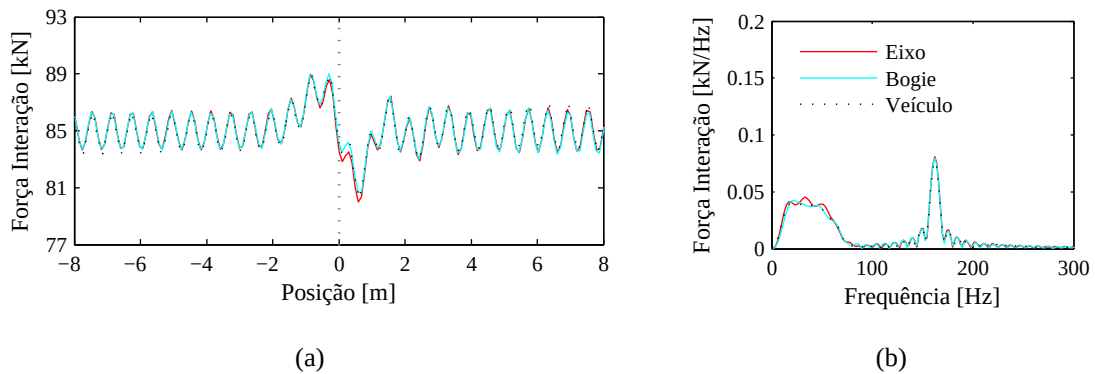


Figura 5.49 - Força de interação roda-carril no primeiro eixo do veículo nos modelos A, B e C: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Conforme se pode verificar a variação da força é muito semelhante nos três modelos, identificando-se apenas uma pequena diferença entre o valor mínimo da força obtido no modelo C (eixo) e o obtido nos modelos A (veículo) e B (bogie).

Apresenta-se agora na Figura 5.50 a comparação entre a força de interação obtida no segundo eixo com o modelo A (veículo) e com o modelo B (bogie).

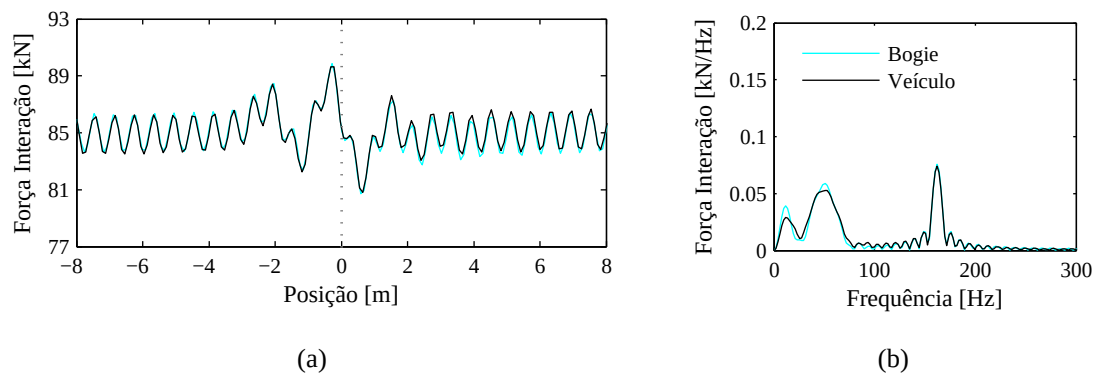


Figura 5.50 - Força de interação roda-carril no segundo eixo do veículo nos modelos A e B: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Também para este caso os resultados obtidos com os modelos A e B são perfeitamente coincidentes. A comparação destes resultados com os obtidos na Figura 5.49 permite verificar que, embora os valores extremos de variação da força nos eixos seja semelhante, a variação da força de interação no primeiro e segundo eixos do veículo é um pouco diferente. No registo do segundo eixo é possível identificar duas fases de variação da força, sendo que uma ocorre na passagem pela zona de transição e a outra um pouco antes desta passagem.

Apresenta-se na Figura 5.51 a comparação do registo temporal destas duas forças. Os instantes 0 s e 0,03 s correspondem, respetivamente, à passagem do primeiro e do segundo eixos do bogie pela zona de transição. Nesta representação é possível verificar que a primeira perturbação da força de interação do segundo eixo ocorre logo após a passagem do primeiro eixo pela transição.

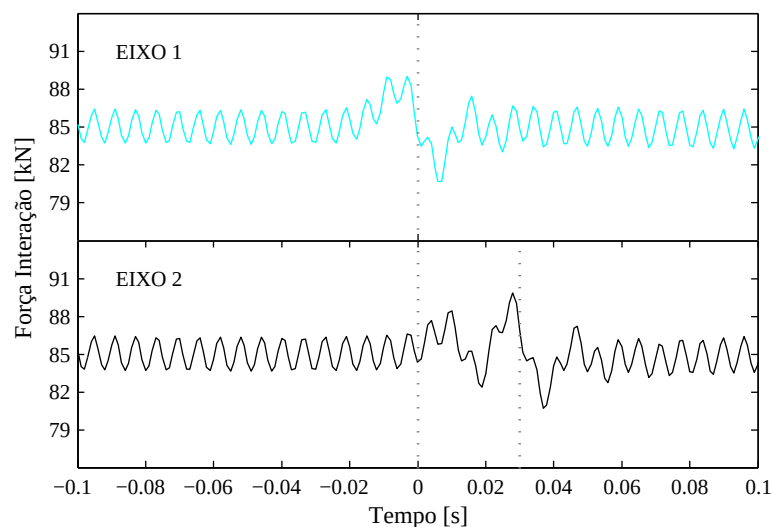


Figura 5.51 - Registo temporal da força de interação no primeiro e segundo eixos do comboio

A influência existente entre os eixos de um bogie é também comprovada pela análise da variação do deslocamento vertical dos eixos apresentada na Figura 5.52, onde se verifica que a variação de deslocamento é experimentada pelo segundo eixo antes deste ter atingido efetivamente a zona de transição.

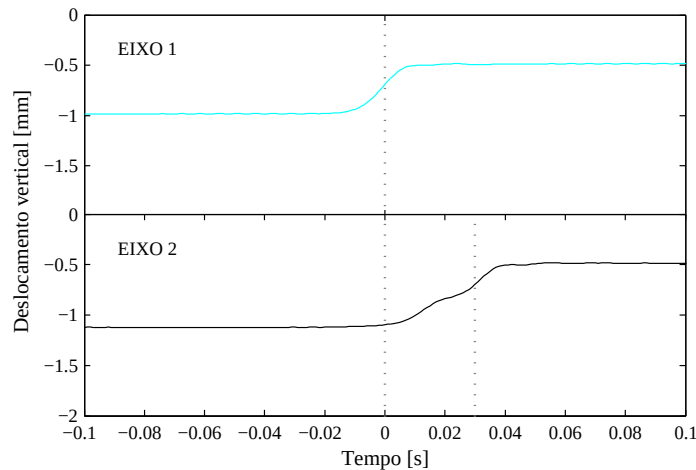


Figura 5.52 - Registo temporal do deslocamento vertical dinâmico na zona de transição do primeiro e segundo eixos do comboio

A variação das forças e deslocamento vertical no terceiro e quarto eixos do comboio são exatamente iguais à variação do primeiro e segundo eixos, respetivamente, pelo que se conclui que o espaçamento entre bogies é suficiente para eliminar qualquer interferência entre eixos.

As análises dinâmicas efetuadas com os modelos B e C permitiram verificar que se atinge na passagem pela zona de transição uma aceleração vertical máxima igual a $0,4 \text{ m/s}^2$ nos bogies e $0,06 \text{ m/s}^2$ na caixa do veículo.

Conclui-se deste estudo que a modelação de apenas um eixo constitui uma aproximação muito razoável para a análise deste problema. No entanto, caso seja necessário maior rigor deverá considerar-se pelo menos um bogie do comboio. De referir ainda que estas conclusões estão de acordo com o exposto no Capítulo 3, para a gama de frequências de interesse deste problema.

5.5.4.3. Influência do sentido de circulação do veículo

Em todos os estudos efetuados até aqui considerou-se que o comboio se deslocava da zona mais flexível da via para a zona mais rígida. Efetua-se agora a análise dos efeitos dinâmicos induzidos quando o comboio circula no sentido inverso, ou seja, da zona mais rígida da via para a mais flexível. Apresenta-se na Figura 5.53 a variação da força de interação roda-carril para os dois casos e respetivo conteúdo em frequência.

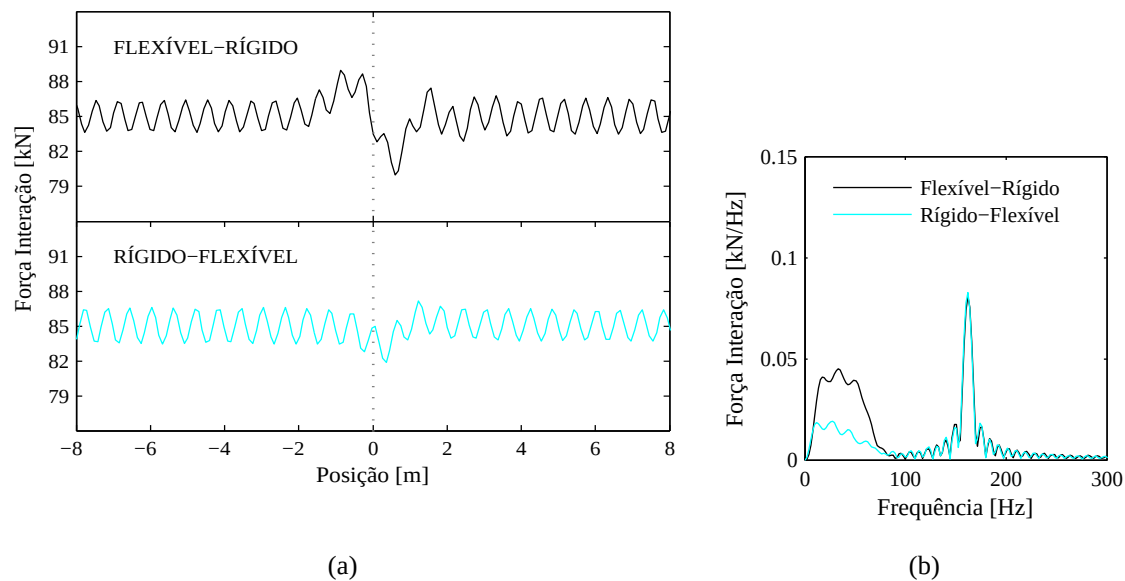


Figura 5.53 - Força de interação roda-carril quando o veículo circula da zona flexível para a zona rígida e da zona rígida para a zona flexível: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

A análise destes resultados, quer em termos de registo temporal quer de conteúdo em frequência, permite verificar que ocorrem variações da força mais significativas quando o veículo se desloca da zona flexível para a zona rígida da via. Este efeito é claramente compreendido quando se analisa a variação do deslocamento vertical da roda na zona de transição nestes dois casos, que se apresenta na Figura 5.54.

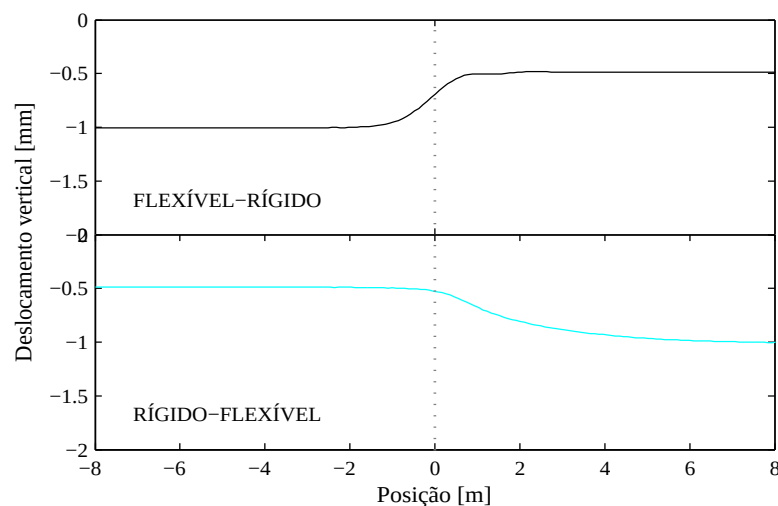


Figura 5.54 - Deslocamento vertical dinâmico da roda na zona de transição quando o veículo circula da zona flexível para a zona rígida e da zona rígida para a zona flexível

Interpretando o deslocamento vertical da roda na zona de transição como uma medida da variação de rigidez, verifica-se que esta variação é muito mais brusca na transição flexível-rígido. Enquanto que nesta transição a variação de rigidez ocorre numa extensão de cerca de

3 m, na transição rígido-flexível a variação de rigidez ocorre numa extensão de cerca de 6 m, sendo portanto o declive da curva de transição muito mais suave.

5.5.4.4. Influência da introdução de elementos resilientes

Apresenta-se agora um estudo que visa compreender a influência da introdução de elementos resilientes na via, como palmilhas sob carris e de palmilhas sob as travessas (USP), no comportamento dinâmico do sistema veículo-via na passagem pela zona de transição.

A pesquisa bibliográfica efetuada permitiu concluir que diferentes países, ou mais precisamente diferentes entidades gestoras das infraestruturas ferroviárias, adotam para a via palmilhas com características de rigidez distintas. Pretende-se agora verificar em que medida as características de rigidez das palmilhas influenciam o comportamento dinâmico de uma zona de transição.

Em todas as análises efetuadas até agora neste capítulo foi considerado um valor de rigidez das palmilhas igual a 200 kN/mm. Analisa-se agora o efeito da consideração de valores de rigidez de 500 kN/mm, 50 kN/mm e 20 kN/mm. As características de amortecimento não foram alteradas.

Com o intuito de avaliar a influência da variação das características de rigidez das palmilhas na calibração estática do modelo apresenta-se na Figura 5.55 a largura dos elementos em função da profundidade a atribuir ao modelo bidimensional. Uma vez que, quer na zona flexível, quer na zona rígida, a diferença entre as larguras em todos os casos é pequena, conclui-se que a calibração do modelo não é sensível à variação deste parâmetro o que permite usar o mesmo modelo em todos os estudos desta secção.

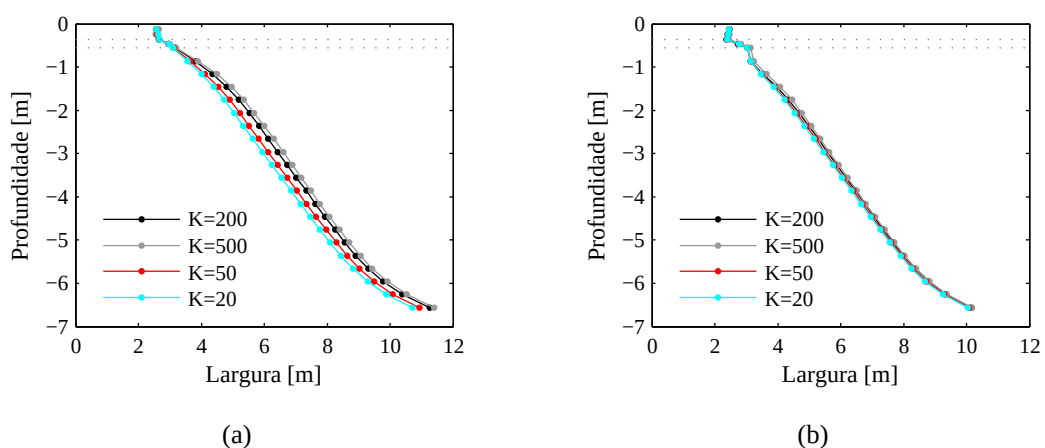


Figura 5.55 - Influência da rigidez das palmilhas na largura dos elementos do modelo bidimensional em função da profundidade para a via fundada (a) em solo 1 e (b) em solo 2

Na Figura 5.56 é possível analisar a influência da variação de rigidez das palmilhas nas curvas de receptância da via. Apresentam-se os resultados obtidos na zona flexível (fundação sobre

solo 1) e na zona rígida (fundação sobre solo 2) da via. As linhas verticais a traço interrompido assinalam o valor da frequência de vibração do carril sobre palmilhas em cada um dos casos que é estimado considerando a rigidez das palmilhas e a massa do carril. A frequência de vibração global da via em cada caso encontra-se assinalada com um ponto de cor preta.

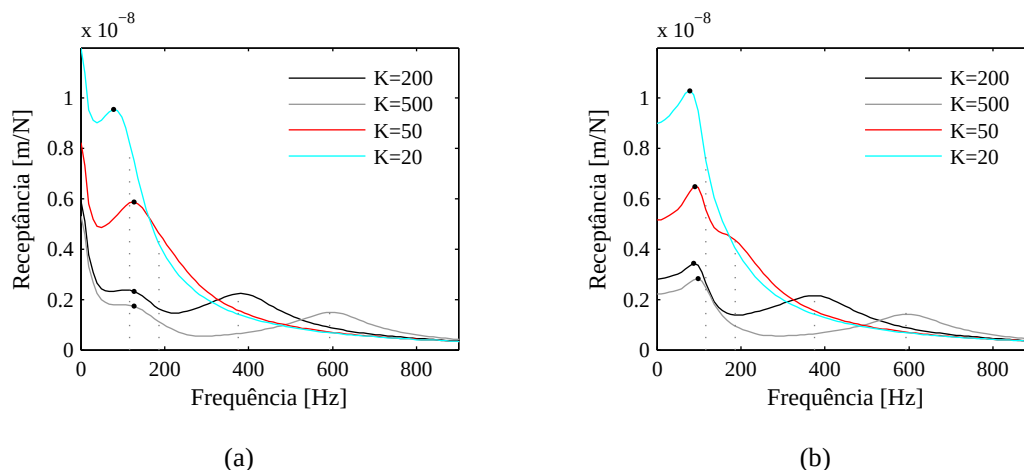


Figura 5.56 - Influência da rigidez das palmilhas nas curvas de receptância do carril para a via fundada (a) em solo 1 e (b) em solo 2

A análise destes resultados permite verificar que, conforme expectável, a redução da rigidez das palmilhas provoca o aumento da flexibilidade dinâmica global da via nos dois casos.

À medida que a rigidez da palmilha diminui o pico de ressonância correspondente à vibração do carril sobre palmilhas desloca-se para a esquerda, ou seja, a frequência de vibração diminui.

Nos casos em que a rigidez das palmilhas é igual a 50 kN/mm e 20 kN/mm o pico de ressonância das palmilhas é menos evidente uma vez que se encontra acoplado com o pico de ressonância correspondente à frequência de vibração global da via. Verifica-se ainda que o pico correspondente à rigidez global da via se desloca ligeiramente para a esquerda à medida que a rigidez das palmilhas diminui.

Estudam-se agora os efeitos dinâmicos na zona de transição em cada um dos casos. Apresenta-se no Quadro 5.13 um resumo dos valores de rigidez dinâmica da via na zona flexível e na zona rígida quando se consideram diferentes palmilhas, sendo também apresentada a razão entre a rigidez da via flexível e da via rígida.

Conforme se pode verificar a consideração de palmilhas com rigidez igual a 20 kN/mm tem um efeito considerável na redução da rigidez global da via, principalmente na zona mais rígida. Por exemplo, face à rigidez da via no caso de referência (com palmilhas de rigidez igual a 200 kN/mm) a consideração destas palmilhas provoca uma redução da rigidez na zona rígida de 68 % (de 349 kN/mm para 110 kN/mm) e uma redução de rigidez na zona flexível de 51% (de 170 kN/mm para 83 kN/mm).

Verifica-se ainda que com a incorporação de palmilhas menos rígidas se obtém uma razão de rigidez entre a via rígida e a via flexível menor, o que se traduz na redução da variação de rigidez da via na zona de transição.

Quadro 5.13 – Influência da rigidez das palmilhas na rigidez global da via

K_{Palmilha} (kN/mm)	$K_{\text{via rígida}}$ (kN/mm)	$K_{\text{via flexível}}$ (kN/mm)	$K_{\text{via rígida}} / K_{\text{via flexível}}$
500	433	184	2,35
200	349	170	2,05
50	192	124	1,55
20	110	83	1,32

A análise da variação da força de interação roda-carril, apresentada na Figura 5.57, permite verificar que introduzindo palmilhas mais flexíveis ocorre uma redução muito significativa da variação da força devida à excitação paramétrica induzida pelo espaçamento entre travessas. Este efeito é visível quer no registo temporal da força quer no conteúdo em frequência. A consideração de palmilhas mais rígidas (500 kN/mm) tem precisamente o efeito contrário.

Relativamente à variação da força de interação roda-carril induzida pela passagem na zona de transição verifica-se que, embora os extremos de variação da força sejam sensivelmente os mesmos esta ocorre de forma menos abrupta quando se consideram palmilhas com rigidez igual a 20 kN/mm.

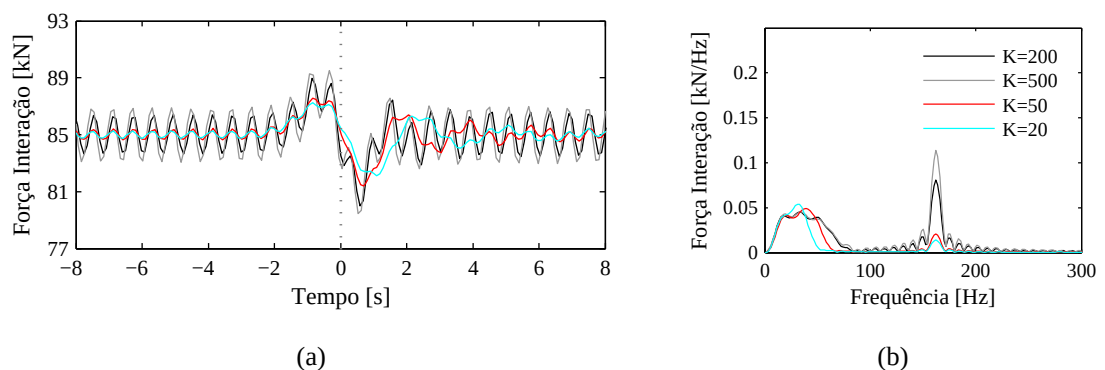


Figura 5.57 - Influência da rigidez das palmilhas na força de interação roda-carril: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Relativamente à incorporação de elementos resilientes na via existe ainda a opção de considerar palmilhas sob as travessas (vulgarmente designadas por USP - *Under Sleeper Pads*), que sendo uma opção relativamente recente nas práticas de construção, é apontada por alguns autores como uma solução indicada para:

- O controlo dos efeitos dinâmicos em zonas de transição;

ii) A redução da degradação da camada de balastro.

Através da simulação da incorporação de USP na via, pretende-se explorar a efetividade desta solução. No Quadro 5.14 resumem-se as características das palmilhas usadas neste estudo, que correspondem a palmilhas da marca CDM (CDM, 2009). Na Figura 5.58 apresenta-se um esquema que ilustra a colocação destes elementos sob as travessas.

Quadro 5.14 – Propriedades das USP adotadas para o estudo (adaptado de CDM (2009))

Descrição		Características
Material		Polipropileno
Densidade		$810 \pm 50 \text{ kg/m}^3$
Espessura		10 mm
Rigidez	Estática	$100 \pm 15\% \text{ MN/mm}^3$
	Dinâmica	$150 \pm 15\% \text{ MN/mm}^3$

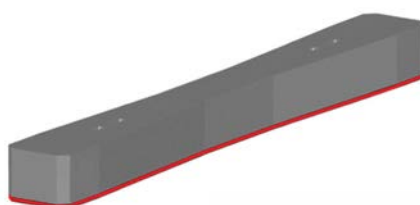


Figura 5.58 - Representação esquemática de uma USP sob uma travessa (adaptado de CDM (2009))

Na Figura 5.59 apresentam-se os resultados da calibração estática dos modelos com e sem as palmilhas sob travessas (USP). As diferenças na variação de largura dos elementos em função da profundidade obtidas nos dois casos, quer na zona da via flexível quer na zona da via rígida, são reduzidas, o que permite mais uma vez viabilizar a aplicabilidade deste modelo.

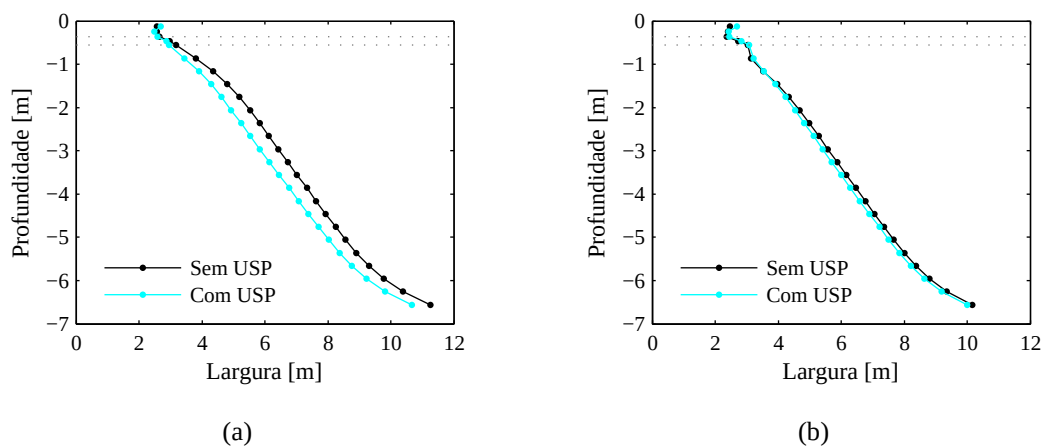


Figura 5.59 - Influência da consideração de USP na largura dos elementos do modelo bidimensional em função da profundidade para a via fundada: (a) em solo 1 e (b) em solo 2

As curvas de receptância da zona flexível e da zona rígida do modelo com e sem USP apresentam-se na Figura 5.60.

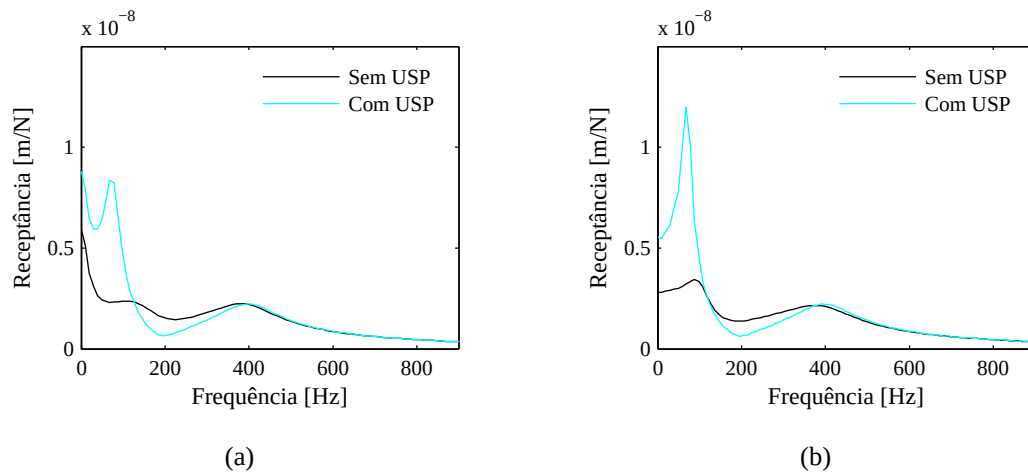


Figura 5.60 - Influência da consideração de USP nas curvas de receptância do carril para a via fundada: (a) em solo 1 e (b) em solo 2

É bem visível nestes resultados a flexibilização da via quando se consideram USP. Verifica-se que o pico de ressonância correspondente à vibração global da via sobre a camada de balastro é mais pronunciado e ocorre para frequências mais baixas.

Analogamente ao que foi efetuado para a variação das características das palmilhas dos carris apresenta-se no Quadro 5.15 uma análise do efeito da rigidez das palmilhas sob travessas (USP) na rigidez dinâmica vertical global da via.

Quadro 5.15 – Influência das USP na rigidez global da via

Cenário	$K_{\text{via rígida}}$ (kN/mm)	$K_{\text{via flexível}}$ (kN/mm)	$K_{\text{via rígida}} / K_{\text{via flexível}}$
Sem USP	349	170	2,05
Com USP	178	111	1,60

Regista-se efetivamente uma diminuição da relação de rigidez global da via entre a zona flexível e a zona rígida da via. No entanto, este efeito não tem influência significativa na força de interação roda-carril na passagem pela zona de transição, conforme demonstram os resultados da Figura 5.61.

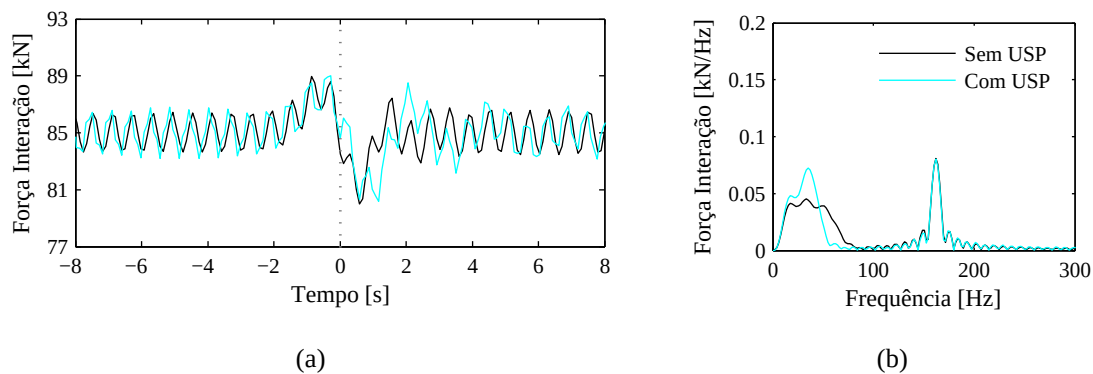


Figura 5.61 - Influência da consideração de USP na força de interação roda-carril: (a) registro temporal e (b) conteúdo em frequência

Ainda neste contexto é interessante analisar o deslocamento vertical do carril sobre uma travessa na zona mais rígida da via nos casos em que se considera ou não USP, que se apresenta na Figura 5.62.

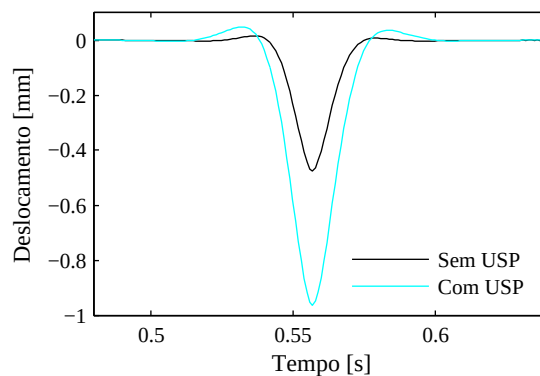


Figura 5.62 - Influência da consideração de USP no deslocamento vertical dinâmico do carril na zona rígida da via

Conforme se pode verificar, com a incorporação de palmilhas sob as travessas a via torna-se mais flexível, o deslocamento vertical aumenta, aumentando também o número de travessas envolvidas na distribuição da carga.

5.5.5. Discussão dos resultados e do desempenho dos modelos numéricos

Com base no estudo de uma zona de variação brusca de rigidez foi possível por um lado compreender o funcionamento de uma zona de transição e, por outro lado, avaliar o desempenho dos modelos numéricos propostos.

Verificou-se que a resposta dinâmica obtida com o modelo tridimensional e com o modelo bidimensional em estado plano de tensão é muito semelhante e afasta-se da resposta obtida com o modelo bidimensional em apoios elásticos, razão pela qual este último foi abandonado.

Compararam-se os resultados obtidos no modelo tridimensional com os obtidos no modelo bidimensional em estado plano de tensão em termos de deslocamentos, forças de interação veículo-via, acelerações e tensões na via tendo-se obtido boa correspondência entre os resultados. Estes estudos permitiram ganhar confiança no modelo bidimensional e na forma de calibração adotada que revelou ser bastante consistente e pouco sensível à alteração de algumas características do modelo, como o módulo de deformabilidade da fundação da via e a rigidez dos elementos resilientes. Estas conclusões são interessantes principalmente quando aliadas ao facto deste modelo bidimensional implicar tempos de cálculo significativamente menores do que os registados com o modelo tridimensional, nomeadamente no caso de análises dinâmicas em que se considera interação veículo-via. De referir apenas que estes modelos apresentam como limitação o facto de não permitirem modelar de forma adequada cenários que envolvam fenómenos dinâmicos associados à circulação de veículos com velocidades supercríticas.

Na passagem do veículo pela zona de transição verifica-se fundamentalmente uma variação brusca do deslocamento vertical dinâmico da roda e a amplificação da força de interação roda-carril. Verificam-se ainda variações na aceleração vertical nos constituintes da via e nas tensões verticais e de desvio dos elementos das camadas da via.

O aumento da variação de rigidez experimentada pelo veículo na zona de transição promove o aumento das forças de interação roda-carril, verificando-se por exemplo, para uma transição de rigidez de 3,3 vezes uma amplificação máxima da força de 18 %. Verifica-se ainda que também o aumento da velocidade de circulação do veículo provoca a amplificação das forças de interação.

A consideração de diferentes modelos do veículo na análise da zona de transição permitiu concluir que modelando apenas um eixo se obtêm resultados muito bons mas, caso se pretenda uma análise mais rigorosa, deve considerar-se pelo menos um bogie do veículo. Verificou-se ainda neste estudo que existe interação entre eixos de um bogie mas que esta não se traduz numa amplificação significativa das forças de interação roda-carril.

Comprovou-se que os efeitos dinâmicos verificados numa transição de uma zona flexível para uma zona rígida da via são consideravelmente maiores do que os que se verificam na transição de uma zona rígida para uma zona flexível, nomeadamente em termos da variação do deslocamento vertical dinâmico da roda e das forças de interação roda-carril.

Testes efetuados permitiram concluir que a consideração de palmilhas mais flexíveis sob o carril tende a atenuar ligeiramente a variação da força de interação roda-carril na zona de transição. Relativamente à consideração de palmilhas sob as travessas verificou-se que promovem uma melhor distribuição das cargas pelas travessas da via.

5.6. MODELAÇÃO DO ASSENTAMENTO PERMANENTE DA VIA

Fenómenos de deformação acelerada da via surgem normalmente associados às zonas de transição, onde são frequentemente identificados problemas como assentamento diferencial da via, aparecimento de travessas flutuantes, travessas partidas e degradação do material da camada de balastro. A variação de rigidez que ocorre nestas zonas da via é identificada como a causa do problema, mas a forma como a deformação evolui e a sua relação com essa variação de rigidez da via é ainda um campo de investigação pouco explorado.

Tendo por base a metodologia apresentada na secção 4.5 do Capítulo 4, pretende-se simular o comportamento a longo prazo da zona de transição brusca de rigidez que constitui o caso de estudo deste capítulo, de forma a compreender a génese de alguns problemas característicos das zonas de transição, como o aparecimento de assentamentos diferenciais e de travessas flutuantes.

5.6.1. Considerações gerais

Por simplicidade, o estudo será feito com recurso ao modelo de elementos finitos bidimensional que, mediante os resultados da análise dinâmica apresentados nas secções anteriores deste capítulo, apresenta resultados em concordância com os obtidos no modelo tridimensional. Além disso, este modelo permite conhecer com rigor o estado de tensão dos elementos finitos das camadas da via, o que constitui um dos requisitos base da metodologia proposta.

Para esta aplicação efetuaram-se algumas considerações que importa referir:

- i) No início do processo a via encontra-se em perfeitas condições, não existindo nenhum defeito geométrico, apenas a variação de rigidez da via;
- ii) Admite-se que todos os eixos apresentam as mesmas características, ou seja, não se efetua distinção entre o tipo de comboio;
- iii) Assume-se que os eixos circulam sempre à mesma velocidade (e igual a 350 km/h);
- iv) Considera-se o caso em que o veículo se desloca da zona mais flexível para a zona mais rígida da via;
- v) Considera-se apenas a deformação permanente devida ao incremento de tensão provocado pela passagem dos eixos, desprezando-se o contributo das tensões geostáticas;
- vi) As características de amortecimento e de rigidez dos materiais não são atualizadas ao longo da deformação da via;

Neste estudo considera-se apenas evolução da deformação permanente da camada de balastro, sub-balastro e da fundação de solo 1 de acordo com as leis implementadas. A deformação na camada de balastro é dada pela lei proposta pela ORE (1970). Relativamente à evolução da deformação nas restantes camadas da via é adotada a lei de deformação de materiais granulares apresentada nos trabalhos de Gidel et al. (2001). Neste caso, de entre as opções disponíveis selecionou-se para a camada de sub-balastro um agregado calcário idêntico ao ensaiado por Fortunato (2005) e para o solo de fundação 1 o material com características idênticas ao material granular ensaiado por Gidel et al. (2001) e designado por Poulmarch. Os parâmetros a considerar para as leis de deformação destas camadas encontram-se resumidos no Quadro 5.16.

Quadro 5.16 - Parâmetros da lei de deformação para os materiais das camadas de sub-balastro e fundação da via

Camada da via		Solo de fundação 1	Sub-balastro
Material		Poulmarch UGM	Agregado Calcário
Parâmetros	s (kPa)	42,8	20,981
	m	3,8	3,324
	n	0,588	0,496
	B	0,03	0,17
	$\varepsilon_1 (\times 10^{-4})$	195,2	14,119

Referiu-se que neste método de simulação a deformação permanente da via depende do estado de tensão dos materiais que constituem a via e do número de ciclos de carga. Entende-se neste processo que cada ciclo de carga corresponde à passagem de um eixo do comboio sendo, por exemplo, a passagem do comboio Eurostar equivalente a 48 ciclos de carga.

Durante a simulação do comportamento a longo prazo da zona de transição analisa-se com detalhe a forma como evolui a deformação permanente e os efeitos dinâmicos resultantes.

5.6.2. Nível de tensão e deformação

A avaliação do nível de tensão nos elementos finitos para a passagem dos eixos constitui a base do método de evolução da deformação permanente que agora se aplica. A tensão de desvio constitui o elemento de entrada nas leis de deformação dos materiais e permite compreender de forma integrada a evolução do nível de tensão na via.

Na Figura 5.63 apresenta-se a primeira avaliação da evolução da tensão de desvio do processo de deformação da via, determinada com base nas tensões principais conforme explicitado na secção 5.5.2.4 deste capítulo, no topo das camadas de balastro, sub-balastro e solo de

fundação 1. A posição 0 m corresponde à zona de transição entre os dois solos de fundação e cada ponto do registo ao valor obtido num elemento finito localizado no alinhamento vertical de uma travessa.

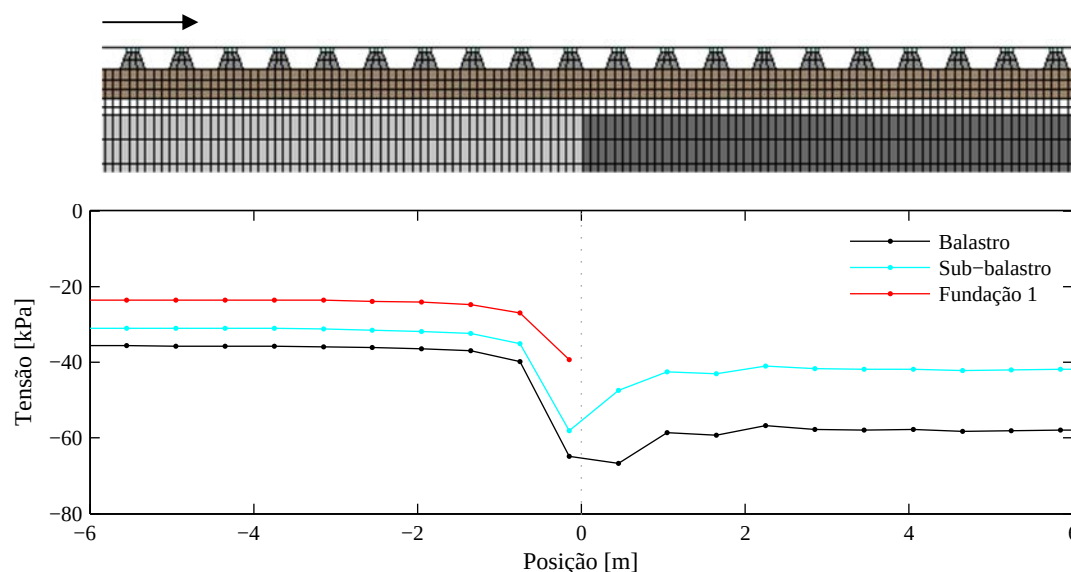


Figura 5.63 - Evolução da tensão de desvio no topo das camadas de balastro, sub-balastro e fundação da via ao longo da zona de transição

A tensão é mais elevada na camada de balastro, reduzindo-se em profundidade. Verifica-se que na passagem pela zona de transição ocorre um aumento da tensão de desvio (em módulo) em todas as camadas, que se deve por um lado ao aumento da tensão principal máxima e por outro lado à redução da tensão principal mínima, conforme se observa na Figura 5.64, onde se apresenta a evolução das tensões ao longo da transição no topo da camada de balastro. De referir ainda que a tensão de desvio (em módulo) é superior na zona mais rígida da via, sendo este efeito também resultado da variação das tensões principais máxima e mínima.

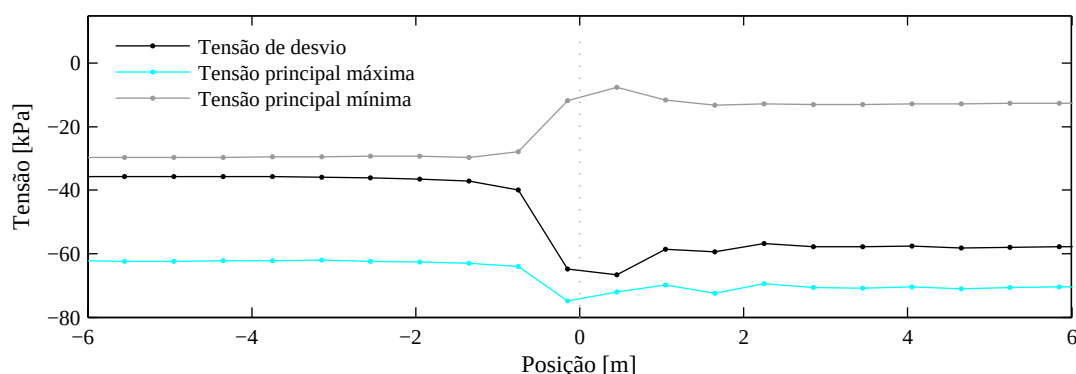


Figura 5.64 - Evolução da tensão de desvio e das tensões principais máximas e mínimas no topo da camada de balastro ao longo da zona de transição

Considerou-se neste estudo apenas deformação da fundação da via até 3 m de profundidade, uma vez que a este nível a tensão de desvio é já muito baixa, conforme se pode verificar pela

análise da Figura 5.65, onde se representa a distribuição da tensão de desvio máxima nos elementos da fundação ao longo da zona de transição a diferentes profundidades, desde o topo localizado a 0,15 m abaixo da base da camada de sub-balastro até 2,85 m. Estas coordenadas referem-se ao ponto médio das camadas de elementos finitos do modelo. Observa-se que a tensão de desvio máxima se reduz com o aumento da profundidade sendo que, na zona de transição, a tensão a cerca de 3 m é sensivelmente igual a um quarto da tensão registada no topo da camada. A esta tensão correspondem já contributos muito pequenos em termos de deformação permanente da via.

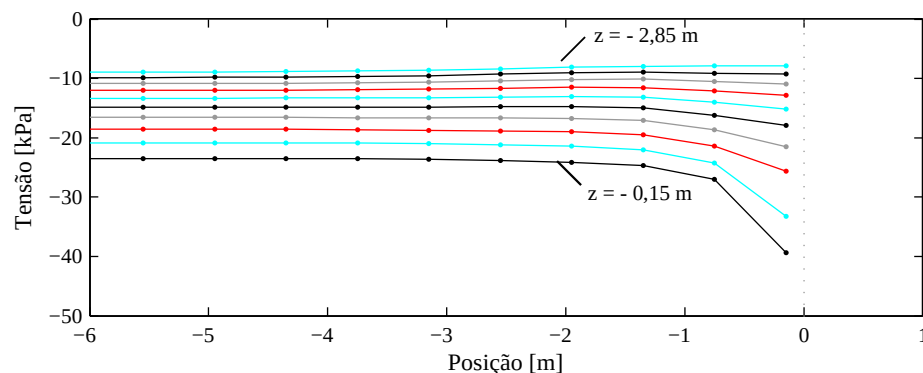


Figura 5.65 - Evolução da tensão de desvio do solo de fundação 1 a diferentes profundidades perto da zona de transição

A deformação permanente das camadas da via ao fim de determinado número de ciclos é função do nível de tensão verificado e das leis de deformação adotadas. Assim, a deformação evolui de forma diferente nas diferentes camadas da via, variando também ao longo da zona de transição.

Apresenta-se agora a primeira avaliação da evolução da deformação permanente do processo de deformação da via em função do número de ciclos de carga. Representa-se na Figura 5.66 esta evolução em elementos finitos do topo da camada de balastro, sub-balastro e fundação localizados no alinhamento vertical de uma travessa na zona flexível da via e de uma travessa imediatamente antes da zona de transição. Estes alinhamentos encontram-se identificados, respetivamente, pelas letras A e B na figura, onde também se assinalam a cor vermelha os elementos analisados em cada alinhamento.

Conforme se pode observar, a evolução da deformação permanente nas camadas é diferente nas duas zonas, sendo que, por exemplo, ao fim de 100000 ciclos de carga se obtém na camada de balastro no alinhamento B uma deformação cerca de três vezes superior à verificada no alinhamento A.

Observa-se ainda com clareza que a deformação dos elementos da camada de balastro é sempre superior à obtida nas camadas de sub-balastro e fundação da via.

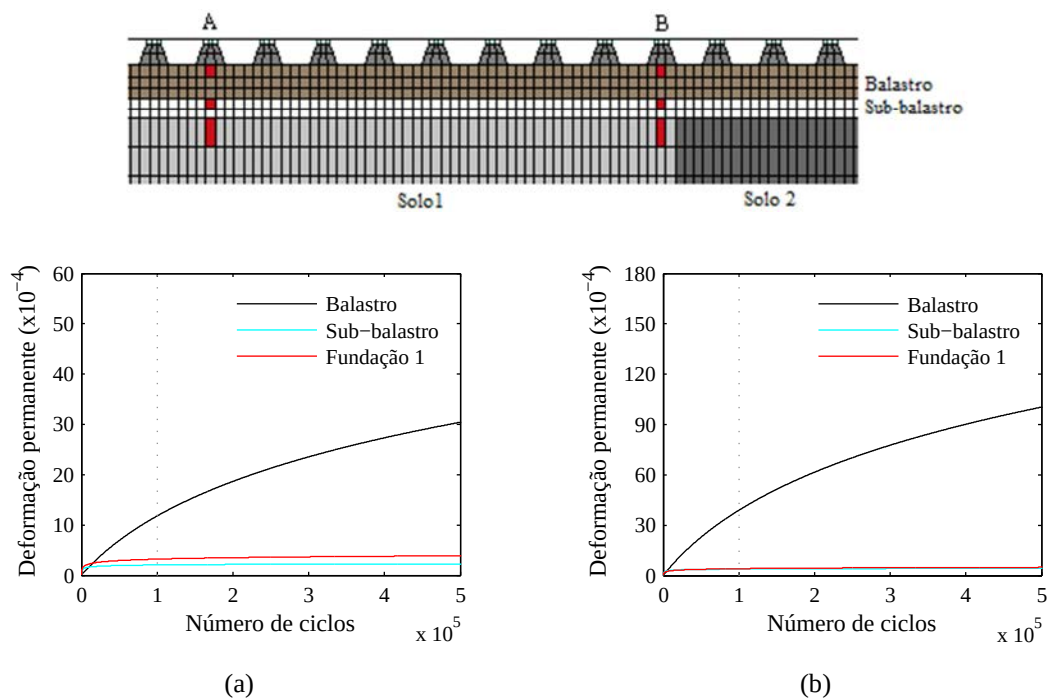


Figura 5.66 - Evolução da deformação permanente com o número de ciclos de carga nos elementos do topo da camada de balastro, sub-balastro e fundação da via localizados no alinhamento de uma travessa (a) na zona flexível da via (A) e (b) imediatamente antes da transição (B)

Conforme referido na apresentação da metodologia, o processo de simulação da deformação permanente aqui apresentado não se efetua ciclo a ciclo mas em incrementos correspondentes a conjuntos de ciclos (ΔN) que se assumiu serem 100000 ciclos de carga.

Representa-se na Figura 5.67 a deformação permanente ao fim de 100000 ciclos de carga nos elementos do topo das camadas de balastro, sub-balastro e fundação da via ao longo da zona de transição. De referir que cada ponto do registo corresponde ao valor obtido no topo das camadas no alinhamento vertical de uma travessa. Representam-se também neste gráfico os alinhamentos A e B analisados na figura anterior.

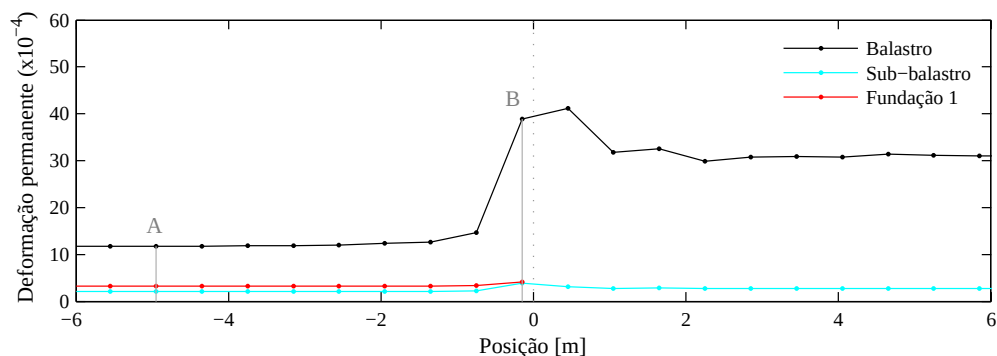


Figura 5.67 - Deformação permanente ao fim de 100000 ciclos de carga no topo das camadas de balastro, sub-balastro e fundação da via ao longo da zona de transição

Esta deformação permanente corresponde a 100000 ciclos de carregamento, ao fim dos quais se efetua nova análise dinâmica e reavaliação do estado de tensão dos elementos finitos.

Considerando sempre um incremento do número de ciclos constante e igual a 100000 efetuou-se a simulação do comportamento a longo prazo da via até serem atingidos os valores limites da aceleração vertical do eixo do veículo referidos na bibliografia e que foram apresentados anteriormente a secção 2.2.5 do Capítulo 2.

Apresenta-se na Figura 5.68, a título de exemplo, a evolução da deformação permanente num elemento da camada de balastro junto à zona de transição (assinalado a vermelho na malha apresentada na figura) que foi avaliada a cada 100000 ciclos de carga de acordo com a metodologia de transição entre níveis de tensão implementada. Verifica-se que apesar da deformação não crescer da mesma forma ao longo dos ciclos de carga, a tendência global é semelhante, verificando-se ainda que o incremento de deformação decresce com o aumento do número de ciclos de carregamento.

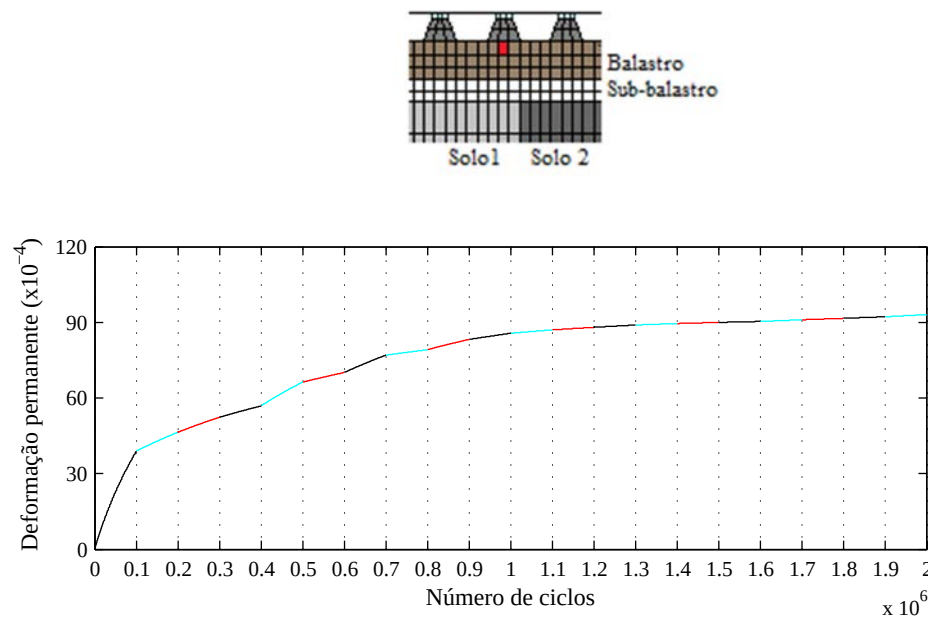


Figura 5.68 - Evolução da deformação permanente com o número de ciclos de carga num elemento finito do topo da camada de balastro junto à transição (assinalado na malha)

De referir que o primeiro troço deste gráfico, entre 0 e 100000 ciclos de carga, corresponde à parte inicial da evolução da deformação permanente representada na Figura 5.66 (b).

Para ilustrar o efeito da consideração da deformação permanente no modelo de elementos finitos apresenta-se na Figura 5.69 a malha deformada ao fim de 500000 ciclos de carregamento. As linhas de cor vermelha assinaladas na figura correspondem ao alinhamento inicial não deformado das camadas de balastro, sub-balastro e fundação.

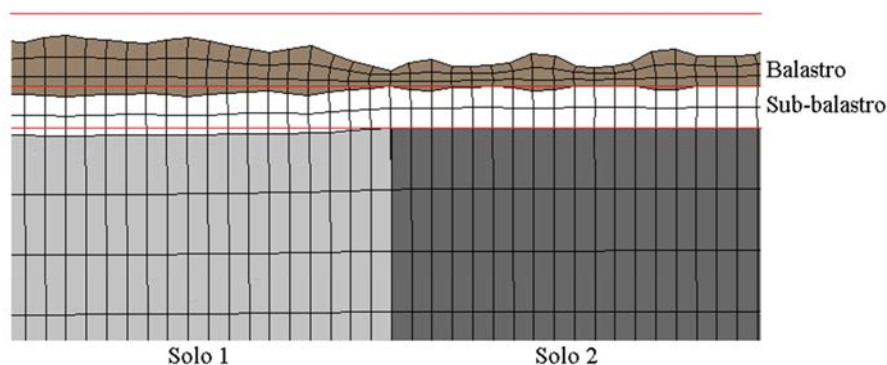


Figura 5.69 - Representação da malha deformada junto à zona de transição obtida ao fim de 500000 ciclos de carga

Ao fim de cada incremento de ciclos efetua-se uma análise dinâmica que permite, por um lado, avaliar o nível de tensão que servirá de base à determinação da deformação permanente a aplicar ao modelo na próxima iteração e, por outro lado, analisar a evolução de algumas grandezas como a deformação máxima da via, a aceleração do eixo do veículo e as forças dinâmicas de interação roda-carril.

5.6.3. Resultados da análise dinâmica

Analisa-se agora os resultados relativos às análises dinâmicas efetuadas ao longo do processo de simulação do comportamento a longo prazo da via.

A acumulação de deformação permanente com o número de ciclos de carga provoca alteração progressiva no perfil longitudinal da via. Para ilustrar este efeito apresenta-se na Figura 5.70 a evolução do assentamento do topo da camada de balastro e da base da travessa ao longo da zona de transição com o aumento do número de ciclos de carga, quando a via se encontra descarregada. Cada ponto do registo corresponde à média dos valores do assentamento obtidos nos nós situados no alinhamento de uma travessa (4 nós neste caso).

A análise dos resultados apresentados permite retirar algumas conclusões importantes sobre a evolução da deformação permanente da via:

- i) Ocorre um aumento mais acentuado da deformação permanente na zona de transição;
- ii) O defeito gerado na transição tende a aumentar afetando cada vez mais travessas em torno desta zona, alastrando principalmente para a zona mais rígida da via;
- iii) Na plena via (via flexível e via rígida) a taxa de evolução da deformação permanente reduz-se com o aumento do número dos ciclos de carga, tendência que se verifica na zona de transição apenas para os últimos ciclos de carregamento efetuados;
- iv) A deformação permanente é mais elevada na zona rígida do que na zona flexível da via;

- v) A deformação máxima da via ocorre na transição e é igual a 6,5 mm, sendo a deformação máxima relativa verificada sensivelmente igual a 4 mm.

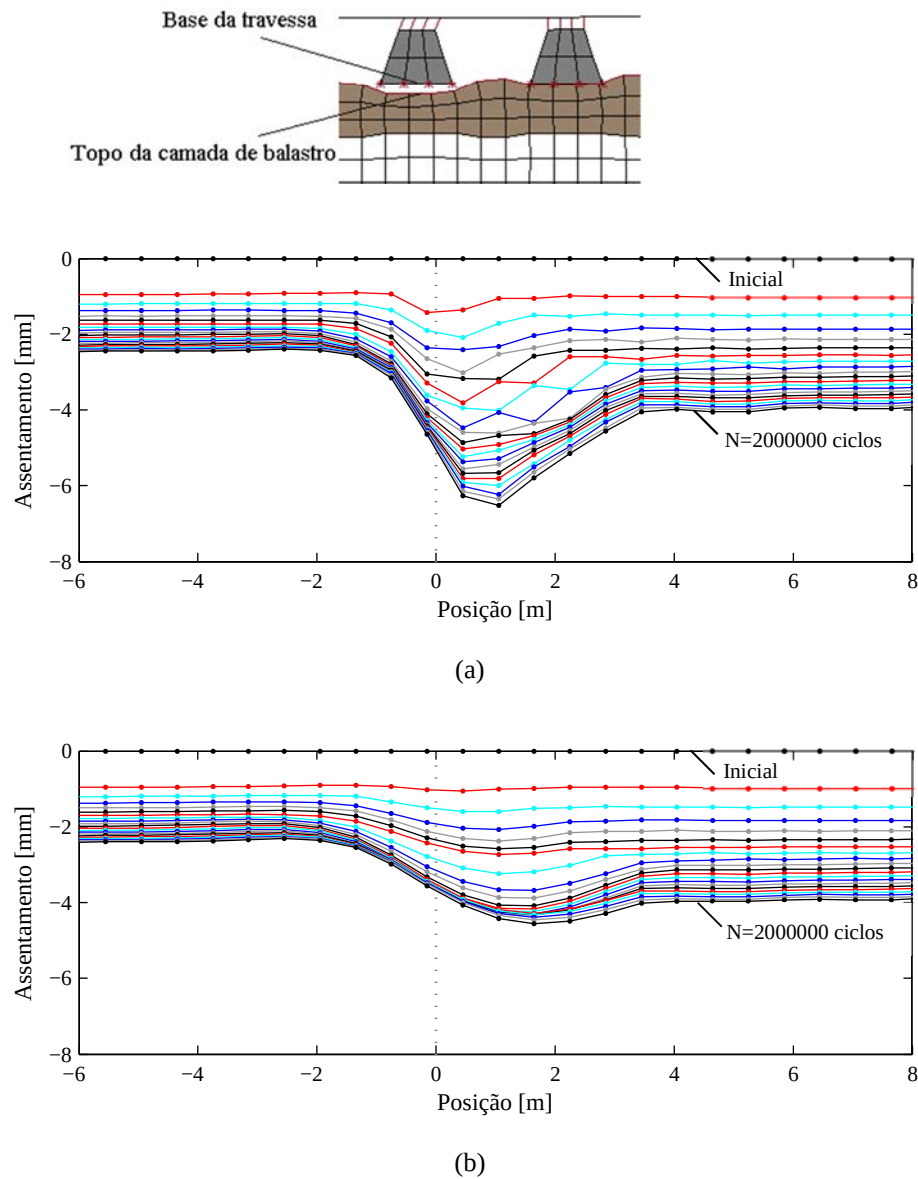


Figura 5.70 - Evolução do assentamento em função do número de ciclos de carga ao longo da zona de transição: (a) no topo da camada de balastro e (b) na base das travessas

Da análise destes resultados verifica-se que na zona de transição, a partir de certo momento, o assentamento do topo da camada de balastro é maior do que o verificado na base das travessas, o que se traduz na formação de vazios sob as travessas. De referir que apenas se consegue analisar este fenómeno porque se considerou no modelo o contacto entre a base da travessa e o topo da camada de balastro.

Na Figura 5.71 ilustra-se a situação inicial em que as travessas assentam perfeitamente sobre a camada de balastro e o perfil deformado após 500000 ciclos de carga quando se verifica a formação de vazios em três travessas da zona de transição.

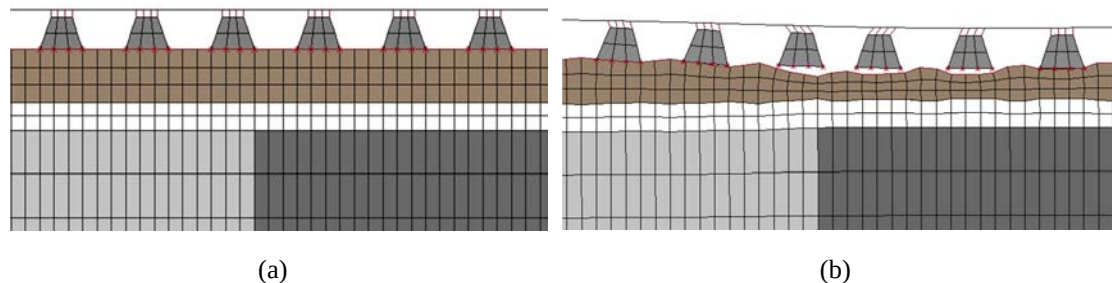


Figura 5.71 - Representação esquemática da posição relativa da base da travessa e do topo da camada de balastro (a) na situação inicial e (b) na via deformada ao fim de 500000 ciclos de carga

No gráfico da Figura 5.72 apresenta-se a distribuição dos vazios ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga considerados. Representa-se também a situação inicial quando ainda não ocorreu nenhuma deformação da via.

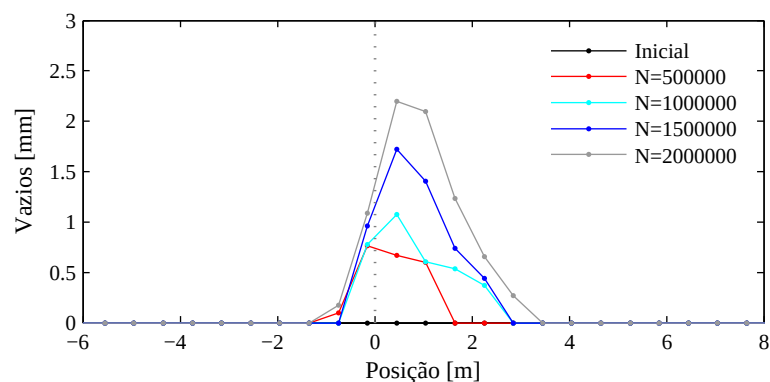


Figura 5.72 - Distribuição de vazios ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga

Verifica-se que ao fim de 500000 ciclos de carga ocorre um vazio de 0,77 mm sob a travessa localizada imediatamente antes da zona de transição. Ao fim de 2 milhões de ciclos verifica-se um vazio máximo de 2,2 mm que ocorre agora na travessa imediatamente depois da zona de transição. Verifica-se que, estando inicialmente concentrados nas travessas da transição, os vazios tendem a propagar para as travessas vizinhas à medida que o número de ciclos de carga aumenta. Esta tendência está de acordo com a evolução do assentamento do topo da camada de balastro e da base da travessa analisados anteriormente.

Apresenta-se agora na Figura 5.73 a evolução da formação dos vazios com o aumento do número de ciclos de carga. A análise foi realizado para 6 travessas localizadas na zona de transição e que se encontram identificadas na figura. Os pontos correspondentes aos valores

obtidos em cada ciclo de carga encontram-se unidos por uma linha para facilitar a interpretação da evolução.

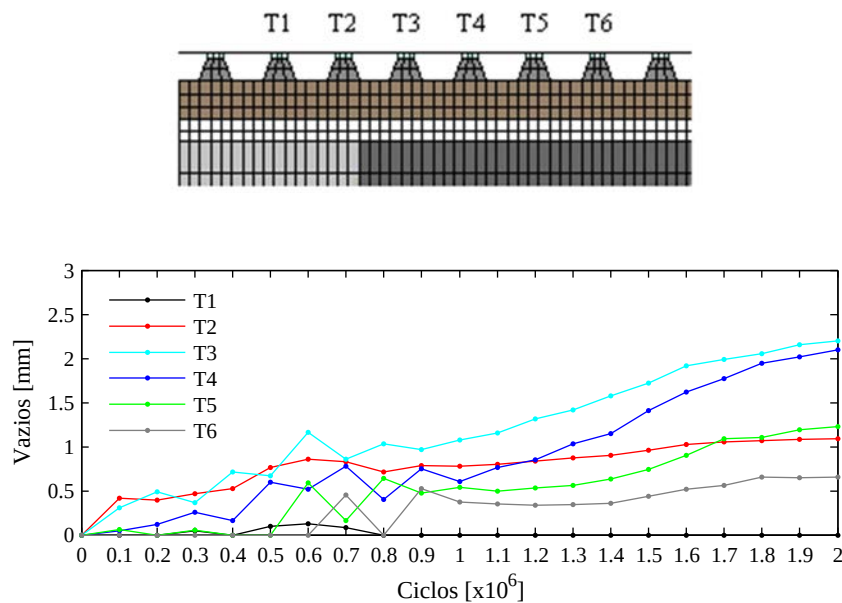
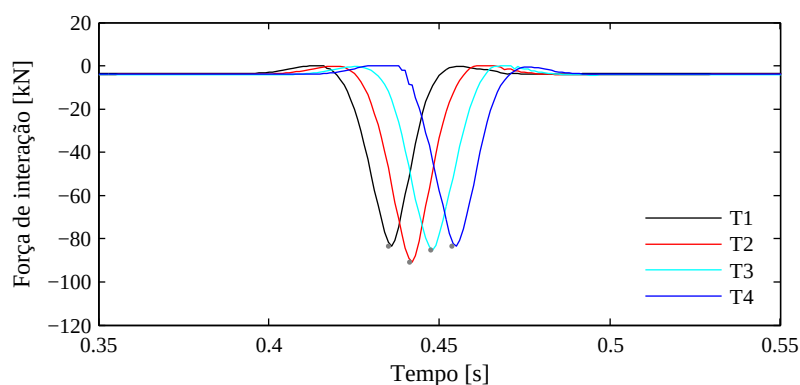


Figura 5.73 - Evolução dos vazios sob 6 travessas da zona transição em função do número de ciclos de carga

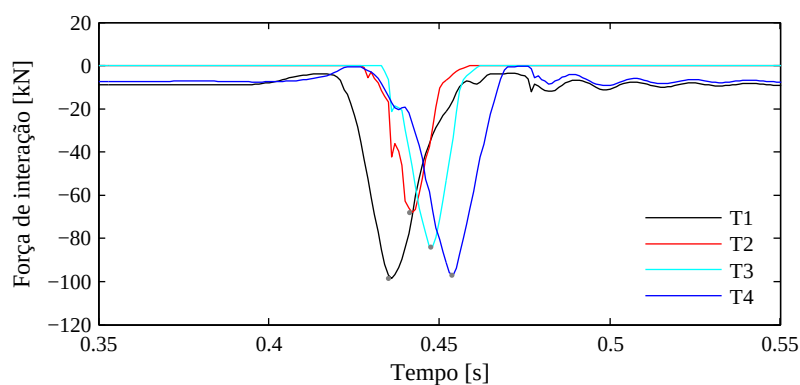
Os vazios formam-se primeiramente sob as travessas T2 e T3 e aumentam progressivamente à medida que o número de ciclos de carga aumenta. Sob a travessa T4 o crescimento de vazios começa um pouco mais tarde mas acompanha os anteriores, chegando mesmo a ser superior aos vazios sob a travessa T2. Verifica-se ainda que o aparecimento de vazios sob a travessa T5 ocorre sensivelmente ao fim de 500000 ciclos de carga e sob a travessa T6 um pouco mais tarde.

De referir ainda que no início da formação de vazios ocorrem algumas oscilações, onde por vezes um aumento do vazio é seguido de um ligeiro decréscimo. Com o aumento do número de ciclos de carga o crescimento dos vazios tende a ser mais constante.

Na sequência do aparecimento de vazios registam-se variações nas forças de interação travessa-balastro, principalmente nas travessas da zona de transição. Para ilustrar a forma como esta força tende a variar à medida que a via se vai deformando, apresenta-se na Figura 5.74 o registo temporal das forças de interação travessa-balastro obtidas no caso inicial, onde nenhuma deformação permanente foi introduzida ainda na via, e no caso em que se consideram 100000 ciclos de carga. A análise é efetuada para as travessas T1-T4, analisadas anteriormente. Os pontos representados nos gráficos correspondem aos valores máximos da força de interação.



(a)



(b)

Figura 5.74 - Registo temporal da força de interação travessa-balastro em 4 travessas da zona de transição (a) no caso inicial e (b) ao fim de 100000 ciclos de carga

No caso inicial verifica-se que a força de interação travessa-balastro é ligeiramente mais elevada na travessa T2, que se localiza imediatamente antes da zona de transição da via. No caso em que se considera deformação permanente correspondente a 100000 ciclos de carga ocorre variação das forças de interação nas travessas analisadas. Verifica-se uma redução significativa da força na travessa T2 que é acompanhada por um aumento da força nas travessas T1 e T4. Verifica-se ainda que a força de interação nas travessas T2 e T3 é nula para a via descarregada o que significa que estas travessas se encontram flutuantes. Assim, e uma vez que as travessas T2 e T3 são nesta fase travessas flutuantes é natural que a força se distribua pelas travessas vizinhas.

Apresenta-se agora na Figura 5.75 a evolução dos valores máximos das forças de interação travessa-balastro nas travessas T1 a T4 em função do número de ciclos de carga. Conforme se pode verificar, principalmente na fase inicial as forças apresentam alguma variabilidade tendendo depois a estabilizar ao fim de alguns ciclos de carregamento.

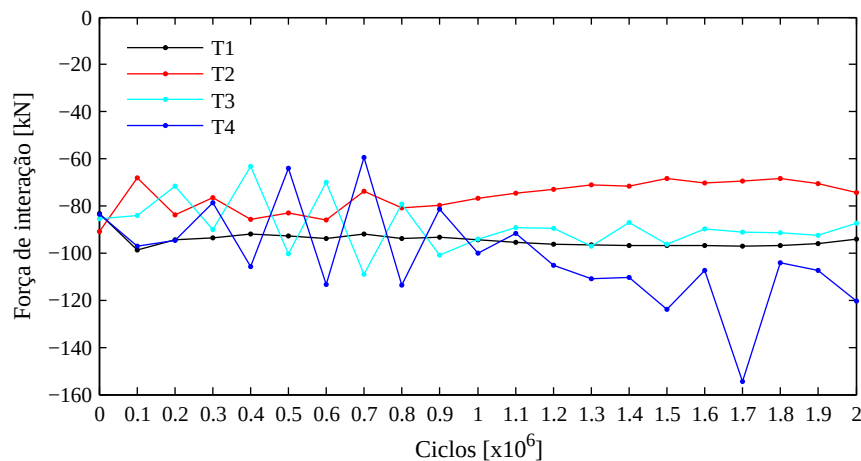


Figura 5.75 - Evolução dos valores extremos da força de interação travessa-balastro em 4 travessas da zona de transição em função do número de ciclos de carga

A análise destes resultados permite verificar que a força na travessa T2 é sempre inferior ao valor registado inicialmente e a força na travessa T1 ligeiramente superior. Verifica-se ainda que a redução da força sob a travessa T3 é sempre acompanhada por um aumento desta sob a travessa T4 e vice-versa, este fenómeno ocorre principalmente nos ciclos iniciais. A variação destas forças está relacionada com as oscilações verificadas na evolução da formação de vazios.

Apresenta-se agora na Figura 5.76 a variação do deslocamento vertical da roda ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga. A curva inicial representada diz respeito ao deslocamento obtido quando não se considera qualquer deformação permanente da via.

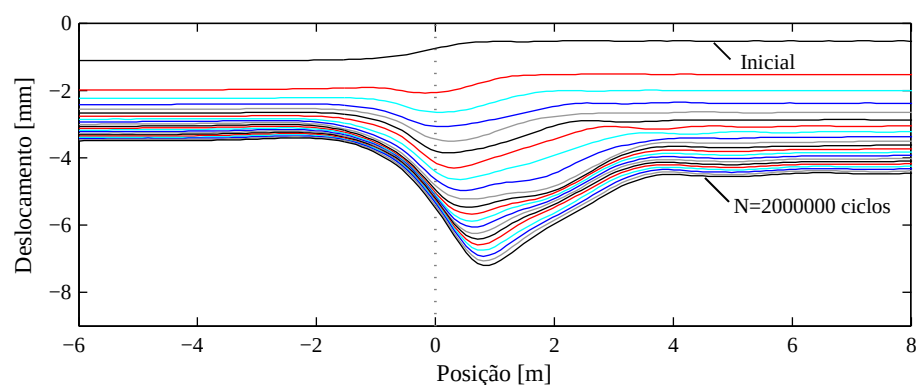


Figura 5.76 - Deslocamento vertical dinâmico da roda ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga

O deslocamento vertical da roda sobre a via deformada conjuga a curva inicial de deslocamento não deformada com o perfil de assentamento da camada de balastro, uma vez que à passagem da roda os vazios existentes sob as travessas fecham e o veículo experimenta a deformação total da via. Para ilustrar esta situação apresenta-se na Figura 5.77 o perfil deformado da via antes e durante a passagem do eixo do comboio pela zona de travessas flutuantes.

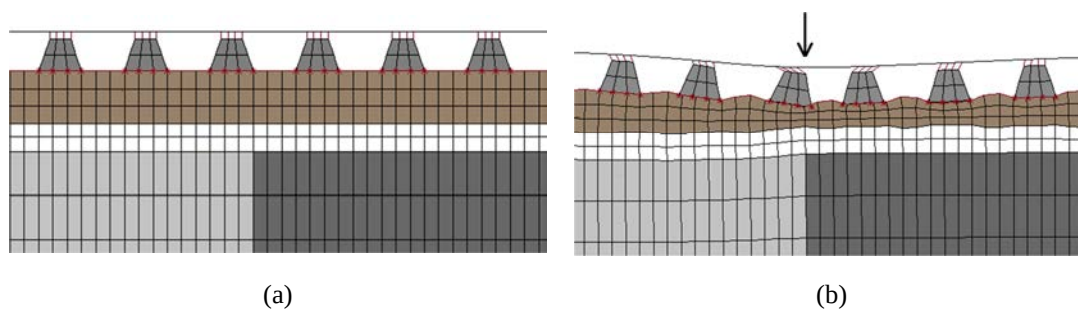


Figura 5.77 - Representação da via (a) antes e (b) durante a passagem da carga na zona de travessas flutuantes

A variação da força de interação roda-carril na passagem pela zona de transição sofre também variações com o aumento da deformação permanente da via. Apresenta-se na Figura 5.78 a variação da força em termos de registo temporal e conteúdo em frequência em função do número de ciclos de carga.

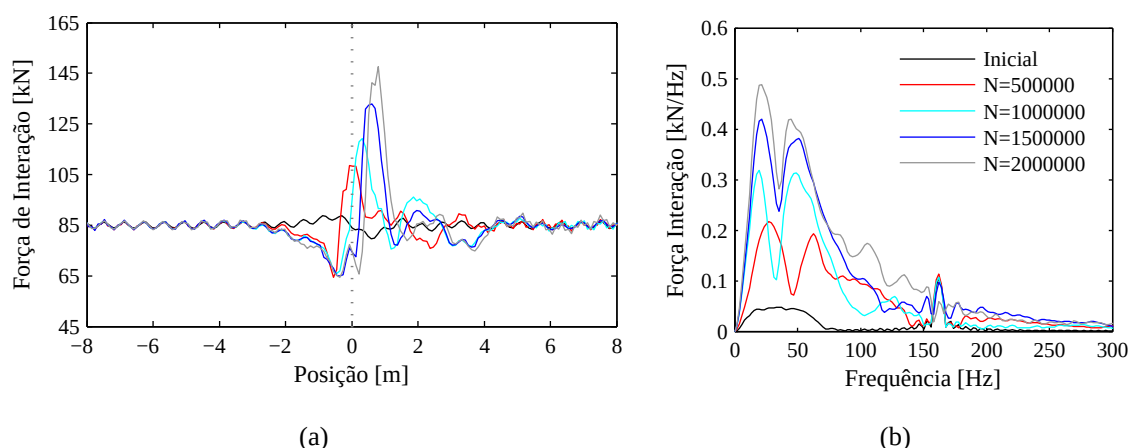


Figura 5.78 - Variação da força de interação roda-carril na zona de transição em função do número de ciclos de carga: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Da análise destes resultados é possível retirar algumas conclusões importantes:

- i) O valor da força aumenta gradualmente com o aumento do número de ciclos de carga;
- ii) O valor máximo que ocorria imediatamente antes da zona de transição, com o aumento dos ciclos de carga, passa a verificar-se depois da transição;
- iii) O aumento da força de interação com o número de ciclos de carga é também denunciado pelo aumento da magnitude dos registos do conteúdo em frequência da força;

A variação da força de interação roda-carril obtida na via deformada é diferente da que se verifica para o caso inicial quando apenas se consideram os efeitos da variação de rigidez. Uma vez que a variação da força está de acordo com a variação da curvatura do perfil de deslocamento da roda as diferenças verificadas são perfeitamente compreensíveis.

De forma a melhor compreender a evolução dos valores extremos da força de interação com o número de ciclos de carga apresenta-se na Figura 5.79 um resumo dos valores máximos e mínimos da força em função do número de ciclos de carga. Verifica-se que ao fim de 2 milhões de ciclos de carga a componente dinâmica da força de interação é cerca de 16 vezes superior ao valor verificado inicialmente o que corresponde a uma amplificação de 73,6% face ao valor da componente estática da carga.

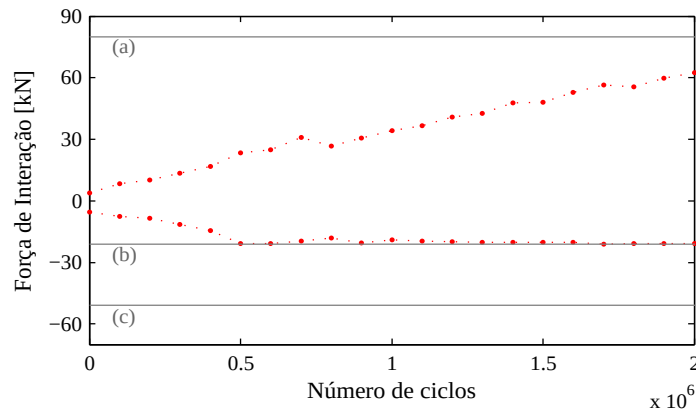


Figura 5.79 - Valores máximos e mínimos da componente dinâmica da força da interação roda-carril em função do número de ciclos de carga

Assinalam-se na figura três linhas horizontais que correspondem a limites de controlo da força de interação roda-carril. O limite superior da força, assinalado por (a), corresponde ao estabelecido na TSI (2002) relativa ao material circulante para os casos em que o veículo circula a velocidades superiores a 300 km/h e que é igual a 80 kN. Os limites inferiores são determinados através dos valores vulgarmente designados na bibliografia por *offload factors* que permitem estabelecer critérios de segurança para evitar fenómenos de instabilidade do contacto roda-carril. Estes fatores correspondem a uma percentagem da carga estática que deverá limitar a carga dinâmica mínima verificada no sistema. Nos trabalhos de Xia et al. (2006) é referido um valor de 0,60 para este fator o que origina o limite representado e designado por (b). Por sua vez Yang et al. (2004) referem um valor de 0,25 que origina o limite assinalado por (c).

Conforme se pode observar apenas se atinge o limite inferior para o caso em que se considera um fator de 0,25. Verifica-se que os valores máximos da carga dinâmica apresentam uma tendência sempre crescente o que leva a crer que o limite superior assinalado será atingido rapidamente.

A variação da força dinâmica de interação acompanha a variação da aceleração vertical do eixo do veículo que constitui um indicador normalmente adotado para avaliar o desempenho da via. Na Figura 5.80 apresenta-se a evolução da aceleração vertical do eixo com o aumento do número de ciclos de carga. As linhas horizontais também representadas correspondem aos

limites adotados na linha Madrid-Sevilha estabelecidos com base na experiência da SNCF, anteriormente apresentados na secção 2.2.5 do Capítulo 2.

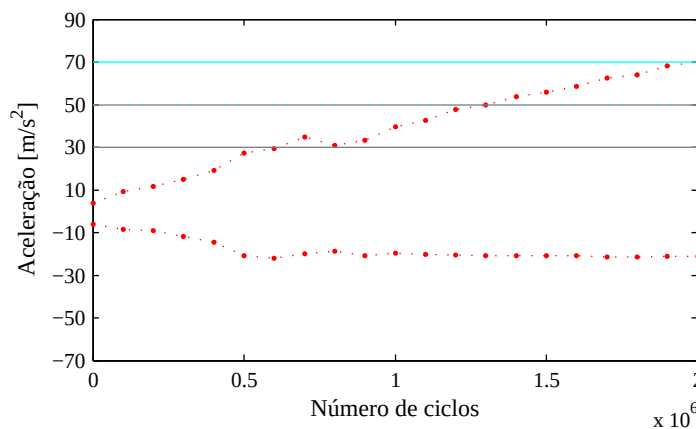


Figura 5.80 - Valores máximos e mínimos da aceleração do eixo em função do número de ciclos de carga

Conforme se pode observar a partir de 600000 ciclos de carga são excedidos os 30 m/s^2 de aceleração vertical do eixo do veículo, sendo que ao fim de 2 milhões de ciclos se atinge o nível máximo que impõe correção imediata da via.

Com o intuito de analisar a influência da deformação da via no conforto dos passageiros efetuou-se a passagem de um veículo completo pela zona de transição deformada ao fim de 2 milhões de ciclos de carga. O valor de aceleração vertical máxima registado na caixa do veículo é igual a $0,11 \text{ m/s}^2$ e ocorre na passagem pela zona de transição. Este valor é muito inferior a 1 m/s^2 que corresponde ao valor limite de nível de conforto muito bom estabelecido no documento EN1990-Anexo2 (CEN, 2005).

5.6.4. Influência da componente dinâmica da carga na evolução da deformação permanente da via

Nos resultados apresentados na secção anterior foi considerada a carga estática transmitida pelo comboio à via e a componente dinâmica da carga induzida na passagem pela zona de transição, que se verificou que aumenta durante o processo de deformação da via.

Com o intuito de avaliar o contributo da componente dinâmica da carga na evolução do assentamento da via efetuou-se exatamente o mesmo estudo mas assumindo que o carregamento consiste numa carga móvel com valor igual à carga estática, que se mantém sempre constante ao longo do cálculo. Este estudo foi efetuado até 1 milhão de ciclos.

Apresenta-se na Figura 5.81 a evolução da deformação permanente num elemento da camada de balastro junto à zona de transição entre solos de fundação 1 e 2 (assinalado a vermelho na malha

apresentada na figura) considerando a carga dinâmica conforme descrito anteriormente ou considerando apenas a carga estática.

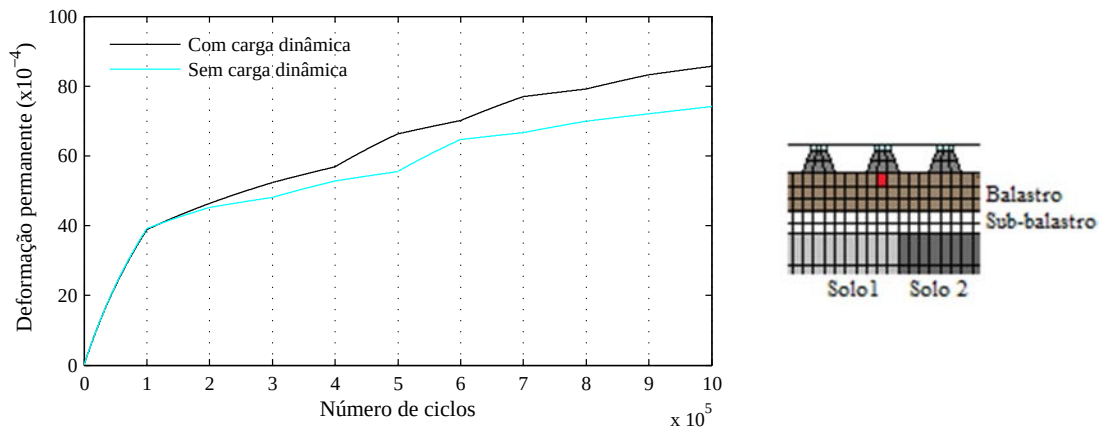
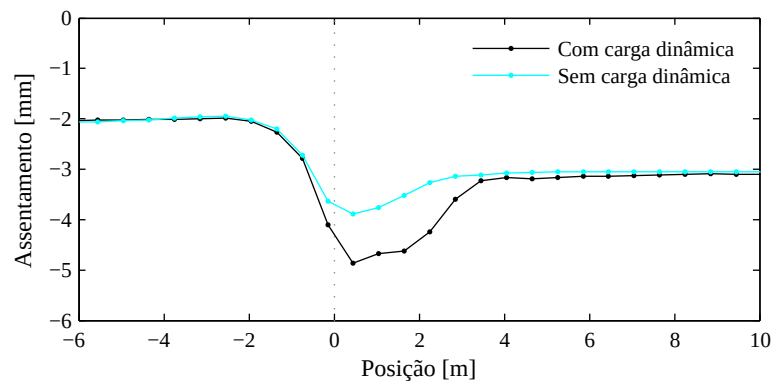


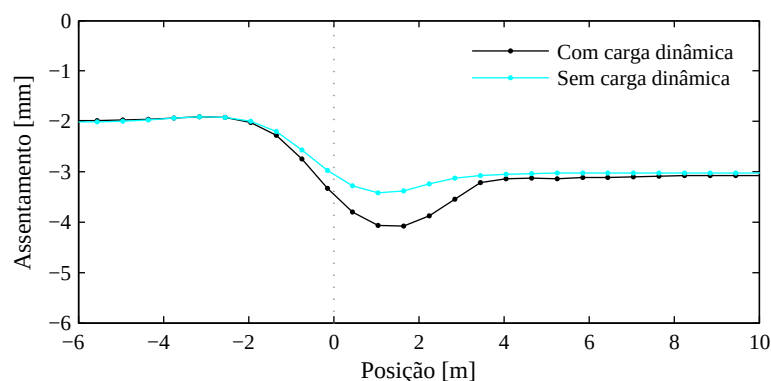
Figura 5.81 - Efeito da componente dinâmica da carga na evolução da deformação permanente com o número de ciclos de carga num elemento finito da camada de balastro junto à transição

Inicialmente as curvas evoluem de forma muito semelhante mas, com o aumento do número de ciclos de carga, as curvas afastam-se sendo a deformação permanente determinada considerando o efeito da carga dinâmica superior à deformação obtida considerando apenas a carga estática. Na verdade, à medida que o número de ciclos aumenta também a carga dinâmica vai aumentando, sendo responsável pelas diferenças verificadas.

Interessa neste contexto comparar as diferenças existentes em termos de deformação da via com o número de ciclos de carga obtida nestes dois cenários. Apresenta-se na Figura 5.82 o assentamento do topo da camada de balastro e da base da travessa ao longo da zona de transição, quando a via se encontra descarregada, após 1 milhão de ciclos de carga. À semelhança do que foi efetuado anteriormente, cada ponto do registo corresponde à média dos valores do assentamento obtidos nos nós existentes no alinhamento de uma travessa.



(a)



(b)

Figura 5.82 - Efeito da componente dinâmica da carga no assentamento: (a) do topo da camada de balastro e (b) da base das travessas ao longo da zona de transição

Verifica-se que quando se considera a carga dinâmica se obtêm valores do assentamento da via mais elevados na zona de transição. Em plena via, quer na zona flexível quer na zona rígida, conforme era de esperar não se verificam quaisquer diferenças entre os dois casos.

De referir ainda que quando não se considera a carga dinâmica também se verifica na zona de transição que o assentamento do topo da camada de balastro é superior ao registado na base das travessas o que leva a concluir que também neste caso ocorre formação de vazios sob as travessas.

A comparação entre os vazios obtidos ao fim de 1000000 de ciclos considerando ou não a componente dinâmica da carga, apresentado na Figura 5.83, permite verificar que o crescimento de vazios é também função do aumento da carga dinâmica.

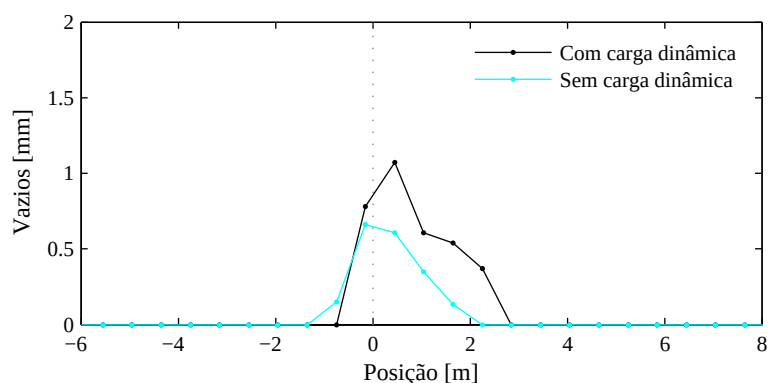


Figura 5.83 - Efeito da componente dinâmica da carga no aparecimento de vazios entre a base da travessa e o topo da camada de balastro na zona de transição ao fim de 1000000 de ciclos de carga

Verifica-se que considerando a carga dinâmica se obtém ao fim de 1 milhão de ciclos um vazio máximo igual a 1,07 mm, enquanto que considerando apenas a carga estática o vazio máximo formado é igual a 0,66 mm.

O facto de não se ter considerado a interação roda-carril não permite avaliar a variação da aceleração vertical no eixo que, conforme referido anteriormente, constitui um indicador do desempenho da via que pode ser usado em zonas de transição.

Com o intuito de obter alguma informação sobre qual seria a resposta dinâmica da via para o caso em que não se considera a componente dinâmica da carga, efetuou-se uma análise com interação roda-carril tendo por base o perfil deformado da via obtido após 1000000 de ciclos de carga. Na Figura 5.84 apresenta-se a variação do deslocamento vertical da roda obtido neste caso em comparação com o que foi obtido anteriormente no estudo em que se considerou a carga dinâmica no processo de simulação da deformação permanente.

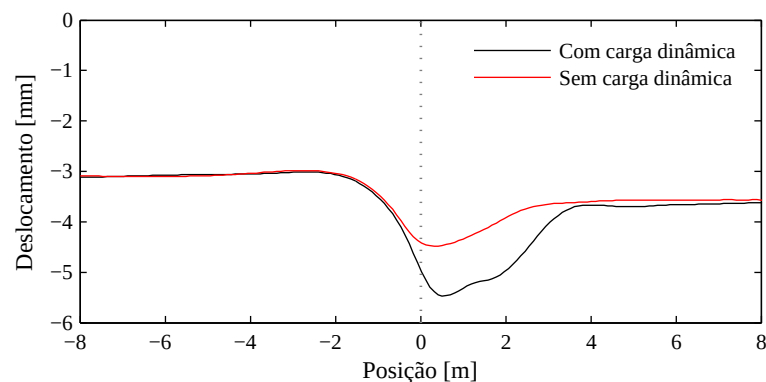


Figura 5.84 - Efeito da consideração da componente dinâmica da carga no processo de simulação da deformação permanente no deslocamento vertical do eixo

Conforme esperado a deformação experimentada pela roda é superior na análise dinâmica efetuada com base no perfil deformado da via obtido considerando a componente dinâmica da carga. Apresenta-se agora na Figura 5.85 a variação da aceleração vertical do eixo do veículo para os dois casos referidos.

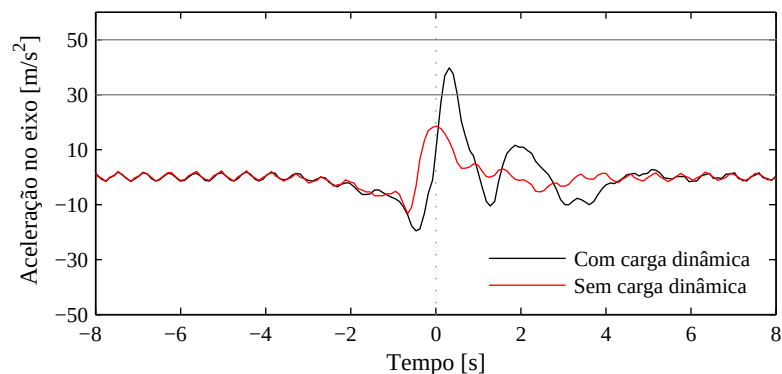


Figura 5.85 - Efeito da consideração da componente dinâmica da carga no processo de simulação da deformação permanente na variação da aceleração vertical no eixo do veículo

Enquanto que o valor da aceleração vertical do eixo na análise dinâmica efetuada com base no perfil deformado da via obtido considerando a componente dinâmica da carga se situa já na zona de controlo cuidado, de acordo com os limites adotados na linha Madrid-Sevilha (referidos anteriormente na secção 2.2.5 do Capítulo 2), no caso em que se despreza a componente dinâmica ainda não se atingiu a aceleração de 30 m/s^2 .

Conclui-se assim que no estudo da evolução da deformação permanente da via numa zona de transição a componente dinâmica da carga não deve ser desprezada, uma vez que considerando apenas a componente estática se obtém uma subestimação da deformação obtida e consequentemente dos valores da aceleração vertical do eixo.

5.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo por base o estudo de uma transição brusca de rigidez da fundação da via apresentaram-se com detalhe neste capítulo diferentes aspetos relativos à modelação do sistema veículo-via e à simulação do comportamento dinâmico a curto e longo prazo.

A modelação desta zona de transição foi efetuada recorrendo a um modelo tridimensional, um modelo bidimensional em estado plano de tensão e um modelo bidimensional em apoios elásticos, tendo-se verificado que a resposta deste último se afasta consideravelmente da obtida com base nos restantes modelos.

O modelo bidimensional em estado plano de tensão proposto neste capítulo revelou ser uma opção muito interessante. A comparação de várias grandezas obtidas neste modelo como deslocamentos, forças de interação roda-carril, forças de interação travessa-balastro, acelerações nos componentes da via e tensões nas camadas da via, com as determinadas no modelo tridimensional permitiu verificar uma boa concordância, validando o modelo. Relativamente à calibração estática que é fundamental para o bom desempenho do modelo verificou-se que a largura das diferentes camadas de elementos finitos apresenta sensivelmente a mesma distribuição em profundidade mesmo quando se variam algumas propriedades dos materiais como o módulo de deformabilidade da fundação ou a rigidez dos elementos resilientes da via.

Com base nos resultados da análise dinâmica com interação veículo-via foi possível concluir que ocorrem na zona da transição alguns efeitos importantes como a variação da força de interação roda-carril, da aceleração do eixo do veículo e do deslocamento vertical da roda, tendo-se verificado ainda nesta zona variações da aceleração vertical dos constituintes da via e da tensão de desvio nas diferentes camadas da via.

Através da realização de alguns estudos paramétricos conclui-se que a magnitude da variação de rigidez e a velocidade de circulação do veículo são os fatores que mais contribuem para a amplificação dos efeitos dinâmicos nas zonas de transição, nomeadamente em termos de força de interação roda-carril.

Apresentou-se também neste capítulo um estudo de simulação da evolução da deformação permanente da via induzido pelo tráfego ferroviário que foi realizado com base na metodologia apresentada anteriormente na secção 4.5 do Capítulo 4 e no modelo bidimensional de elementos finitos em estado plano de tensão proposto.

Verificou-se neste estudo que, em virtude do aumento da tensão de desvio nos elementos das camadas da via na zona de transição, ocorre um aumento progressivo do assentamento numa zona localizada da via. Surge assim uma considerável alteração no perfil longitudinal da via que promove a amplificação da aceleração do eixo do veículo e consequentemente das forças de interação roda-carril. Verifica-se que a amplificação das forças que resulta da deformação da via, contribui determinantemente para o seu aumento.

Com a evolução da deformação permanente da via verifica-se que a base das travessas não acompanha a deformação das camadas da via. Assim formam-se vazios na interface travessa-balastro ficando as travessas flutuantes.

A deformação permanente da camada de balastro domina o assentamento total da via uma vez que é consideravelmente superior à obtida na camada de sub-balastro ou na fundação. A maior deformação desta camada é justificada por um lado pela lei adotada para este material e, por outro lado, pelo facto de se verificar um nível de tensão mais elevado nesta camada. Verifica-se ainda que a deformação permanente da camada de balastro é maior na zona mais rígida da via do que na zona mais flexível. A análise da distribuição da carga nas duas zonas da via permite verificar que na zona mais rígida a carga se distribui por menos travessas o que propicia a maior concentração de tensões sob cada travessa. Uma vez que a lei de deformação permanente adotada é diretamente proporcional ao nível de tensão dos elementos surge naturalmente maior deformação na zona mais rígida da via.

Conclui-se que os efeitos dinâmicos obtidos numa zona de transição brusca de rigidez considerando a deformação permanente da via são consideravelmente superiores aos obtidos quando apenas se considera a variação de rigidez. Por exemplo, verificou-se neste caso de estudo que ao fim de 2 milhões de ciclos de carga a componente dinâmica da força de interação é cerca de 16 vezes superior ao valor verificado inicialmente, quando apenas se considera a variação de rigidez, o que corresponde a uma amplificação de 73,6% relativamente ao valor da componente estática da carga.

6. CASO DE ESTUDO 2: TRANSIÇÃO ATERRO-PASSAGEM HIDRÁULICA

6.1. INTRODUÇÃO

As zonas de transição estão presentes ao longo de toda a Linha do Norte, sendo mais frequentes as zonas de transições aterro-ponte e transições entre via em aterro e via sobre um atravessamento inferior à linha devido à presença de passagens inferiores, passagens agrícolas ou passagens hidráulicas.

No âmbito do estudo das zonas de transição foi desenvolvido um campo experimental numa transição aterro-passagem hidráulica localizada ao km 40+250 da Linha do Norte no trecho de Vila Franca de Xira (norte) - Azambuja, que vem complementar o trabalho de cariz notoriamente numérico que foi apresentado até este ponto.

Para além do desenvolvimento de valências na área da monitorização da via férrea, o campo experimental foi efetuado de forma a permitir, por um lado, compreender o comportamento dinâmico da zona de transição e, por outro lado, recolher informação experimental que permita calibrar e validar os modelos numéricos.

Para a simulação do comportamento dinâmico desta zona de transição desenvolveu-se um modelo tridimensional e um modelo bidimensional em estado plano de tensão. A calibração destes modelos foi efetuada com base nos resultados dos ensaios de receptância efetuados no local. Com os modelos calibrados efetuou-se a validação dos resultados através da comparação de resultados experimentais como deslocamentos do carril, da travessa e relativo carril-travessa e acelerações das travessas, obtidos para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h.

Com os modelos numéricos convenientemente calibrados e os resultados validados estudaram-se alguns cenários de simulação do comportamento dinâmico desta zona de transição a curto e a longo prazo.

6.2. DESCRIÇÃO

A análise de troços renovados da Linha do Norte, em que o comboio Alfa Pendular circula a velocidade elevada, permitiu identificar diversas zonas interessantes para o estudo. No entanto, e uma vez que se pretende efetuar a calibração de modelos numéricos, é importante assegurar que a zona escolhida esteja convenientemente documentada quer do ponto de vista do projeto quer do ponto de vista do processo construtivo.

Em conjunto com a REFER, e atendendo aos requisitos estabelecidos, foram apontadas algumas zonas de transição, tendo a escolha recaído sobre um troço de via onde ocorre uma passagem hidráulica, a PH126 A, que se apresenta na Figura 6.1, na qual a estrutura de betão se localiza relativamente próxima da via.



Figura 6.1 - Passagem hidráulica PH126A

Esta estrutura localiza-se ao km 40+250, no sub-troço Alhandra-Setil, trecho Vila Franca de Xira (norte)-Azambuja. A norte desta zona, ao km 40+575, localiza-se o apeadeiro de Vila Nova da Rainha e a sul, ao km 39+930, a ponte de Vila Nova da Rainha, conforme se apresenta na Figura 6.2.



Figura 6.2 - Enquadramento da zona de estudo

A renovação desta zona da via data de 2006 e consistiu na demolição de uma estrutura antiga e na construção de uma nova passagem. Segundo indicado na memória descritiva do projeto, quase todas as passagens hidráulicas existentes se encontravam subdimensionadas do ponto de vista hidráulico, tendo-se procedido à sua substituição por novas passagens com maior secção.

Apresenta-se na Figura 6.3 a representação em planta da zona antes e depois da renovação, na qual as zonas sombreadas a cinza no desenho da estrutura nova, correspondem a cunhas de solo-cimento.

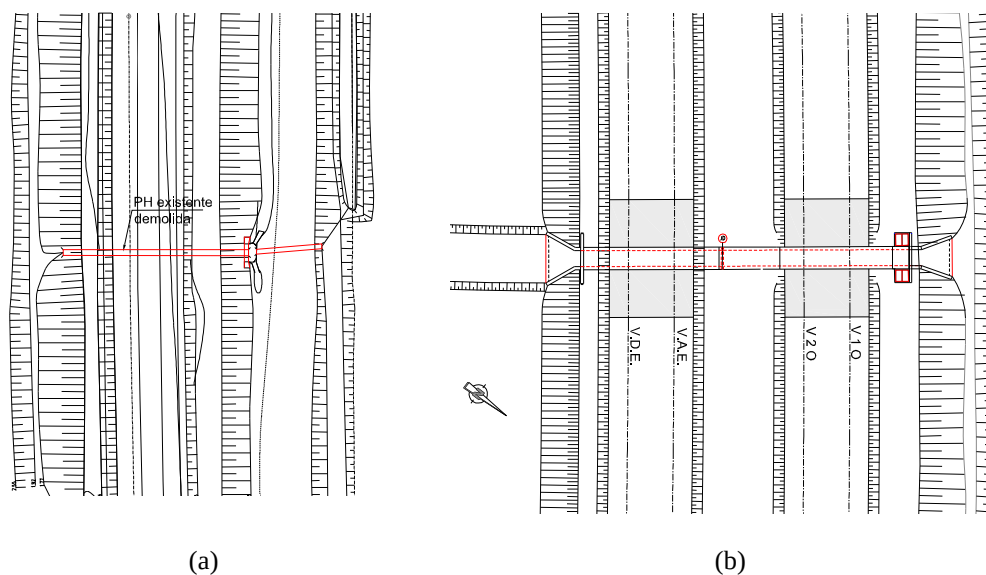


Figura 6.3 - Representação em planta da PH126A (a) antes e (b) após a renovação (adaptado dos desenhos do projeto (SOMAGUE and NEOPUL, 2006a))

Existem atualmente neste local quatro vias paralelas sendo as duas vias construídas no lado nascente (VAE e VDE) as vias principais da Linha do Norte. Nas vias do lado poente o tráfego é esporádico e ocorre sempre na via V10 uma vez que na via V20 os carris não estão completamente instalados, conforme se pode observar na Figura 6.4.

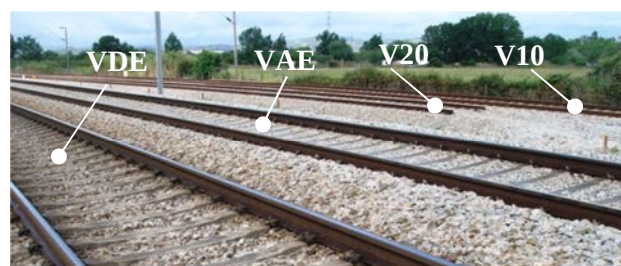


Figura 6.4 - Plataforma da via ao km 40+250

O trabalho de instrumentação desenvolvido neste local decorreu essencialmente durante o ano de 2009 e cingiu-se ao estudo da via descendente VDE na proximidade da estrutura da passagem hidráulica.

6.2.1. Passagem hidráulica

Todas as passagens hidráulicas deste troço renovado da Linha do Norte consistem em quadros de betão armado. No Quadro 6.1 resumem-se as características da PH126A.

Quadro 6.1 - Características da PH126A (Coba, 2006)

Cota de soleira no extremo jusante (m)	Cota da rasante (m)	Altura (m)	Largura (m)	Desnível entre a laje e a cabeça do carril (m)
1,62	5,98	2,70	1,50	1,28

Na Figura 6.5 apresenta-se um corte transversal da via na zona da PH onde apenas se apresenta informação relativa às vias principais da Linha do Norte (VAE e VDE).

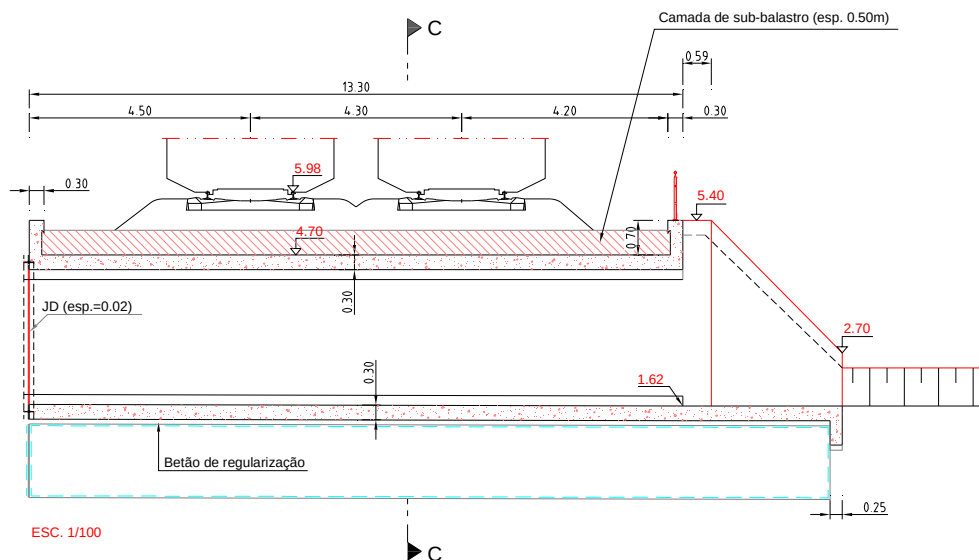


Figura 6.5 - Corte transversal da via na zona da PH (adaptado dos desenhos do projeto (SOMAGUE and NEOPUL, 2006b))

Apresenta-se na Figura 6.6 um detalhe da estrutura da PH que corresponde ao corte C-C da Figura 6.5 onde se podem visualizar com detalhe as dimensões da estrutura.

Verifica-se ainda que a fundação da PH consiste num prisma de enrocamento de 1,50 m de altura, envolvido em geotêxtil, existindo entre a fundação e a estrutura uma camada de betão de regularização. Uma fundação deste tipo é justificada pelos solos de fundação, típicos de zonas aluvionares, existentes no local.

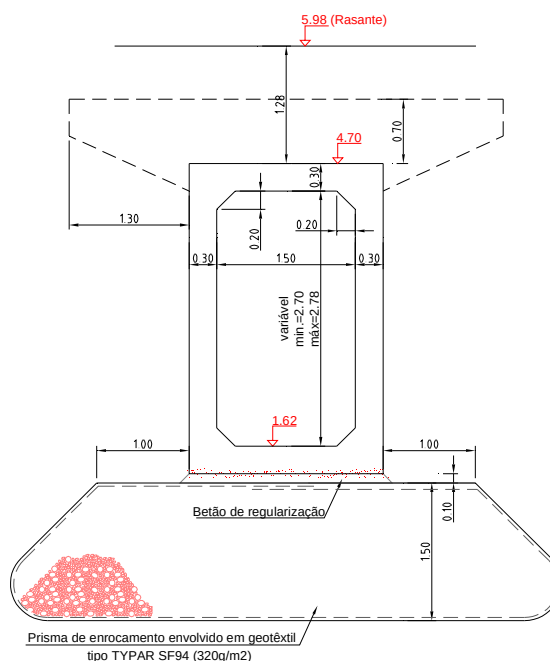


Figura 6.6 - Estrutura da PH126A (adaptado dos desenhos do projeto (SOMAGUE and NEOPUL, 2006b))

O pormenor de impermeabilização da face superior da estrutura da PH, presente nos elementos de projeto, apresenta-se na Figura 6.7. Verifica-se que sobre uma camada de betonilha, que assenta diretamente na estrutura de betão, existe uma membrana de impermeabilização e que entre esta membrana e a camada de balastro existe ainda uma camada de betão betuminoso.

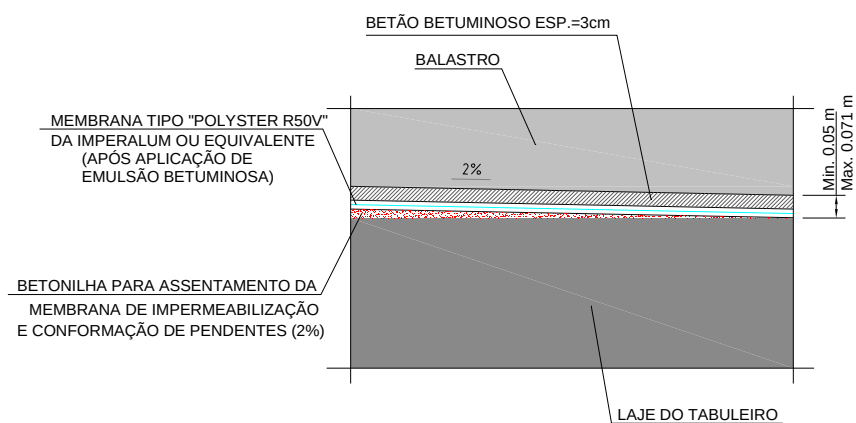


Figura 6.7 - Esquema de impermeabilização da face superior da estrutura da PH (SOMAGUE and NEOPUL, 2006c)

6.2.2. Cunhas de transição

A transição entre a via em aterro e a via sobre a PH é efetuada através de cunhas de material tratado, construídas dos dois lados da PH, que têm um desenvolvimento longitudinal igual a 12 m e uma largura de 8,80 m. Segundo descrito nos elementos de projeto as cunhas situam-se sob a camada de sub-balastro e têm altura de 2 m na extremidade junto à estrutura da PH e 0,50 m na outra extremidade. Apresenta-se na Figura 6.8 um pormenor tipo das cunhas adotadas para as zonas de transição em passagens inferiores deste troço renovado da Linha do Norte.

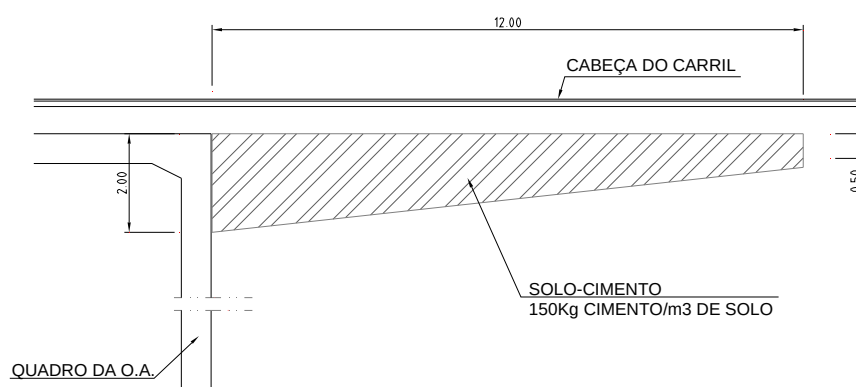


Figura 6.8 - Pormenor das cunhas de transição tipo das passagens hidráulicas da Linha do Norte renovada (adaptado dos desenhos do projeto (SOMAGUE and NEOPUL, 2006c))

O material das cunhas é descrito nos elementos de projeto como sendo solo-cimento (dosagem de 150 kg de cimento por m³ de solo). No entanto, a análise dos relatórios da amostra deste material utilizada na caracterização laboratorial indicam que se trata de uma mistura de agregado britado calcário com cimento.

6.2.3. Via e fundação

Relativamente ao dimensionamento das camadas da via, e conforme referido nos elementos de projeto, foram seguidos os requisitos estabelecidos no documento UIC-719R (UIC, 2008).

As palmilhas adotadas para a via no local são da marca Vossloh, conforme se pode verificar na Figura 6.9 onde se apresenta um pormenor do sistema de fixação do carril e da palmilha.



Figura 6.9 - Pormenor do sistema de fixação do carril e palmilha

As características das palmilhas aplicadas no local foram fornecidas pela REFER e encontram-se resumidas no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 - Propriedades das palmilhas da marca Vossloh aplicadas no local

Características		Palmilha Vossloh
Tipo		Zw 687a
Material		EVA: Etileno-vinilacetato-copolimerizado
Dimensões (mm)	Comprimento	165 ± 2
	Altura	148 ± 1,5
	Espessura	6 ± 0,22
Dureza Shore D		32 - 47
Densidade		0,932 - 0,952 g/cm ³
Rigidez estática (medida como a rigidez secante entre 18 e 68 kN)		≥ 450 kN/mm

No âmbito do projeto de execução foram efetuadas sondagens que permitem conhecer as características geológicas deste local (Coba, 1994). Com base em ensaios SPT identificou-se que as camadas superficiais são constituídas por argila lodosa e areia média argilosa. Entre os 5 m e os 15 m de profundidade identificou-se material de fundação de fraca qualidade que consiste em argila lodosa cinzenta escura com conchas, níveis siltsos e matéria orgânica. Entre os 15 m e os 21 m a fundação é constituída por argila arenosa amarela acinzentada. A partir dos 21 m de profundidade identificou-se areia argilosa média a grosseira castanha amarelada, zona onde se registaram negas do ensaio SPT.

A fundação da via entre o km 38+850 e o km 40+250 foi classificada como formação geológica aluvionar o que justificou a necessidade de aplicar geodrenos para acelerar a consolidação.

Nos aterros foram usados os materiais cujas curvas granulométricas se encontram representadas na Figura 6.10. Os materiais das amostras 39987 e 39757 foram utilizados para a construção dos aterros sob os blocos técnicos e o material da amostra 43573 foi usado nos blocos técnicos. Conforme se pode observar o material da amostra 43573 apresenta uma granulometria mais extensa sendo constituído por elementos de maiores dimensões, enquanto que as amostras 39987 e 39757 se enquadram na gama das areias.

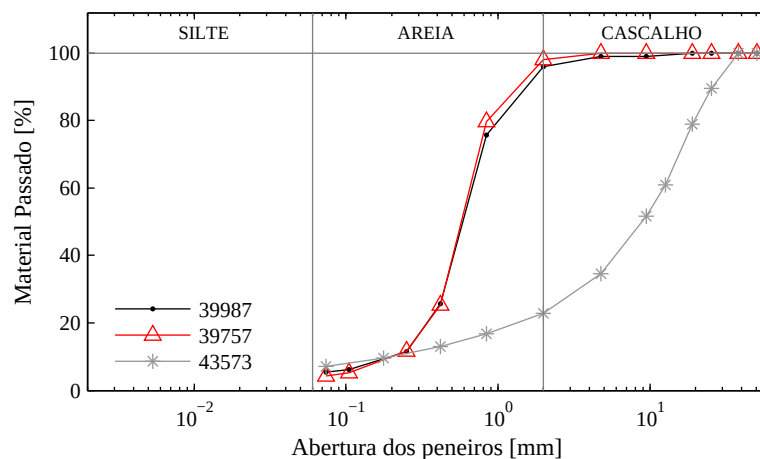


Figura 6.10 - Curvas granulométricas dos materiais usados nos aterros (adaptado de Geocontrole (2005a; 2005b; 2005c))

Segundo as indicações de projeto, os solos de empréstimo utilizados na última camada do corpo do aterro devem ser de qualidade igual ou superior à classe QS2 da classificação apresentada no documento UIC-719R (UIC, 2008).

6.2.4. Levantamento da geometria das camadas da via

Mediante a análise dos elementos de projeto ficam algumas dúvidas relativamente à presença da camada de subbalastro sobre a estrutura da PH. Segundo o pormenor de impermeabilização da face superior da PH apresentado na Figura 6.7 conclui-se que sobre a estrutura apenas existe camada de balastro. No entanto, no desenho de projeto apresentado na Figura 6.5 é assinalada a presença de uma camada de 50 cm de subbalastro sobre a estrutura da PH.

Com o intuito de dissipar esta dúvida efetuou-se um pequeno furo de prospeção sobre a PH conforme ilustrado na Figura 6.11.



(a)



(b)

Figura 6.11 - Furo para prospeção sobre a PH: (a) vista geral e (b) pormenor do furo

Verificou-se que entre a camada de balastro e a camada de betuminoso que reveste a face superior da PH existe efetivamente uma camada de material granular mas com 30 cm de altura.

Na restante extensão da via considera-se existir entre a base da camada de balastro e o topo do aterro uma camada de espessura igual a 55 cm que, conforme indicado nos elementos de projeto de via, corresponde à camada de sub-balastro e coroamento do aterro.

Na Figura 6.12 representa-se a geometria adotada para a zona de transição junto à estrutura da PH de acordo com a informação dos elementos de projeto e com a prospeção efetuada no local. De referir que nesta figura a posição das travessas ao longo desta zona também já se encontra de acordo com o que se verifica no local.

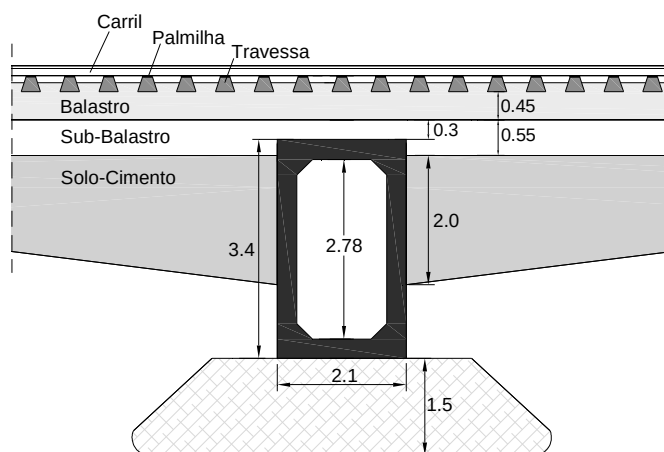


Figura 6.12 - Geometria da zona de transição

Foi também efetuada no local a medição da altura da camada de balastro, tendo-se concluído que esta teria uma espessura média de cerca de 45 cm, tendo-se verificado ainda que o ângulo do talude lateral desta camada era sensivelmente igual a 45°.

6.3. ENSAIOS EXPERIMENTAIS

6.3.1. Introdução

A monitorização desta zona de transição consistiu na recolha de diversas grandezas que permitiram por um lado compreender o funcionamento geral da zona de transição e, por outro lado, calibrar e validar os modelos numéricos desenvolvidos. Apresenta-se de seguida a descrição dos vários ensaios experimentais efetuados na zona de transição em estudo.

Dadas as suas características e os objetivos a que se destinam os ensaios experimentais efetuados podem ser divididos em três grupos diferentes: ensaios de receptância da via, ensaios com tráfego ferroviário e monitorização sincronizada do veículo e da via.

Com os ensaios de receptância é possível calcular funções que permitem obter uma medida da rigidez da via, ou mais precisamente, da flexibilidade dinâmica da via. Uma vez que o estudo

decorre numa zona de transição, onde se verificam variações importantes das características de fundação da via, optou-se por efetuar este ensaio em três zonas diferentes: sobre a PH, sobre a cunha de transição e na zona em aterro. Tendo utilidade para o estudo da resposta dinâmica da via estes ensaios são particularmente úteis para a calibração dos modelos numéricos.

O ensaio com tráfego ferroviário decorreu durante dois dias e consistiu na monitorização de várias grandezas: deslocamento vertical do carril e de uma travessa, deslocamento relativo entre a travessa e o carril, aceleração vertical das travessas e deformações do carril. O primeiro dia desta campanha foi quase inteiramente dedicado à instalação e teste dos extensómetros no carril, sendo o segundo dia dedicado à aquisição das diferentes grandezas para a passagem dos comboios. Esta monitorização teve carácter temporário uma vez que, com a exceção dos extensómetros no carril, todos os sensores foram desinstalados depois do ensaio. De referir apenas que a calibração dos extensómetros para a passagem de tráfego a velocidade reduzida teve que ser efetuada noutro dia, uma vez que neste dia se pretendia monitorizar a passagem do tráfego à velocidade normal de circulação.

A monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via na passagem do veículo pelo campo experimental foi realizada com o intuito de estudar o comportamento dinâmico da zona de transição. O ensaio consistiu na monitorização de acelerações nos eixos, bogies e caixa do veículo EM120 e da aceleração e do deslocamento de alguns pontos da via, utilizando-se para a sincronização dos resultados a aquisição do sinal de dois sistemas GPS's, um instalado no veículo e outro na via. Numa primeira fase, e com o objetivo de selecionar os sensores mais indicados para instrumentação do veículo, efetuou-se a instrumentação da aceleração dos eixos, bogies e caixa do veículo de inspeção EM120 da REFER em algumas marchas regulares de inspeção. Para testar o processo de sincronização de resultados com o sistema GPS foi também necessário efetuar alguns testes preliminares que decorreram essencialmente em laboratório.

6.3.2. Ensaio de receptância da via

Descreve-se agora o procedimento usado para a realização e processamento de resultados dos ensaios de receptância da via.

A realização destes ensaios teve como finalidade a obtenção de funções de receptância que traduzem a flexibilidade dinâmica da via em função da frequência, permitindo identificar algumas frequências ressonantes características do comportamento dinâmico da via, sendo particularmente úteis na calibração de modelos numéricos.

O ensaio realizou-se em três zonas diferentes da via: sobre a PH (Zona A), sobre a cunha de solo-cimento (Zona B) e na zona em aterro (Zona C), que se encontram esquematicamente assinaladas na Figura 6.13.

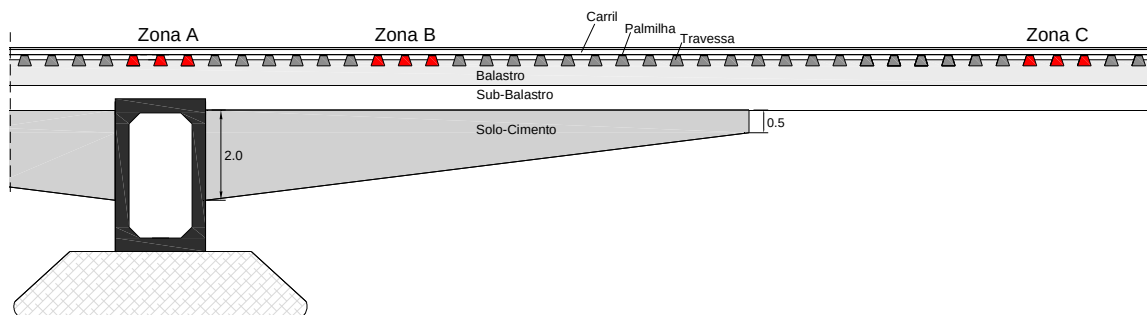


Figura 6.13 - Zonas onde foi realizado o ensaio de receptância da via

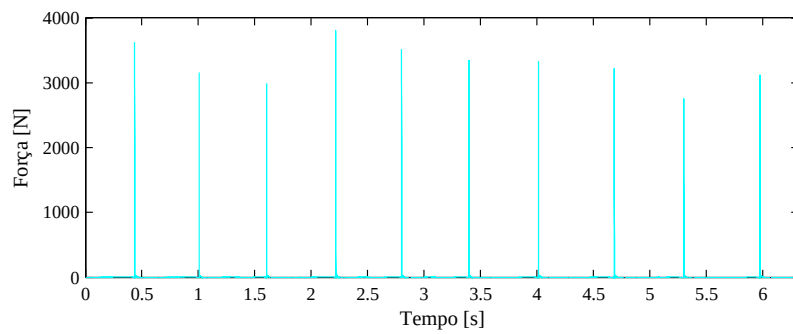
A técnica de ensaio envolveu a instrumentação de cinco pontos do carril e de três pontos em três travessas com acelerómetros, num total de 8 pontos, como esquematizado na Figura 6.14. Conforme se pode observar, os acelerómetros são fixos no carril e nas travessas por intermédio de cantoneiras e chapas metálicas, respetivamente.



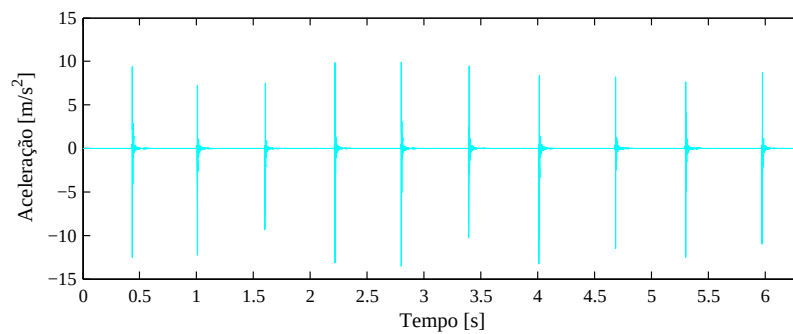
Figura 6.14 - Disposição dos acelerómetros no carril e nas travessas para a realização do ensaio de receptância

O ensaio consistiu na excitação do carril, sobre uma travessa e no vão entre duas travessas, com um martelo instrumentado e avaliação da resposta da via através de sensores criteriosamente colocados nas travessas e no carril. O conhecimento da ação e da resposta possibilita o cálculo das funções de transferência.

A excitação da via consistiu na aplicação de 100 a 150 impulsos em intervalos de tempo de cerca de 2 a 3 s. O sinal assim obtido consiste num conjunto de impulsos aplicados e obtidos como os que se apresentam na Figura 6.15. A separação dos vários impulsos em eventos isolados foi efetuada através de um algoritmo que permite identificar cada um dos picos e escrever em vetores o sinal alguns instantes antes e depois de cada pico. Na sequência da análise do sinal completo optou-se por considerar 1024 pontos da resposta, o que corresponde a cerca de 0,4 s de sinal. O tratamento dos resultados foi feito para cada evento podendo efetuar-se depois a média dos resultados de todos os eventos para obtenção do resultado final.



(a)



(b)

Figura 6.15 - Registo temporal (a) da força aplicada pelo martelo e (b) da aceleração do carril no ensaio de receptância

É importante referir que a excitação foi efetuada sem a via carregada uma vez que o ensaio decorreu com a via em operação.

Para excitar diferentes gamas de frequências utilizou-se um martelo pequeno e um martelo grande. O martelo pequeno, com uma ponteira em aço em forma de calote semiesférica, permite excitar frequências mais altas, enquanto que o martelo grande, com cabeça de dureza média, permite a excitação de frequências mais baixas.

Apresenta-se na Figura 6.16 o registo temporal e o respetivo conteúdo em frequências da ação aplicada com os dois martelos no carril, sobre uma travessa, no ensaio efetuado na zona A.

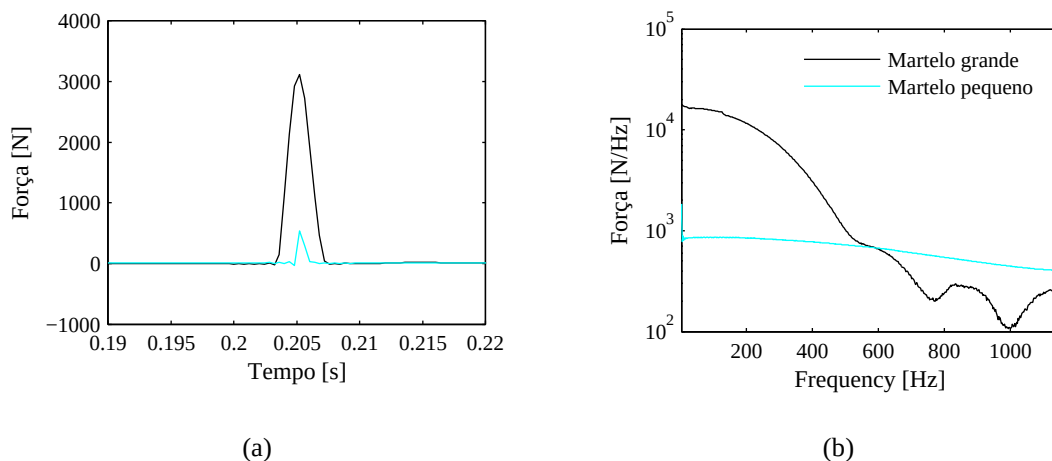


Figura 6.16 - Ação aplicada no ensaio de receptância com os martelos grande e pequeno: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

A observação do conteúdo em frequência permite constatar que é transmitida ao sistema maior energia pelo martelo grande até frequências de 500 Hz e pelo martelo pequeno para frequências mais elevadas. A frequência de aquisição neste ensaio foi de 2500 Hz.

Apresentam-se na Figura 6.17 as funções de receptância obtidas na excitação do carril sobre uma travessa nas três zonas instrumentadas: zona A, zona B e zona C. A representação gráfica das funções de receptância de cada zona encontra-se dividida em dois gráficos uma vez que na gama entre 0 e 400 Hz os resultados foram obtidos com o martelo grande e na gama entre 400 Hz e 1200 Hz foram obtidos com o martelo pequeno. De referir ainda que se sobrepõem os registos de 10 eventos consecutivos.

Verifica-se que em todas as zonas analisadas, na gama de frequências de 0 a 400 Hz, as funções de receptância obtidas são muito semelhantes nos 10 eventos. De 400 a 1200 Hz nota-se maior dispersão dos resultados, principalmente nos obtidos nas zonas A e B.

A análise destas funções permite identificar com clareza o pico de ressonância correspondente à vibração global da via, onde carril e travessas vibram sobre as camadas da via. Verifica-se que este pico ocorre para uma frequência de 90,3 Hz na zona A, 78,1 Hz na zona B e 65,9 Hz na zona C, verificando-se portanto uma diminuição gradual da frequência à medida que se passa da zona A para a zona C. A análise das características da fundação da via nestas três zonas permite compreender estas diferenças. Na zona A as camadas da via assentam sobre a estrutura de betão da PH o que justifica a rigidez mais elevada das três zonas analisadas. Na zona B a via assenta sobre a cunha de transição, sendo a rigidez da via neste caso intermédia entre a verificada na zona A e na zona C, onde as camadas da via assentam sobre material de aterro.

De referir ainda que a magnitude da função de receptância tende a aumentar da zona A para a zona C o que significa que a flexibilidade dinâmica aumenta neste sentido.

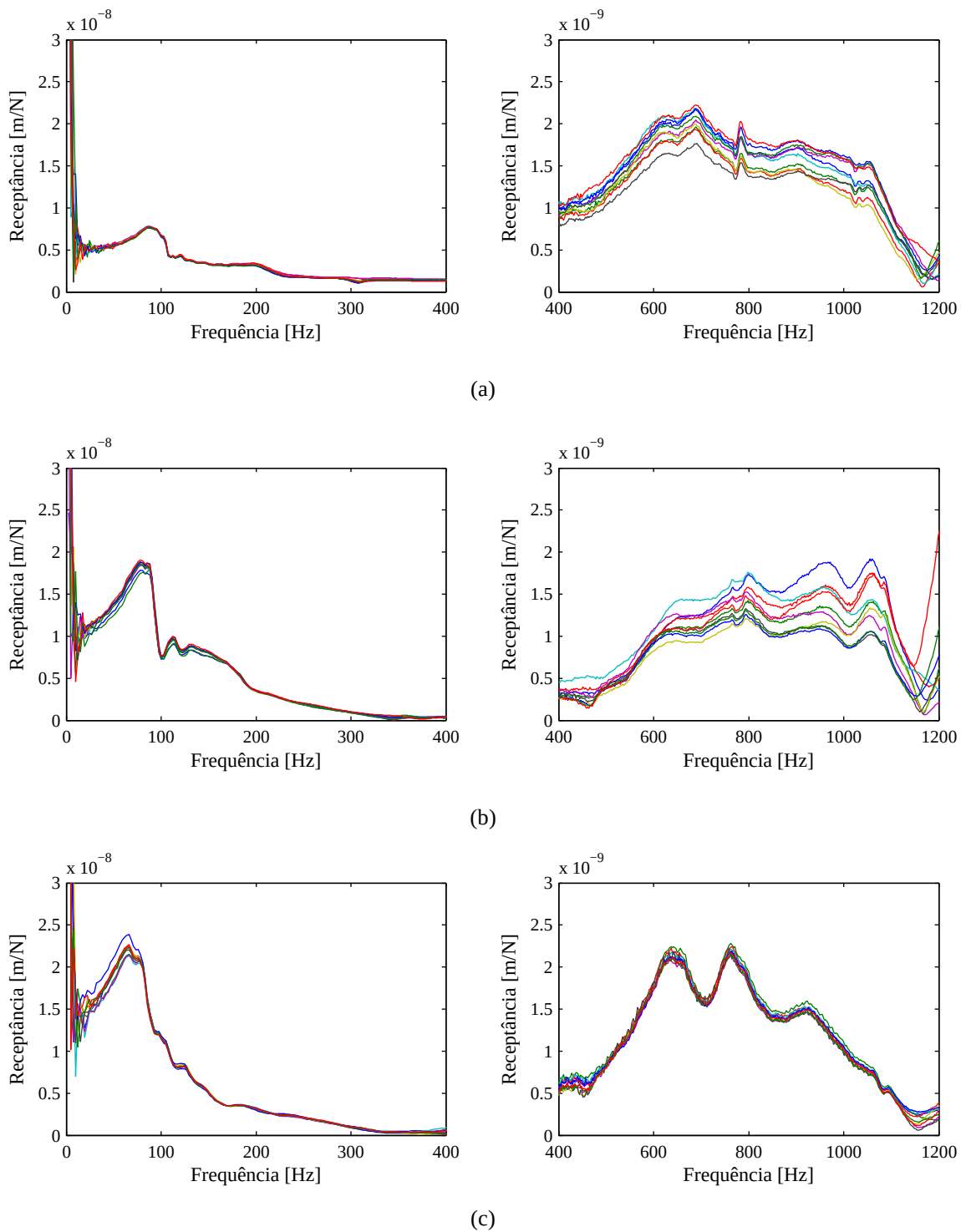
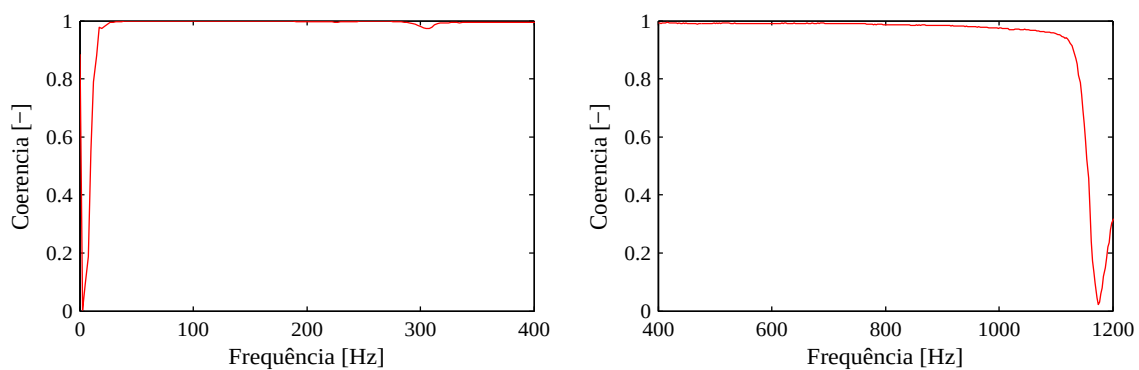


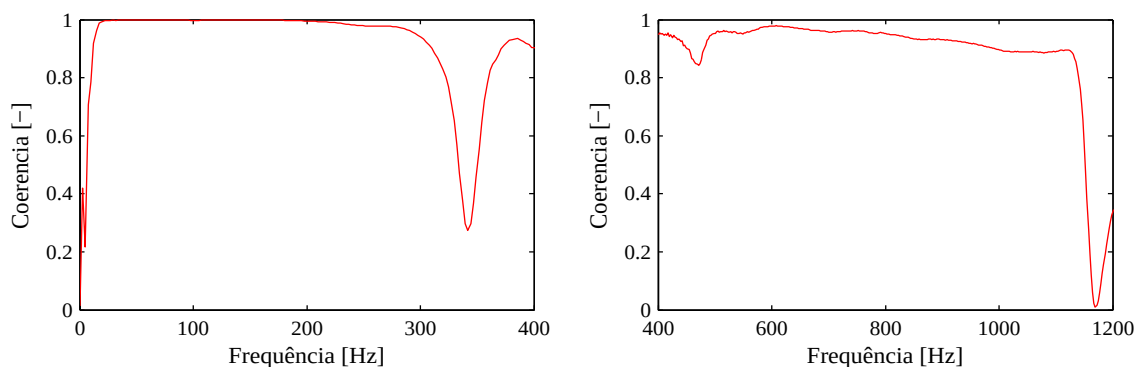
Figura 6.17 - Função de receptância obtida com excitação do carril sobre uma travessa com o martelo grande (0-400 Hz) e com o martelo pequeno (400-1200 Hz): (a) na zona A, (b) na zona B e (c) na zona C

Apresentam-se na Figura 6.18 as funções de coerência dos sinais obtidos com a excitação do carril sobre uma travessa com os martelos grande e pequeno nas três zonas estudadas. A análise destas funções é muito útil uma vez que fornece informação sobre a qualidade dos resultados obtidos. Valores próximos de 1,0 indicam que o nível de ruído é baixo enquanto que valores

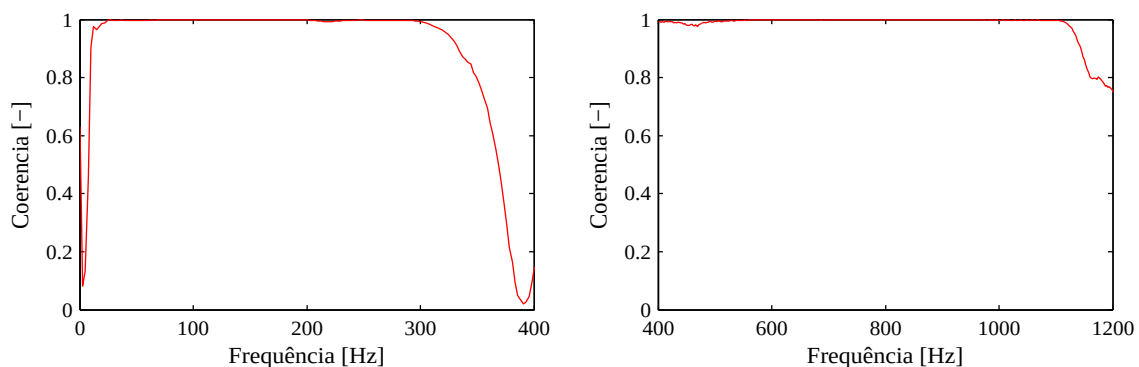
inferiores a 0,8 denunciam níveis de ruído elevados. Para frequências ressonantes obtêm-se normalmente valores de coerência muito próximos de 1,0 enquanto que para frequências antirressonantes os valores de coerência são baixos.



(a)



(b)



(c)

Figura 6.18 - Função de coerência dos sinais obtidos com excitação do carril sobre uma travessa com o martelo grande (0-400 Hz) e com o martelo pequeno (400-1200 Hz): (a) na zona A, (b) na zona B e (c) na zona C

A análise destes resultados permite verificar que se obtêm valores de coerência iguais ou muito próximos de 1 em todas as zonas entre os 20 e os 300 Hz, que corresponde à gama onde foi identificado o pico de ressonância correspondente à vibração global da via.

Verifica-se que os resultados obtidos nas zonas A e B com o martelo pequeno (entre 400 e 1200 Hz) apresentam em geral valores de coerência menores do que os obtidos na zona C, onde se registam valores de concordância muito elevados, identificando-se com clareza dois picos de ressonância entre 600 e 800 Hz que correspondem a frequências de vibração do carril.

6.3.3. Ensaio com tráfego ferroviário

Apresenta-se agora a descrição do ensaio realizado com tráfego ferroviário na zona de transição em estudo descrevendo-se com detalhe o plano de ensaio, os sensores usados na instrumentação da via e os resultados obtidos.

Verifica-se no local a passagem de comboios Regionais, que circulam a 120 km/h, comboios Suburbanos, que circulam a velocidade mais reduzida, cerca de 80 km/h, e comboios Alfa Pendular e Intercidades que circulam a 220 km/h e 200 km/h, respetivamente. Nos ensaios experimentais com tráfego ferroviário deu-se especial atenção à passagem do comboio Alfa Pendular à velocidade máxima de circulação, pelo que se inicia a descrição deste ensaio com uma breve exposição das principais características deste comboio.

6.3.3.1. Caracterização do comboio Alfa Pendular

O Alfa Pendular é um comboio do tipo convencional constituído por 6 veículos, tendo um comprimento total igual a 158,9 m. No esquema da Figura 6.19 é possível observar a constituição geométrica do comboio Alfa Pendular onde, por questões de simetria geométrica, se representa apenas metade do comboio.

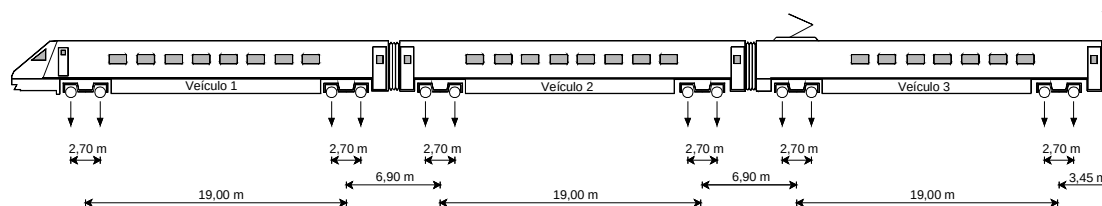


Figura 6.19 - Representação esquemática do comboio Alfa Pendular (adaptado de (Alves Costa, 2011))

No Quadro 6.3 resumem-se as principais características dos constituintes deste comboio que foram obtidas junto da CP. Neste quadro designa-se por bogie 1 e 2 respetivamente os bogies dianteiro e traseiro de cada veículo. Relativamente à designação dos eixos, foi seguido o mesmo critério, designando-se por eixo 1 e 2 o primeiro e o segundo eixos do bogie dianteiro e por eixo 3 e 4 o primeiro e o segundo eixos do bogie traseiro.

As cargas indicadas foram estimadas com base na distribuição do peso do comboio quando circula em carga normal. Como existem algumas diferenças nas massas dos diferentes constituintes dos veículos obtêm-se valores ligeiramente diferentes para as cargas de eixo.

Quadro 6.3 - Características do comboio Alfa Pendular

Veículo		1	2	3	4	5	6
Caixa	Massa [kg]	36901	37810	36924	38524	38510	37301
Bogie 1	Massa [kg]	4932	4823	4712	4712	4823	4823
Bogie 2		4823	4823	4712	4712	4823	4932
Suspensão Primária	Rigidez [N/m]	3200×10^3					
	Amortecimento [N.s/m]	35×10^3					
Eixo 1	Massa [kg]	1538	1538	1538	1538	1538	1538
	Carga [kN]	129,8	131,4	128,8	132,6	133,2	130,2
Eixo 2	Massa [kg]	1884	1884	1538	1538	1884	1884
	Carga [kN]	133,2	134,8	128,8	132,6	136,6	133,6
Eixo 3	Massa [kg]	1884	1884	1538	1538	1884	1884
	Carga [kN]	132,6	134,8	128,8	132,6	136,6	134,2
Eixo 4	Massa [kg]	1538	1538	1538	1538	1538	1538
	Carga [kN]	129,2	131,4	128,8	132,6	133,2	130,8

Apresenta-se na Figura 6.20 uma imagem do comboio Alfa Pendular no momento em que o primeiro bogie da locomotiva passa pela zona instrumentada da via sobre a PH.



Figura 6.20 - Passagem do comboio Alfa Pendular pelo local instrumentado sobre a PH

6.3.3.2. Descrição geral

No ensaio com tráfego ferroviário foram monitorizadas várias grandezas recorrendo a diferentes sensores cuja localização na via se apresenta no esquema da Figura 6.21.

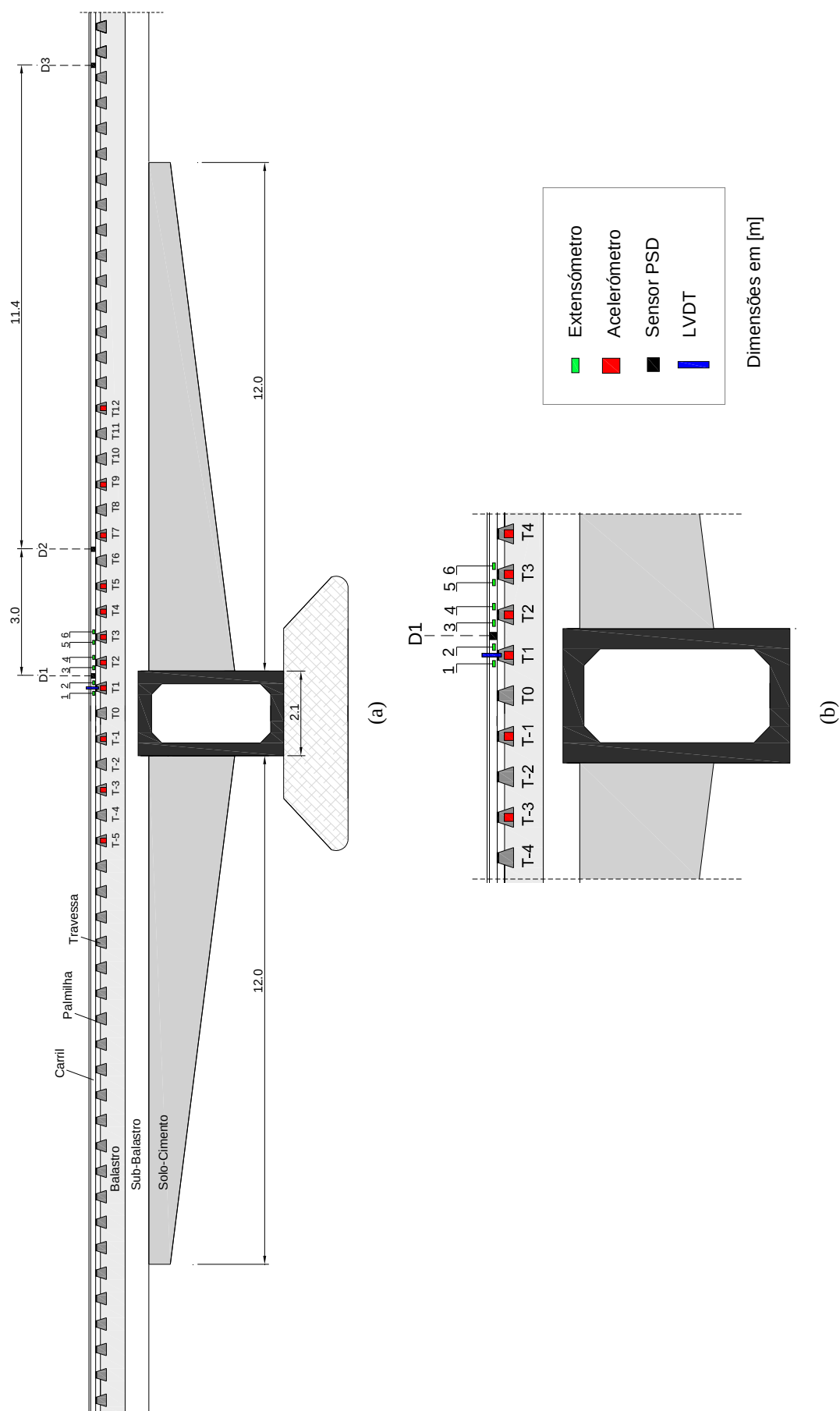


Figura 6.21 - Representação esquemática do plano de instrumentação da via: (a) vista geral e (b) pormenor junto à estrutura da PH

A aquisição destas grandezas foi efetuada recorrendo ao sistema apresentado na Figura 6.22 (a), onde é possível identificar o computador portátil, uma unidade de aquisição compactDAQ 9172 da marca *National Instruments* com entrada para 8 módulos, a unidade de condicionamento de sinal usada para aquisição dos deslocamentos com o sistema laser (caixa cinza colocada na frente da unidade de aquisição) e uma unidade para condicionamento do sinal do LVDT (caixa vermelha).

A unidade de aquisição compactDAQ 9172 apresentada em pormenor na Figura 6.22 (b) é utilizada para adquirir as grandezas monitorizadas, tendo capacidade para ligar 8 placas de aquisição em simultâneo. Neste caso encontram-se ligados (da esquerda para a direita): 1 módulo para aquisição de deslocamentos com o sistema laser (módulo NI9205), 2 módulos para aquisição de acelerações (módulo NI9233), 2 módulos para aquisição de deformações (módulo NI9237) e 1 módulo para aquisição de deslocamentos com o LVDT (módulo NI9239). De referir que a frequência de aquisição neste ensaio foi de 2000 Hz.



(a)



(b)

Figura 6.22 - Sistema de aquisição montado no campo experimental: (a) sistema completo e (b) pormenor da unidade de aquisição compactDAQ 9172

Apresentam-se nas próximas secções algumas considerações sobre os sensores usados para a medição de cada uma das grandezas referidas.

6.3.3.2.1. Sistema para medição do deslocamento da via

A monitorização do deslocamento vertical da via ao longo da zona de transição revela-se de grande interesse dada a sua correlação com as variações de rigidez da via. Assim, no âmbito dos estudos desta tese desenvolveu-se um sistema de medição de deslocamento sem contacto, constituído por um laser (da marca *Edmund Optics*) e por um sensor PSD - *Position Sensitive Detector* (da marca *Hamamatsu*, modelo C10443).

O princípio de funcionamento deste sistema consiste na emissão de um feixe pelo laser que é recebido pelo PSD que se encontra fixo ao objeto cujo deslocamento se pretende medir, por exemplo, o carril ou a travessa. No sensor PSD é determinada a posição do centro de gravidade

do feixe do laser incidente. Assim, a variação da posição do centro de gravidade do feixe permite conhecer com rigor a variação de posição do sensor PSD e assim estimar o deslocamento vertical e horizontal (no caso do sensor usado) do ponto instrumentado. O esquema apresentado na Figura 6.23 resume o procedimento seguido para a medição.

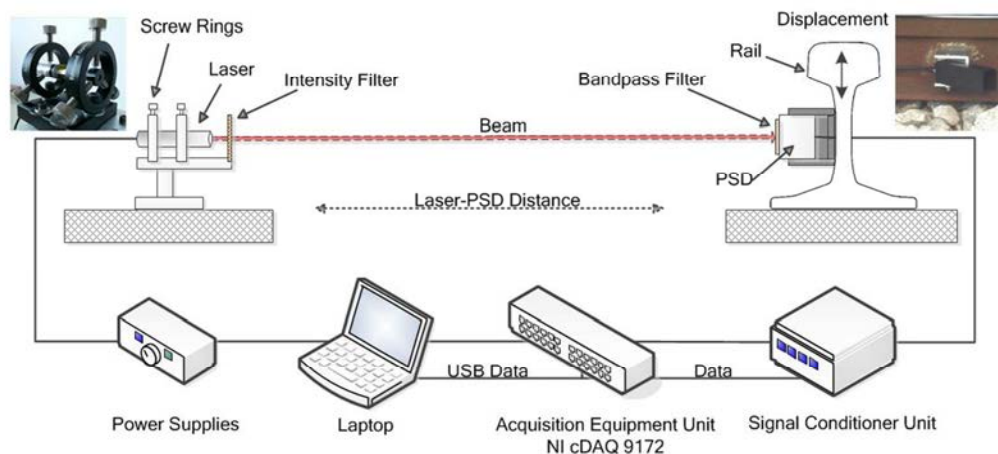


Figura 6.23 - Representação esquemática do processo de medição do deslocamento sem contacto recorrendo a um laser e a um sensor PSD

A instalação da unidade para o condicionamento do sinal representada no esquema da figura, entre o sensor PSD e o sistema de aquisição, permitiu adaptar o sistema para a aquisição simultânea do deslocamento de um máximo de quatro pontos da via.

Antes da aplicação do sistema em campo, e com o intuito de testar e validar o sistema e os resultados obtidos, realizaram-se em laboratório vários ensaios estáticos e dinâmicos. Um dos ensaios consistiu na monitorização da resposta em vibração livre de uma viga instrumentada simultaneamente com o sistema laser e com um LVDT.

Apresenta-se na Figura 6.24 (a) a viga instrumentada que, conforme se pode verificar se encontra encastrada nas extremidades. No meio vão da viga instalou-se o sensor PSD e o LVDT. A análise do pormenor da instalação destes sensores, apresentada na Figura 6.24 (b), permite verificar que a ponteira do LVDT se encontra em contacto com a face inferior do PSD. De referir ainda que neste caso o laser se encontrava a 6 m do sensor PSD.

A vibração livre da viga foi induzida retirando subitamente uma massa colocada inicialmente sobre a viga. A resposta dinâmica da viga foi registada pelos dois sensores conforme se apresenta na Figura 6.24 (c). Como se pode verificar os resultados obtidos são muito bons existindo uma concordância perfeita na medição efetuada com os dois sensores.

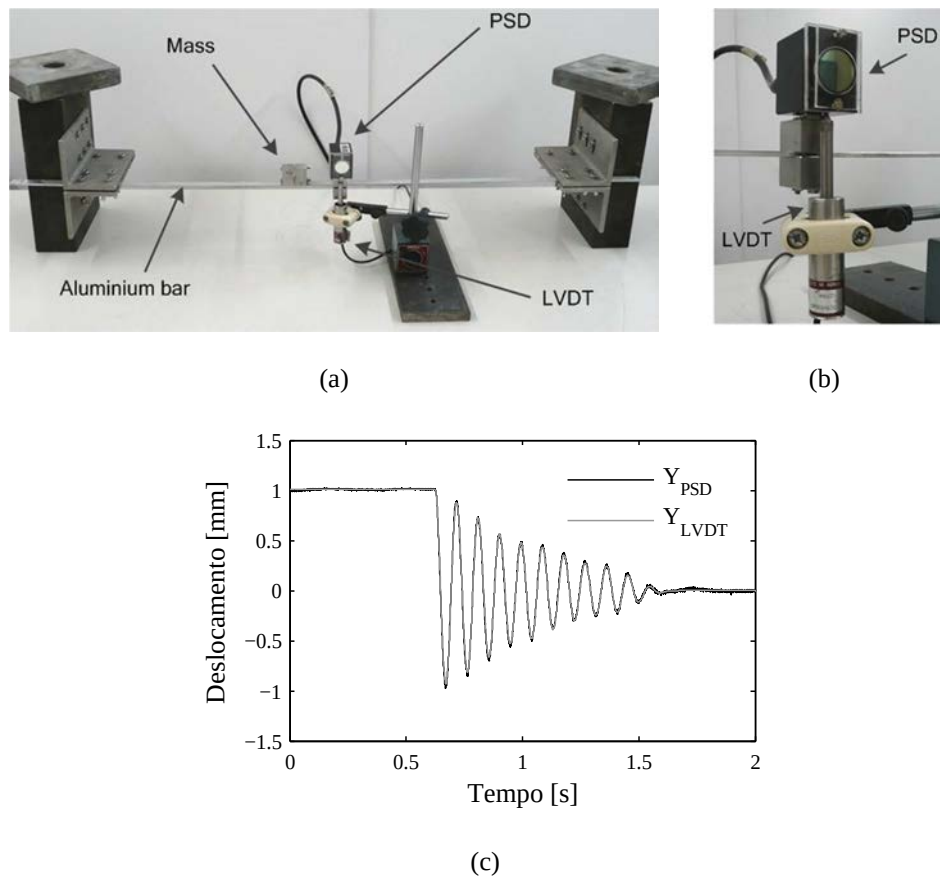


Figura 6.24 - Ensaio dinâmico de validação do sistema em laboratório, (a) montagem do sistema, (b) pormenor da instalação do sistema PSD e do LVDT a meio vão da viga e (c) registo temporal da resposta do sistema em vibração livre com os dois sensores

Informação detalhada sobre a validação e aplicações deste sistema pode ser encontrada nos trabalhos de Pinto et al. (2009a; 2009b).

6.3.3.2.2. Sensor para medição do deslocamento relativo carril-travessa

Com o intuito de monitorizar o deslocamento relativo entre o carril e a travessa realizou-se na via a instalação que se representa na Figura 6.25. O dispositivo metálico em forma de Z encontra-se fixo na travessa T1 junto ao sistema de fixação do carril e segura um LVDT cuja ponteira se encontra em contacto com o patim do carril. Por questões de montagem, devido ao sistema de fixação do carril, a medição do deslocamento foi efetuada sobre a palmilha, mas perto da extremidade da travessa. O sensor usado para este ensaio apresenta uma gama de medição de $\pm 2,5$ mm.

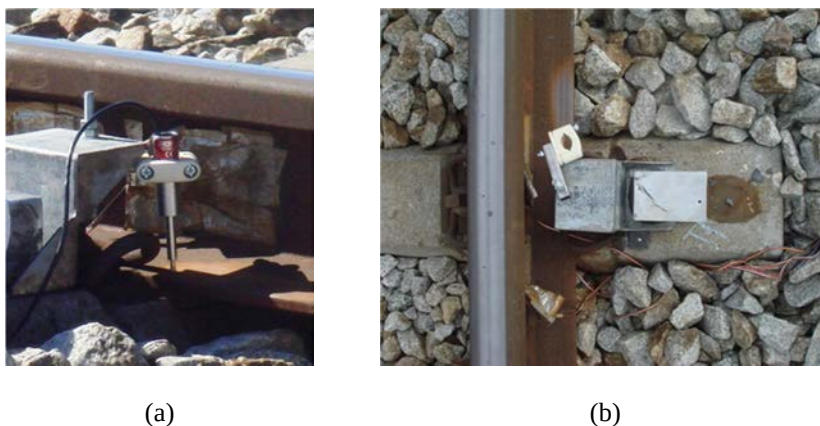


Figura 6.25 - Posicionamento do LVDT para medição do deslocamento relativo entre a travessa e o carril: (a) vista lateral e (b) vista em planta

6.3.3.2.3. Sensores para medição de acelerações

Efetuuou-se também o registo das acelerações em várias travessas ao longo da zona de transição para a passagem de tráfego ferroviário. Neste estudo e face ao nível de vibração envolvido adotaram-se acelerómetros piezoelétricos (da marca PCB modelo 393A03) que apresentam gama de medição de $\pm 50g$.

Estes sensores foram fixos às travessas por intermédio de chapas metálicas coladas na face superior conforme se observa na Figura 6.26, onde se apresenta um pormenor de instrumentação das travessas T3, T4 e T5.



Figura 6.26 - Pormenor de instrumentação da aceleração vertical nas travessas T3, T4 e T5

6.3.3.2.4. Sensores para medição de cargas aplicadas na via

A instalação criteriosa de extensómetros no carril permite avaliar o valor das cargas dinâmicas transmitidas pelo comboio à via, permitindo ainda estimar a reação sob uma travessa (SUPERTRACK, 2005).

A técnica aplicada nesta medição baseia-se em princípios básicos da distribuição de tensões numa peça em flexão. Neste caso verifica-se que nos pontos da superfície neutra o estado de tensão é um estado tangencial puro, pelo que as direções principais fazem ângulos de 45° com o eixo da peça (Dias da Silva, 1995). Segundo estas direções principais a deformação longitudinal da peça apresenta exatamente o mesmo valor mas sinais contrários.

O conhecimento das deformações nas direções principais em determinada secção e das características geométricas e materiais da peça permite estimar o esforço transversal nessa mesma secção.

Estas considerações constituem a base do procedimento de instrumentação que se aplicou no carril para avaliação das cargas aplicadas pelo comboio. Para tal assumiu-se que o carril apoiado discretamente nas travessas se assemelha a uma viga contínua constituída por vários tramos. Quando os tramos da viga são carregados pelo comboio, ficam sujeitos ao estado de flexão referido.

Na Figura 6.27 apresenta-se de forma esquemática as secções do carril instrumentadas. Em cada secção (E1-E6) instalaram-se extensómetros fazendo ângulos de 45° com o alinhamento longitudinal que passa pelo eixo neutro do carril, ficando assim orientados segundo as direções principais de deformação.

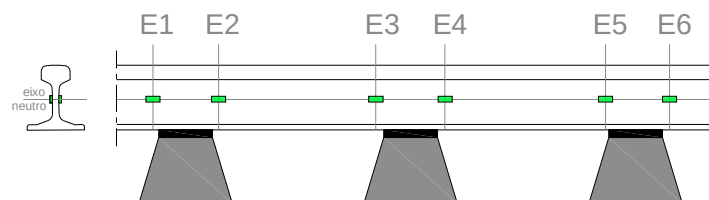


Figura 6.27 - Representação esquemática da instalação dos extensómetros no carril

De forma a facilitar o processo de instalação escolheram-se os extensómetros do tipo roseta com dois braços afastados de 90° que se apresentam na Figura 6.28. Estes sensores encontram-se encapsulados e solidários com uma chapa metálica que é soldada ao carril na posição pretendida.

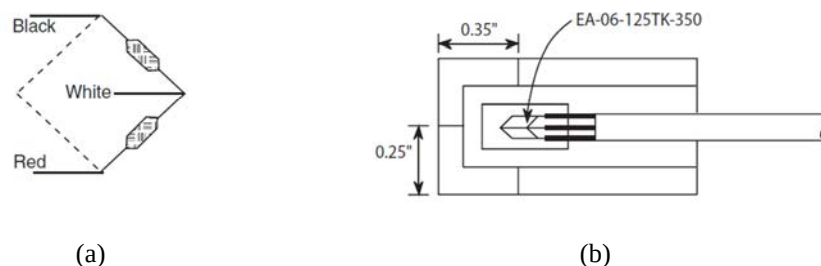


Figura 6.28 - Extensómetro selecionado para a instrumentação do carril (referência LEA-06-W125F-350/3R da marca Vishay): (a) circuito e (b) configuração

Devido ao custo elevado destes sensores foi necessário escolher apenas uma zona da via para instrumentar pelo que se optou por efetuar a medição na zona de transição entre a cunha de solo-cimento e a PH conforme representado na Figura 6.21.

Nas secções analisadas foram instalados extensómetros em ambas as faces do carril e montados em ponte completa de Wheatstone de forma a eliminar o eventual efeito de excentricidade da carga aplicada pela roda no carril. Uma vez que se instrumentou 6 secções (S1 a S6), foram instalados 12 extensómetros no total.

Os sensores são soldados ao carril, conforme apresentado no pormenor da Figura 6.29 (a). De forma a conseguir a configuração pretendida é necessário que a linha média dos sensores esteja sobre o alinhamento longitudinal que passa pelo eixo neutro da secção do carril. Este posicionamento foi conseguido através de uma peça auxiliar feita em laboratório que se encontra representada na Figura 6.29 (b). A peça foi concebida de forma a que ao apoiar no patim do carril fica com a sua extremidade superior no alinhamento longitudinal que passa pelo eixo neutro do carril (descontado de metade da largura do sensor).

Os sensores são instalados na secção de apoio do carril, alinhados com a extremidade da travessa conforme se representa na Figura 6.29 (c). Como foi referido anteriormente, os extensómetros são instalados em ambas as faces do carril sendo a sua ligação em ponte completa de Wheatstone efetuada com os módulos NI9949 apresentados na Figura 6.29 (d).

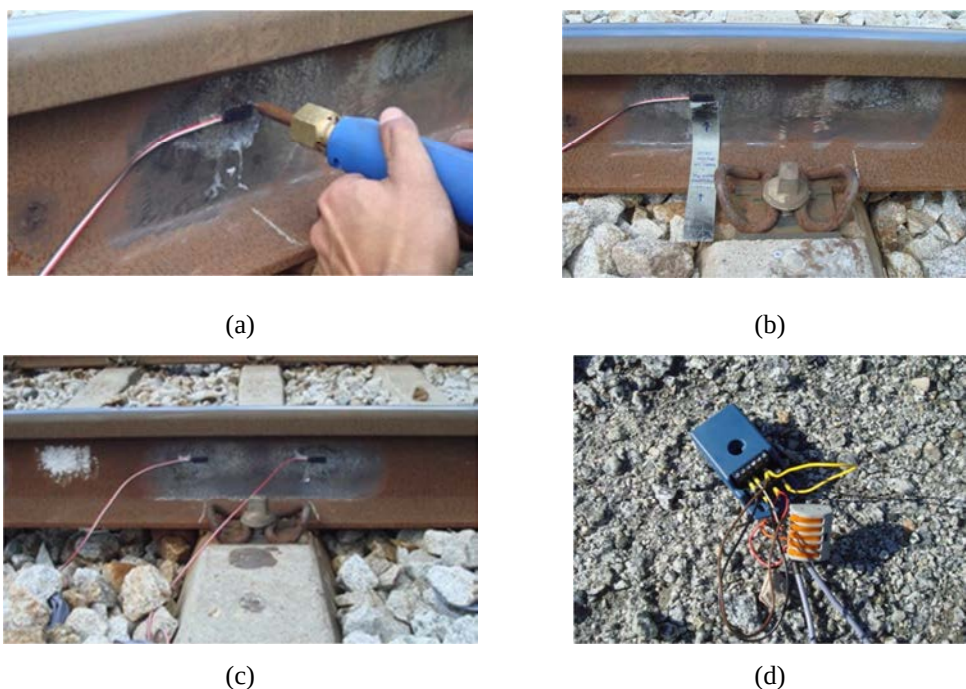


Figura 6.29 - Pormenores da instalação dos sensores: (a) aplicação por soldadura, (b) peça usada para localização do eixo neutro do carril, (c) instalação de dois extensómetros na secção de apoio do carril e (d) dispositivo para ligação dos extensómetros em ponte completa

O circuito básico de uma ponte completa de Wheatstone consiste em quatro resistências (R_1 a R_4) e é alimentado em tensão, de valor V_0 , conforme representado na Figura 6.30.

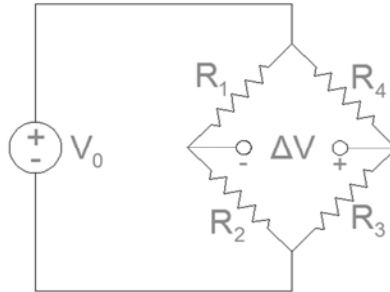


Figura 6.30 - Representação esquemática do circuito de uma ponte completa de Wheatstone

O desequilíbrio da ponte (ΔV) é dado por:

$$\Delta V = \left(\frac{R_3}{R_3 + R_4} - \frac{R_2}{R_1 + R_2} \right) V_0 \quad (6.1)$$

Com a montagem efetuada em cada secção é possível assumir que as deformações medidas em cada face do carril são iguais mas apresentam sinais contrários. Assim, e considerando a mesma resistência em todos os extensómetros é possível referir que:

$$R_1 = R_3 = R - \Delta R \quad (6.2)$$

$$R_2 = R_4 = R + \Delta R \quad (6.3)$$

Para este caso o desequilíbrio da ponte é dado por:

$$\Delta V = -\frac{\Delta R}{R} V_0 \quad (6.4)$$

A razão entre a variação relativa de resistência e a deformação axial corresponde à sensibilidade do material utilizado à deformação a que é sujeito e é designada por fator do extensómetro (GF - *Gage Factor*):

$$GF = \frac{\Delta R/R}{\Delta L/L} \quad (6.5)$$

Tendo por base as expressões (6.4) e (6.5) e sabendo que $\varepsilon = \Delta L/L$ é possível determinar o valor da deformação na direção principal:

$$\varepsilon = -\frac{\Delta V}{V_0} \cdot \frac{1}{GF} \quad (6.6)$$

A título ilustrativo apresenta-se na Figura 6.31 a variação das deformações na ponte da secção E1 para a passagem dos diferentes eixos do comboio Alfa Pendular a 43 km/h, mostra-se também nesta figura um pormenor da variação das deformações para a passagem do primeiro bogie.

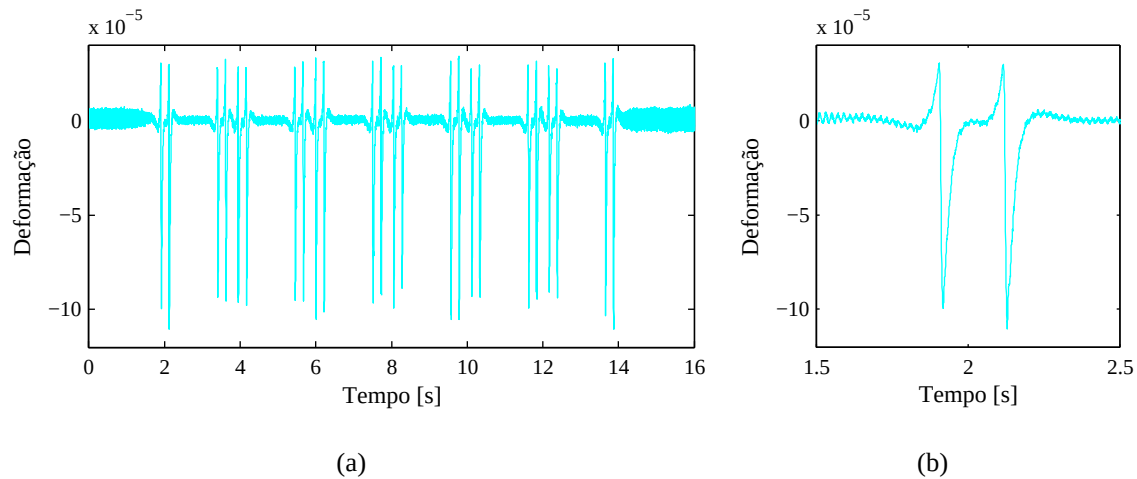


Figura 6.31 - Deformação adquirida na ponte da secção S1: (a) Registo temporal e (b) pormenor da passagem do primeiro bogie do comboio

Conhecendo a variação das deformações nas secções instrumentadas é possível determinar a distorção nestas secções que, para o caso em que as direcções principais estão orientadas segundo o mesmo ângulo α , é dada por:

$$\gamma = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\sin(2\alpha)} \quad (6.7)$$

onde ε_1 e ε_2 correspondem ao valor da deformação segundo as direcções principais 1 e 2. Uma vez que neste caso as deformações segundo as direcções principais são iguais e de sinal contrário, ou seja, $\varepsilon_1 = -\varepsilon_2 = \varepsilon$, e que $\alpha = 45^\circ$, esta expressão simplifica-se consideravelmente, podendo escrever-se que:

$$\gamma = 2\varepsilon \quad (6.8)$$

Considerando a lei de Hooke que relaciona a distorção e a tensão tangencial:

$$\tau = \gamma G \quad (6.9)$$

onde G corresponde ao módulo de distorção do material, e considerando que a tensão tangencial pode ser relacionada com o esforço transversal (V) através de:

$$\tau = \frac{V S}{I b} \quad (6.10)$$

onde S é o momento estático da secção transversal, I é o momento de inércia da secção e b é a espessura da secção no eixo neutro, é possível estabelecer que:

$$V = \frac{2 \varepsilon G I b}{S} \quad (6.11)$$

Conhecendo o esforço transversal nas secções instrumentadas é possível avaliar as cargas aplicadas entre travessas bem como a reação sob a travessa central conforme esquematizado nos esquemas estruturais apresentados na Figura 6.32.

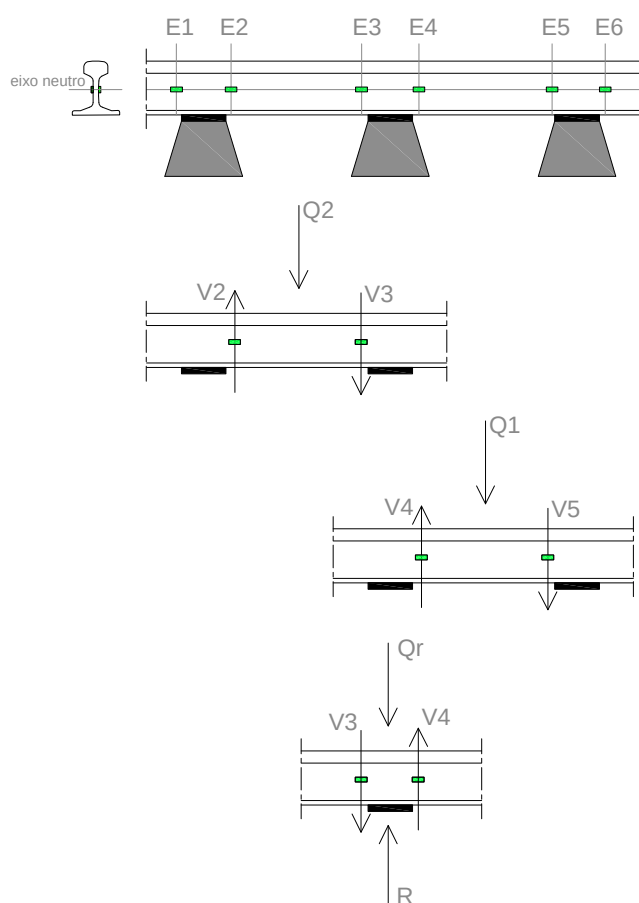


Figura 6.32 - Representação esquemática da instrumentação do carril com extensómetros e esquemas estruturais

Com base nos princípios básicos da distribuição dos esforços nas estruturas fazendo $V_5 - V_4$ e $V_3 - V_2$ avalia-se a variação da carga da roda do comboio nestas duas secções, que se designou por Q_1 e Q_2 , respetivamente.

A diferença $V_3 - V_4$ permite obter a resultante das forças na travessa central: $Q_R - R$, onde Q_R é a carga aplicada na travessa e R a reação na travessa. Assim a reação sob a travessa pode ser estimada através de:

$$R = Q_R - (Q_R - R) \quad (6.12)$$

conhecendo $Q_R - R$ e assumindo que a variação de Q_R corresponde à sobreposição da variação de Q_1 e de Q_2 é possível estimar a reação na travessa central.

As cargas assim avaliadas dependem da determinação do esforço transversal nas secções instrumentadas que, conforme se pode verificar na análise da expressão (6.11) é função das características geométricas da secção do carril e das propriedades resistentes do material que o constitui, tendo-se considerado ser as do aço. Esta determinação tem ainda em conta que os extensómetros se encontram perfeitamente orientados segundo as direções principais de deformação.

No entanto, algumas variações podem existir nesta determinação, por um lado as características geométricas do carril e as propriedades resistentes do material podem ser ligeiramente diferentes das que foram assumidas e, por outro lado, apesar de se ter tido o maior rigor na instalação dos sensores estes podem ter algum desvio.

Por este motivo e para eliminar as eventuais diferenças, as cargas avaliadas devem ser calibradas, tendo por base um cenário de carregamento conhecido.

Para tal efetuou-se a avaliação das cargas com base neste procedimento para a passagem do comboio Alfa Pendular, tendo-se comparado os resultados obtidos com a carga deste comboio em situação de carga normal. Este estudo foi efetuado para a passagem do comboio a velocidade reduzida (igual a 43 km/h) de forma a minimizar as variações da carga devido a eventuais efeitos dinâmicos.

Consultando os elementos de projeto verifica-se que no local da PH126A a via não se encontra em alinhamento reto, mas numa zona do traçado em curva. Desta forma, deverá ser considerada a carga do comboio Alfa Pendular em situação de carga normal (apresentada no Quadro 6.3) corrigida de forma a compensar o efeito da força centrífuga.

De acordo com o proposto por Esveld (2001) em zonas da via em curva a carga da roda do veículo do lado do carril exterior à curva é estimada através de:

$$Q_{total} = Q/2 + Q_{centr} \quad (6.13)$$

onde Q corresponde à carga por eixo do comboio e Q_{centr} ao aumento da carga provocado pela força centrífuga não compensada e é dada por:

$$Q_{centr} = Q \frac{p_c h_d}{s^2} \quad (6.14)$$

onde p_c é a altura do centro de gravidade do comboio relativamente à base das rodas, s é bitola da via e h_d é dado por:

$$h_d = \frac{s v^2}{g R} - h \quad (6.15)$$

em que v é a velocidade de circulação do comboio, g é a aceleração da gravidade, R é o raio da curva e h é a escala da via.

A correção referida foi determinada para o carril interior da curva onde foi realizada a instrumentação. Os parâmetros necessários para o cálculo desta correção encontram-se resumidos no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - Elementos para a correção da carga da roda num perfil de via em curva

Parâmetros	Valor
p_c	1,26 m
s	1,678 m
v	43 m/s
g	9,81 m/s ²
R	1774 m
h	0,115 m

Apresenta-se a título ilustrativo na Figura 6.33 a variação da carga Q_2 avaliada para a passagem do comboio Alfa Pendular a 43 km/h. Representa-se também na figura o valor médio das cargas dos vários eixos (linha a preto) e o valor médio da carga do comboio para a situação de carga normal corrigido do efeito da curva (linha a azul).

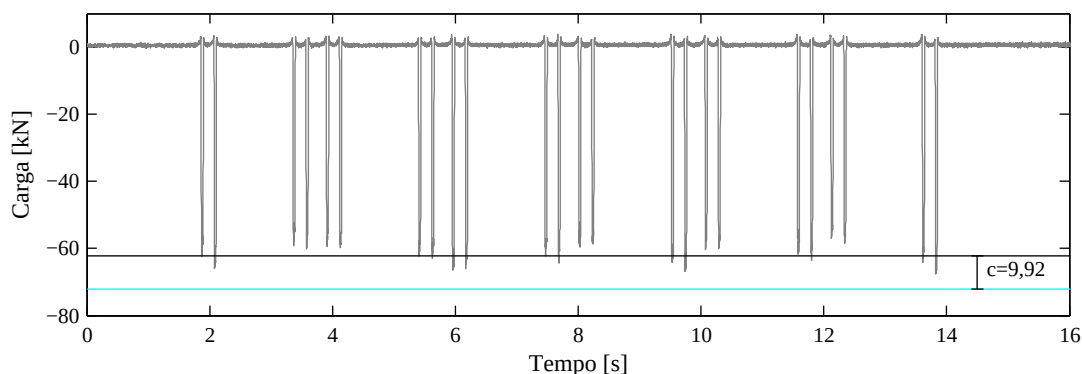


Figura 6.33 - Variação da carga do comboio e correção a aplicar

Conforme se pode verificar a diferença entre o valor medido e o real é igual a 9,92 kN e corresponde à correção que será necessário efetuar aos resultados obtidos de forma a que estes se aproximem o mais possível dos reais.

6.3.3.3. Resultados

Apresentam-se agora alguns resultados da monitorização da zona de transição obtidos neste ensaio. Especial atenção é dada neste contexto à variação das grandezas medidas ao longo da zona de transição.

6.3.3.3.1. Deslocamentos da via

A determinação do deslocamento da via foi efetuada recorrendo ao sistema constituído por um laser e o sensor PSD apresentados anteriormente em 6.3.3.2.1. Uma das principais preocupações a ter na instalação deste sistema em campo prende-se com a definição dos pontos para a instalação do sistema laser.

De referir que, conforme assinalado no esquema de monitorização apresentado na Figura 6.21, foram instrumentados três pontos do carril designados por D1, D2 e D3.

Para a monitorização dos pontos D1 e D2 escolheu-se como apoio do laser a estrutura da PH, uma vez que se verificou que o deslocamento vertical neste ponto era muito pequeno. Para a monitorização do ponto D3 o apoio do laser consistiu num tripé colocado sobre o maciço de ancoragem da catenária, ponto onde também se verificou que o deslocamento vertical era reduzido. Na Figura 6.34 apresentam-se imagens da montagem completa do sistema de medição dos três pontos da via.

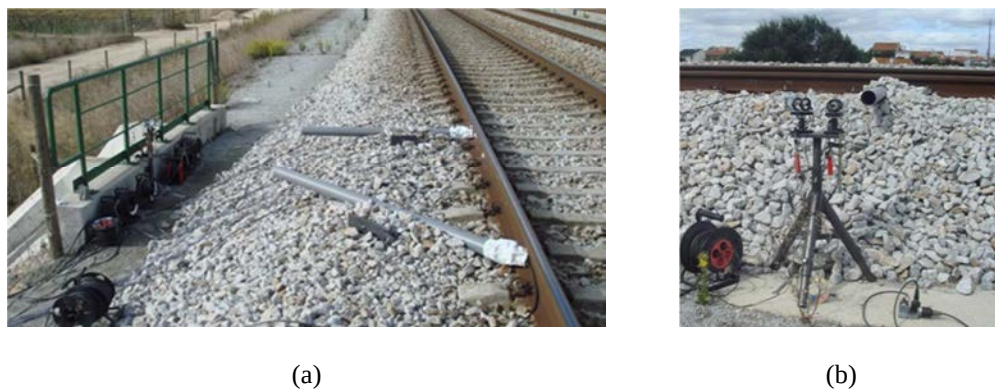


Figura 6.34 - Pontos de apoio do sistema laser para medição do deslocamento do carril: (a) na estrutura de betão da PH e (b) no maciço de ancoragem da catenária

Com o intuito de proteger o feixe de laser da luz solar e de poeiras que podem perturbar a continuidade do feixe, colocaram-se os tubos de plástico de PVC que se visualizam na figura anterior. Estes tubos envolvem o sensor PSD, contribuindo também para eliminar interferências da luz solar no sensor.

Apresentam-se na Figura 6.35 o registo temporal e o correspondente conteúdo em frequência do deslocamento vertical do carril obtido nos três pontos instrumentados ao longo da zona de transição para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h.

Em todos os registos é possível visualizar com bastante nitidez a passagem dos 24 eixos do comboio. A análise comparativa dos três registos permite verificar que existe uma tendência para a diminuição do deslocamento vertical do carril do ponto D3, localizado na zona em aterro da via, para o ponto D2, localizado na via sobre a cunha de transição, e deste para o ponto D1, localizado na via sobre a PH. O deslocamento vertical médio obtido é igual a 0,50 mm em D3, a 0,35 mm em D2 e a 0,28 mm em D1.

Relativamente ao conteúdo em frequências apenas se apresenta o registo para frequências baixas uma vez que o registo do deslocamento apresenta fundamentalmente contributos nesta gama de frequências que correspondem à excitação induzida pela passagem dos eixos do veículo. Verifica-se em todos os registos uma boa concordância entre o conteúdo medido nos três pontos notando-se maior magnitude no registo correspondente ao ponto D3 e menor no ponto D1, o que está perfeitamente concordante com as diferenças verificadas em termos do deslocamento.

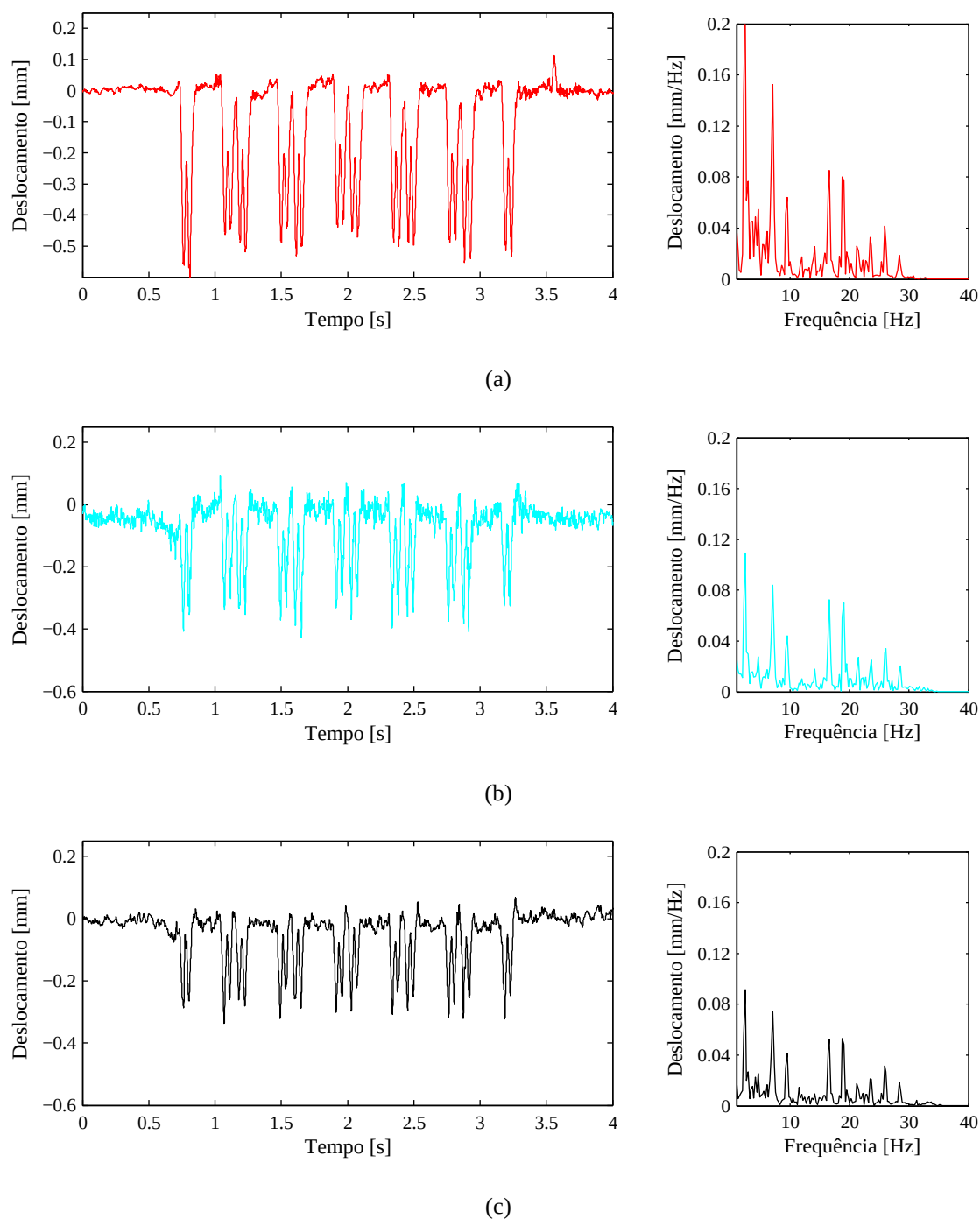


Figura 6.35 - Registo temporal do deslocamento vertical do carril nos pontos (a) D3, (b) D2 e (c) D1 para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

Recorrendo ao sistema laser efetuou-se também a medição do deslocamento vertical de uma travessa localizada sobre a PH, conforme ilustrado na Figura 6.36 (a). O dispositivo usado para instalação do sensor PSD no carril foi concebido de forma a ser facilmente adaptado para medição do deslocamento noutros pontos como por exemplo na travessa, conforme se verifica na Figura 6.36 (b).



Figura 6.36 - Monitorização do deslocamento vertical de uma travessa localizada sobre a PH: (a) montagem do sistema de medição e (b) pormenor da instalação do sensor PSD na travessa

Na Figura 6.37 apresenta-se o registo temporal do deslocamento vertical da travessa T1 obtido para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h que, conforme se pode observar, é inferior ao deslocamento do carril no ponto D1.

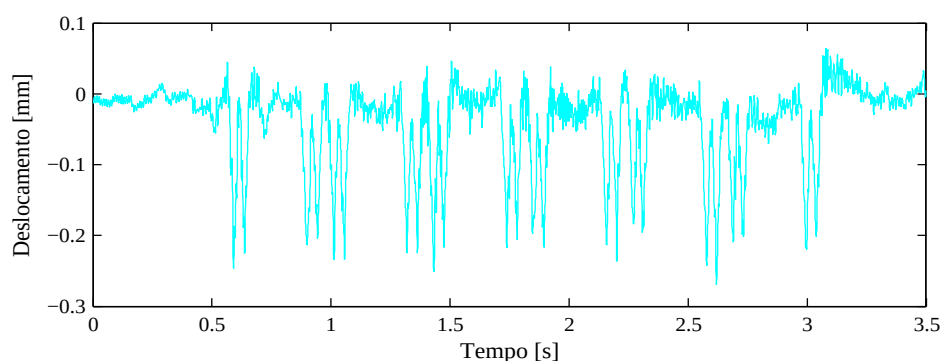


Figura 6.37 - Registo temporal do deslocamento vertical da travessa para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

6.3.3.3.2. Deslocamento relativo carril-travessa

Na Figura 6.38 apresenta-se o registo temporal do deslocamento vertical relativo entre o carril e a travessa obtido para a passagem do Alfa Pendular a 90 km/h.

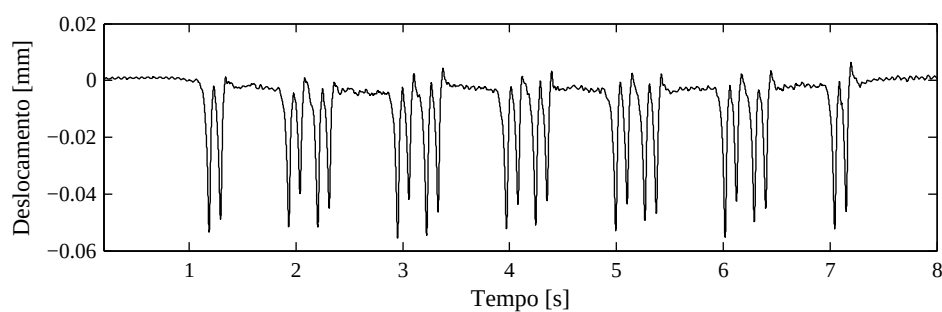


Figura 6.38 - Registo temporal do deslocamento relativo carril travessa para a passagem do comboio Alfa Pendular a 90 km/h

Para este ensaio não foi possível efetuar a aquisição para a passagem do comboio a 220 km/h.

Conforme se pode verificar o valor máximo de deslocamento registado é sensivelmente igual a 0,05 mm. Tendo por base o valor da rigidez estática das palmilhas da via e a carga aplicada pelo comboio Alfa Pendular esperava-se um valor um pouco mais elevado da deformabilidade da palmilha, pelo que se intui que a palmilha solicitada dinamicamente responde de forma mais rígida.

6.3.3.3. Acelerações da via

Através da realização de vários ensaios com diferente distribuição dos acelerómetros foi possível, com recurso a 5 acelerómetros, medir a aceleração em várias travessas ao longo da zona de transição. Na representação esquemática da Figura 6.21 encontram-se assinaladas todas as travessas instrumentadas, onde se pode verificar que na zona junto à passagem hidráulica foi efetuada uma monitorização mais refinada.

Na Figura 6.39 apresenta-se o registo temporal e o conteúdo em frequência da aceleração vertical da travessa T1. Neste registo não é possível identificar com clareza os diferentes eixos que constituem o comboio, identificam-se apenas 7 grupos de eixos onde o primeiro e o último correspondem a um bogie da locomotiva e os intermédios a dois bogies pertencentes a veículos adjacentes.

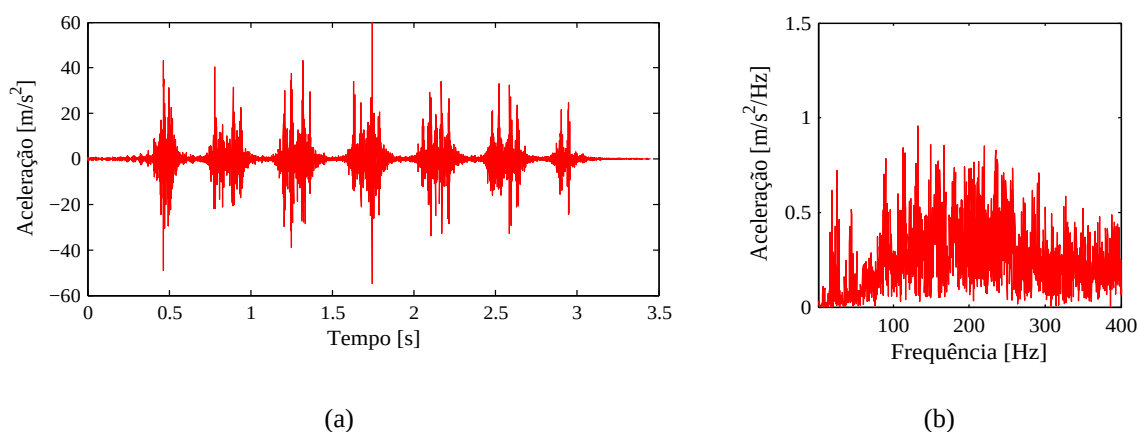


Figura 6.39 - Aceleração vertical da travessa T1: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Na Figura 6.40 apresenta-se uma análise comparativa do conteúdo em frequências do registo de acelerações obtido nas travessas T1 a T5 para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h. Para frequências entre 0 e 50 Hz, os registos das acelerações das travessas são bastante concordantes, conforme evidenciado no pormenor apresentado na Figura 6.40 (b). Nesta gama de frequências predomina a excitação induzida pela passagem do veículo razão que justifica a concordância verificada. A partir dos 50 Hz nota-se alguma dispersão nos picos de

frequência registados, que neste caso podem estar relacionadas com outras fontes de excitação como irregularidades das rodas e do carril.

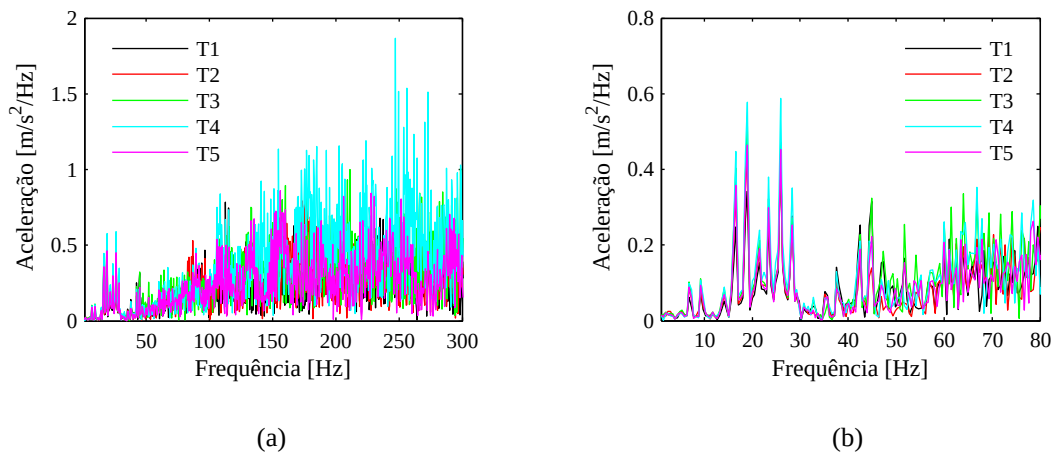


Figura 6.40 - Conteúdo em frequência da aceleração vertical em 5 travessas instrumentadas: (a) gama de 0 a 300 Hz e (b) gama de 0 a 80 Hz

Apresenta-se na Figura 6.41 os valores máximos e mínimos das acelerações verticais obtidas em cada travessa instrumentada em diferentes ensaios para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h. Cada cor do gráfico corresponde a um ensaio diferente, sendo que em cada ensaio se efetuou uma distribuição diferente dos acelerómetros pelas travessas. Representam-se na figura duas linhas verticais que delimitam a zona da estrutura de betão da PH. Os valores apresentados foram obtidos com o registo temporal de acelerações com conteúdo em frequência na gama de 0 a 400 Hz.

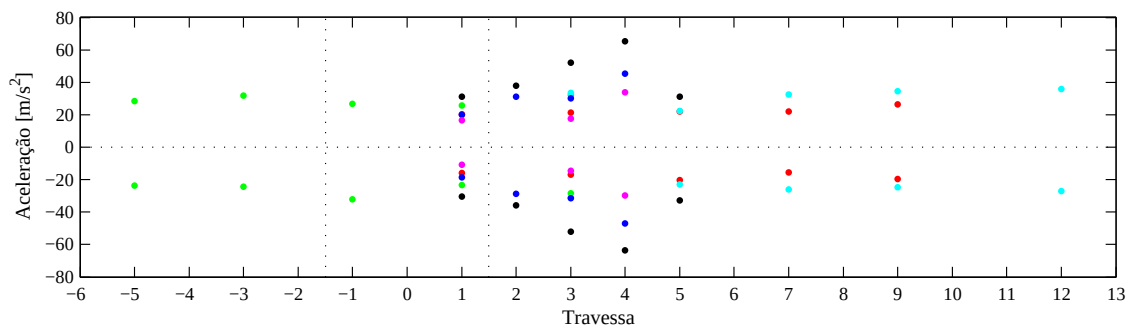


Figura 6.41 - Valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas ao longo da zona de transição

Verifica-se alguma dispersão nas acelerações medidas numa mesma travessa em diferentes ensaios. Isto justifica-se porque a consideração de uma gama de frequências elevada permite incluir no resultado contributos de frequência com carácter mais aleatório e sem relevância para o problema em análise.

Apresenta-se na Figura 6.42 o registo temporal e o conteúdo em frequência das acelerações na travessa T1 para o caso em que se consideram frequências entre 0 e 80 Hz. Para este efeito foi

utilizado um filtro passa baixo *Chebyshev* tipo II com frequência de corte igual a 80 Hz. Conforme se pode verificar, neste caso é já possível distinguir com rigor no registo temporal a passagem dos diferentes eixos do veículo.

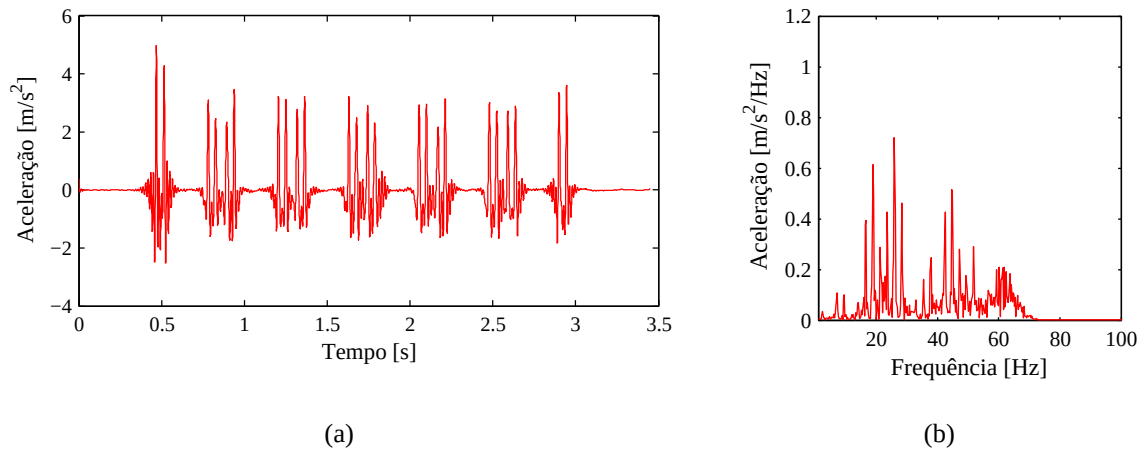


Figura 6.42 - Aceleração vertical da travessa T1 filtrada a 80 Hz: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Apresentam-se na Figura 6.43 os valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas localizadas ao longo da zona de transição mas considerando apenas frequências entre 0 e 80 Hz.

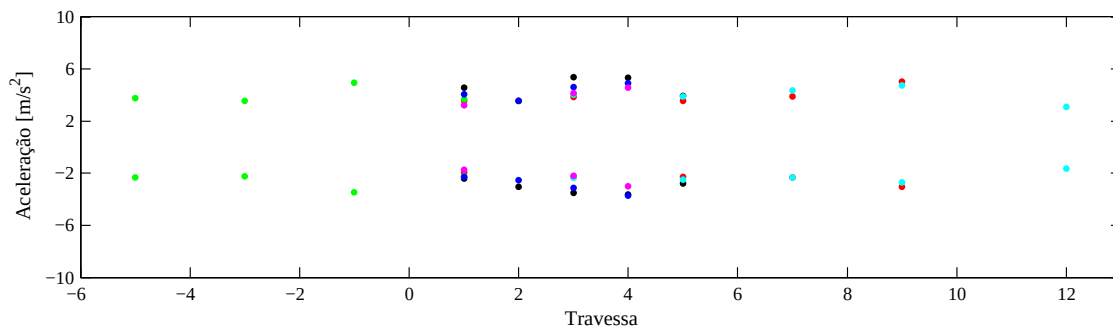


Figura 6.43 - Valores máximos e mínimos da aceleração vertical das travessas ao longo da zona de transição (sinal filtrado a 80 Hz)

A análise destes resultados em comparação com os apresentados na Figura 6.41 permite verificar que a variabilidade dos resultados obtidos numa mesma travessa em diferentes ensaios se reduz significativamente neste caso. Verifica-se ainda que o valor da aceleração das travessas se reduz quando se considera um conteúdo em frequências menor. Conclui-se ainda que não existem variações significativas da aceleração vertical ao longo da zona de transição.

6.3.3.3.4. Cargas aplicadas na via

Apresenta-se agora a avaliação das cargas aplicadas na via para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h. A variação da carga entre apoios foi estimada mediante o procedimento

apresentado em 6.3.3.2.4 tendo-se aplicado ao valor obtido a correção determinada para compensar eventuais diferenças nas características do carril ou desvios na instalação dos sensores.

Na Figura 6.44 apresenta-se a título ilustrativo a variação da carga Q_2 já corrigida. Representa-se também no gráfico o valor médio das cargas dos vários eixos do comboio Alfa Pendular, que neste caso se encontram devidamente compensadas devido ao efeito da curva (linha a azul) sendo igual a 59,10 kN. O procedimento seguido para a determinação desta compensação foi já convenientemente descrito em 6.3.3.2.4. De referir que neste caso, devido ao aumento da velocidade de circulação do comboio a compensação traduz-se numa redução da carga (no carril interior da curva). Caso as medições fossem efetuadas no carril exterior seria de esperar incremento da carga dinâmica.

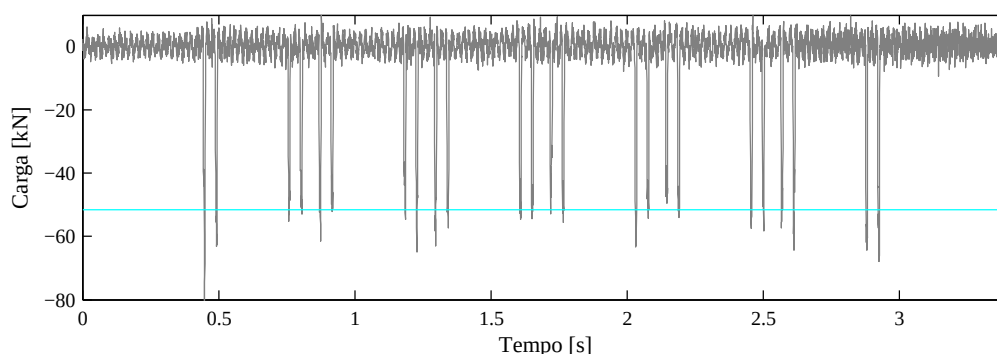


Figura 6.44 - Cargas por eixo avaliadas para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

Observa-se uma boa concordância entre a carga avaliada e o valor médio da carga do comboio para a situação de carga normal, que traduz o rigor da instrumentação realizada.

Conforme também referido em 6.3.3.2.4 é possível com este procedimento avaliar a reação na travessa central da zona instrumentada. Na Figura 6.45 apresenta-se o registo temporal da reação na travessa, que corresponde efetivamente à reação em meia travessa e apresenta um valor médio sensivelmente igual a 35 kN.

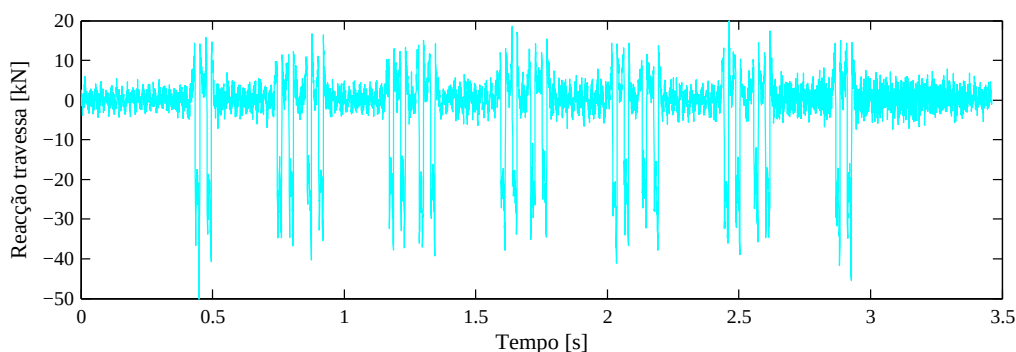


Figura 6.45 - Registo temporal da reação na travessa para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

A avaliação das cargas tem interesse neste caso particular devido ao perfil em curva da via no local instrumentado. Contudo, este mesmo procedimento pode ser realizado com o intuito de averiguar se ocorrem variações significativas da componente dinâmica da carga ao longo de determinada zona da via, bem como variações das reações nas travessas. Para tal, é necessário instrumentar uma maior extensão da via avaliando a carga em vários "tramos" e apoios do carril.

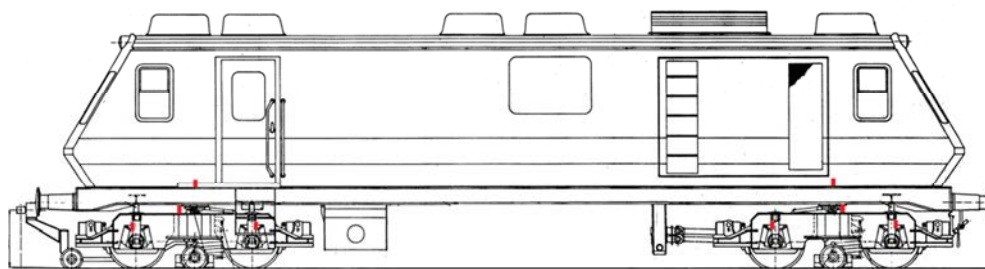
6.3.4. Monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via

Efetuuou-se a monitorização sincronizada da via e do veículo de inspeção da via EM120 da REFER quando este passa pelo campo experimental.

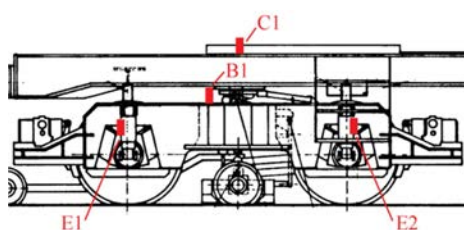
Foram monitorizadas as acelerações nos eixos, bogies e caixa do veículo e deslocamentos do carril nos pontos D1 e D3 e acelerações das travessas T1, T3 e T5 (ver Figura 6.21). A sincronização das aquisições foi efetuada através de referência horária fornecida por dois sistemas GPS, tendo-se instalado um na via e outro no veículo. A informação emitida pelo GPS é registada nos sistemas de aquisição da via e do veículo juntamente com as restantes grandezas monitorizadas.

A instrumentação do veículo foi efetuada com recurso a acelerómetros com gama de medição de $\pm 5g$, $\pm 50g$ e $\pm 500g$ consoante os componentes a monitorizar, a caixa do veículo, os bogies ou o eixo do veículo, respetivamente. Na Figura 6.46 (a) apresenta-se um esquema da EM120 onde se assinalam a vermelho os locais onde se instalaram os acelerómetros. Na Figura 6.46 (b) é possível ver com maior detalhe a instrumentação da parte dianteira do veículo. Designa-se por C1 o ponto da caixa na zona dianteira do veículo, B1 o bogie dianteiro e por E1 e E2, respetivamente, o primeiro e o segundo eixos do bogie dianteiro de veículo.

A instrumentação foi efetuada do lado do veículo em correspondência com o carril esquerdo da via descendente onde foi realizada a monitorização da via.



(a)



(b)

Figura 6.46 - Representação esquemática do veículo EM120: (a) vista global com localização dos acelerômetros (marcados a vermelho) e (b) pormenor de instrumentação da zona dianteira do veículo

Na Figura 6.47 apresenta-se o pormenor da instalação dos acelerómetros na zona dianteira do veículo. Os sensores foram instalados em chapas metálicas coladas no veículo e os respetivos cabos foram guiados pelo exterior do veículo até ao sistema de aquisição instalado no interior.

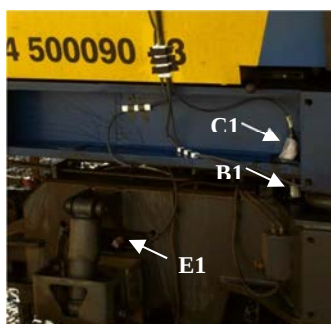


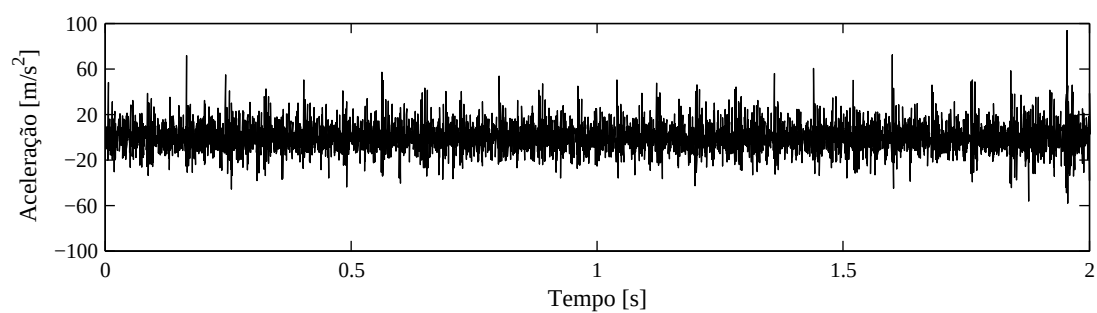
Figura 6.47 - Pormenor da instalação dos acelerómetros na zona dianteira do veículo EM120

As características da EM120 fornecidas pela REFER encontram-se resumidas no Quadro 6.5.

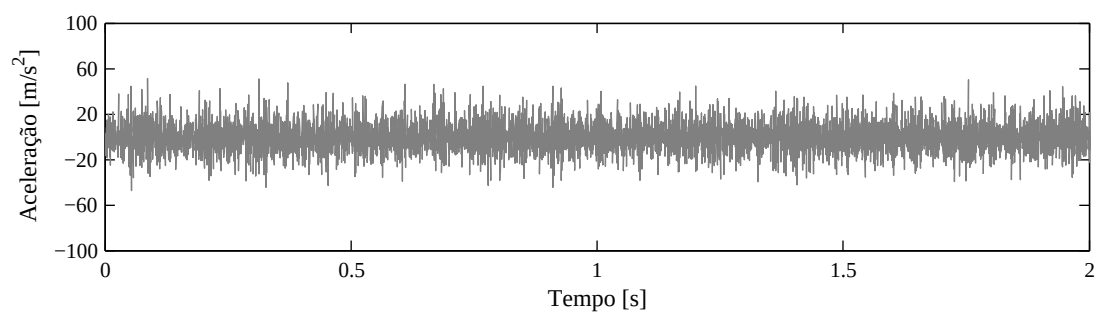
Quadro 6.5 - Características geométricas do veículo EM120

Características	Valor
Comprimento total	14,94 m
Altura	4,07 m
Distância entre eixos	1,8 m
Distância entre pivots	10,0 m
Diâmetro das rodas	850 mm

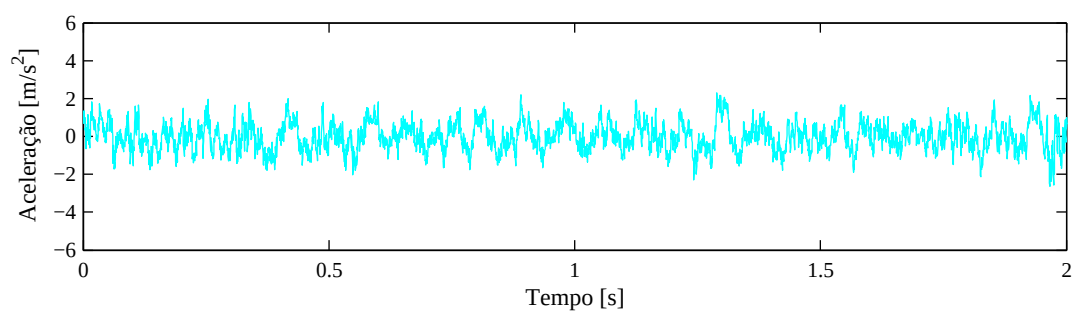
Apresenta-se na Figura 6.48 a variação das acelerações dos eixos do bogie dianteiro (E1 e E2), do bogie (B1) e da caixa (C1) durante 2 s de aquisição, que foi efetuada a 2000 Hz.



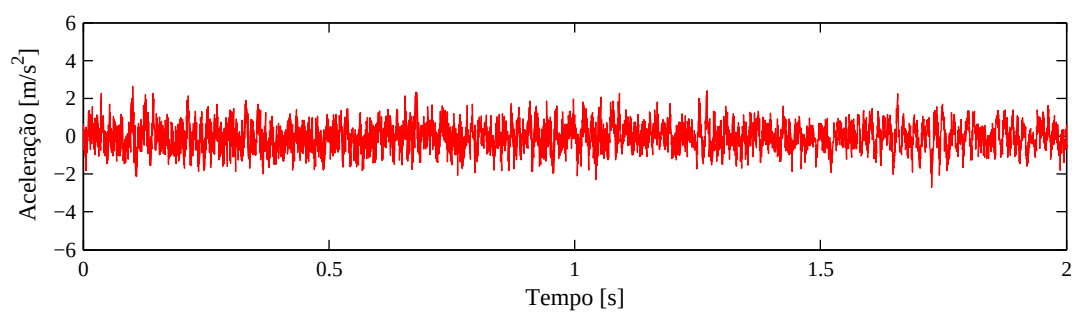
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.48 - Registro temporal da aceleração vertical (a) do eixo E1, (b) do eixo E2, (c) do bogie B1 e (d) da caixa C1 do veículo

Pela análise destes registos verifica-se que a aceleração vertical dos eixos é muito mais elevada do que a do bogie ou da caixa do veículo.

O registo da aceleração dos eixos é dominado por muitos 'picos' que estão normalmente associados a irregularidades da via e das rodas, como a presença de juntas ou defeitos do carril ou de lisos nas rodas do veículo. Estes 'picos' não são identificados nos registos de aceleração do bogie e da caixa, devido à filtragem assegurada pelas suspensões do veículo.

Na Figura 6.49 apresenta-se o conteúdo em frequência da aceleração vertical nos eixos (E1 e E2), no bogie (B1) e na caixa (C1). Verifica-se efetivamente um grande contributo de frequências elevadas nos registos dos eixos e que o registo do bogie e da caixa é praticamente dominado por frequências baixas.

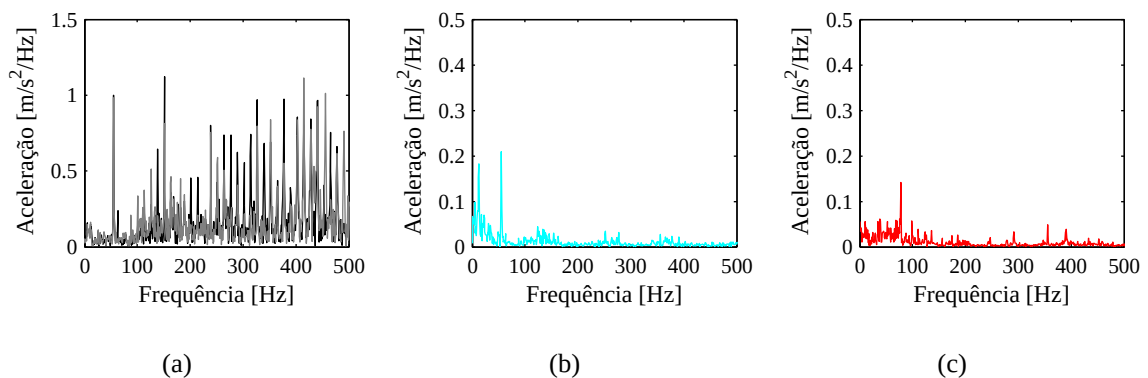
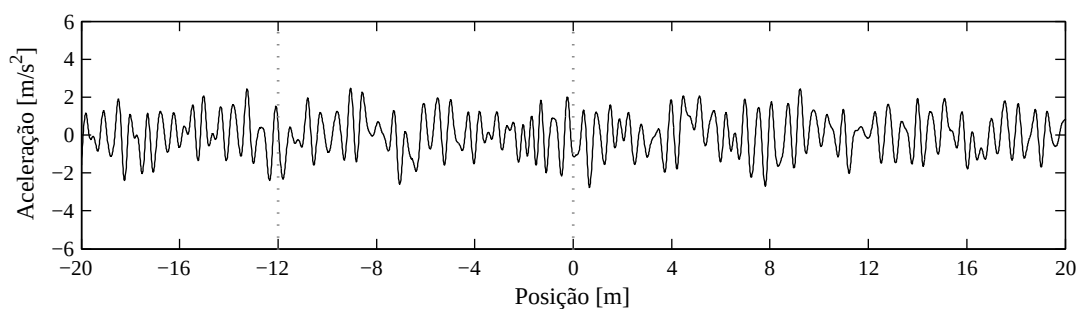


Figura 6.49 - Conteúdo em frequência da aceleração vertical (a) dos eixos E1 e E2, (b) do bogie B1 e (c) da caixa C1 do veículo

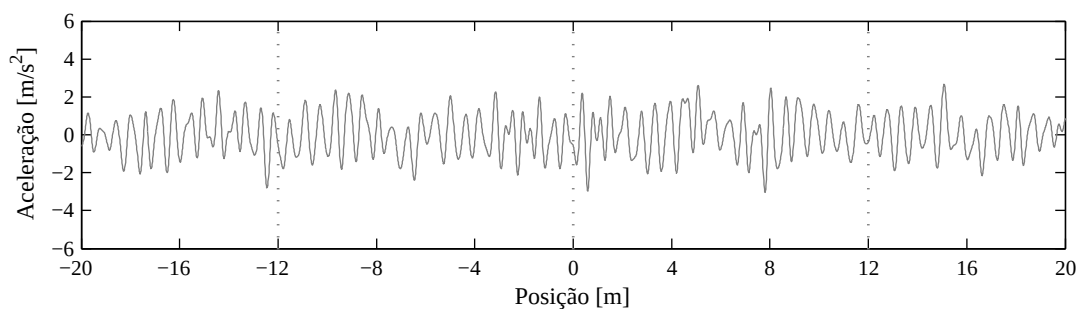
A sincronização dos registos das acelerações do veículo com as medições na via permite identificar com clareza o instante em que o eixo do veículo passou pela zona de transição.

Com a informação fornecida pelo GPS o acerto temporal entre as duas aquisições é feito de forma muito simples, sendo a identificação da posição do veículo efetuada através do registo dos deslocamentos medidos no carril. No dia em que se realizou esta campanha experimental as condições meteorológicas eram muito más e a chuva intensa que se fazia sentir impossibilitou a aquisição do deslocamento do ponto D1. No entanto, o registo conseguido no ponto D3 permitiu obter a posição do veículo. As acelerações medidas nas travessas T1, T3 e T5 fornecem também uma referência da posição mas menos precisa do que os deslocamentos. De referir ainda que a EM120 passou no local a 99 km/h.

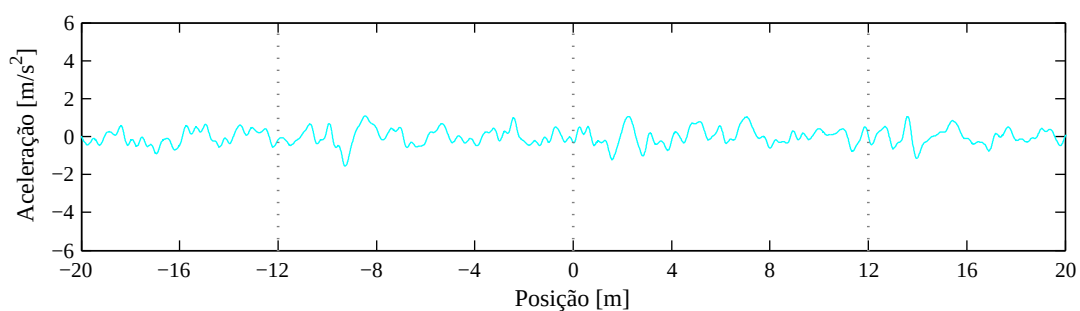
Apresenta-se na Figura 6.50 a variação das acelerações verticais dos dois eixos do bogie dianteiro (E1 e E2), do bogie dianteiro (B1) e da caixa (C1) do veículo na passagem pela zona de transição. A linha vertical representada na posição 0 m corresponde à localização do início da estrutura de betão da PH e a linha a -12 m corresponde ao início da cunha de solo-cimento quando o veículo se desloca na via descendente.



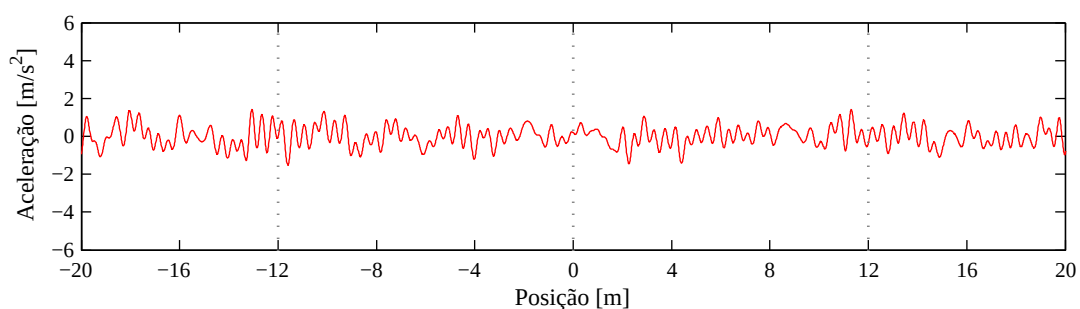
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.50 - Registo temporal da aceleração vertical (a) do eixo E1, (b) do eixo E2, (c) do bogie B1 e (d) da caixa C1 do veículo na passagem pela zona de transição

Conforme se pode observar não se verificam variações significativas da aceleração do veículo na passagem pela zona de transição. O registo das acelerações dos eixos é dominado por uma frequência de vibração sensivelmente igual a 45,8 Hz que corresponde à excitação paramétrica induzida pelo espaçamento entre travessas quando a EM120 circula a 27,5 m/s. Esta excitação não é identificada nos bogies nem na caixa devido ao efeito de filtro introduzido pelas suspensões do veículo.

Conclui-se com este estudo que a presença desta zona de transição não provoca efeitos dinâmicos no sistema veículo-via. Este cenário justifica-se uma vez que, por um lado nesta zona de transição existem cunhas de solo-cimento entre a estrutura de betão da PH e a zona da via em aterro que suavizam a variação de rigidez existente. Por outro lado a velocidade de circulação do veículo instrumentado foi relativamente baixa o que também pode contribuir para inibir a amplificação dos efeitos dinâmicos.

Esta metodologia de medição demonstrou ser bastante eficaz uma vez que permite conhecer simultaneamente a variação da aceleração do veículo e a posição onde esta ocorreu. Pretende-se no futuro fazer a sua aplicação mas instrumentando o comboio Alfa Pendular. Neste caso como o veículo se desloca a velocidade mais elevada a amplificação dos efeitos dinâmicos em zonas de transição que apresentem problemas torna-se mais evidente.

De realçar que a aplicação desta metodologia constitui uma forma relativamente simples e prática de avaliar o comportamento das zonas de transição.

6.4. MODELOS NUMÉRICOS

Nesta secção apresentam-se dois modelos numéricos que serão usados na simulação do comportamento da zona de transição aterro-passagem hidráulica: um modelo tridimensional e um modelo bidimensional em estado plano de tensão, desenvolvidos nos programas LS-DYNA e ANSYS, respetivamente.

Ambos os modelos foram concebidos com base nas características geométricas e mecânicas presentes nos elementos de projeto e resultantes da observação e prospeção efetuada no local. Considerou-se simetria de modelação relativamente ao eixo longitudinal da via o que permite simplificar consideravelmente a modelação tridimensional e adotar o modelo bidimensional. Sabendo que na zona em estudo a via descreve um perfil de curva a consideração de simetria, além de ser uma simplificação, consiste numa aproximação.

6.4.1. Modelo tridimensional da transição

O modelo tridimensional foi desenvolvido de forma a reproduzir com fidelidade a geometria da zona de transição em estudo. Na Figura 6.51 apresenta-se uma perspectiva do modelo tridimensional junto à zona de transição, um alçado lateral e um alçado lateral da zona de simetria onde é possível visualizar as cunhas de transição. Nesta figura representa-se apenas a parte do modelo junto à estrutura da PH. O modelo completo tem 57 m de extensão.

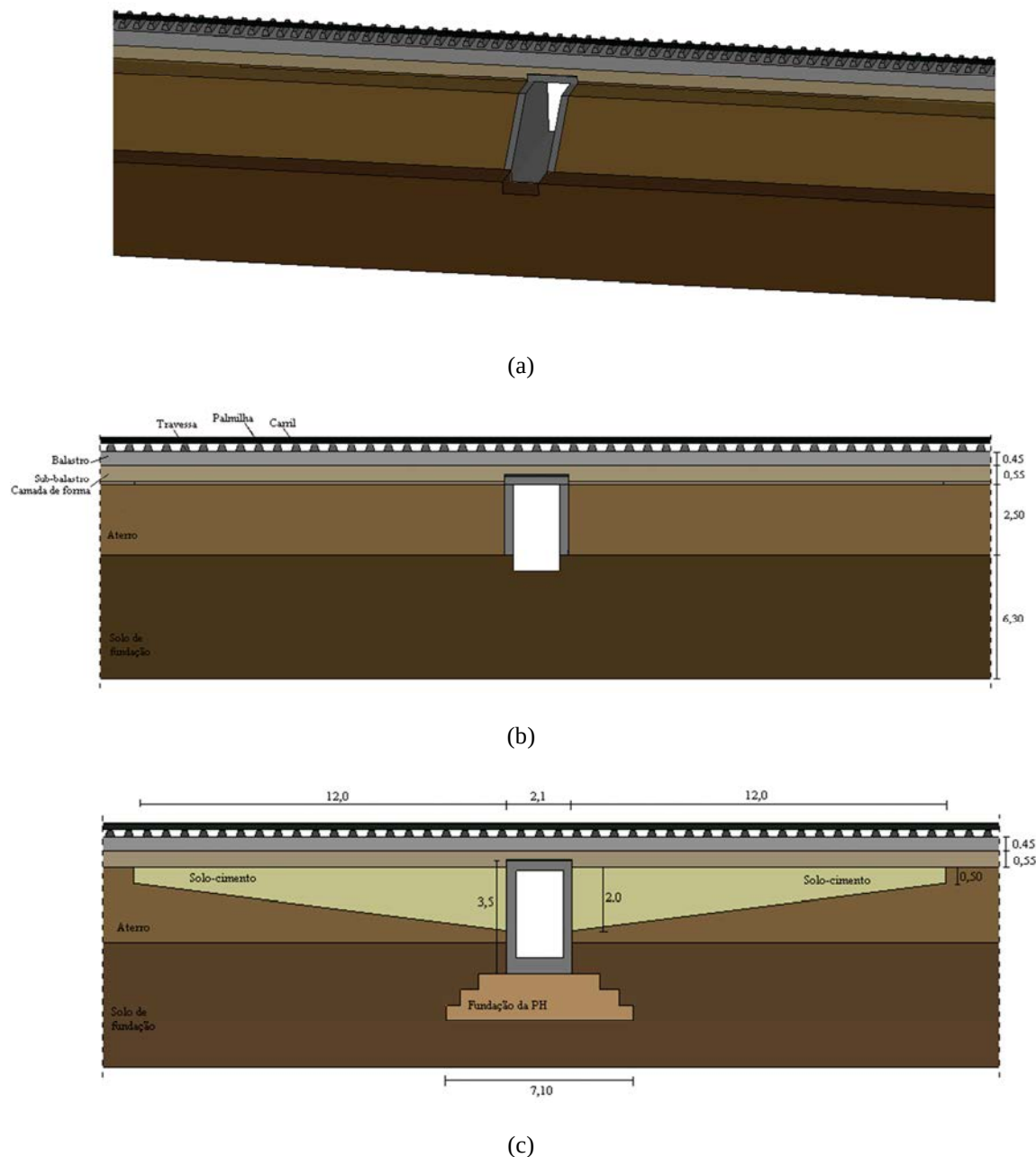


Figura 6.51 - Modelo tridimensional da zona de transição: (a) perspectiva, (b) alçado lateral e (c) alçado lateral do lado do plano de simetria

Na Figura 6.52 apresenta-se uma vista de topo do modelo onde é possível identificar os diferentes constituintes do modelo bem como as dimensões, sendo ainda possível visualizar a malha de elementos finitos adotada.

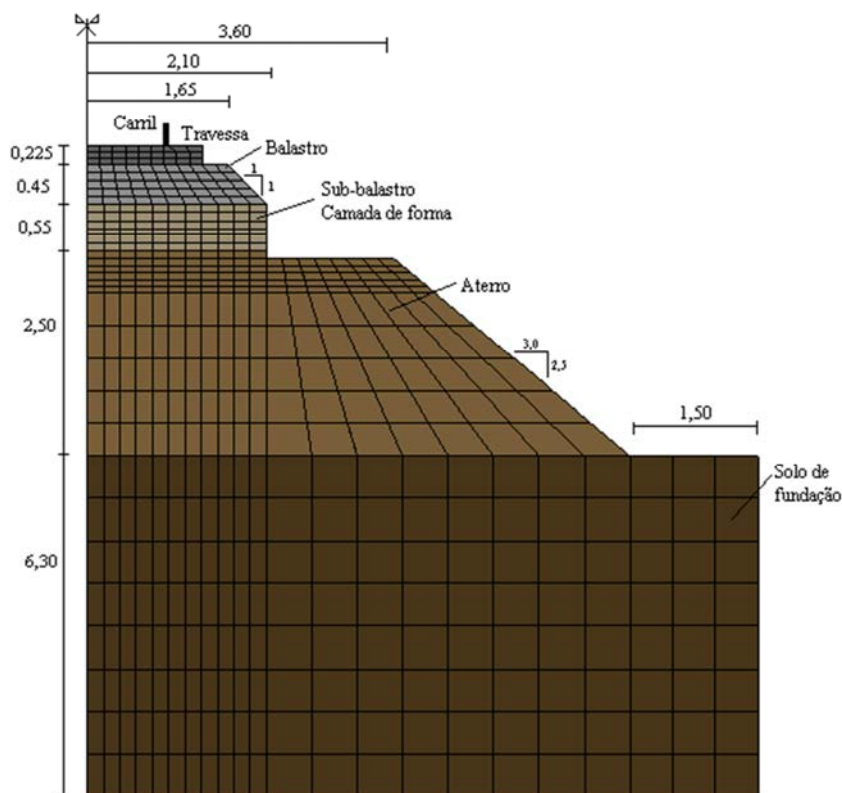


Figura 6.52 - Vista de topo do modelo tridimensional

Este modelo é constituído inteiramente por elementos sólidos de 8 nós apresentando no total 205684 elementos finitos e 622767 nós. Na Figura 6.53 é possível visualizar alguns pormenores da malha de elementos finitos junto à zona da estrutura da PH.

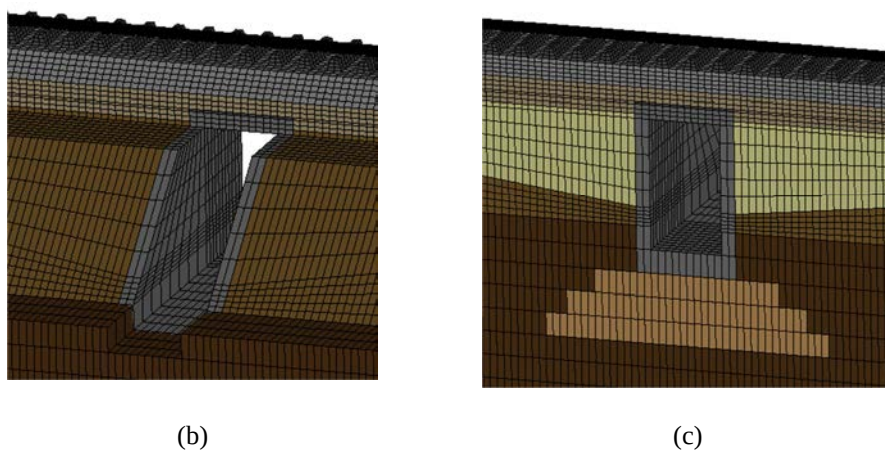


Figura 6.53 - Pormenores da malha de elementos finitos do modelo tridimensional: (a) vista do alçado lateral e (b) vista do alçado lateral do lado do plano de simetria

Conforme se pode verificar houve grande preocupação em reproduzir com rigor a geometria do caso de estudo.

As características mecânicas dos materiais considerados no modelo encontram-se resumidas no Quadro 6.6. Considerou-se para a estrutura da PH as características do betão e que sobre esta estrutura existe uma camada de impermeabilização de 0,05 m de espessura de material betuminoso cujas características adotadas se apresentam também neste quadro. As propriedades do solo de fundação da via foram estabelecidas com base em informação proveniente de campanhas de prospeção realizada ao km 41+600, relativamente próximo do local de estudo (Alves Costa, 2011). Para a cunha de solo-cimento adotaram-se as características obtidas nos trabalhos de Viana da Fonseca et al. (2012). De referir que se assumiu que os materiais considerados apresentam comportamento elástico e linear. As características estabelecidas para a camada de balastro e sub-balastro são as que se encontram referidas no documento UIC-719R (UIC, 2008). O carril é do tipo UIC60 e as travessas de betão. Para as palmilhas consideraram-se as características de rigidez referidas no Quadro 6.2 tendo-se adotado o valor de 30×10^3 N.s/m para o amortecimento.

Quadro 6.6 – Características dos materiais que constituem a via

Camadas da via	E (MPa)	ρ (kg/m ³)	ν (-)
Balastro	130	1530	0,20
Sub-balastro / Camada de forma	120	1935	0,30
Material de aterro	80	1900	0,30
Cunha de solo-cimento	10×10^3	2110	0,30
Solo de fundação	285	1900	0,30
Fundação da PH	150	1900	0,30
Estrutura da PH	30×10^3	2500	0,30
Impermeabilização da PH	3000	2300	0,20

Relativamente ao amortecimento do modelo seguiu-se o mesmo procedimento que foi usado na modelação tridimensional no Capítulo 5. Estimaram-se parâmetros α_i e β_i da matriz de amortecimento de *Rayleigh* para a camada de balastro, camada de subbalastro, aterro e solos de fundação de forma a garantir um amortecimento de 3%, tendo-se acertado os parâmetros α_i de forma a garantir um amortecimento dessa ordem para frequências de cerca de 100 Hz nas camadas de balastro e subbalastro e de cerca de 20 Hz no aterro e fundação da via.

6.4.2. Modelo bidimensional da transição

O modelo bidimensional adotado para a modelação deste caso de estudo consiste num modelo em estado plano de tensão.

Na Figura 6.54 apresenta-se o modelo bidimensional na zona de transição aterro-passagem hidráulica onde é possível visualizar os diferentes constituintes bem com as dimensões. À semelhança do modelo tridimensional, este modelo tem uma extensão total de 57 m.

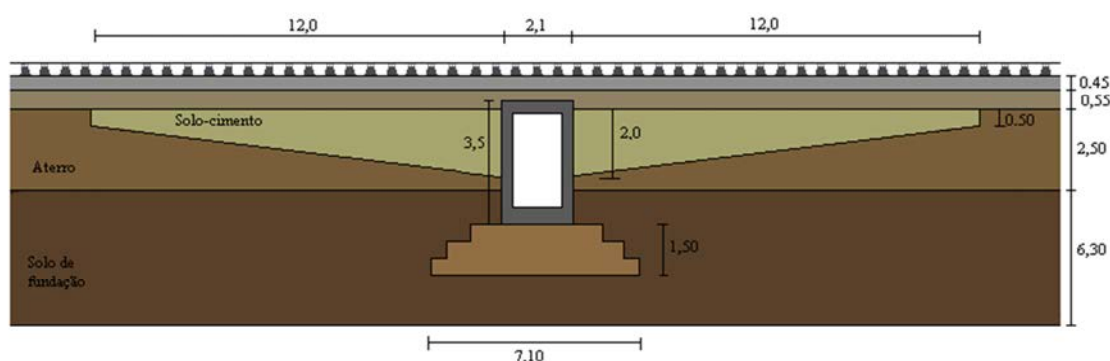


Figura 6.54 - Alçado do modelo bidimensional

Na Figura 6.55 apresenta-se em pormenor a malha de elementos finitos deste modelo na via e junto à estrutura da PH.

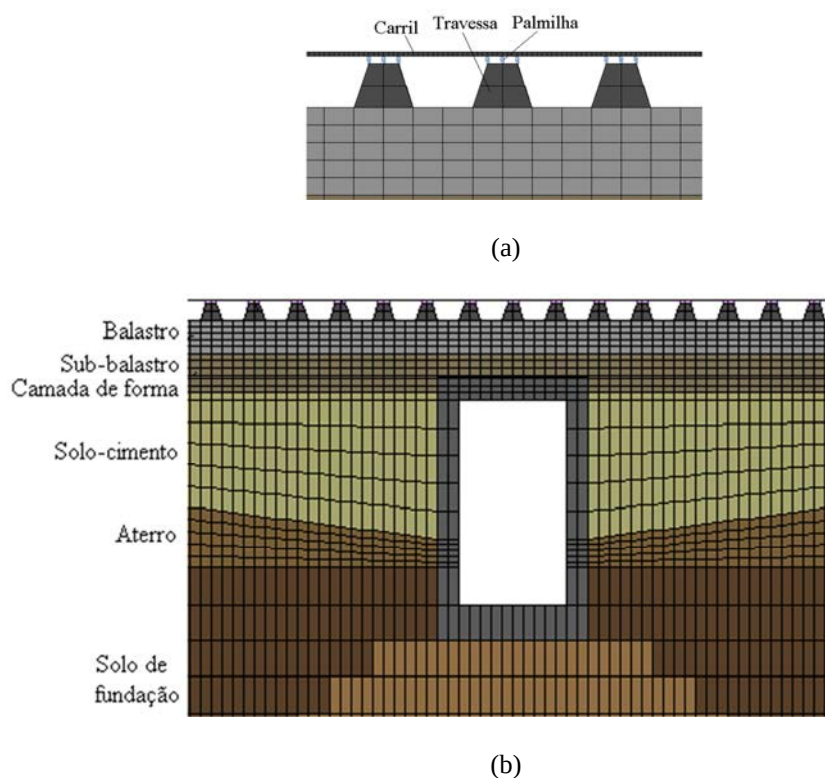


Figura 6.55 - Pormenores da discretização do modelo bidimensional (a) da via e (b) junto à PH

A modelação do carril e das palmilhas é efetuada recorrendo a elementos de viga e elementos mola-amortecedor, respetivamente. Todo o restante modelo é constituído por elementos finitos de 4 nós em estado plano de tensão que permitem a definição de largura no plano perpendicular ao modelo. De referir ainda que o modelo é constituído por um total de 14452 elementos finitos e 15811 nós.

A geometria deste modelo só fica completamente definida depois de se efetuar a calibração da largura dos elementos finitos, conforme demonstrado com detalhe em 5.3.2. Essa calibração, bem como a calibração dinâmica, será realizada mais à frente na secção 6.5 que é inteiramente dedicada à calibração dos modelos tendo por base os resultados dos ensaios experimentais.

6.4.3. Modelo do comboio Alfa Pendular

As simulações dinâmicas desenvolvidas no âmbito da modelação do campo experimental foram efetuadas para a passagem do comboio Alfa Pendular pelo que se apresentam algumas considerações sobre a modelação deste comboio.

Na Figura 6.56 é possível observar o modelo dinâmico de um veículo do comboio onde se considera a caixa e os bogies, que são modelados por intermédio de vigas muito rígidas com massa distribuída, M_c e M_b respetivamente, as suspensões primária (K_p, c_p) e secundária (K_s, c_s) com recurso a conjuntos mola-amortecedor e a massa dos rodas/eixos (M_e).

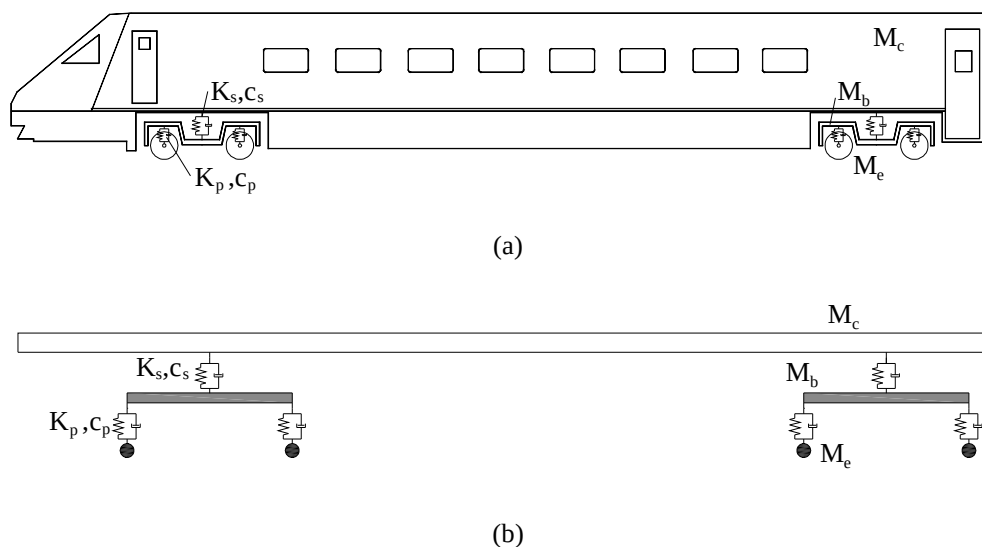


Figura 6.56 - Modelo dinâmico de um veículo do comboio Alfa Pendular: (a) modelo completo e (b) modelo simplificado

Face às conclusões retiradas nos estudos anteriormente apresentados, adota-se neste estudo um modelo simplificado do comboio onde apenas se consideram os bogies, a suspensão primária e as rodas/eixos do comboio. Os modelos de elementos finitos bidimensional e tridimensional

adotados encontram-se esquematicamente apresentados na Figura 6.57. No modelo tridimensional a roda é modelada recorrendo a elementos sólidos enquanto que no modelo bidimensional o modelo da roda consiste numa massa concentrada e numa mola com rigidez calculada segundo a Teoria de Hertz (K_h).

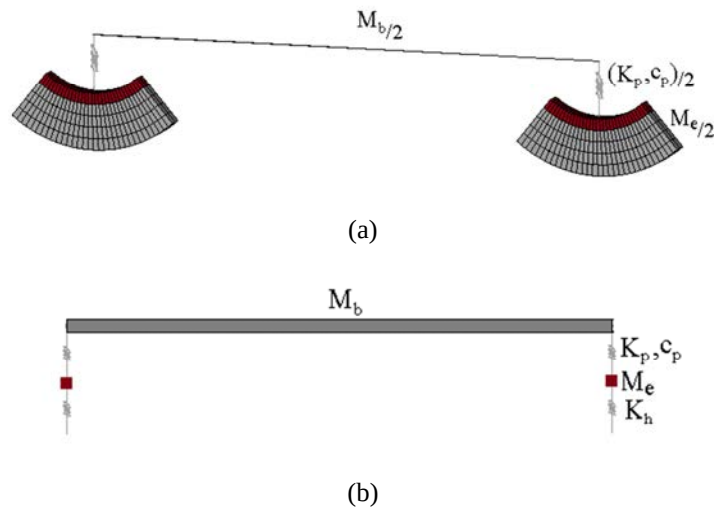


Figura 6.57 - Modelo de elementos finitos (a) tridimensional e (b) bidimensional de um bogie do comboio Alfa Pendular

A análise das características do comboio Alfa Pendular apresentadas no Quadro 6.3 permitem verificar que a suspensão primária é igual em todos os eixos mas que a massa dos bogies e dos eixos do comboio é ligeiramente diferente. Uma vez que estas diferenças são pequenas adotou-se para o estudo numérico as mesmas características em todo o comboio e iguais às apresentadas no Quadro 6.7.

Quadro 6.7 - Características do comboio Alfa Pendular adotadas para o estudo

Componente	Valor
K_p	3200×10^3 N/m
c_p	35×10^3 N.s/m
M_b	4932 kg
M_e	1538 kg

Relativamente à carga considerou-se a mesma em todos os eixos e igual a 118,2 kN que não corresponde à carga do veículo mas ao valor médio das cargas dos vários eixos determinadas nas medições realizadas com recurso a extensometria.

Uma vez que se considera interação veículo-via e atendendo ao facto de que este comboio tem um comprimento total de 158,90 m, a simulação da passagem do comboio completo implica a

construção de um modelo cerca de quatro vezes mais longo o que, no contexto de uma análise com elementos finitos se traduz necessariamente num aumento do tempo de cálculo da análise.

De forma a contornar este problema a simulação da passagem dos bogies do veículo foi efetuada da seguinte forma: no início da análise todos os bogies se encontram sobrepostos na extremidade do modelo, sendo aplicada a cada conjunto de eixos de um bogie uma lei da evolução da carga no tempo e a cada bogie uma lei da evolução do movimento no tempo, simulando-se desta forma a passagem dos diferentes bogies do comboio pelo modelo. A título ilustrativo apresenta-se na Figura 6.58 as funções de carga e velocidade atribuídas aos três primeiros bogies do modelo para o caso em que o comboio circula a 220 km/h. Estas funções são geradas no programa MATLAB e armazenadas em vetores que são depois lidos pelos programas ANSYS e LS-DYNA durante a análise dinâmica.

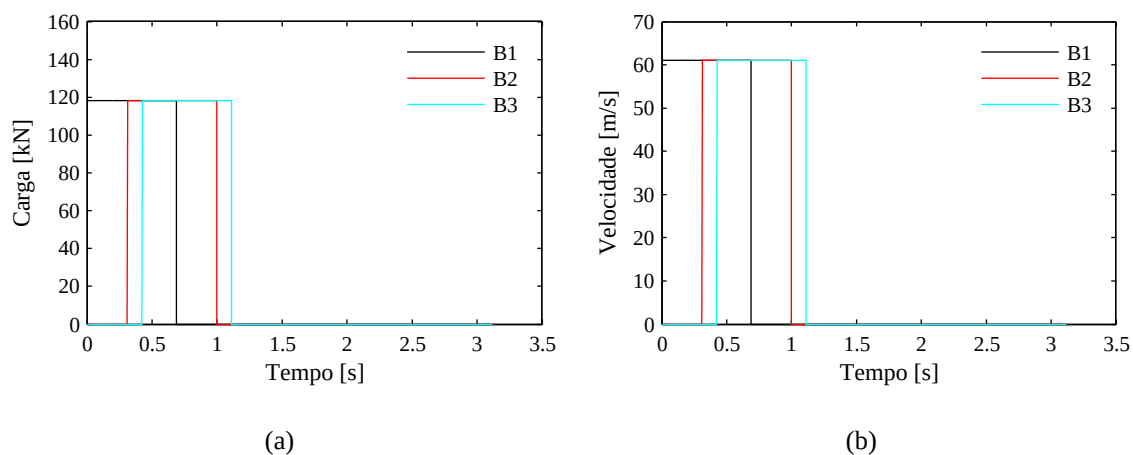


Figura 6.58 - Leis atribuídas aos três primeiros bogies do comboio em termos de (a) carga vertical por eixo e (b) velocidade

Conforme se pode observar cada bogie encontra-se carregado e animado de movimento durante um determinado período que corresponde ao tempo que demora a percorrer todo o modelo. O início de aplicação da carga e do movimento é determinado de acordo com a geometria do comboio e a velocidade de circulação. Para melhor ilustrar este procedimento apresenta-se na Figura 6.59 uma representação esquemática da posição dos três primeiros bogies do comboio (B1, B2 e B3) no modelo em diferentes instantes da análise (t).

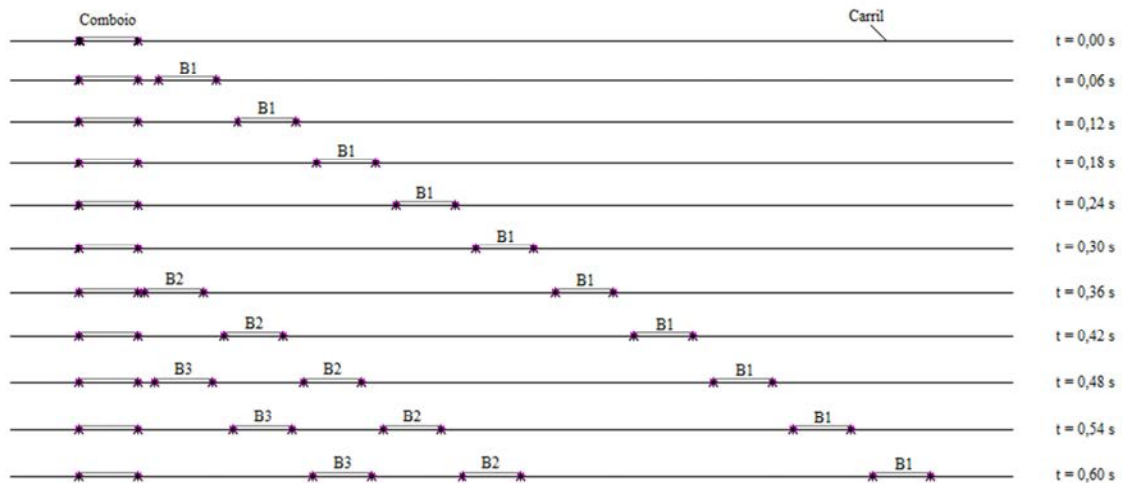


Figura 6.59 - Representação esquemática da modelação do movimento do comboio

Desta forma consegue-se simular a passagem de todo o veículo (definido apenas pelos bogies) de forma muito eficiente e rápida, sendo o aumento do tempo de cálculo função apenas do tempo que o comboio demora a percorrer o modelo.

6.5. CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

Com base nos elementos de projeto e em alguma informação bibliográfica foi possível estabelecer as características de todos os constituintes da via no local de estudo (Quadro 6.6). No entanto, podem existir algumas diferenças nestas características como resultado do processo construtivo e de instalação dos diferentes elementos na via bem como da exposição aos agentes meteorológicos, como chuva e variações térmicas.

Assim, antes da simulação dinâmica da passagem do veículo pelo campo experimental efetuou-se a calibração dos modelos numéricos recorrendo aos resultados dos ensaios de receptância. Para o processo de calibração escolheram-se como parâmetros de ajuste o módulo de deformabilidade das camadas de balastro e sub-balastro e a rigidez das palmilhas.

Conforme apresentado anteriormente, foram determinadas as funções de receptância em três locais na via ao longo da zona de transição. Para efeitos de calibração dos parâmetros referidos usaram-se as funções determinadas sobre a PH, uma vez que se conheciam com maior detalhe a geometria e características da via e fundação.

Conforme referido na descrição do ensaio de receptância apresentado anteriormente a excitação do carril foi efetuada recorrendo a dois martelos, um grande e um pequeno. Verificou-se que o martelo grande era mais indicado para excitar frequências mais baixas e o martelo pequeno para excitar frequências mais altas. Na Figura 6.60 apresentam-se de novo as funções de coerência

obtidas no ensaio com o intuito de balizar o intervalo de frequências onde se pode ter maior confiança nos resultados de receptância a usar na calibração.

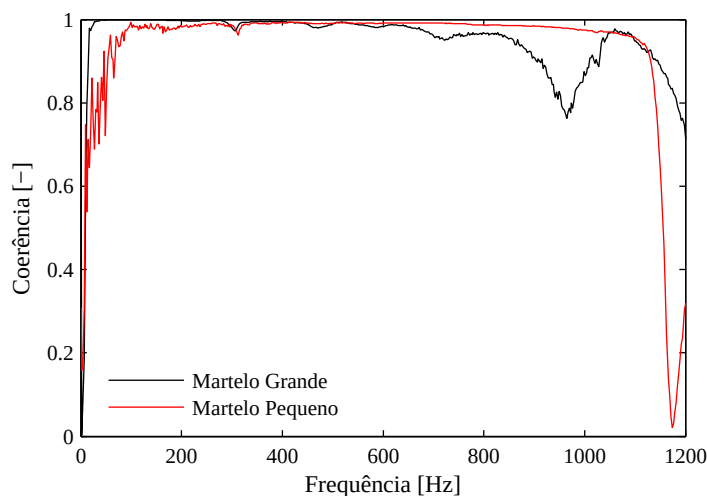


Figura 6.60 - Função de coerência dos resultados obtidos para a excitação aplicada no carril sobre a PH com os martelos grande e pequeno

Conclui-se que se obtêm resultados de coerência muito próximos da unidade nos ensaios realizados com o martelo grande no intervalo de frequências entre 25 Hz e 800 Hz e nos ensaios realizados com o martelo pequeno no intervalo entre 200 Hz e 1100 Hz.

6.5.1. Calibração do modelo tridimensional

O ensaio de receptância da via consistiu na excitação do carril esquerdo da via descendente. Uma vez que o modelo tridimensional apresentado é um modelo simétrico este ensaio foi simulado através da aplicação do carregamento em duas fases: numa primeira fase aplica-se metade da solicitação considerando condições de simetria do modelo e numa segunda fase a restante carga mas considerando condições de antissimetria. A sobreposição destas duas fases faz com que se obtenha um carregamento semelhante ao aplicado experimentalmente.

Tendo por base as características da via definidas inicialmente obtém-se a curva de receptância do carril na via sobre a PH que se apresenta na Figura 6.61. Para comparação representam-se também as curvas obtidas experimentalmente com os dois martelos. Assinalam-se na figura as duas principais frequências de vibração da via, a 87,9 Hz regista-se a frequência correspondente à vibração global da via, na qual carril e travessas vibram sobre a camada de balastro, e a 615,2 Hz a frequência que corresponde à vibração do carril sobre as palmilhas.

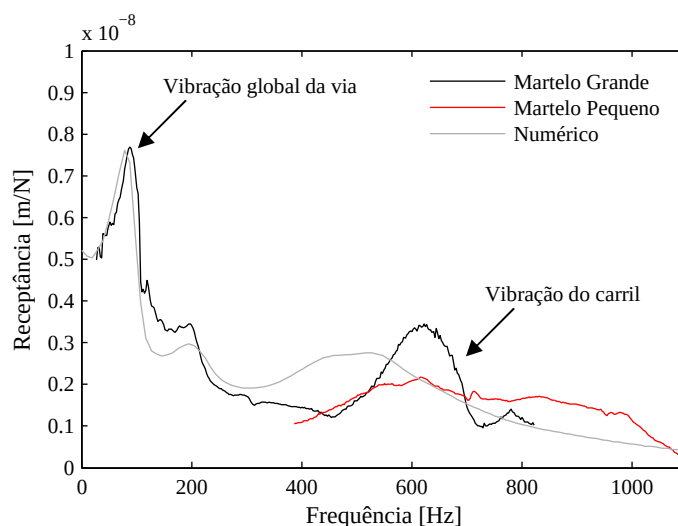


Figura 6.61 - Curvas de receptância do carril na via sobre a estrutura de betão da PH obtidas experimentalmente e com o modelo numérico antes da calibração

A comparação com os resultados experimentais permite verificar um ligeiro desfasamento no pico de ressonância correspondente à vibração global da via e uma diferença considerável na frequência de vibração do carril sobre palmilhas.

O acerto das curvas de receptância numérica e experimental permitiu obter o módulo de deformabilidade (E) das camadas de balastro e sub-balastro da via e a rigidez (K) das palmilhas que se resumem no Quadro 6.8, onde também se apresentam para comparação as características iniciais.

Quadro 6.8 - Valores calibrados de características de alguns materiais que constituem a via

Componentes	Inicial	Calibrado
Balastro	$E = 130 \text{ MPa}$	$E = 120 \text{ MPa}$
Sub-balastro / Camada de forma	$E = 120 \text{ MPa}$	$E = 160 \text{ MPa}$
Palmilhas	$K = 450 \times 10^6 \text{ N/m}$	$K = 700 \times 10^6 \text{ N/m}$

O aumento do módulo de deformabilidade da camada de sub-balastro permite deslocar o pico de ressonância correspondente à vibração global da via ligeiramente para a direita corrigindo assim o desfasamento das curvas experimental e numérica nessa zona. Por sua vez, a pequena redução do módulo de deformabilidade da camada de balastro contribui para aumentar um pouco a magnitude deste pico de ressonância. O aumento da rigidez das palmilhas permite deslocar o pico de ressonância correspondente à vibração do carril para a direita.

Representa-se na Figura 6.62 a comparação entre a curva de receptância do carril na via sobre a PH obtida no modelo numérico calibrado e as curvas obtidas experimentalmente por excitação do carril com os dois martelos.

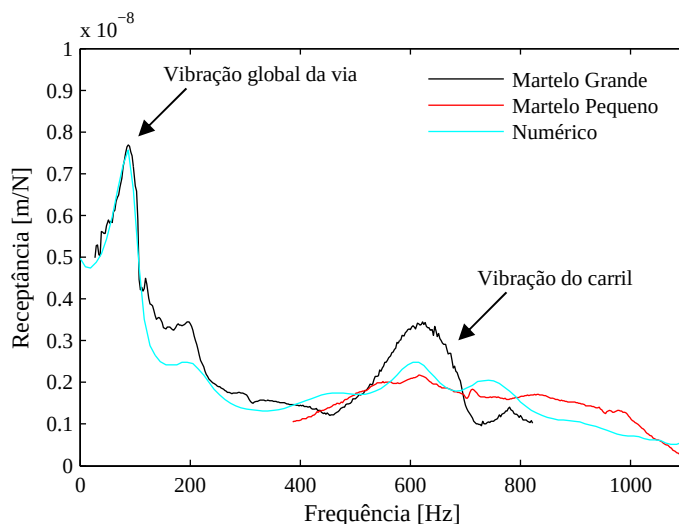


Figura 6.62 - Curvas de receptância do carril na via sobre a estrutura de betão da PH obtidas experimentalmente e com o modelo numérico após calibração

Verifica-se agora melhor concordância entre a curva de receptância obtida com o modelo numérico e as curvas experimentais. O pico de ressonância correspondente à vibração global da via obtido no modelo numérico encontra-se perfeitamente alinhado com o experimental. Relativamente à vibração do carril verifica-se que a curva de receptância obtida com o modelo numérico se situa entre as duas curvas experimentais sendo possível identificar nos resultados numéricos este pico de ressonância. Assume-se por isso que o modelo numérico tridimensional se encontra convenientemente calibrado.

6.5.2. Calibração do modelo bidimensional

A calibração do modelo bidimensional envolve uma fase de calibração estática, onde se determina a largura dos elementos finitos do modelo em função da profundidade, e uma fase de calibração dinâmica onde se efetua o ajuste dos parâmetros de amortecimento do modelo. Este processo de calibração foi realizado com base no modelo tridimensional calibrado.

6.5.2.1. Calibração estática

A calibração estática consistiu na determinação da largura dos elementos finitos do modelo e foi realizada de acordo com o procedimento convenientemente descrito na secção 5.3.2 do Capítulo 5. Uma vez que neste caso o perfil longitudinal da via é variável, efetuou-se a calibração para três secções, uma na zona da estrutura da passagem hidráulica (PH), outra na

zona intermédia da cunha de transição (CT) e outra na zona em aterro (AT). Para esta calibração aplicou-se na via uma carga estática de 100 kN.

Na Figura 6.63 apresenta-se a largura dos elementos finitos das diferentes camadas do modelo em função da profundidade obtida nas três secções consideradas e na Figura 6.64 apresenta-se a variação do deslocamento em profundidade nessas três secções nos modelos tridimensional e bidimensional assim calibrado, onde se verifica muito boa concordância.

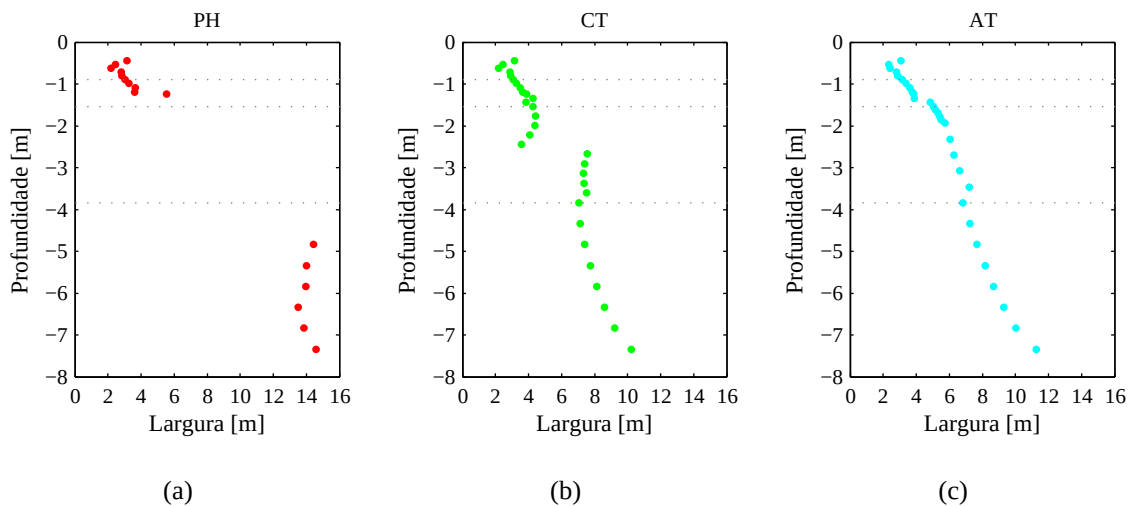


Figura 6.63 - Largura das camadas de elementos finitos do modelo em função da profundidade: (a) na zona da PH, (b) numa zona intermédia da cunha de transição e (c) na zona em aterro

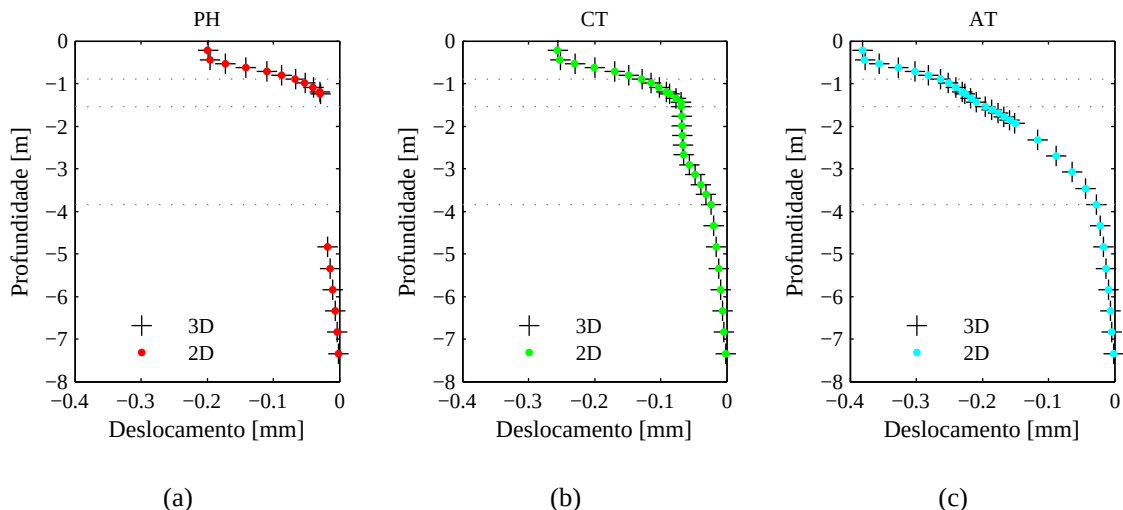


Figura 6.64 - Deslocamento vertical nos modelos 3D e 2D calibrado em função da profundidade: (a) na zona da PH, (b) numa zona intermédia da cunha de transição e (c) na zona em aterro

Relativamente à largura dos elementos verifica-se que na secção da PH apenas se apresenta a largura das camadas de elementos finitos sobre e sob a estrutura de betão, ou seja, as camadas da via e de fundação, tendo-se considerado na zona da estrutura uma largura constante e igual a 5,50 m.

Verifica-se ainda que a 2,5 m de profundidade ocorre uma descontinuidade na variação da largura na zona da cunha de transição que se deve à alteração súbita do material da fundação de solo-cimento para o material de aterro sob a cunha.

Regista-se sensivelmente a mesma variação da largura em função da profundidade para as camadas da via nas três zonas, notando-se na fundação algumas diferenças que resultam de diferenças ao nível da geometria e das características dos materiais. Com o intuito de avaliar se estas diferenças na largura dos elementos em profundidade obtidas nas três secções têm efeitos significativos na resposta da via assumiu-se a mesma variação da largura dos elementos finitos das diferentes camadas do modelo em profundidade e igual à obtida na secção da zona em aterro. No modelo assim concebido fez-se passar uma carga vertical estática de 100 kN ao longo do modelo e comparou-se o deslocamento vertical obtido na roda com valores do deslocamento em diferentes secções obtido com o modelo tridimensional. Estes resultados encontram-se representados na Figura 6.65.

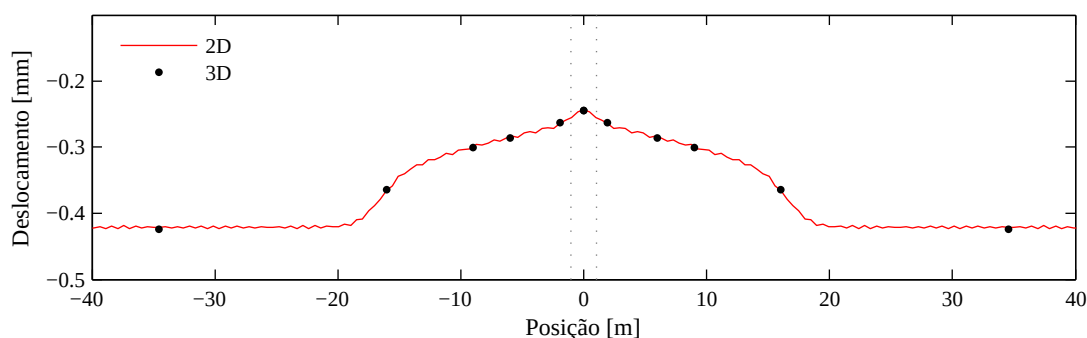


Figura 6.65 - Deslocamento vertical estático dos modelos 3D e 2D calibrado ao longo da zona de transição

Conclui-se assim que adotando a mesma variação da largura do modelo bidimensional em profundidade se obtêm resultados coincidentes com os obtidos no modelo tridimensional o que facilita determinantemente a modelação do problema.

6.5.2.2. Calibração dinâmica

Para a calibração dinâmica do modelo bidimensional simulou-se também o ensaio de receptância de forma idêntica ao efetuado no modelo tridimensional com a diferença de que neste caso não é possível simular na perfeição a realização do ensaio através da sobreposição de um cenário de carregamento simétrico e outro antissimétrico.

Para este estudo consideraram-se nos modelos os valores calibrados do módulo de deformabilidade das camadas de balastro e sub-balastro e da rigidez das palmilhas.

O ajuste da curva de receptância do carril no apoio de uma travessa na zona da estrutura da PH determinada no modelo bidimensional com a determinada no modelo tridimensional permitiu obter os parâmetros da matriz de amortecimento de *Rayleigh* que se apresentam no Quadro 6.9.

Quadro 6.9 - Valores adotados para os parâmetros da matriz de amortecimento de *Rayleigh*

	$\alpha \text{ (s}^{-1}\text{)}$	$\beta \text{ (s)}$
Camada de balastro	15	$1,8 \times 10^{-4}$
Camada de sub-balastro / camada de forma	15	$1,0 \times 10^{-3}$
Material de aterro	15	$3,0 \times 10^{-3}$
Solo de fundação		
Fundação da PH		

Tendo por base estes parâmetros obtém-se a curva de receptância do carril que se apresenta na Figura 6.66, onde também se representa para comparação a curva obtida no modelo tridimensional.

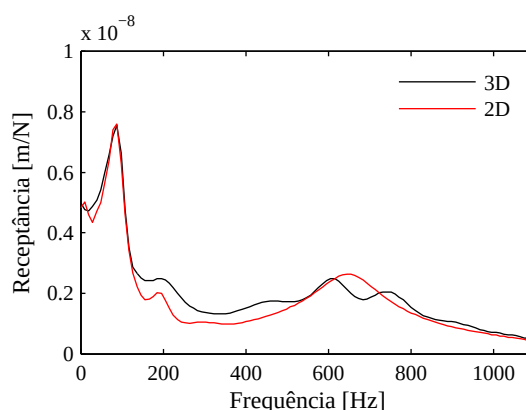


Figura 6.66 - Curvas de receptância obtida no carril no apoio de uma travessa na zona da estrutura da PH nos modelos 3D e 2D

A análise destes resultados permite verificar que existe muito boa concordância no valor da flexibilidade dinâmica na origem e no pico correspondente à vibração global da via. Relativamente ao pico de ressonância correspondente à vibração do carril sobre as palmilhas verifica-se algum desfasamento que se deve provavelmente às diferenças existentes na simulação do ensaio de receptância nos dois modelos.

6.6. ANÁLISE DINÂMICA

Nas secções anteriores apresentaram-se os modelos numéricos desenvolvidos para a simulação da zona de transição em estudo neste capítulo, bem como a calibração efetuada de acordo com a informação experimental recolhida no local, nomeadamente, as funções de receptância. Apresentam-se nesta secção os resultados da análise dinâmica onde se pretende estudar o comportamento dinâmico do sistema veículo-via e comparar os resultados obtidos com os modelos numéricos tridimensional e bidimensional.

O estudo foi realizado para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h que é a velocidade normal de circulação deste veículo no local de estudo. Nas simulações realizadas nesta fase considerou-se apenas a passagem do primeiro bogie do comboio.

No cálculo com o modelo bidimensional adotou-se um intervalo de tempo de integração igual a 0,001 s, enquanto que na análise explícita realizada com o modelo tridimensional o intervalo de tempo de cálculo foi igual a $1,43 \times 10^{-6}$ s.

6.6.1. Deslocamento da roda e força de interação roda-carril

Apresenta-se na Figura 6.67 o deslocamento vertical dinâmico da primeira roda do primeiro bogie do comboio Alfa Pendular, circulando à velocidade de 220 km/h na zona de transição. A origem do referencial localiza-se na secção intermédia da estrutura da PH e as linhas verticais representadas na figura indicam a posição das cunhas de transição.

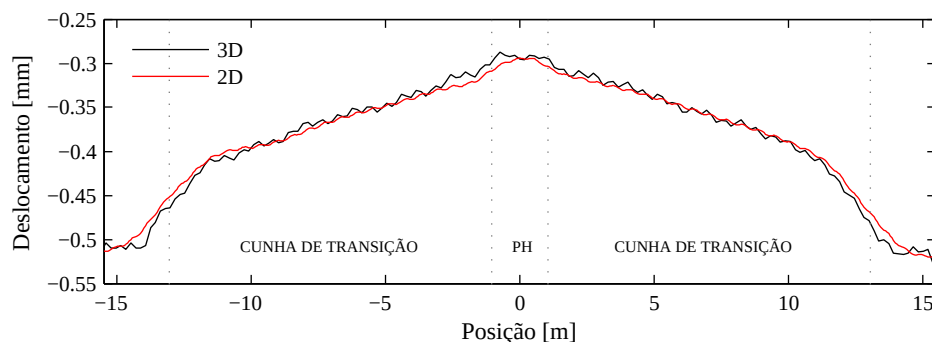


Figura 6.67 - Deslocamento vertical dinâmico da primeira roda do primeiro bogie do comboio obtido com os modelos 3D e 2D

Verifica-se que o deslocamento vertical da roda reduz-se à medida que o comboio se aproxima da PH, voltando a aumentar depois de passar a estrutura e até entrar novamente na zona da via em aterro.

A variação do deslocamento vertical ao longo da zona de transição ocorre de forma gradual, sendo a variação mais acentuada do deslocamento registada na transição entre a zona em aterro e a cunha de solo-cimento.

Verifica-se ainda que existe muito boa concordância entre os resultados obtidos com os modelos tridimensional e bidimensional.

No contexto de uma análise numérica com interação veículo-via interessa também analisar a variação das forças de interação roda-carril. Apresenta-se na Figura 6.68 o registo temporal e o respetivo conteúdo em frequência da força de interação roda-carril do primeiro eixo do primeiro bogie do comboio Alfa Pendular nos dois modelos.

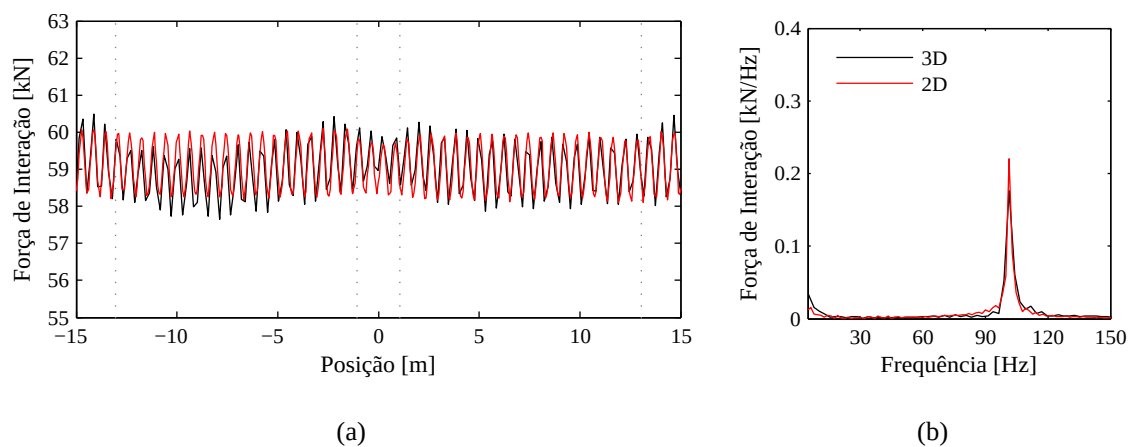


Figura 6.68 - Força de interação roda-carril obtida nos modelos 3D e 2D: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Conforme se pode observar apenas se identifica a variação da força proveniente da excitação paramétrica das palmilhas que ocorre a 101,9 Hz, não sendo registada nenhuma perturbação adicional devida à passagem pela zona de transição. Uma vez que a variação do deslocamento vertical ocorre de forma relativamente suave ao longo da zona de transição não era expectável que se verificassem variações muito significativas da força de interação roda-carril.

6.6.2. Deslocamentos e acelerações da via

Tendo por base alguns resultados da análise dinâmica, como a variação do deslocamento e aceleração vertical em componentes da via, efetuou-se também a comparação entre os resultados obtidos nos dois modelos.

Na Figura 6.69 apresenta-se o registo temporal do deslocamento vertical do carril obtido nos três pontos instrumentados: sobre a PH (D1), sobre a cunha de transição (D2) e na zona em aterro (D3), para a passagem de um bogie do comboio a 220 km/h.

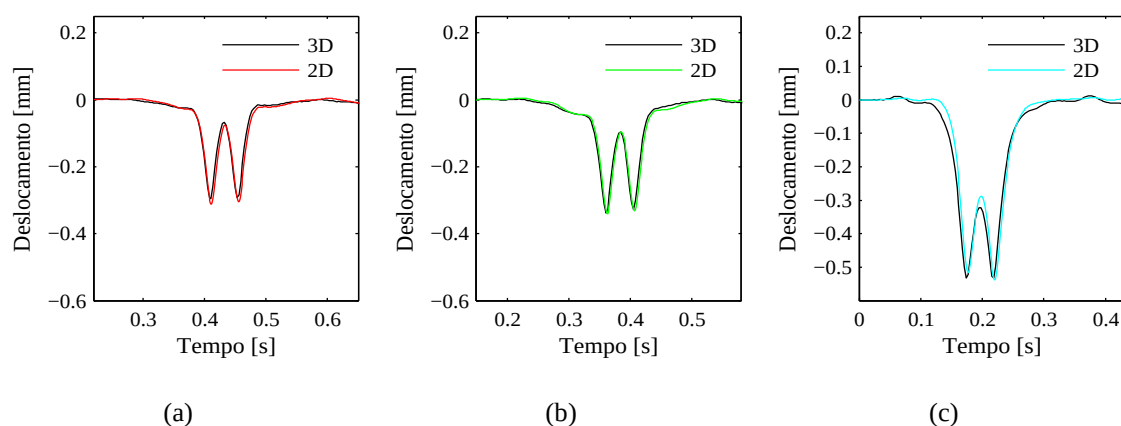


Figura 6.69 - Registo temporal do deslocamento vertical do carril obtido com os modelos 3D e 2D na via (a) sobre a PH, (b) sobre a cunha de transição e (c) sobre a zona em aterro

Estes resultados estão de acordo com a variação do deslocamento da roda ao longo da zona de transição, verificando-se que os deslocamentos aumentam da via sobre a PH para a via na zona em aterro. Verifica-se também aqui boa concordância do registo temporal nos dois modelos.

Apresenta-se na Figura 6.70 a variação do deslocamento vertical da travessa T1 e o deslocamento relativo entre esta travessa e o carril. Estes resultados evidenciam mais uma vez boa concordância entre os resultados obtidos com os dois modelos.

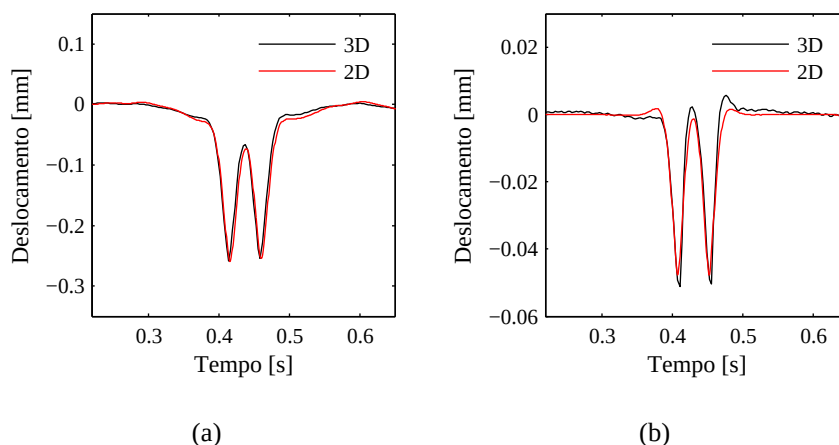


Figura 6.70 - Registo temporal do deslocamento vertical (a) da travessa T1 e (b) relativo entre a travessa T1 e o carril obtido com os modelos 2D e 3D

Na Figura 6.71 é possível analisar o registo temporal da aceleração vertical nas travessas T1, T3, T5 e T7 obtidos para a passagem do primeiro bogie do comboio Alfa Pendular.

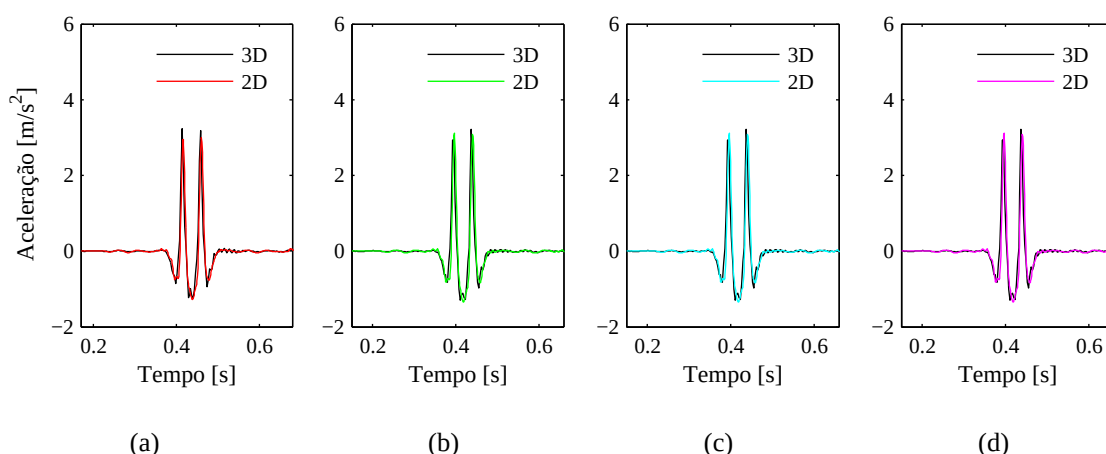


Figura 6.71 - Registo temporal da aceleração vertical das travessas (a) T1, (b) T3, (c) T5 e (d) T7 obtida nos modelos 3D e 2D para a passagem do primeiro bogie do comboio Alfa Pendular

Observa-se mais uma vez muito boa concordância entre os resultados obtidos com os dois modelos, verificando-se que a variação da aceleração é muito semelhante em todas as travessas.

6.7. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

Esta secção é inteiramente dedicada à validação experimental dos modelos numéricos. Uma vez que se verificou muito boa concordância entre os resultados obtidos com os dois modelos desenvolvidos e tirando partido das vantagens em termos de tempos de cálculo do modelo bidimensional a validação experimental será efetuada recorrendo apenas a este modelo.

6.7.1. Resultados obtidos

Compara-se primeiro o deslocamento vertical do carril nos três pontos instrumentados: sobre a PH (D1), sobre a cunha de transição (D2) e na zona em aterro (D3). Na Figura 6.72 apresentam-se os resultados experimentais e numéricos obtidos nestes três pontos bem como o conteúdo em frequência dos registos. De referir que nos resultados experimentais apresentados se encontram filtrados a 80 Hz, excluindo-se portanto a participação de frequências mais altas que, para além de assumirem importância muito reduzida na grandeza em análise, não foram incluídas nas análises numéricas.

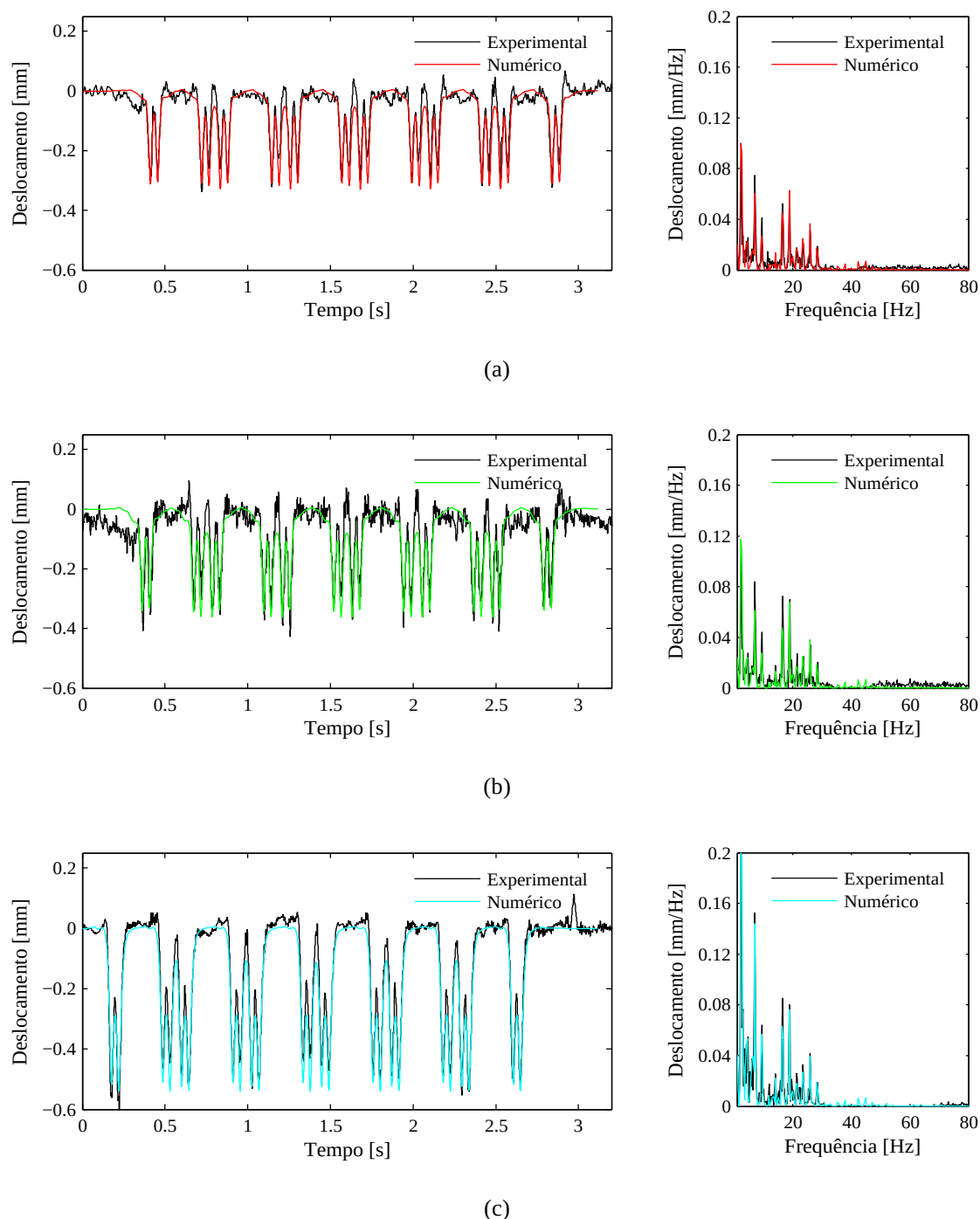


Figura 6.72 - Registo temporal e conteúdo em frequência do deslocamento vertical do carril obtido experimentalmente e com o modelo numérico 2D nos pontos (a) D1, (b) D2 e (c) D3 para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h

Estes resultados permitem verificar que os resultados numéricos se aproximam muito dos obtidos experimentalmente tanto em termos de registos temporais como em termos de conteúdo em frequência.

O deslocamento vertical da travessa T1 obtido experimentalmente e no modelo numérico encontra-se representado na Figura 6.73. Neste caso a concordância entre os resultados

numéricos e experimentais não é tão boa como no caso do deslocamento vertical do carril. Verifica-se que o registo experimental se encontra um pouco perturbado neste caso o que pode justificar as diferenças observadas.

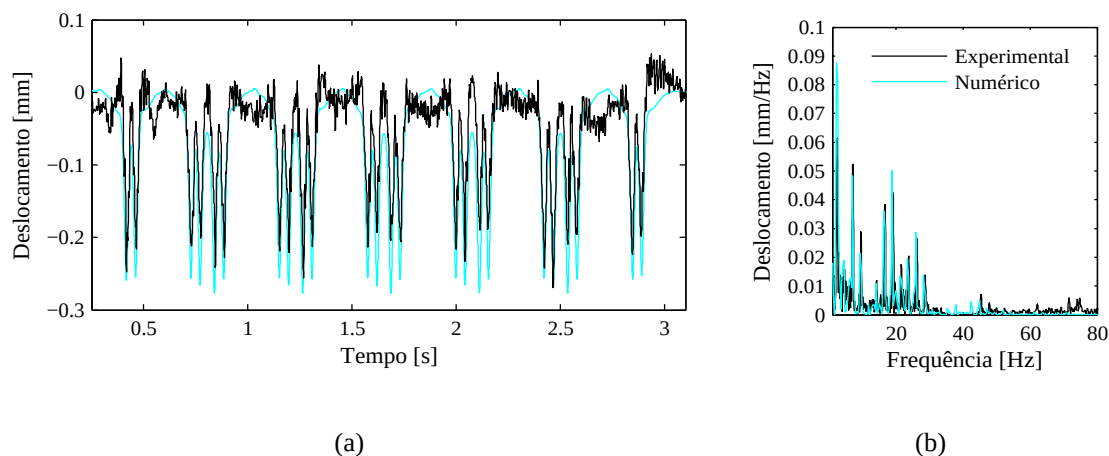


Figura 6.73 - Deslocamento vertical da travessa T1 obtido experimentalmente e com o modelo numérico: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Na Figura 6.74 apresenta-se a comparação experimental e numérica do deslocamento vertical relativo entre o carril e a travessa em termos de registo temporal e conteúdo em frequência onde mais uma vez a concordância entre os resultados se revela muito boa.

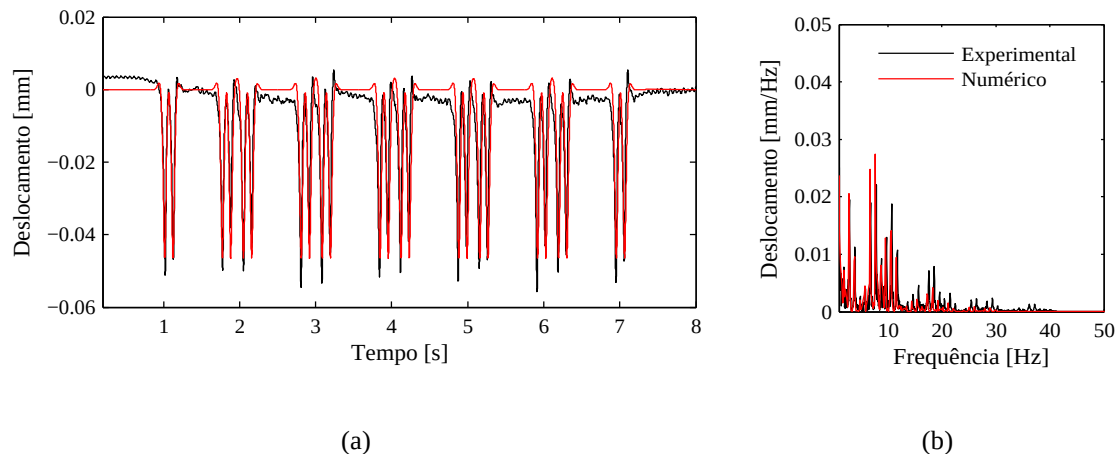


Figura 6.74 - Deslocamento vertical relativo entre o carril e a travessa experimental e numérico: (a) registo temporal e (b) conteúdo em frequência

Conforme foi já apresentado anteriormente neste capítulo, efetuou-se a medição da aceleração vertical em várias travessas, tendo-se concluído que havia pequena variação desta grandeza ao longo das travessas da zona de transição. Apresenta-se na Figura 6.75 a variação da aceleração vertical nas travessas T1, T3, T5 e T7 e respetivos conteúdos em frequência. Também aqui se considera apenas o contributo das frequências mais baixas, encontrando-se os resultados experimentais filtrados a 80 Hz.

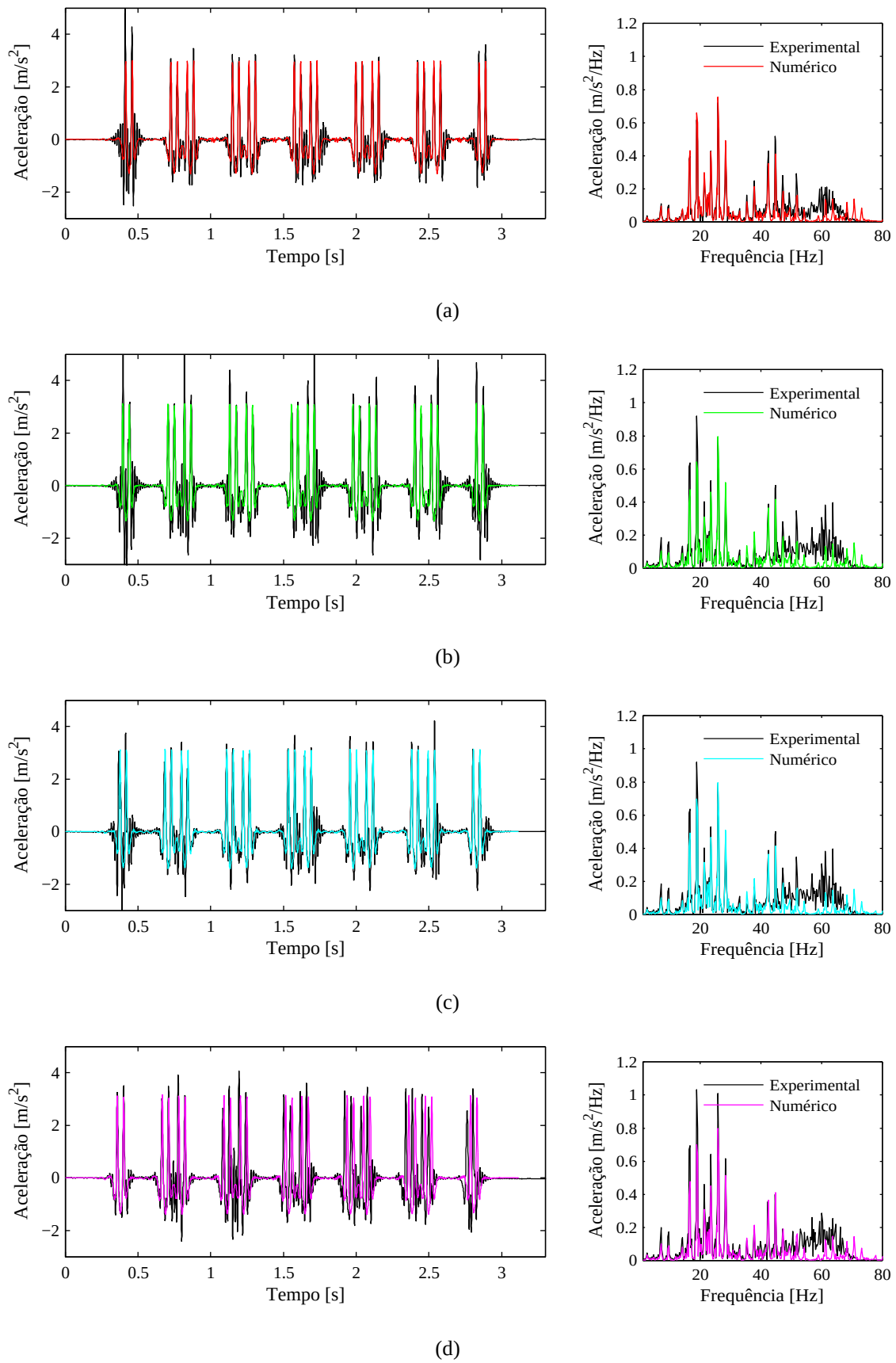


Figura 6.75 - Registo temporal e conteúdo em frequência da aceleração vertical das travessas: (a) T1, (b) T3, (c) T5, (d) T7 obtida experimentalmente e com o modelo numérico

Os resultados experimentais e numéricos são bastante próximos, quer em termos de variação temporal, quer em termos de conteúdo em frequência, comprovando-se a existência de pequenas variações da aceleração das diferentes travessas ao longo da zona de transição.

6.7.2. Discussão do desempenho dos modelos numéricos

Os resultados provenientes da instrumentação dinâmica da via no local de estudo para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h foram comparados com os obtidos no modelo bidimensional em estado plano de tensão tendo-se obtido resultados muito próximos.

Este exercício revestiu-se de grande interesse pois permitiu validar o modelo numérico desenvolvido, demonstrando a sua aplicabilidade à modelação da zona de transição.

Este modelo pode agora ser usado no estudo de diferentes cenários de simulação que permitam por uma lado compreender o comportamento desta zona de transição, e por outro lado prever, com alguma confiança, o seu desempenho a curto e longo prazo.

6.8. SIMULAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA

Com o intuito de aprofundar um pouco a análise desta zona de transição, apresentam-se nesta secção alguns estudos de simulação que serão realizados recorrendo ao modelo bidimensional que foi convenientemente validado na secção anterior.

6.8.1. Cenários de simulação

No contexto da análise do comportamento a curto prazo apresenta-se um estudo que visa avaliar a influência da velocidade de circulação no comportamento dinâmico da zona de transição e um outro estudo onde se pretende avaliar a influência da existência das cunhas de transição.

6.8.2. Comportamento a curto prazo

6.8.2.1. Influência da velocidade de circulação

Nos estudos efetuados na secção 5.5.3.1 do Capítulo 5 verificou-se que o aumento da velocidade de circulação do veículo provocava a amplificação dos efeitos dinâmicos na zona de transição, nomeadamente em termos de forças de interação roda-carril.

Com o intuito de avaliar o efeito deste fator no comportamento dinâmico da zona de transição aterro-passagem hidráulica compara-se na Figura 6.76 a variação da componente dinâmica da

força de interação roda-carril para a passagem do comboio Alfa Pendular na zona de transição a 220 km/h com os obtidos para a passagem do comboio Eurostar a 350 km/h.

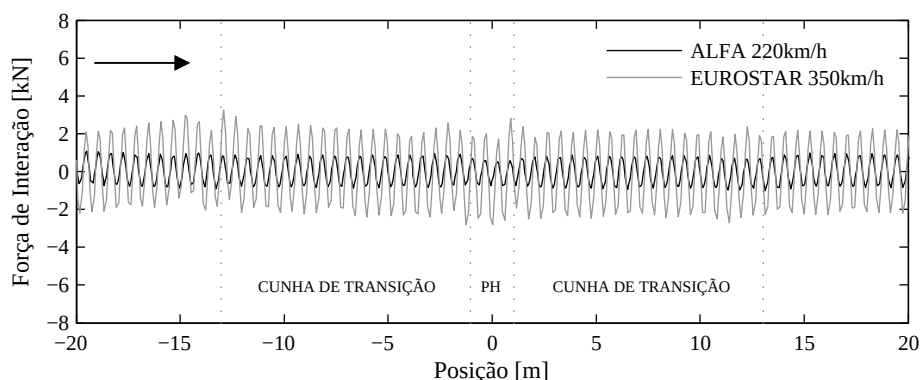


Figura 6.76 - Registo temporal da componente dinâmica da força de interação roda-carril no primeiro eixo do primeiro bogie para a passagem dos comboios Alfa Pendular a 220 km/h e Eurostar a 350 km/h

Da análise destes resultados verifica-se que o aumento da velocidade do veículo tem um efeito pouco importante na amplificação dos efeitos dinâmicos denotando-se apenas o aumento da força devido à excitação paramétrica do espaçamento das travessas e uma ligeira variação da força na transição entre a zona da via em aterro e a cunha de transição e na proximidade da PH. Resultados semelhantes são obtidos para os restantes eixos do comboio.

Conclui-se que a estrutura de transição assim construída apresenta um desempenho dinâmico muito bom, estando inclusivamente preparada para a passagem de tráfego a velocidades superiores.

6.8.2.2. Influência da introdução de cunhas de transição

Relativamente à constituição da zona de transição é particularmente interessante analisar o efeito da cunha de solo-cimento no comportamento dinâmico desta zona de transição, estudou-se assim o comportamento dinâmico para o cenário hipotético de não existir qualquer cunha, efetuando-se a transição diretamente entre a zona em aterro e a estrutura de betão da PH. Este estudo foi realizado para a passagem do comboio Eurostar a 350 km/h.

Na Figura 6.77 apresenta-se a variação do deslocamento vertical dinâmico obtido na primeira roda do primeiro bogie do veículo na passagem pela zona de transição quando se considera ou não a cunha de solo-cimento.

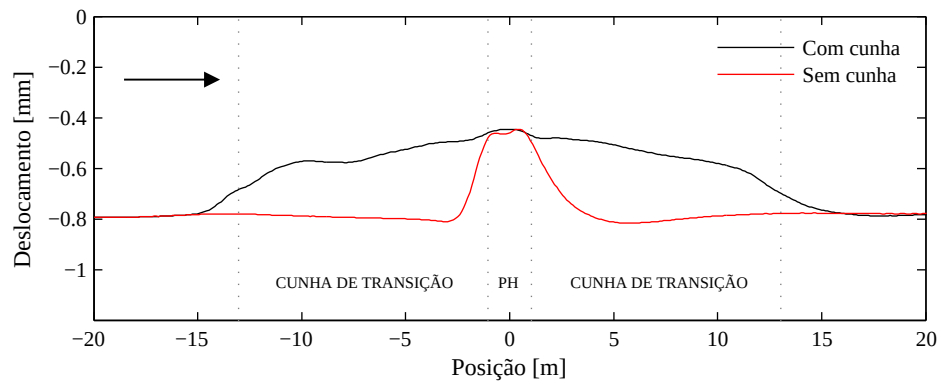


Figura 6.77 - Influência da cunha de transição no deslocamento vertical dinâmico do primeiro eixo do primeiro bogie ao longo da zona de transição

A variação do deslocamento vertical dinâmico experimentado pelo eixo na passagem pela zona de transição é notoriamente diferente nestes dois cenários e evidencia o efeito benéfico da consideração da cunha de transição na variação gradual do deslocamento experimentado pelas rodas do veículo. De notar ainda que o perfil de variação do deslocamento é diferente na transição entre a zona em aterro e a estrutura da PH e entre esta e a zona em aterro, comportamento que é mais evidente no cenário em que não se considera a cunha de transição.

Analisa-se na Figura 6.78 a variação da força de interação roda-carril para estes dois cenários. Conforme se pode observar a ausência da cunha de transição provoca maior amplificação desta força na proximidade da PH. A variação mais acentuada do deslocamento vertical da roda na transição aterro-PH justifica esta variação.

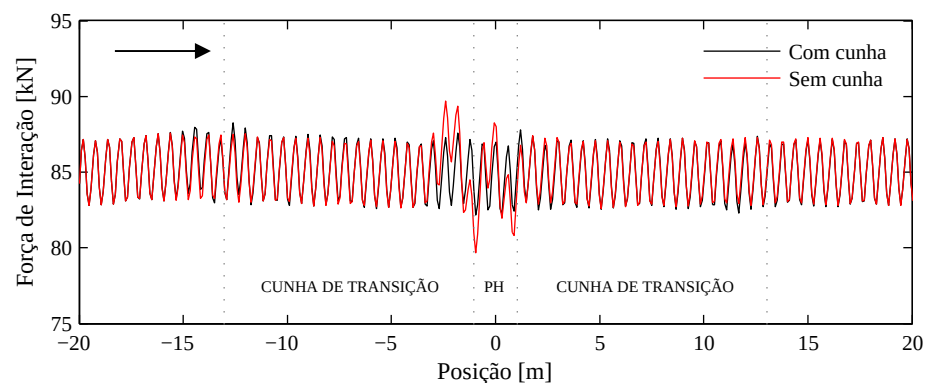


Figura 6.78 - Influência da cunha de transição na força de interação roda-carril do primeiro eixo do primeiro bogie ao longo da zona de transição

6.8.3. Comportamento a longo prazo

Analizados os efeitos dinâmicos induzidos pela passagem de tráfego ferroviário nesta estrutura de transição efetua-se agora o estudo do comportamento a longo prazo para o qual se recorre à metodologia que foi apresentada na secção 4.5 do Capítulo 4, que se baseia no número de ciclos de carga da via e no estado de tensão a que os materiais da via estão sujeitos.

Os estudos de simulação da deformação permanente do caso de estudo 1 apresentado na secção 5.6 do Capítulo 5 permitiram concluir que a deformação da via se deve fundamentalmente ao assentamento permanente da camada de balastro. Tendo por base estas conclusões, na simulação da evolução da deformação permanente da zona de transição aterro-passagem hidráulica que se realiza nesta secção considera-se apenas a deformação da camada de balastro. Esta hipótese simplifica consideravelmente o estudo não comprometendo o rigor dos estudos.

De forma a considerar o cenário mais desfavorável em termos de carregamento da via o estudo foi realizado para a passagem do comboio Eurostar a 350 km/h.

O processo de simulação não é efetuado ciclo a ciclo mas em incrementos correspondentes a conjuntos de ciclos conforme foi referido na descrição da metodologia. Neste caso adotou-se um incremento de ciclos de carga de 100000 para a simulação da evolução da deformação permanente até aos 2 milhões de ciclos, sendo depois adotado um incremento de 500000 ciclos para a simulação até aos 5 milhões de ciclos.

O processo de simulação inicia-se com a avaliação do estado de tensão dos elementos finitos das camadas da via onde se pretende considerar a deformação permanente. Na Figura 6.79 apresenta-se a primeira avaliação da variação da tensão de desvio no topo da camada de balastro ao longo da zona de transição, onde é possível verificar que a tensão de desvio é mais elevada sobre as cunhas de transição do que em plena via, sendo ainda um pouco mais elevada sobre a PH. Cada ponto do gráfico corresponde à tensão de desvio sob uma travessa da via. O sentido em que o veículo se desloca encontra-se também assinalado na figura por uma seta.

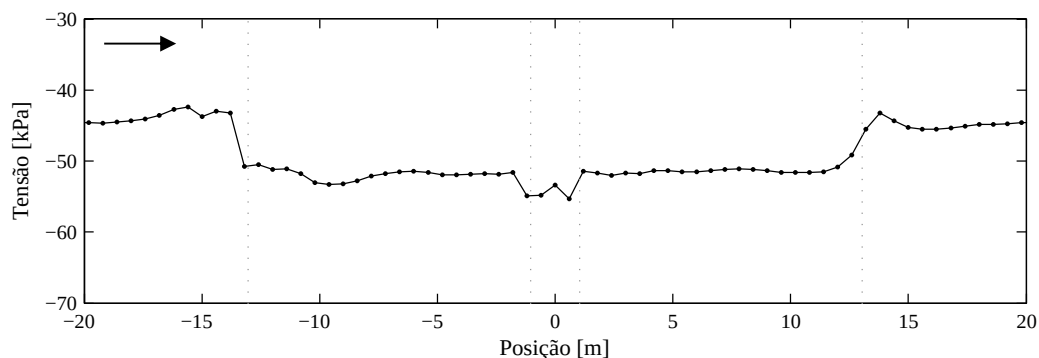


Figura 6.79 - Evolução da tensão de desvio no topo da camada de balastro ao longo da zona de transição

A evolução da deformação permanente da via ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga evolui de forma diferente nos diferentes elementos dependendo do estado de tensão a que estão sujeitos. Apresenta-se a título de exemplo na Figura 6.80 a evolução da deformação permanente em três elementos do topo da camada de balastro localizados sob uma travessa nas posições -13,05 (elemento E1), 0 m (elemento E2) e 12,6 m (elemento E3). Os elementos E1 e E3 localizam-se no início das cunhas de transição e o elemento E2 sobre a PH.

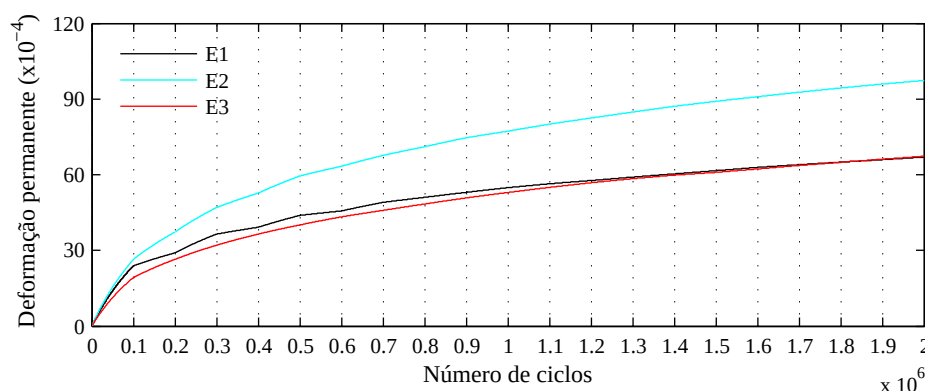


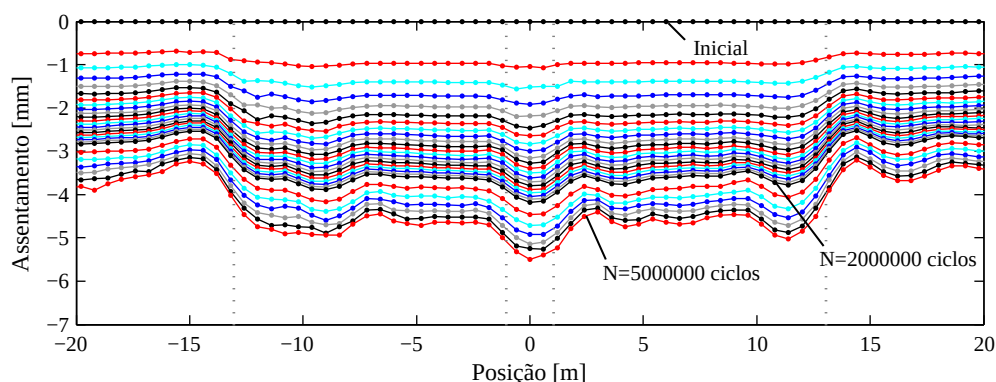
Figura 6.80 - Evolução da deformação permanente em função do número de ciclos de carga em três elementos finitos do topo da camada de balastro nas posições -13,05 (E1), 0 m (E2) e 12,6 m (E3)

Conforme se pode verificar a deformação permanente evolui de forma mais acentuada no elemento E2 do que nos elementos E1 e E3 que apresentam evolução muito semelhante.

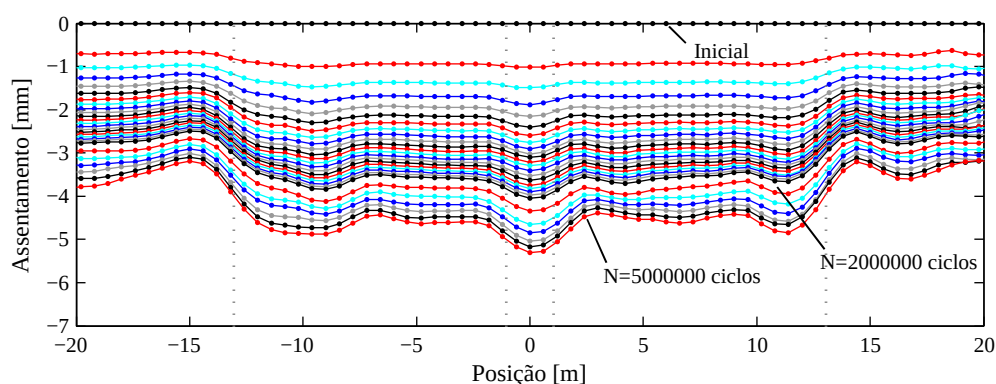
Apresentam-se agora alguns resultados da análise dinâmica da zona de transição realizada ao longo do processo de deformação permanente da via.

De forma a analisar a alteração do perfil longitudinal da via devido à acumulação da deformação permanente analisou-se o assentamento da via no topo da camada de balastro que se apresenta na Figura 6.81 (a). Uma vez que se considera contacto entre a base da travessa e o topo da camada de balastro analisa-se também a evolução da deformação na base da travessa que se apresenta na Figura 6.81 (b). Cada ponto do registo corresponde à média dos valores do assentamento obtidos nos nós situados no alinhamento de uma travessa.

De referir que a deformação permanente da via até aos 2 milhões de ciclos de carga foi simulada com incrementos de 100000 ciclos de carga, sendo a evolução entre os 2 milhões e os 5 milhões de ciclos de carga simulada considerando incrementos de 500000 ciclos.



(a)



(b)

Figura 6.81 - Evolução do assentamento em função do número de ciclos de carga ao longo da zona de transição: (a) no topo da camada de balastro e (b) na base das travessas

A deformação permanente ao longo da zona de transição acompanha a tendência verificada na distribuição de tensões, sendo mais elevada sobre as cunhas de transição do que na plena via e ainda mais elevada sobre a PH. Nota-se ainda um pequeno aumento da deformação permanente da via localizada no início das cunhas de transição e sobre a PH.

Verifica-se que existem diferenças muito pequenas entre a evolução da deformação permanente em função do número de ciclos de carga no topo da camada de balastro e na base da travessa o que significa que as travessas acompanham a deformação do balastro. A análise da distribuição dos vazios ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga, apresentada na Figura 6.82, permite verificar que estes são efetivamente muito pequenos, sendo o valor máximo verificado ao fim de 5 milhões de ciclos igual a 0,20 mm.

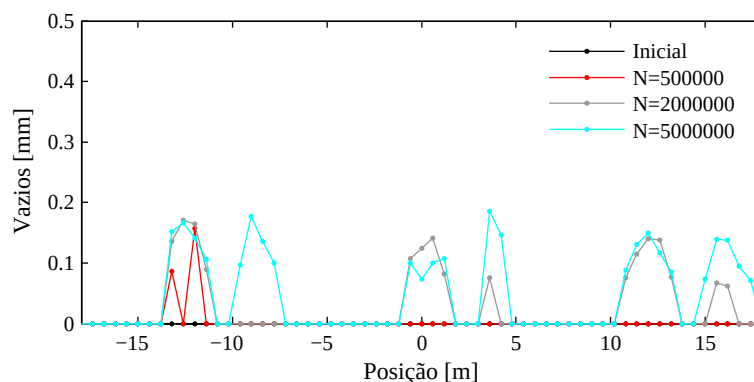


Figura 6.82 - Distribuição de vazios entre a base da travessa e o topo da camada de balastro ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga

Estes pequenos vazios ao longo da zona de transição começam por aparecer na via junto ao início das cunhas de transição e sobre a PH alastrando depois para as zonas adjacentes. Esta distribuição está de acordo com os pontos onde se verificaram maiores variações das foças de interação roda-carril que se apresentam na Figura 6.84.

Na Figura 6.83 apresenta-se o deslocamento da roda na passagem pela zona de transição em função do número de ciclos de carga. Este deslocamento resulta da sobreposição do deslocamento inicial quando não se considera qualquer deformação na via com o perfil deformado da via.

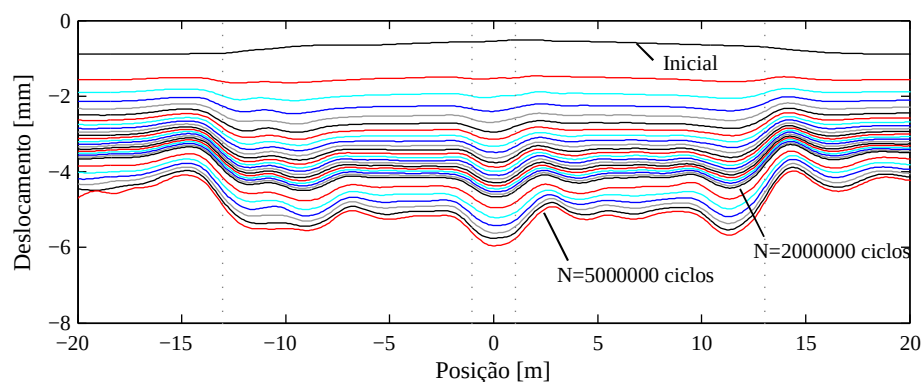


Figura 6.83 - Deslocamento vertical dinâmico da roda ao longo da zona de transição em função do número de ciclos de carga

O deslocamento vertical da roda é mais elevado no início das cunhas de transição e sobre a PH que correspondem às zonas onde ocorre maior deformação permanente da camada de balastro.

Na Figura 6.84 apresenta-se a variação da força de interação roda-carril em função do número de ciclos de carga.

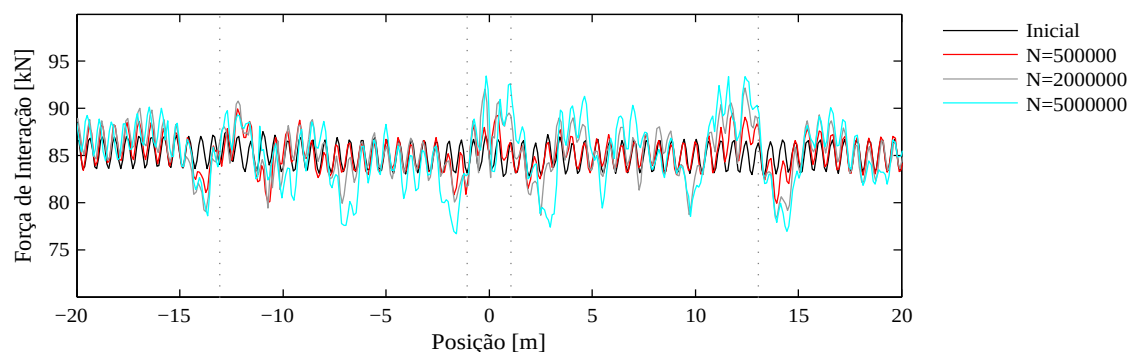


Figura 6.84 - Força de interação roda-carril na zona de transição em função do número de ciclos de carga

A variação da força de interação está de acordo com a variação do perfil de deslocamento vertical da roda notando-se maiores variações no início das cunhas de transição e na PH. Verifica-se ainda que esta variação é relativamente reduzida notando-se ao fim de 5000000 de ciclos de carga uma amplificação máxima da força de apenas 10 %.

Os resultados apresentados na Figura 6.85 permitem analisar a evolução dos valores máximos e mínimos da força de interação na zona de transição. Distinguem-se três zonas de transição designando-se por zona 1 a transição entre a zona em aterro e a cunha de transição, por zona 2 a transição entre a cunha de transição e a PH e por zona 3 a transição entre a cunha de transição e a zona em aterro.

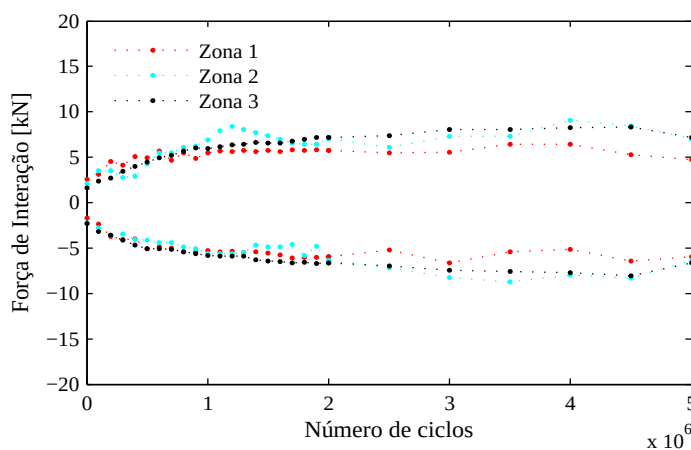


Figura 6.85 - Valores máximos e mínimos da componente dinâmica da força da interação roda-carril em três zonas da via em função do número de ciclos de carga

A evolução da força de interação roda-carril é muito semelhante para as três zonas verificando-se até cerca de 1000000 alguma tendência para o aumento da força de interação verificando-se depois que esta estabiliza. Tendência semelhante se verifica para a evolução da aceleração vertical do eixo do veículo (Figura 6.86).

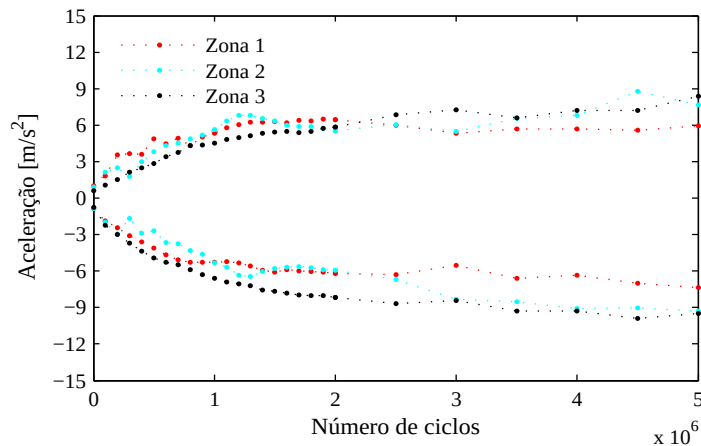


Figura 6.86 - Valores máximos e mínimos da aceleração vertical do eixo na passagem por três zonas da via em função do número de ciclos

Verifica-se que ao fim de 5 milhões de ciclos se atinge uma aceleração máxima de 9 m/s^2 que é um valor muito reduzido, inclusivamente inferior ao limite mínimo de 30 m/s^2 que corresponde a um controlo normal de acordo com a experiência da SNCF, anteriormente referido na secção 2.2.5 do Capítulo 2.

6.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo é inteiramente dedicado ao estudo de uma transição aterro-passagem hidráulica localizada ao km 40+250 da Linha do Norte no trecho de Vila Franca de Xira (norte) - Azambuja. Depois da descrição da zona de transição e dos ensaios experimentais desenvolvidos no local, desenvolveram-se modelos numéricos que foram calibrados e validados com os resultados experimentais.

Para a análise da resposta dinâmica da via realizaram-se ensaios de receptância que, em virtude do estudo ser realizado numa zona onde se verifica a variação das características da fundação da via, decorreu em três zonas diferentes da via: sobre a PH, na zona da cunha de transição e na zona em aterro. Este estudo permitiu verificar que a flexibilidade dinâmica é efetivamente menor sobre a PH, aumentando na zona da cunha de transição e na zona em aterro. Verificam-se ainda diferenças na frequência de vibração global da via que está também em concordância com a rigidez da via nas três zonas, uma vez que se verifica que esta frequência é igual a de 90,3 Hz na zona da via sobre a PH, 78,1 Hz na zona da cunha de transição e 65,9 Hz na zona em aterro. As funções de coerência determinadas neste ensaio aproximam-se muito da unidade o que traduz a boa qualidade dos resultados obtidos.

O ensaio com tráfego ferroviário realizado na zona de transição envolveu a monitorização de deslocamentos do carril, da travessa e da interface carril-travessa, acelerações das travessas e

cargas aplicadas na via. A monitorização de deslocamentos do carril foi realizada recorrendo a um sistema de medição sem contacto. A monitorização de três pontos permitiu verificar que ocorre variação de deslocamento ao longo da zona de transição, sendo este na zona em aterro cerca do dobro do que se verifica na zona da via sobre a PH. Verificou-se ainda que a aceleração das travessas localizadas ao longo da zona de transição se mantém sensivelmente constante.

Efetuuou-se ainda no âmbito do trabalho experimental a monitorização sincronizada das respostas dinâmicas do veículo e da via. Este ensaio consistiu na instrumentação dos eixos, bogies e caixa do veículo de inspeção da via EM120 na passagem pela zona de transição também instrumentada, sendo a sincronização das aquisições efetuada com recurso ao sinal horário de sistemas GPS. Verificou-se que a variação de aceleração vertical do eixo do veículo não sofre variações significativas na passagem pela zona de transição aterro-passagem hidráulica. Esta metodologia de instrumentação revelou ser uma forma prática para a avaliação do desempenho de zonas de transição.

Para a simulação deste caso de estudo desenvolveram-se dois modelos de elementos finitos, um modelo tridimensional e um modelo bidimensional em estado plano de tensão. A simulação do ensaio de receptância no modelo tridimensional e a sua comparação com os resultados experimentais permitiu identificar algumas diferenças nos picos de ressonância correspondentes à vibração global da via e à vibração do carril sobre as palmilhas. Tendo por base a comparação das curvas de receptância numérica e experimental realizou-se a calibração do modelo com base no ajuste do módulo de deformabilidade das camadas de balastro e sub-balastro e da rigidez das palmilhas. No final do processo de calibração verificou-se boa concordância entre as curvas de receptância numéricas e experimentais. Com base neste modelo tridimensional efetuou-se a calibração estática e dinâmica do modelo bidimensional.

A comparação dos resultados da análise do comportamento dinâmico da zona de transição para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h obtidos com os dois modelos numéricos revelou existir muito boa concordância, tendo-se comparado diversas grandezas como forças de interação roda-carril, deslocamentos da roda, deslocamentos do carril e acelerações das travessas.

A validação experimental foi realizada com base no modelo bidimensional e revelou existir muito boa concordância entre os resultados experimentais e os obtidos numericamente.

Com o modelo bidimensional convenientemente calibrado e validado com os resultados experimentais realizaram-se alguns cenários de simulação do comportamento desta zona de transição a curto e a longo prazo. A simulação da passagem do comboio Eurostar a 350 km/h permitiu concluir que a estrutura de transição assim construída se encontra preparada para a

passagem de tráfego de alta velocidade. Verificou-se ainda com base em estudos de simulação que as cunhas de transição desempenham um papel muito importante no bom desempenho dinâmico desta zona de transição.

Com base na simulação da evolução da deformação permanente da zona de transição foi possível concluir que também a longo prazo o seu desempenho é muito bom. Ocorre um ligeiro aumento do assentamento da via no início das cunhas de transição e sobre a PH. Verifica-se que esse aumento não se traduz em efeitos dinâmicos significativos uma vez que se verifica ao fim de 5 milhões de ciclos de carga uma amplificação da força de interação de apenas 10 %, sendo a aceleração máxima do eixo do veículo sensivelmente igual a de 9 m/s^2 . Pela análise dos valores máximos e mínimos destas grandezas em função do número de ciclos de carga nota-se uma tendência para estabilização destes valores ao fim de sensivelmente 1 milhão de ciclos.

O bom comportamento identificado deve-se essencialmente à presença das cunhas de transição que, ao promoverem a variação do deslocamento vertical da roda de forma muito suave, evitam a amplificação das forças de interação roda-carril que contribuem de forma determinante para o aumento da deformação permanente da via. O facto de existir camada de sub-balastro sobre a estrutura da PH permite também uniformizar a distribuição das cargas evitando maior concentração de tensões sobre esta zona e consequentemente menores deformações permanentes.

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

Finalizado o trabalho resumem-se agora nesta secção as principais conclusões.

Relativamente às metodologias numéricas, a consideração da interação veículo-via, através da incorporação de algoritmos de contacto na modelação do contacto roda-carril, revelou ser muito importante no contexto da análise dinâmica de zonas de transição.

A consideração de contacto nas interfaces travessas-balastro revelou ser particularmente importante nos estudos do comportamento a longo prazo das zonas de transição, uma vez que permitiu simular o aparecimento de travessas flutuantes como consequência do assentamento permanente das camadas da via.

No que concerne à simulação do contacto roda-carril, em virtude de restrições de modelação dos programas utilizados, foi necessário estabelecer dois tipos de contacto diferentes: contacto do tipo ponto-linha nos modelos bidimensionais desenvolvidos no programa ANSYS e contacto do tipo superfície-superfície nos modelos tridimensionais desenvolvidos no programa LS-DYNA.

A comparação dos dois modelos permitiu identificar uma boa concordância de resultados, notando-se apenas pequenas diferenças nos casos em que é induzida a frequência de vibração do conjunto roda-via na resposta dinâmica do sistema. No entanto, estas diferenças revelaram ser pouco importantes no contexto dos casos de estudo de zonas de transição analisadas na presente dissertação.

Nos modelos com contacto do tipo ponto-linha verificou-se que quando a roda se desloca sobre a linha alvo aplicada sobre os elementos de viga que modelam a via, ocorre no registo da força de interação uma frequência espúria que depende da discretização da via, e que resulta da forma como os elementos alvo transferem a carga para os nós, não respeitando as funções de forma dos elementos sobre os quais são aplicados.

A alteração do incremento de tempo de integração ou da discretização adotada para a via revelaram ser as formas mais adequadas para contornar o problema, e assim eliminar esta perturbação.

As diferentes metodologias para análise dinâmica com interação veículo-via foram aplicadas à simulação do comportamento a curto e longo prazo de dois casos de estudo: um primeiro caso que consistiu numa transição brusca de rigidez da fundação da via e um segundo caso de uma transição aterro-passagem hidráulica.

O primeiro caso de estudo revelou ser particularmente útil na avaliação da aplicabilidade dos diversos tipos de modelos numéricos desenvolvidos para o estudo de zonas de transição, tendo-se revelado o segundo caso essencial para a validação experimental dos modelos numéricos.

Tendo por base o primeiro caso de estudo desenvolveram-se três modelos numéricos diferentes: um modelo tridimensional, mais complexo, e dois modelos bidimensionais, um em apoios elásticos, que é vulgarmente usado na modelação destes casos, e um em estado plano de tensão.

Os estudos de simulação realizados permitiram verificar que a resposta do modelo bidimensional em apoios elásticos se afasta consideravelmente da obtida com os restantes modelos e que se obtêm em geral respostas muito semelhantes entre os modelos tridimensional e bidimensional em estado plano de tensão.

Verificou-se que foi possível efetuar a modelação de zonas de transição recorrendo a um modelo bidimensional plano. No entanto, para assegurar o bom desempenho deste modelo foi essencial efetuar a sua calibração, tendo-se proposto para o efeito dois procedimentos complementares, um para a calibração estática e outro para a calibração dinâmica

A calibração estática consistiu na obtenção da largura dos elementos finitos de modo a fazer coincidir a rigidez estática da via nos modelos 2D e 3D, sendo a massa dos elementos no modelo 2D determinada com base nas larguras assim obtidas. A calibração dinâmica foi realizada com base no ajuste da curva de receptância da via no modelo 2D à curva de receptância da via no modelo 3D, fazendo variar os parâmetros que definem o amortecimento no modelo 2D.

A comparação dos resultados obtidos entre o modelo bidimensional em estado plano de tensão calibrado e o modelo tridimensional permitiu concluir que o modelo bidimensional traduz de forma correta a resposta dinâmica, particularmente as tensões nas diferentes camadas da via ao longo da zona de transição. Este aspeto revelou-se fundamental para validar a sua aplicabilidade nas simulações da evolução da deformação permanente da via.

Relativamente ao modelo de veículo a adotar no contexto da análise dinâmica de zonas de transição verificou-se que, em virtude da gama de frequências envolvida na resposta dinâmica, a modelação de um bogie é em geral a opção mais adequada. Verificou-se ainda que em muitas situações, considerando apenas um eixo do veículo se obtêm resultados próximos dos resultados em que se considera um bogie.

Os estudos de simulação efetuados permitiram concluir que no cenário de curto prazo, ou seja, sem considerar a deformação permanente da via, a variação das forças de interação roda-carril induzidas pela variação de rigidez da via é relativamente reduzida, encontrando-se muito longe dos limites de intervenção estabelecidos.

A simulação do comportamento a longo prazo deste caso de estudo permitiu retirar algumas conclusões importantes. Verificou-se que durante a evolução da deformação permanente da via ocorrem deformações localizadas na zona onde se verifica a maior variação de rigidez. Concluiu-se ainda que nas zonas onde se verificam as deformações permanentes mais acentuadas ocorrem travessas flutuantes.

Concluiu-se ainda que a consideração da componente dinâmica da força de interação é fundamental para estimar a evolução da deformação permanente da via numa zona de transição. Apesar de no início do processo de deformação o seu contributo ser relativamente reduzido, com a evolução da deformação permanente a sua consideração é determinante. Verificou-se que com o aumento do número de ciclos de carga as acelerações do eixo do veículo e as forças de interação roda-carril atingiram os limites de intervenção imediata.

No contexto do segundo caso de estudo desenvolveu-se um campo experimental que permitiu analisar o comportamento da zona de transição e validar os modelos numéricos, e simultaneamente desenvolver valências no âmbito da monitorização da via.

A realização de ensaios de receptância revelou-se particularmente importante pois permitiu analisar os efeitos da variação de rigidez nas características dinâmicas da via. A realização deste ensaio em três secções diferentes da zona de transição permitiu identificar as diferenças em termos de flexibilidade dinâmica da via, mostrando ainda que a frequência de vibração global da via sofre um aumento ou redução consoante a rigidez da via é mais elevada ou mais reduzida, respetivamente.

Ainda no contexto do estudo experimental desta zona de transição, a monitorização do deslocamento da via recorrendo a métodos de medição sem contacto revelou ser uma forma muito adequada para essa medição, permitindo monitorizar o deslocamento de vários pontos da via ao longo da transição, comprovando as variações de rigidez.

Desenvolveram-se também para este caso de estudo um modelo tridimensional e um modelo bidimensional em estado plano de tensão. A comparação de resultados de diversas grandezas, como forças de interação roda-carril, deslocamentos da roda, deslocamentos do carril e acelerações das travessas, obtidas com os dois modelos na análise dinâmica da zona de transição para a passagem do comboio Alfa Pendular a 220 km/h, revelou uma muito boa concordância.

Por sua vez, a comparação dos resultados experimentais dos ensaios com tráfego ferroviário com os resultados numéricos com recurso ao modelo bidimensional plano, permitiu validar a adequabilidade deste modelo na avaliação da resposta dinâmica da zona de transição.

Os estudos de simulação permitiram verificar que esta zona de transição apresenta um bom desempenho em termos do comportamento a curto e longo prazo. A presença das cunhas de transição pode ser apontada como a principal responsável por esse desempenho, uma vez que, ao promoverem a variação de forma suave do deslocamento vertical da roda do veículo, evitam a amplificação das forças de interação roda-carril. Associado a este facto, principalmente no contexto do comportamento a longo prazo desta transição, a presença da camada de subbalastro sobre a PH pode também ter tido um efeito muito importante para esse bom desempenho.

As aplicações aos dois casos de estudo analisados demonstrou a versatilidade dos modelos tridimensionais e bidimensionais em estado plano de tensão, os quais poderão ser aplicados ao estudo de outros tipos de transições.

Concluiu-se ainda que as análises dinâmicas recorrendo a modelos tridimensionais só deverão ser viáveis com base em métodos explícitos. O recurso a métodos implícitos revelou, face aos tempos de cálculo ou disponibilidade de memória requeridos, não ser sequer uma opção.

Apesar de se obterem tempos de cálculo razoáveis quando se recorre a modelos tridimensionais associados a métodos explícitos, os modelos bidimensionais propostos foram de longe os mais eficientes do ponto de vista computacional, uma vez que envolveram tempos de cálculo consideravelmente mais reduzidos.

Verificou-se que, na análise do primeiro caso de estudo com o modelo bidimensional se conseguiram tempos de cálculo cerca de 26 vezes inferiores (mesmo considerando processamento paralelo nos modelos tridimensionais com cálculo explícito).

Relativamente à metodologia desenvolvida para a simulação da evolução da deformação permanente da via, verificou-se que permite ter em conta as diferentes características dos vários materiais que constituem a via, podendo ser facilmente aplicada ao estudo de outras zonas de transição. As leis de evolução da deformação permanente dos materiais deverão ser função do número de ciclos de carga aplicados e do estado de tensão.

Face às conclusões retiradas sobre a evolução da deformação permanente é possível concluir que as soluções de mitigação a aplicar nas zonas de transição com vista a melhorar o seu desempenho a longo prazo devem essencialmente propiciar uma melhor distribuição das tensões pelas diferentes travessas. Assim, por exemplo, a colocação de palmilhas flexíveis sob os carris, de palmilhas sob as travessas ou de mantas sob a camada de balastro, poderão ser soluções interessantes a explorar neste contexto.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com o objetivo de dar continuidade ao estudo de zonas de transição apresentam-se algumas sugestões de desenvolvimentos futuros, que podem contribuir para o avanço da compreensão do comportamento destas zonas a curto e a longo prazo.

Assim, sugere-se aplicar as metodologias desenvolvidas ao estudo de outras zonas de transição, como transições aterro-ponte ou aterro-túnel.

Ainda neste contexto sugere-se a realização de estudos de simulação que permitam retirar conclusões concretas sobre as soluções mais eficazes para as zonas de transição, nomeadamente em termos de geometria e materiais a usar nas cunhas de transição.

No âmbito dos estudos de simulação numérica seria ainda interessante analisar os efeitos da consideração de diferentes tipos de comboio de alta velocidade, de modo a atender às exigências de interoperabilidade da rede europeia de alta velocidade.

O estudo de diversas medidas de mitigação, que são normalmente utilizadas de modo empírico para melhorar o desempenho das zonas de transição é um ponto interessante para desenvolvimento futuro.

A avaliação do desempenho das medidas deverá ser efetuado tendo em conta o comportamento a longo prazo, pois demonstrou-se ser o mais condicionante em termos dos efeitos dinâmicos. Ainda neste âmbito seria interessante efetuar a avaliação das soluções de mitigação tendo em conta o seu custo no ciclo de vida.

Sugere-se ainda, com base em estudos numéricos e experimentais, o estabelecimento de limites para o controlo do desempenho de zonas de transição, não só para o comboio, como a aceleração dos eixos, mas também para a via, como deslocamentos ou acelerações do carril ou travessas na zona de transição.

No contexto da simulação do comportamento a longo prazo das zonas de transição, tendo por base os modelos desenvolvidos, seria interessante incluir nas simulações o efeito dos assentamentos resultantes de deformações devidas a fenómenos de fluência ou consolidação dos aterros e da fundação.

BIBLIOGRAFIA

Abdelkrim, M.; Bonnet, G. and de Buhan, P. - *A computational procedure for predicting the long term residual settlement of a platform induced by repeated traffic loading*. Computers and Geotechnics, 2003. 30:6, p. 463-476.

Al Shaer, A.; Duhamel, D.; Sab, K.; Foret, G. and Schmitt, L. - *Experimental settlement and dynamic behavior of a portion of ballasted railway track under high speed trains*. Journal of Sound and Vibration, 2008. 316:1-5, p. 211-233.

Alves Costa, P. - *Vibrações do sistema via-macício induzidas por tráfego ferroviário. Modelação numérica e validação experimental*. Tese de Doutoramento. 2011, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Alves Costa, P.; Calçada, R.; Marques, J. C. and Cardoso, A. - *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.

Alves Ribeiro, C.; Calçada, R. and Delgado, R. - *Track-train dynamic behaviour on transition zones of high speed railway lines*. In: Proceedings of the 11th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, 2007: St. Julians, Malta.

Alves Ribeiro, C.; Calçada, R. and Delgado, R. - *Dynamic effects in transition zones of high speed railway lines*. In: 15th Nordic Railway Seminar 2008a: Hooks Herrgards, Sweden.

Alves Ribeiro, C.; Calçada, R. and Delgado, R. - *Dynamic analysis of transition zones of high speed railway lines*. In: EURODYN 2008 - 7th European Conference on Structural Dynamics, 2008b: Southampton, United Kingdom.

Alves Ribeiro, C.; Dahlberg, T.; Calçada, R. and Delgado, R. - *Dynamic analysis of transition zones on high speed railway lines by explicit analysis methods*. In: COMPDYN 2009 -

Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2009: Rhodes, Greece.

ANSYS - *ANSYS LS DYNA User's guide*. Release 12.0, 2009. ANSYS inc.

Auersch, L. - *Dynamic interaction of various beams with the underlying soil - finite and infinite, half-space and Winkler models*. European Journal of Mechanics - A/Solids, 2008. 27:5, p. 933-958.

Augustin, S.; Gudehus, G.; Huber, G. and Schünemann, A. - *Numerical model and laboratory tests on settlement of ballast track*. System dynamics and long-term behaviour of railway vehicles, track and subgrade by Karl Popp and Werner Schiehlen. Springer, 2003. p. 317-336.

Ayasse, J.-B. and Chollet, H. - *Wheel-Rail Contact*. Handbook of Railway Vehicle Dynamics. Taylor & Francis, 2006. Chapter 4, p. 85-120.

Baessler, M. and Ruecker, W. - *Track settlement due to cyclic loading with low minimum pressure and vibrations*. System dynamics and long-term behaviour of railway vehicles, track and subgrade by Karl Popp and Werner Schiehlen. Springer, 2003. p. 337-356.

Banimahd, M. and Woodward, P. K. - *3-Dimensional finite element modelling of railway transitions*. In: Proceedings of 9th International Conference on Railway Engineering, 2007: London.

Barron de Angoiti, I. - *High Speed Rail: Development around the World*. In: Noise and Vibration on High-Speed Railways, R. Calçada et al. 2008: Porto, Portugal.

Bathe, K. J. and Bouzinov, P. A. - *On the constraint function method for contact problems*. Computers & Structures, 1997. 64:5-6, p. 1069-1085.

Belytschko, T.; Liu, W. K. and Moran, B. - *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. 2000. Wiley.

Berggren, E. - *Railway track Stiffness. Dynamic measurements and evaluation for efficient maintenance*. PhD thesis. 2009, Division of Rail Vehicles, Royal Institute of Technology (KTH). Stockholm, Sweden.

Berggren, E.; Jahlénus, A.; Bengtsson, B.-E. and Berg, M. - *Simulation, Development and Field Testing of a Track Stiffness Measurement Vehicle*. In: Proceedings of 8th International Heavy Haul Conference, 2005: Rio de Janeiro.

- Bodin, V. - *Comportement du ballast des voies ferrées soumises a un chargement vertical et lateral*. PhD thesis. 2001, École Nationale des ponts et chaussées.
- Brown, S. F.; Kwan, J. and Thom, N. H. - *Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast*. *Geotextiles and Geomembranes*, 2007. 25:6, p. 326-335.
- Bruni, S.; Colina, A. and Corradi, R. - *Numerical modeling of railway runnability and ballast settlement in railroad bridges*. In: *Eurodyn 2002*, Swets & Zeitlinger. 2002: Lisse.
- Burrow, M. P. N.; Ghataora, G. S. and Stirling, A. B. S. - *A rational approach to railway track substructure design*. In: *Proceedings of the Conference on Excellence in Railway Systems Engineering and Integration*, 2005: Derby, UK.
- Cai, C. S.; Shi, X. M.; Voyiadjis, G. Z. and Zhang, Z. J. - *Structural Performance of Bridge Approach Slabs under Given Embankment Settlement*. *Journal of Bridge Engineering*, 2005. 10:4, p. 482-489.
- Calçada, R. and Delgado, R. - *Railway bridges on high speed lines – dynamic effects at subgrade to bridge transition*. In: *Proceedings of the 3rd International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering*, 1998: Porto, Portugal.
- CDM - *Technical specification. Under sleeper pads type CDM-USP-I-10a*. T.Lorent. 2009.
- CEN - *EN1991-2, Eurocode1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization, 2003.
- CEN - *EN1990 Eurocode :Basis of Structural design. Annex A2: Application for bridges*. European Committee for Standardization, 2005.
- Chopra, A. K. - *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 1995. Prentice Hall.
- Coba - *Modernização da Linha do Norte Alhandra-Setil (sub-troço 1/2). Ensaio S.P.T.* 1994. Sondagem nº S358, p. 203-212.
- Coba - *Trecho Vila Franca de Xira (Norte) - Azambuja. Projecto de execução*. 2006. Volume 2 - Via e Infraestruturas, p. 14-82.
- Coelho, B. - *Dynamics of railway transition zones in soft soils*. PhD thesis. 2011, Section of Geoengineering, Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.

Cook, R. D.; Malkus, D. S.; Plesha, M. E. and Witt, R. J. - *Concepts and applications of finite element analysis*. 4th Edition, 2002. John Wiley & Sons, Inc.

Dahlberg, T. - *Railway track settlements - a literature review*, 2004. Mechanical Engineering, Linköping University. Linköping, Sweden.

Dahlberg, T. - *Track Issues*. Handbook of Railway Vehicle Dynamics. Taylor & Francis Group, 2006. p. 143-179.

Delgado, R. - *Método dos Elementos Finitos*, Textos de apoio às aulas, 1990. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Dias da Silva, V. - *Mecânica e resistência dos materiais*. 1995. Ediliber Editora.

Dimitrovová, Z. and Varandas, J. N. - *Critical velocity of a load moving on a beam with a sudden change of foundation stiffness: Applications to high-speed trains*. Computers and Structures, 2009. 87:19-20, p. 1224-1232.

Dominguez, J. - *Boundary Elements in Dynamics*. 1993. Computational Mechanics Publications, Elsevier Applied Science.

Duijvestijn, B.; Meinhardt, G. and Schulz, G. - *A convenient journey from embankment to bridge*. In: IABSE Conference, 2003: Antwerp, Belgium.

ERRI - D 214 / RP 9 - *Rail bridges for Speeds > 200 km/h. Annex E: Data for train types considered in studies*, Final Report, 1999a. European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.

ERRI - D 230.1 / RP1 - *Embankment structure transition*, Bridge ends, 1999b. European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.

ERRI - D 230.1 / RP2 - *Description of Phase II work*, Bridge ends, 1999c. European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.

ERRI - D 230.1 / RP3 - *State of the art report. Embankment structure transition*, Bridge ends, 1999d. European Rail Research Institute. Utrecht, Netherlands.

Esveld, C. - *Modern Railway Track*. Second Edition, 2001. Delft University of Technology.

ETI - *Especificação Técnica de Interoperabilidade para o subsistema «material circulante» do sistema ferroviário transeuropeu de alta velocidade a que se refere o nº 1 do artigo 6º da Directiva 96/48/CE*. Comissão das Comunidades Europeias 2002.

EUROBALTII - European Research for An Optimised Ballasted Tracks Coordinated by: Union Internationale des Chemins de fer (UIC), 1997-2000.

http://cordis.europa.eu/search/index.cfm?fuseaction=proj.document&PJ_RCN=2552984 (2011)

Faria, R. - *Análise numérica de barragens abóbada sujeitas à acção sísmica*. Tese de Mestrado. 1988, Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Ferreira, P. - *Modelling and prediction of the dynamic behaviour of railway infrastructures at very high speeds*. PhD Thesis. 2010, Instituto Superior Técnico. Lisboa, Portugal.

Figueiredo, H. - *Dinâmica de pontes mistas aço–betão em linhas de alta velocidade*. Tese de Mestrado. 2007, Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Ford, R. - *Differential ballast settlement, and consequent undulations in track, caused by vehicle - track interaction*. Vehicle System Dynamics Supplement 24, 1995. p. 222-233.

Fortunato, E. - *Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Tese de Doutoramento. 2005, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

FRA - *A method for upgrading the performance at track transitions for high-speed service*, by A. Kerr and L. A. Bathurst, 2001. U.S. Department of Transportation. Washington, USA.

FRA - *Non-Destructive Evaluation of Railway Track Using Ground Penetrating Radar*, RR05-06. 2006. U.S. Department of Transportation. Washington, USA.

FRA - *Bridge Approaches and Track Stiffness*, RR07-12. 2007. U. S. Department of Transportation. Washington, USA.

François, S.; Schevenels, M.; Galvín, P.; Lombaert, G. and Degrande, G. - *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.

Fröhling, R. D. - *Deterioration of railway track due to dynamic vehicle loading and spatially varying track stiffness*. PhD thesis. 1997, University of Pretoria. Pretoria.

Galé, A. - *Nuevas tendencias en el diseño de vía*. In: Jornadas técnicas para alta velocidade, 2007: Córdoba, Espanha.

Galvín, P. and Domínguez, J. - *Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on the Córdoba-Málaga line*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2009. 29:4, p. 641-657.

Gao, M. M.; Ke, Z. T. and Yang, Y. Q. - *Influence of elastic sleepers on dynamic response of culvert and running train*. In: 3rd International Symposium on Environmental Vibrations: Prediction, Monitoring, Mitigation and Evaluation, 2007: Taipei, Taiwan.

Gautier, J. L. - *Asphalt treated base material under ballast: an innovative experiment on the east european high speed track*. In: Workshop Track for high-speed railways, FEUP. 2006: Porto, Portugal.

Geocontrole - *Relatório da Amostra (39757)*. 2005a. Sondagem PK42+089VAE/VDE, p. 1-10.

Geocontrole - *Relatório da Amostra (43573)*. 2005b. Sondagem STOCK VIAD.AZAM, p. 1-9.

Geocontrole - *Relatório da amostra (39987)*. 2005c. Sondagem EMP.ARNEIROS, p. 1-12.

Gidel, G.; Hornych, P.; Chauvin, J.-J.; Breyse, D. and Denis, A. - *A new approach for investigation the permanent deformation behaviour of unbound granular material using the repeated load triaxial apparatus*, 2001. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées. Paris, France.

Goicoechea, J. N. - *Principios esenciales en el diseño de la infraestructura ferroviaria. Innovaciones técnicas en la línea Madrid-Sevilla* In: Jornadas técnicas para alta velocidade, 2007: Córdoba, Espanha.

Grassie, S. L. - *Resilient railpads: their dynamic behaviour in the laboratory and on track*. ARCHIVE: Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit 1989-1996 (vols 203-210), 1989. 203:16, p. 25-32.

Guérin, N.; Sab, K. and Moucheron, P. - *Identification expérimentale d'une loi de tassement du ballast*. Canada Geotechnical Journal, 1999. 36, p. 523-532.

Hess, J. - *Rail expansion joints - the underestimated track work material?* In: Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways, 2007: Porto, Portugal.

Hornych, P.; Abd, A. E.; Lekarp, F.; Kolisoja, P. and Piau, J. M. - *Selection and evaluation of models for predicting of permanent deformation of unbound granular materials in road pavements*, SAMARIS - Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure, Work Package 5. SAM-05-DE10. 2006.

Hunt, H. E. M. - *Track Settlement Adjacent to Bridge Abutments*. In: Vehicle-Infrastructure Interaction IV, 1996: San Diego, USA.

Hunt, H. E. M. - *Settlement of railway track near bridge abutments*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Transport, 1997. 123:1, p. 68-73.

Igeland, A. and Oscarsson, J. - *Modelling of railway track for computer simulation of dynamic train/track interaction*. In: 15th International conference on modal analysis, 1997: Tokyo, Japan.

Indraratna, B. and Salim, W. - *Mechanics of Ballasted Tail Tracks. A Geotechnical perspective*. 2005. Taylor & Francis.

INNOTRACK - Innovative Track Systems Coordinated by: Union Internationale des Chemins de fer (UIC), 2006-2009. <http://www.innotrack.net/article/presentation> (2011)

Ionescu, D. - *Evaluation of the engineering behaviour of railway ballast*. PhD thesis. 2004, University of Wollongong.

Ishida, M.; Moto, T.; Kono, A. and Jin, Y. - *Influence of Loose Sleeper on Track Dynamics and Bending Fatigue of Rail Welds*. Quarterly Report of RTRI, 1999. 40:2, p. 80-85.

Ishida, M. and Suzuki, T. - *Effect on track settlement of interaction excited by leading and trailing axles*. Quarterly Report of RTRI (Railway Technical Research Institute) (Japan), 2005. 46:1, p. 1-6.

Jacobsson, L. - *Review of research on railway ballast behaviour - Experimental findings and constitutive models*, 1998. Chalmers University of Technology. Gothenburg, Sweden.

Johnson, K. L. - *Contact mechanics*. 1985. Cambridge: Cambridge University.

Kaewunruen, S. and Remennikov, A. - *An Alternative Rail Pad Tester for Measuring Dynamic Properties of Rail Pads Under Large Preloads*. Experimental Mechanics, 2008. 48:1, p. 55-64.

Kaynia, A. M.; Madshus, C. and Zackrisson, P. - *Ground vibration from high-speed trains: prediction and countermeasure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE 126, 2000. p. 531-537.

Kerr, A. D. - *On the determination of the rail support modulus k* . International Journal of Solids and Structures, 2000. 37:32, p. 4335-4351.

Kerr, A. D. and Bathurst, L. A. - *Pads ease track stiffness*. Railway Track and Structures, 2000. 96, p. 57-64.

Knothe, K. and Wu, Y. - *Receptance behaviour of railway track and subgrade*. Archive of Applied Mechanics (Ingenieur Archiv), 1998. 68:7, p. 457-470.

Knothe, K.; Yu, M. and Ilias, H. - *Measurement and Modelling of Resilient Rubber Rail-Pads*. System dynamics and long-term behaviour of railway vehicles, track and subgrade by Karl Popp and Werner Schiehlen. Springer, 2003. p. 265-274.

Lackenby, J. - *Triaxial behaviour of ballast and the role of confining pressure under cyclic loading*. PhD thesis. 2006, University of Wollongong.

Lane, H.; Ekevid, T.; Kettil, P.; Ching, C. Y. and Wiberg, N.-E. - *Vehicle-track-underground modeling of rail induced wave propagation*. Computers & Structures, 2007a. 85:15-16, p. 1215-1229.

Lane, H.; Kettil, P. and Wiberg, N.-E. - *Rail Vibrations caused by Ground Stiffness Transitions*. In: ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2007b: Creta, Greece.

Larsson, R. and Dahlberg, T. - *Under-Sleeper-Pads at varying track stiffness*. In: 14 Nordiska Sminariet i Järnvägsteknik, 2006: Sweden.

Lei, X. and Mao, L. - *Dynamic response analyses of vehicle and track coupled system on track transition of conventional high speed railway*. Journal of Sound and Vibration, 2004. 271:3-5, p. 1133-1146.

Lekarp, F. and Dawson, A. - *Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials*. Construction and Building Materials, 1998. 12:1, p. 9-18.

Lekarp, F.; Isacsson, U. and Dawson, A. - *State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates*. Journal of Transportation Engineering, 2000. 126:1, p. 76-83.

Li, D. and Davis, D. - *Transition of Railroad Bridge Approaches*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 2005. p. 1392-1398.

Li, D. and Selig, E. T. - *Method for railroad track foundation design. I: Development*. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 1998. 124:4, p. 316.

- Li, M. X. D. and Berggren, E. G. - *A Study of the Effect of Global Track Stiffness and its Variations on Track Performance: Simulation and Measurement*. Proc. IMechE Vol.224 Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, 2010. p. 375-382.
- Lin, K. Q. and Wong, I. H. - *Use of deep cement mixing to reduce settlements at bridge approaches*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999. p. 309-320.
- Lombaert, G.; Degrande, G.; Kogut, J. and François, S. - *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations*. Journal of Sound and Vibration, 2006. 297:3-5, p. 512-535.
- López Pita, A. - *Deterioration of track geometric quality on high speed lines: the experience of the Madrid - Sevilla line*. In: Workshop Track for high-speed railways, FEUP. 2006: Porto, Portugal.
- López Pita, A. and Teixeira, P. - *New criteria in embankment-bridge transitions on high-speed lines*. In: Structures for high speed railway transportation, IABSE Conference, 2003: Antwerp, Belgium.
- López Pita, A.; Teixeira, P. F. and Robusté, R. - *High speed and track deterioration: the role of vertical stiffness of the track*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Part F: Journal of Rail and Rapid Transit 2004. 218:1, p. 31-40.
- LS-DYNA - *Theory Guide*. 2006. Livermore Software Technology Corporation.
- Lundqvist, A. and Dahlberg, T. - *Dynamic train/track interaction including model for track settlement evolvement*. Vehicle System Dynamics, 2004. 41, p. 667-676.
- Lundqvist, A. and Dahlberg, T. - *Load impact on railway track due to unsupported sleepers*. Proc. IMechE, 2005. 219 Part F: J. Rail and Rapid Transit, p. 67-77.
- Lundqvist, A.; Larsson, R. and Dahlberg, R. - *Influence of railway track stiffness variations on wheel/rail contact force*. In: Workshop Track for high speed railways, 2006: Porto, Portugal.
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. - *Finite dynamic model for infinite media*. Journal of the Engineering Mechanics Division - ASCE, 1969. p. 859-877.
- Madshus, C. and Kaynia, A. M. - *High-speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed*. Journal of Sound and Vibration, 2000. 231:3, p. 689-701.

Maes, J.; Sol, H. and Guillaume, P. - *Measurements of the dynamic railpad properties*. journal of Sound and Vibration, 2006. 293:3-5, p. 557-565.

Man, A. P. D. - *A survey of dynamic railway track properties and their quality*. PhD thesis. 2002, Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.

Mauer, L. - *An interactive track-train dynamic model for calculation of track error growth*. Vehicle System Dynamics, 1995. Supplement 24, p. 209-221.

Mijar, A. R. and Arora, J. S. - *Review of formulations for elastostatic frictional contact problems*. Structural and Multidisciplinary Optimization, 2000. 20:3, p. 167-189.

Mijar, A. R. and Arora, J. S. - *An augmented Lagrangian optimization method for contact analysis problems, 1: formulation and algorithm*. Structural and Multidisciplinary Optimization, 2004. 28:2, p. 99-112.

Montanelli, F. and Recalcati, P. - *Geogrid reinforced railways embankments: design concepts and experimental test results*. In: Structures for High-Speed Railway Transportation: IABSE Symposium, 2003: Antwerp, Belgium.

Namura, A. and Suzuki, T. - *Evaluation of countermeasures against differential settlement at track transitions*. Quarterly Report of RTRI (Railway Technical Research Institute) (Japan), 2007. p. 176-182.

Narayanan, R. M.; Jakub, J. W.; Li, D. and Elias, S. E. G. - *Railroad track modulus estimation using ground penetrating radar measurements*. NDT & E International, 2004. 37:2, p. 141-151.

Neves, S. G. M.; Azevedo, A. F. M. and Calçada, R. - *A direct method for analyzing the vertical vehicle–structure interaction*. Engineering Structures, 2012. 34:0, p. 414-420.

Nicks, J. - *Preliminary numerical simulations of the bump at the end of the railway bridges*. In: Fourth International Young Geotechnical Engineers Conference 2009: Alexandria, Egypt.

Nielsen, J. - *High-frequency vertical wheel-rail contact forces. Validation of a prediction model by field testing*. In: 7th International Conference on Contact and Wear of Rail/Wheel Systems, 2006: Brisbane, Australia.

Nielsen, J. and Igeland, A. - *Vertical dynamic interaction between train and track - influence of wheel and track imperfections*. journal of Sound and Vibration, 1995. 187 (5), p. 825-839.

Nielsen, J. C. O.; Lund, R.; Johansson, A. and Vernerström, T. - *Train-Track Interaction and Mechanisms of Irregular Wear on Wheel and Rail Surfaces*. Vehicle System Dynamics, 2003. 40:1, p. 3-54.

Norman, C. - *Measurement of railroad track modulus from a moving railcar*. Master thesis. 2004, Department of Mechanical Engineering, University of Nebraska.

ORE - *Deformation properties of ballast. Laboratory and track tests (Text and appendices)*, 1970. Office of Research and Experiments of the International Union of Railway. Utrecht.

Oscarsson, J. and Dahlberg, T. - *Dynamic train-track-ballast interaction - Computer models and full-scale experiments*. Vehicle System Dynamics, 1998. 29, p. 73-84.

Paute, J. L.; Horny, P. and Benaben, J. P. - *Comportement mécanique des graves non traitées*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussée, 1994. Paris.

Pinto, N. M. P.; Alves Ribeiro, C.; Mendes, J. and Calçada, R. - *Development of an optical system for monitoring the vertical displacements of the track in high speed railways*. In: EVACES - Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, 2009a: Poland.

Pinto, N. M. P.; Alves Ribeiro, C.; Mendes, J. and Calçada, R. - *An Optical System for Monitoring the Vertical Displacements of the Track in High Speed Railways*. In: 3rd International Conference on Integrity, Reliability & Failure, 2009b: Porto, Portugal.

Pombo, J.; Ambrósio, J. and Silva, M. - *A new wheel-rail contact model for railway dynamics*. Vehicle System Dynamics, 2007. 45:2, p. 165-189.

Popp, K.; Knothe, K. and Pöpper, C. - *System dynamics and long-term behaviour of railway vehicles, track and subgrade: report on the DFG priority programme in Germany and subsequent research*. Vehicle System Dynamics, 2005. 43, p. 485-538.

Popp, K.; Kruse, H. and Kaiser, I. - *Vehicle-Track Dynamics in the Mid-Frequency Range*. Vehicle System Dynamics, 1999. 31:5 - 6, p. 423-464.

Puppala, A. J.; Mohammad, L. N. and Allen, A. - *Permanent Deformation Characterization of Subgrade Soils from RLT Test*. Journal of Materials in Civil Engineering, 1999. 11:4, p. 1006-1013.

Read, D. and Li, D. - *Research Results Digest 79. Design of track transitions*, 2006. Transportation Technology Center TTCL. Pueblo, Colorado.

Rigueiro, C.; Rebelo, C. and Simões da Silva, L. - *Influence of ballast models in the dynamic response of railway viaducts*. Journal of Sound and Vibration, 2010. 329:15, p. 3030-3040.

Robison, J. L. and Luna, R. - *Deformation Analysis of Modeling of Missouri Bridge Approach Embankments*. In: Proceedings of Geotechnical Engineering for Transportation Projects, 2004: Los Angeles.

Sánchez Doblado, M. - *El desarrollo de una red ferroviaria moderna*. In: Jornadas Técnicas: Ingeniería para Alta Velocidad. Veinte años de experiencia en España, Fundación Caminos de Hierro. 2007: Córdoba.

Sanguino, C. and Requejo, G. - *Numerical methods for the analysis of longitudinal interaction between track and structure*. In: Workshop on Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways, FEUP. 2007: Porto - Portugal.

Sato, Y. - *Japanese studies on deterioration of ballasted track*. Vehicle System Dynamics - Supplement 24, 1995. p. 197 - 208.

Savidis, S. A.; Hirschauer, R.; Bode, C. and Schepers, W. - *3D - Simulation of dynamic interaction between track and layered subground*. System dynamics and long-term behaviour of railway vehicles, track and subgrade by Karl Popp and Werner Schiehlen. Springer, 2003. p. 431-450.

Schooleman, R. B. - *Overgang kunstwerk-aardebaan voor de hoge-snelheidslijn*. Master thesis. 1996, Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.

Selig, E. T. and Li, D. - *Track modulus: its meaning and factors influencing it*. Transportation Research Record 1994. 1470, p. 47-54.

Selig, E. T. and Waters, J. M. - *Track geotechnology and substructure management*. 1994. Thomas Telford.

Sharpe, P.; Armitage, R. J.; Heggie, W. G. and Rogers, A. - *Innovative design of transition zones*. In: Railway Engineering, 2002: Edinburgh, United Kingdom.

Shin, E. C.; Kim, D. H. and Das, B. M. - *Geogrid-reinforced railroad bed settlement due to cyclic load*. Geotechnical and Geological Engineering, 2002. 20:3, p. 261-271.

Smekal, A. - *Transition structures of railway bridges*. In: World Congress on Railway Research, 1997: Florence, Italy.

Smekal, A.; Berggren, E. and Hrubec, K. - *Track-substructure investigations using ground penetrating radar and track loading vehicle*. In: Railway Engineering, 2003: London, UK.

SOMAGUE and NEOPUL - *Passagem inferior ao km 40+250 (PH126 A). Dimensionamento - Cortes e alçados*. 2006a. LN1225636-2B-3B.TF, p. 3.

SOMAGUE and NEOPUL - *Passagem inferior ao km 40+250 (PH126 A). Pormenores*. 2006b. LN1225636-5B.TF, p. 5.

SOMAGUE and NEOPUL - *Passagem inferior ao km 40+250 (PH126 A). Faseamento construtivo*. 2006c. LN1225636-1B.TF, p. 1.

SUPERTRACK - Sustained performance of railway tracks. Coordinated by: Union Internationale des Chemins de fer (UIC), 2002-2005.

http://cordis.europa.eu/search/index.cfm?fuseaction=proj.document&PJ_RCN=5670070 (2011)

SUPERTRACK - *Retrofitting of track sections by hydraulic fracture injections*, 2005a. Laboratorio de Geotecnia, CEDEX. Madrid, Spain.

SUPERTRACK - *Numerical simulation of train-track dynamics*, 2005b. Linköping University. Linköping, Sweden.

SUPERTRACK - *Track Measurements in Beugnâtre*, 2005c. SNCF. France.

Sussman, T.; Ebersöhn, W. and Selig, E. - *Fundamental Nonlinear Track Load-Deflection Behavior for Condition Evaluation*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2001. 1742:-1, p. 61-67.

Sussmann, T. R.; Ebersöhn, W. and Selig, E. T. - *Fudamental nonlinear track load-deflection behavior for condition evaluation*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2001. 1742, p. 61-67.

Sussmann, T. R.; Selig, E. T. and Hyslip, J. P. - *Railway track condition indicators from ground penetrating radar*. NDT & E International, 2003. 36:3, p. 157-167.

Teixeira, P. - *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimitzación de su rigidez vertical*. Tesis doctoral. 2004, Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España.

Teixeira, P. - *Improvement of high-speed track design by using a bituminous sub-ballast layer*. In: Workshop Track for high-speed railways, 2006: Porto, Portugal.

Telliskivi, T.; Olofsson, U.; Sellgren, U. and Kruse, P. - *A tool and a method for FE analysis of wheel and rail interaction*. In: ANSYS Conference, 2000: Pittsburgh, Pennsylvania.

Thompson, D. J. - *Experimental analysis of wave propagation in railway tracks*. Journal of Sound and Vibration, 1997. 203:5, p. 867-888.

Thompson, D. J.; van Vliet, W. J. and Verheij, J. W. - *Developments of the indirect method for measuring the high frequency dynamic stiffness of resilient elements*. Journal of Sound and Vibration, 1998. 213:1, p. 169-188.

UIC - *Testing and approval of railway vehicles from the point of view of their dynamic behaviour - Safety - Track fatigue - Ride quality*. 2005.

UIC - *Earthworks and track bed for railway lines*. 2008.

UIC - *High speed lines in the world*. Coordinated by: UIC, 2011.

<http://www.uic.org/spip.php?article573> (2011)

Vale, C. - *Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva das vias de alta velocidade*. Tese de doutoramento. 2010, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.

Van Dalen, K. N. and Metrikine, A. V. - *Transition radiation of elastic waves at the interface of two elastic half-planes*. Journal of Sound and Vibration, 2008. 310:3, p. 702-717.

Varandas, J. N.; Hölscher, P. and Silva, M. A. G. - *Dynamic behaviour of railway tracks on transitions zones*. Computers & Structures, 2011. 89:13-14, p. 1468-1479.

Viana da Fonseca, A.; Domingues, A. M. and Amaral, M. F. - *Laboratory seismic wave measurements for dynamic characterization of a cemented aggregates*. In: ASTM Symposium on Dynamic Testing of Soil and Rock: Field and Laboratory, Org. by D18 Com. 2012: San Diego.

White, W.; Lee, I. K. and Valliappan, S. - *Unified Boundary for Finite Dynamic Models*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1977. 103:5, p. 949-964.

Wriggers, P. - *Computational Contact Mechanics*. 2002. Wiley.

Wu, T. X. and Thompson, D. J. - *The effects of local preload on the foundation stiffness and vertical vibration of railway track*. Journal of Sound and Vibration, 1999a. 219:5, p. 881-904.

- Wu, T. X. and Thompson, D. J. - *A double Timoshenko beam model for vertical vibration analysis of railway track at high frequencies*. Journal of Sound and Vibration, 1999b. 224:2, p. 329-348.
- Wu, T. X. and Thompson, D. J. - *Theoretical Investigation of Wheel/Rail Non-Linear Interaction due to Roughness Excitation*. Vehicle System Dynamics, 2000. 34:4, p. 261-282.
- Xia, H.; Han, Y.; Zhang, N. and Guo, W. - *Dynamic analysis of train-bridge system subjected to non-uniform seismic excitations*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2006. 35, p. 1563-1579.
- Yan, W. and Fischer, F. D. - *Applicability of the Hertz contact theory to rail-wheel contact problems*. Archive of Applied Mechanics, 2000. 70:4, p. 255-268.
- Yang, Y.-B. and Yau, J.-D. - *Vehicle-bridge interaction element for dynamic analysis*. Journal of Structural Engineering, 1997. 123:11, p. 1512-1518.
- Yang, Y. B.; Yau, J. D. and Wu, Y. S. - *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics: with applications to High-Speed Railways*. 2004. Singapore: World Scientific.
- Zhai, W. M.; Wang, K. Y. and Lin, J. H. - *Modelling and experiment of railway ballast vibrations*. Journal of Sound and Vibration, 2004. 270:4-5, p. 673-683.
- Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L. - *The finite element method for solid and structural mechanics*. 6th Edition, 2005. Elsevier.